

NOTAT

Oppdrag **Flomsikring Mjøndalsbekken**
Kunde **NVE**
Notat nr. **G-not-001**
Dato **22/12/2017**
Til **NVE**
Fra **Rambøll v/ Aiga de Zeeuw**
Kopi

FLOMSIKRING MJØNDALEN – GEOTEKNISKE VURDERINGER FOR PUMPESTASJON OG BEKKELØP I MJØNDALSELVA

Dato 22/12/2017

1. Innledning

Rambøll Norge AS skal på oppdrag fra Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) bistå med prosjektering av flere flomsikringstiltak i Mjøndalen. Dette notatet omhandler geoteknisk prosjektering på skisseprosjektnivå av en pumpestasjon i Mjøndalsbekken ved E134 og en rehabilitering av en kulvert i Mjøndalsbekken ved veggen Orkidehøgda. Pumpestasjonen skal bygges inntil en eksisterende kulvert. I forbindelse med bygging av pumpestasjonen skal det utføres terrengendringer og en utvidelse av bekkeløp foran kulvert og planlagt pumpestasjon.

Rambøll
Hoffsveien 4
Postboks 427 Skøyen
0213 Oslo

T +47 22 51 80 00
F +47 22 51 80 01
www.ramboll.no

I dette notatet angis det mulige løsninger for geoteknisk prosjektering for planlagt pumpestasjon og kulvert. Sør for pumpestasjonen ligger en tomt som skal benyttes til deponering av masser. Terrenggeometrien av denne tomten varierer og Rambøll har basert seg på maksimale oppfyllingshøyder som er angitt i reguleringsplan. For å rehabilitere kulvert under Orkidehøgda er det behov å legge om Orkidehøgda på en midlertidig anleggsvei som går over Mjøndalsbekken. Stabilitet av anleggsveien er også tatt med i dette notatet.

2. Terreng- og grunnforhold

Geostrøm AS har utført totalsonderinger på oppdrag fra NVE, som ikke er rapportert ennå. Det er utført firetotalsonderinger ved planlagt pumpestasjon (borpunkt, r. 1-4) og to totalsonderinger ved kulvert (B46 og B47b) som skal rehabiliteres. I vedlegg 1 er det tatt med borplan av de utførte grunnundersøkelser og utskrifter fra de relevante totalsonderinger.

Rambøll har tatt et arkivsøk internt og hos Statens vegvesen og har funnet følgende relevante rapporter fra område:

- Rambøll, grunnundersøkelsesrapport nr. 1350013122-1:»Nedre Eiker Eiendomsutvikling AS. Kartlegging geoteknikk, Mile», datert 03.07.2016
- Vegdirektoratet Veglaboratoriet rapport nr. F-275-D-2:»E76 HP 01 Bangeløkka X E18-Nedre Eiker bru. Parsell Brattli gård-Industriområdet Mjøndalen. Profil 10400-11180», datert 10.05.1990
- Vegdirektoratet Veglaboratoriet rapport nr. F-275-D-4:»E76 HP 01 Bangeløkka X E18-Nedre Eiker bru. Industriområdet Mjøndalen-Nedre Eiker bru. Profil 11500-11928», datert 23.01.1991

Når det gjelder oppfylning av tomten sør for planlagt pumpestasjon har vi basert oss på følgende reguleringsplan

- Bestemmelser Reguleringsplan Mjøndalen industriområde med mindre vesentlig endring, Planid.:19980001, Sonekode: MJ 02, Arkivnr.: 05/5453, vedtatt 17.01.2006. DS 420/05

I henhold til terrengmodell i oversiktskart V21 ligger E134 ved ca. kote +5,3 over Mjøndalsbekken. Terreng av bekkebunn i selve Mjøndalsbekken er antatt ved kote +0,3. Vannstand i Mjøndalsbekken er angitt til kote +0,9 ved normalvannstand. Nord for Mjøndalsbekken skrånner terrenget opp til ca. kote +3,5. Her står det en hagebutikk med parkeringsplass rundt. Fundamentering av butikkbygget er ikke kjent og det antas å være fundamentert direkte. Terreng sør for Mjøndalsbekken ser ut til å ha vært mellom kote +3 og +5 tidligere. I dag er det et massedeponi her. Ut fra terrengmodellen starter deponiet ca. 15 m sør for bekkeløp ved ca. kote +4,5. Helning av fylling er i snitt ca. på 1:2 og fylling går opp til maks. 13 m.

I Veglaboratoriets rapport nr. F-275-D-2 vises det en dreitrykksondering og en prøveserie ved planlagt pumpestasjon. Geostrøm har også boret fire totalsonderinger ved planlagt pumpestasjon. Grunnen består av i de øverste 5-7 m av Fyllmasser, sand, grusig sand og siltig leire. Videre nedover er det påvist leirig silt og leire. Bergnivå er ikke påvist og den ligger lavere enn kote -25. Det er ikke påvist kvikkleire i prøveserien og dreitrykksonderinger og totalsonderinger viser ikke noen indikasjon på sensitiv leire eller kvikkleire ned mot dybden. Cirka 70 til 100 m sør for pumpestasjon har Rambøll utført tre totalsonderinger, en CPTU-sondering, en prøveserie og en piezometermåling. Grunnvannstand er påvist ved kote +1,4, ca. 100m sør for Mjøndalsbekken. Totalsonderinger stopper i 32 m til 46 m dybde og det er ikke mistanke om forekomst av kvikkleire i disse heller. Grunnen består av 6 til 9m fyllmasser og sandige, siltige grusige masser over sandig, siltig leire.

Det er tatt utgangspunkt i at terreng ved kulvert under Mjøndalsbekken ligger på kote +4,0. Utgraving i kulvert er antatt til kote -0,5. Grunnvannsnivå antas å ligge på kote +0,9, akkurat som ved pumpestasjonen.

Det er utført to totalsonderinger ved hver side av kulvert under Orkidehøgda. Grunnen tolkes å bestå av sandige, siltige og grusige masser i de øverste 6 til 7m. Under de sandige masser antas leire. Det er ikke utført prøvetaking fra disse masser i borhullene B46 og B47B. Men prøveserie i borehull 106 utført av Rambøll sør for pumpestasjon og prøveserie i CL 11180 fra Vegdirektoratet, viser ikke forekomst av sensitiv leire, ved ganske lik geometri av totalsondering. Det er derfor antatt at ikke forekommer sensitive masser i dette området.

3. Prosjekteringsforutsetninger

3.1 Myndighetskrav

Forskrifter:

- TEK 10 §7 Sikkerhet mot naturpåkjenninger
- TEK 10 §10-2 Konstruksjonssikkerhet
- SAK 10 Byggesaksforskriften

Prosjekteringsstandarder:

- NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 (Eurokode 0 – Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner)
- NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 (Eurokode 7 – Geoteknisk prosjektering)
- NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 (Eurokode 8 – Seismisk prosjektering)

Veiledninger:

- Statens vegvesens håndbok V220

3.2 SAK10

§9-2 til 9-4: Prosjektet plasseres i tiltaksklasse 2 iht. SAK 10 §9-4. Rambøll er godkjent for ansvarsrett for tiltaksklasse 1, 2 og 3 for fagområdet geoteknikk.

§10: Dokumentasjon for oppfyllelse av systemkrav

Rambøll sitt kvalitetssystem er sertifisert i henhold til NS-EN ISO 9001:2008 og NS-EN ISO 14001:2004 og tilfredsstiller alle krav i disse standardene som er relevante for virksomheten.

§14-2: Obligatoriske krav om uavhengig kontroll

Iht. SAK 10 §14-2 er prosjektet underlagt uavhengig kontroll for blant annet fagområdet geoteknikk. Uavhengig kontroll utføres av et annet godkjent foretak etter gjeldende veileder.

3.3 TEK 10 § 7 Sikkerhet mot naturpåkjenninger

§ 7-2 Sikkerhet mot flom og storm

Prosjekteringen tar hensyn til flomsituasjon i Drammenselva og Mjøndalsbekken.

§ 7-3 Sikkerhet mot skred

Det er ikke påvist kvikkleire ved planlagt pumpestasjon. Det er heller ikke noen mistanke på forekomst av sensitiv leire ved planlagt kulvert. Områdestabiliteten anses derfor som tilfredsstillende.

3.4 Kontroll av prosjektering iht. NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016

3.4.1 Pumpestasjon

NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 stiller krav til prosjektering ut fra geoteknisk kategori. Bygging av pumpestasjon vurderes å ligge i geoteknisk kategori 2. Tabell NA.A1(901) i nasjonalt tillegg til Eurokode 0 (NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016) gir eksempler på byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler i Pålitelighetsklasser (CC/RC) fra 1 til 4. Planlagt pumpestasjon vurderes å være i pålitelighetsklasse CC/RC 3 (Samme klasse som gjelder for dammer, veg- og jernbanebroer). Eurokode 0 gir videre føringer for krav til omfang av prosjekteringskontroll og utførelseskontroll, avhengig av pålitelighetsklasse.

- Prosjektet er vurdert i klasse PKK3, noe som medfører krav om egenkontroll (DSL1), intern systematisk kontroll (DSL2) og utvidet kontroll (DSL3) for prosjektering. *«Utvidet kontroll i prosjekteringsklasse PKK3 bør i tillegg til en kontroll som bekrefter at egenkontroll er intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av det prosjekterende foretaket, minst omfatte kontroll av de samme punktene angitt for egenkontroll i NA.A1(1903.2) og være i et omfang som gir tillit til at prosjekteringen er tilfredsstillende. Kontrollen kan begrenses til konstruksjonens hovedbæresystem eller stabilitet ved geoteknisk prosjektering.*
MERKNAD: Denne standarden forutsetter at det utføres uavhengig kontroll i henhold til byggesaksforskriftene SAK10§14-2 siste ledd. Den uavhengige kontrollen vil da være begrenset til en bekreftelse av at kontrollen etter standard er gjennomført og dokumentert.
Den utvidete kontrollen skal utføres i byggeherrens regi, enten av byggeherrens egen organisasjon eller et annet foretak som er uavhengig av foretaket som utførte arbeidene. Den som utfører uavhengig kontroll etter byggesaksforskriften, kan også utføre den utvidete kontroll der det er hensiktsmessig.
Den prosjekterende bør forviss seg om at den utvidete kontrollen er gjennomført, at tilbakemelding er mottatt og at eventuelle bemerkninger blir avklart.»
- Prosjektet er vurdert i klasse UKK3, noe som medfører krav til egenkontroll (IL1), Intern systematisk kontroll (IL2) og utvidet kontroll (IL3) for utførelse.

3.4.2 Kulvert Orkidehøgda

Bygging av kulvert vurderes å ligge i geoteknisk kategori 2. Tabell NA.A1(901) i nasjonalt tillegg til Eurokode 0 (NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016) gir eksempler på byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler i Pålitelighetsklasser (CC/RC) fra 1 til 4. Planlagt kulvert vurderes å være i pålitelighetsklasse CC/RC 2 (CC

velges siden det er forretningsbygg rundt kulvert). Eurokode 0 gir videre føringer for krav til omfang av prosjekteringskontroll og utførelseskontroll, avhengig av pålitelighetsklasse, se også vedlegg 4:

- Prosjektet er vurdert i klasse PKK2, noe som medfører krav om egenkontroll (DSL1), intern systematisk kontroll (DSL2) og utvidet kontroll (DSL3) for prosjektering.
- Prosjektet er vurdert i klasse UKK2, noe som medfører krav til egenkontroll (IL1), Intern systematisk kontroll (IL2) og utvidet kontroll (IL3) for utførelse.

3.5 NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016

Minimumsverdier for γ i henhold til NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016, tabell NA.A.4 er $\gamma_{\phi'/c'} \geq 1,25$ for friksjonsvinkel og effektiv kohesjon og $\gamma_{cu} \geq 1,4$ for udrenert skjærfasthet.

Tabell A.4 – Partialfaktorer for jordparametere (γ)

Jordparameter	Symbol	Sett	
		M1	M2
Friksjonsvinkel ^a	γ_{ϕ}	1,0	1,25
Effektiv kohesjon	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Udrenert skjærfasthet	γ_{cu}	1,0	1,4
Enaksial fasthet	γ_{qu}	1,0	1,4
Tyngdetetthet	γ_{γ}	1,0	1,0
^a Denne faktoren gjelder for $\tan \phi'$			

Figur 1: Materialkoeffisienter for jordparametere tatt fra NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016

3.6 Statens vegvesens håndbok V220

3.6.1 Pumpestasjon E134

Siden pumpestasjonen ligger inntil eksisterende E134 klassifiseres tiltak som berører E134 i konsekvensklasse CC3 (etter NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016). Ras mot bekkeløp som ikke berører vegbane defineres i tiltaksklasse CC2.

Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,25 / 1,4 *	1,3 / 1,4 *	1,4
CC2 Alvorlig	1,3 / 1,4 *	1,4	1,5
CC3 Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

* NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 krever at $\gamma_M \geq 1,4$ ved totalspenningsanalyser

Figur 3: Tabell tatt fra Statens vegvesen håndbok V220

For geoteknisk dimensjonering av graveskråning og støttekonstruksjoner mot vegbane velges det en materialfaktor $\gamma_m \geq 1,4$ for nøytralt og alvorlige konsekvenser. For ras i effektivspenningsmateriale som ikke berører vegbane velges det en materialfaktor $\gamma_m \geq 1,4$ for nøytralt brudd og alvorlige konsekvenser.

3.6.2 Kulvert Orkidehøgda

Kulverten ligger under vegen Orkidehøgda, som er en lokalvei og tiltak klassifiseres i konsekvensklasse CC2 (etter NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016). Også ras mot bekkeløp fra omleggingsvei defineres i tiltaksklasse CC2.

For geoteknisk dimensjonering av graveskråning og støttekonstruksjoner mot vegbane velges det en materialfaktor $\gamma_m \geq 1,5$ for kontraktant brudd og alvorlige konsekvenser. For ras i effektivspenningsmateriale som ikke berører vegbane velges det en materialfaktor $\gamma_m \geq 1,4$ for nøytralt brudd og alvorlige konsekvenser.

3.7 Konklusjon

For å tilfredsstille alle tekniske krav nevnt ovenfor er det valgt en materialfaktor $\gamma_m \geq 1,4$ for geoteknisk dimensjonering og for beregning av stabilitet som berører Vegbane av E134.

For ras som berører vegen Orkidehøgda er det valgt en materialfaktor $\gamma_m \geq 1,5$ for geoteknisk dimensjonering

Det er ikke satt krav med tanke på risiko for overflateras i skråningen mot Mjøndalsbekken, men eksisterende situasjon skal ikke forverres.

4. Materialparametere

Valgte designparametere er basert på utførte prøveserier og CPTU-sondering presentert i Rambølls rapport nr. 1350013122-1 og SVV rapport nr. F-275-D-2.

4.1 Tyngdetetthet

I de geotekniske vurderingene er det benyttet følgende tyngdetetthet

Fyllmasser 18,0 kN/m³

Sand	18,5 kN/m ³
Sand/silt	19,0 kN/m ³
Leire	19,5 kN/m ³

For Kalk/semest-stabilisert leire er det benyttet 19,5 kN/m³ som tyngdetetthet.

4.2 Udrenert skjærfasthet

Den udrenerte skjærfastheten som benyttes i stabilitetsberegningene er valgt ut fra prøveserier og tolkning fra CPTU-sondering. Det vises til vedlegg 2 for CPTU-tolkning.

Kalk-/semest-stabilisert leire ble simulert med s_u -analyse med $s_{uD}=150$ kPa for kalksemestmaterialet. Dette gir direkte skjærstyrke $s_{uD}=75$ kPa for det stabiliserte volumet med 40 % dekningsgrad, og $s_{uD}=50$ kPa for volumet med 25 % dekningsgrad. CPT-tester av kalk/semest-peler utført i forbindelse med kulvertbygging viser at pelene hadde en gjennomsnittlig skjærstyrke av $s_{uD}=100$ kPa ned til kote -5. Under kote -5 økte skjærstyrka betydelig til verdier over 200 kPa.

4.3 Anisotropi og tøyingskompatibilitet

I beregningene tas det hensyn til spenningsanisotropien i leira, dvs. at udrenert skjærfasthet varierer med hovedspenningsretningene (ADP-analyse). Utgangspunktet er udrenert aktiv skjærfasthet s_{uA} (styrke der glideflaten ligger i aktiv sone).

Direkte og passiv skjærstyrke er valgt i henhold NIFS rapport 14/2014 for $I_p \leq 10\%$:

- S_{uD} (sprøbrudd/kvikk) = 0,63 S_{uA} (ikke sprøbrudd)
- S_{uP} (sprøbrudd/kvikk) = 0,35 S_{uA} (ikke sprøbrudd)

4.4 Drenert skjærfasthet

Bestemmelse av effektive skjærstyrkeparametere i leiren (som også inkluderer sprøbruddmaterialet) er basert på erfaringsverdier, selv om det finnes et treaksialforsøk som gir mer gunstige verdier. Følgende verdier er benyttet for kohesjon og friksjonsvinkel:

Fyllmasser	$c=0,0$ kN/m ²	$\phi=33,0^\circ$
Sand	$c=0,0$ kN/m ²	$\phi=33,0^\circ$
Sand/silt	$c=3$ kN/m ²	$\phi=31,0^\circ$
Leire, silt	$c=5$ kN/m ²	$\phi=26,0^\circ$
Kvikkleire	$c=0$ kN/m ²	$\phi=24,0^\circ$

4.5 Poretrykk

Det er antatt hydrostatisk poretrykk i leire. I stabilitetsberegninger er det tatt med lav-/normalvannstand på kote 0,9 i bekkeløp. Maksimalvannstand er antatt på kote +2,93 i Mjøndalsbekken ut grunnlagstegning V90 fra Dr.Blasy-Dr. Øverland. Vannstand bak pumpestasjonen kan antas å være opp til kote +4,9, som er toppnivå av støyvoll som skal plasseres ved begge sider av E134.

Spunt er satt på kote +3 for å ta høyde for økt vannstand i forbindelse med anleggsperioden. Bekken skal i dette tilfellet legges rundt anleggsområdet med hjelp av hevert.

5. Stabilitet

Rambøll har utført stabilitetsanalyser med dataprogrammet GeoSuite Stability, både med effektivspenningsanalyse og totalspenningsanalyse (ADP).

Det er utført stabilitetsanalyse for et tverrprofil A-A som går foran pumpestasjonen og profil B-B for kulverten ved Orkidehøgda. Det ble utført beregninger for dagens situasjon, kritisk situasjon i anleggsfase og permanent situasjon.

5.1 Profil A-A

Profil A-A er valgt i forbindelse med utgraving for etablering av pumpestasjon og går fra fyllingen i sør og nordover mot pumpestasjonen. Beregningene viser at kritiske glideflater som går inn i Evjabekken har dårlig stabilitet i dagens tilstand med materialkoeffisient $\gamma_m=1,02$ for ADP-analyse. Det må utføres tiltak med senking av terrenget av fyllingen mot sør ned til kote +8 og av k/s-forsterkning av grunnen. Med disse tiltakene økes materialkoeffisienten til $\gamma_m \geq 1,4$. Se tegning V001 for detaljer.

Profil A-A	Totalspennings-analyse (ADP)	Effektivspennings-analyse	Krav
Dagens situasjon	1,02	1,23	1,4
K/S-stabilisering ved pumpestasjon og justering av terreng	1,4	2,31	1,4

Tabell 1 - Resultater fra stabilitetsberegninger for profil A-A

5.2 Profil B-B

Profil B-B viser er for et kritisk snitt som går langs vegen Orkidehøgda. Det er bare beregnet stabilitet i anleggsfase.

Profil B-B	Totalspennings-analyse (ADP)	Effektivspennings-analyse	Krav
Anleggsfase	3,43	4,20	1,4

Tabell 2 - Resultater fra stabilitetsberegninger med effektivspenningsanalyse for profil B-B

Beregninger viser at graving kan utføres med helning 1:1,5 ned til kote +2,0. Det skal graves minst 3 m fra hver side av planlagt spunkasse på kote +2,0 for å ha en arbeidsplattform, men også for å bedre stabilitetsforhold. Situasjon i anleggsfase er tilfredsstillende.

6. Spuntkonstruksjon

6.1 Kulvert under Orkidehøga

Det er tatt utgangspunkt i at terreng ved kulvert under Mjøndalsbekken ligger på kote +4,0. Utgraving i kulvert er antatt til kote -0,5. Grunnvannsnivå antas å ligge på kote +0,9, akkurat som ved pumpestasjonen. I utgangspunktet er det god nok plass til å etablere en

naturlig graveskråning for både. Det er likevel valgt å dimensjonere en spunt rundt planlagt kulvert, siden massene består av siltige, sandige masser under grunnvannstand. Siltige sandige masser står i fare for å bli spylt ut av grunnvannstand og spunt skal holde massene på plass. Spunt skal rammes ned til leirmasser.

Det anbefales at det benyttes en uavstivet U-spunt rundt byggegropa. Beregnet elastisk motstandsmoment er ganske lite, men spunten må eventuell rammes forbi noe stein og grus i fyllmassene. Derfor anbefales det å ha minste elastisk motstandsmoment $W_x > 1000 \text{ cm}^3$. Spunt skal rammes ned fra utgravingsnivå kote +2,0. Spuntlengde som rammes er profiler med minst 8 m lengde ned til kote -6, som stoppe i leire.

Fremgangsmåte:

- Graving ned til kote +2,0 med helning 1:1,5. Nivå på siden av spunt er på kote +2,0 minst 3m utover (se kapittel stabilitet)
- Ramming av 8 m langs spuntnåler ned til kote -6,0,
- Graving ned til kote +1,0 på innsiden av spunkasse
- Installasjon av stiver og pute på kote +0,5
- Graving ned til kote -0,5
- Evt. trekking av spunt etter at kulverten er etablert

6.2 Spuntkonstruksjon ved pumpe-stasjonen

For å ivareta vanntett byggegrop samt geoteknisk stabilitet er det prosjektert spunt også rundt pumpe-stasjonen. Nødvendig elastisk motstandsmoment er $W > 1200 \text{ cm}^3$. Overkant spunt er på kote +3 for å ta høyde for flomsituasjon i Mjøndalsbekken. Underkant spunt er på kote -9 i tette leirmasser. Det skal kalksementstabiliseres i byggegropa for å ivareta geoteknisk stabilitet.

Fremgangsmåte:

- Avlastning av terreng på nabotomt til kote +8 som vist på tegning V001.
- Forgraving til kote +3 før ramming av spunt.
- Ramming av 12 m langs spuntnåler ned til kote -9,0
- Forgraving til kote +1,5 før kalksementstabilisering
- Kalksementstabilisering med enkeltribber i kryssmønster i byggegropa.
- Graving ned til kote +1,0 på innsiden av spunt
- Installasjon av stivere og puter på kote +1,0
- Graving ned til prosjektert gravenivå, men ikke dypere enn kote -1,7.
- Støping av pumpe-stasjon med utsparinger for tverrstivere.
- Demontering av puter og stivere når betongkonstruksjonen kan ta opp jordtrykkslast fra spunt.
- Spunt skal ikke trekkes pga risiko for setninger.

7. Dimensjonering av kalk/semest-stabilisering ved pumpe-stasjonen

Midlere skjærstyrke i kalk/semest-stabilisert sone må være $s_{uD} = 75 \text{ kPa}$ i byggegropa og 50 kPa utenfor byggegropa ifølge stabilitetsberegningene. Se for øvrig tegning V001 for detaljer.

I forbindelse med kalk/semest-stabilisering for kulvert ble det utført 10 CPT-forsøk i eksisterende peler etter 1-3 døgn herdingtid. Resultater viser at oppnådd skjærstyrke i pelene var ca. 80-100 kPa i leire og over 250 kPa i kvikkleire etter kort herdetid.

Vi har antatt en $s_{uD}=150$ kPa for k/s-stabilisert leire og $s_{uD}=28$ kPa for in situ leire. Skjærstyrken i leire er valgt på bakgrunn av treaksialforsøk utført for leire på kote -5 på Miletomta. Dette fører til en nødvendig dekningsgrad av $\mu=40\%$ for området i byggepropa og 25 % for området vest av byggepropa, se tegning V001. Det er valgt å benytte blandingsforhold 50% multicem/50% sement, som også ga gode resultater i forrige omgang med kalk/semest-stabilisering. Installasjonsmengde for Ø600mm peler skal være 110 kg/m³.

Installeringsarbeidene må følges opp med poretrykksmålinger. Det kan benyttes eksisterende poretrykksmålere som ble benyttet i forrige fase. Poretrykksmåling skal utføres kontinuerlig. Poretrykksøkning kan medføre behov for pauser i arbeidet.

Kalk/semest-pelene skal installeres i utgangspunkt som enkeltribber og enkeltpeler. Nærmere detaljer for pelemønster må utarbeides før igangsetting av tiltaket.

8. Dimensjonering av Pumpestasjon

Pumpestasjonen anbefales å direktefundamenteres på stedlige sandmasser med hel bunnplate.

8.1 Oppdrift

På vestsiden av pumpestasjon skal vannivået i Mjøndalsbekken og pumpestasjonen være likt. Maksimalvannstand i Mjøndalsbekken er angitt til kote +2,94. På østsiden av pumpestasjon kan vannet stå høyere ved E134, helt opp til kote +4,9 som er toppnivå av flomvoll. Det vil i tillegg være nærmere 6 meter skjevfordelt oppfylling mellom øst og vestsiden av stasjonen.

8.2 Bæreevne/stabilitet

Det er utført en beregning med elementmetodeprogrammet PLAXIS 2D for å vurdere den geotekniske stabiliteten til pumpestasjonen. Den kritiske situasjonen er funnet å være med maksimalt flomnivå på kote +4,9 i Drammenselva og normalvannstand i Mjøndalsbekken på kote +0,9. Beregningen gir da en sikkerhetsfaktor på $F=1,31$. Da beregningen ikke tar inn virkningen av passivtrykket mot den dypeste delen av pumpestasjonen som ligger med uk på kote -1,6 eller sidefriksjon langs veggene, vurderes det likevel at stabiliteten er tilfredsstillende.

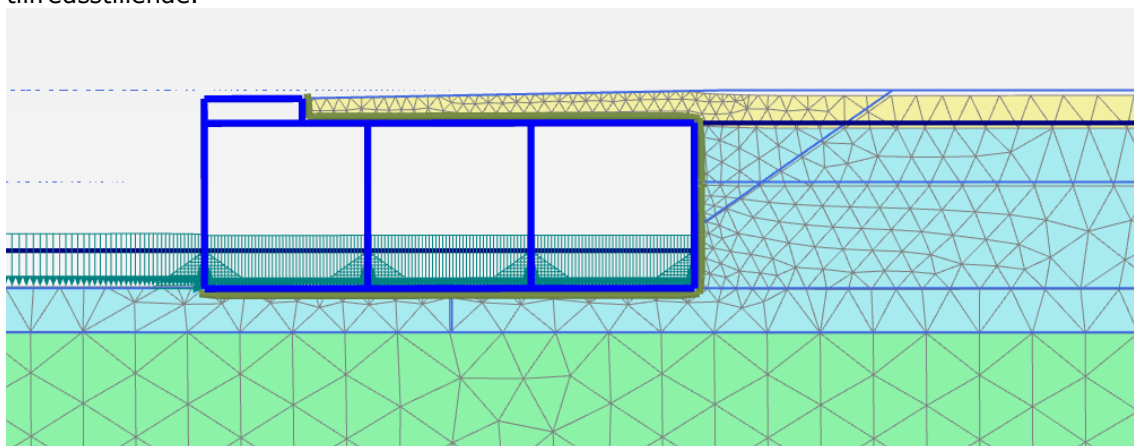


Figure 1: PLAXIS 2D-modell for vurdering av geoteknisk stabilitet ved flom.

8.3 Seismisk dimensjonering

NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 (heretter kalt EC8) har vært gjeldende standard for seismisk dimensjonering i Norge siden 2010. EC8 setter i prinsippet krav til at alle konstruksjoner i Norge skal motstå seismisk påvirkning. Tilfeller der det er gitt mulighet å utelate dimensjonering av konstruksjoner for seismisk påvirkning er gitt i pkt. NS-EN1998 NA.3.2.1(5). Det antas det at pumpestasjonen klassifiseres i seismisk klasse I, noe som gjør at det ikke er krav om seismisk dimensjonering.

9. Dimensjonering av kulvert

Kulverten anbefales å direktefundamenteres på stedlige sandmasser. Kulverten vil ikke være utsatt for oppdrift og antas å bli klassifisert i seismisk klasse I.

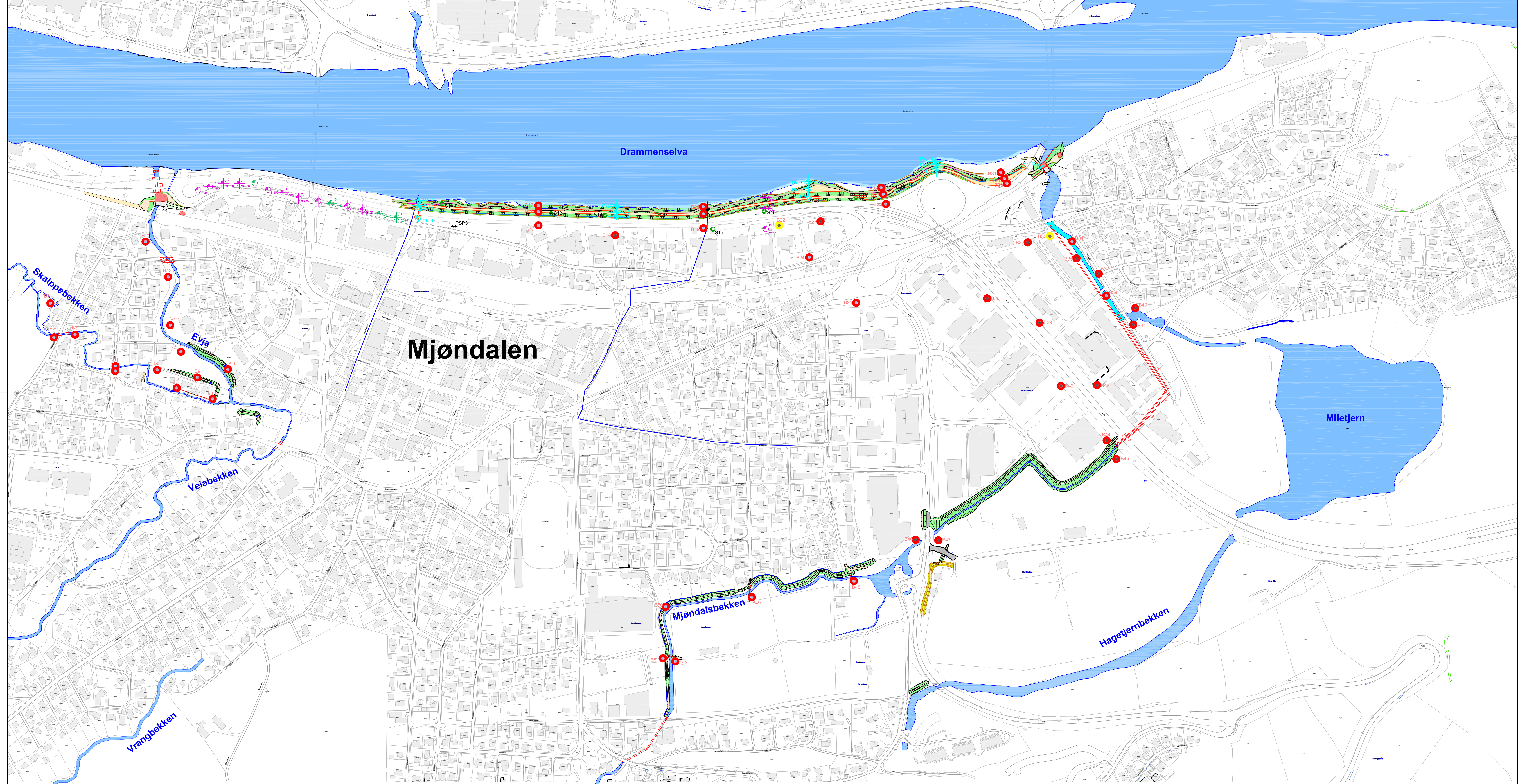
10. Setninger

Det vil kunne oppstå setninger i området ved pumpestasjonen siden terrenget her skal heves fra dagens nivå til kote +5,8. Dagens terreng varierer fra kote 0 i området ved bekken og opp til kote +4 i områdene rundt. Disse arbeidene antas å kunne medføre opp mot 15 cm setning av terrenget bak konstruksjonen og ca. 5 cm setning av selve konstruksjonen.

Aiga de Zeeuw/Tor-Ivan Granheim

Vedlegg:

- 1: Borplan og relevante borutskriftter fra grunnundersøkelser utført av Geostrøm 2017
- 2: Tolkning CPTU-sondering



- Tegnforklaring:**
- Eksisterende boringer:
 - Pkt2 Eksisterende borepunkt
 - PSP3 Eksisterende grunnvannbrønner
 - S19 Boring (Kilde: Statens Vegvesen, Veglaboratoriet, Oppdrag F 125 B rapport nr. 1 Hovedplanundersøkelse, E 76 Krokstadelva-Sem, Parsell Mjøndalen Langebru, Proff 11000-14000, 9. juni 1980.)
 - Boring (Kilde: Statens Vegvesen, Veglaboratoriet, Oppdrag Nr. 2012033929-22 Geoteknikk E134 Mjøndalen - Langebru Bredeutvidelse for midtdeler, 2013-08-27)
 - (Totalsondring og prøveserie) Pkt. Nr. Høyde borepunkt

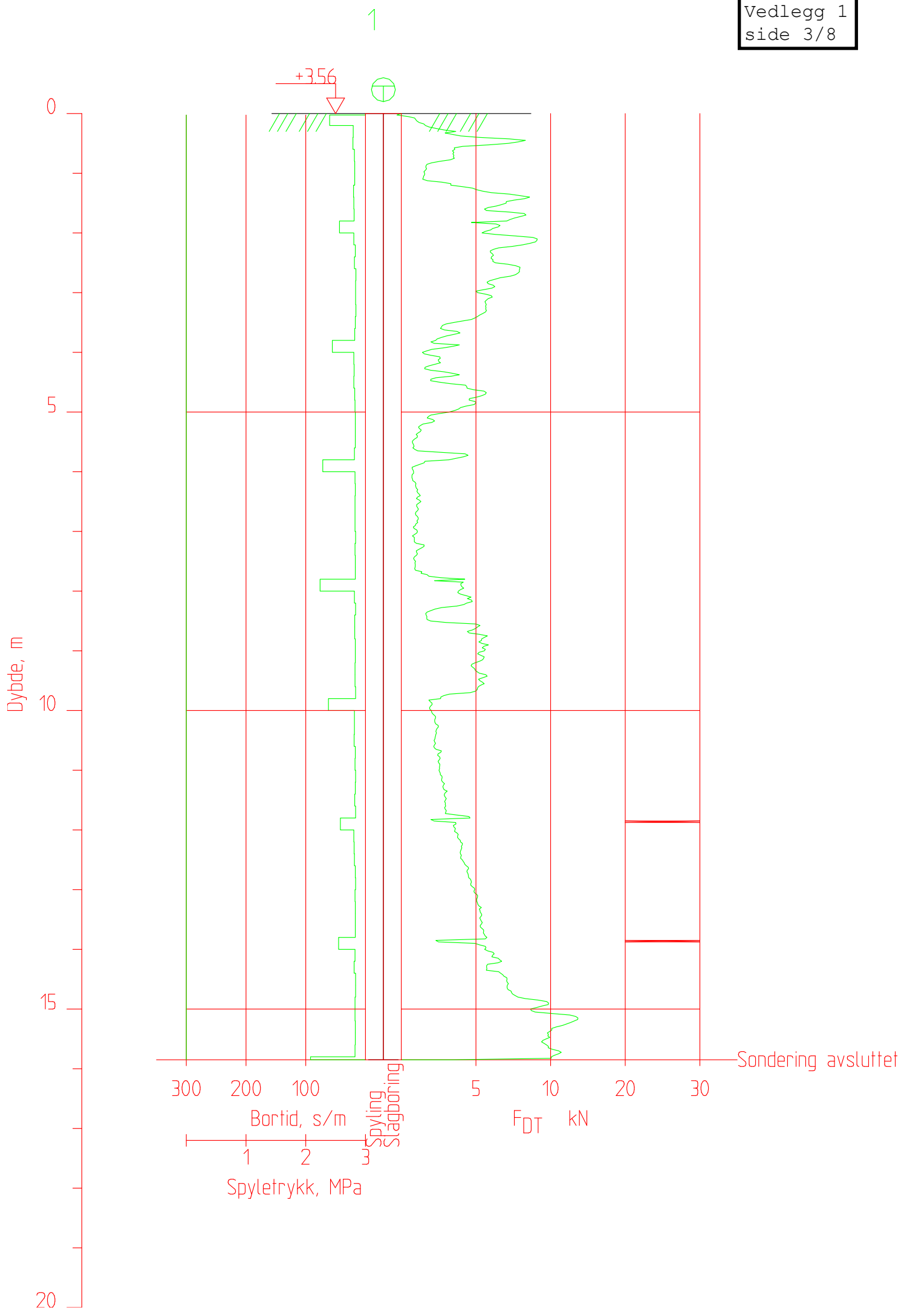
- Planlagt boringer:**
- Nye punkter (totalsondring) uten prøvetaking for forurensning
 - Nye punkter og i tillegg prøver for forurensning
 - Nye grunnvannbrønner
 - Planlagt bekkedåpning

Mjøndalen

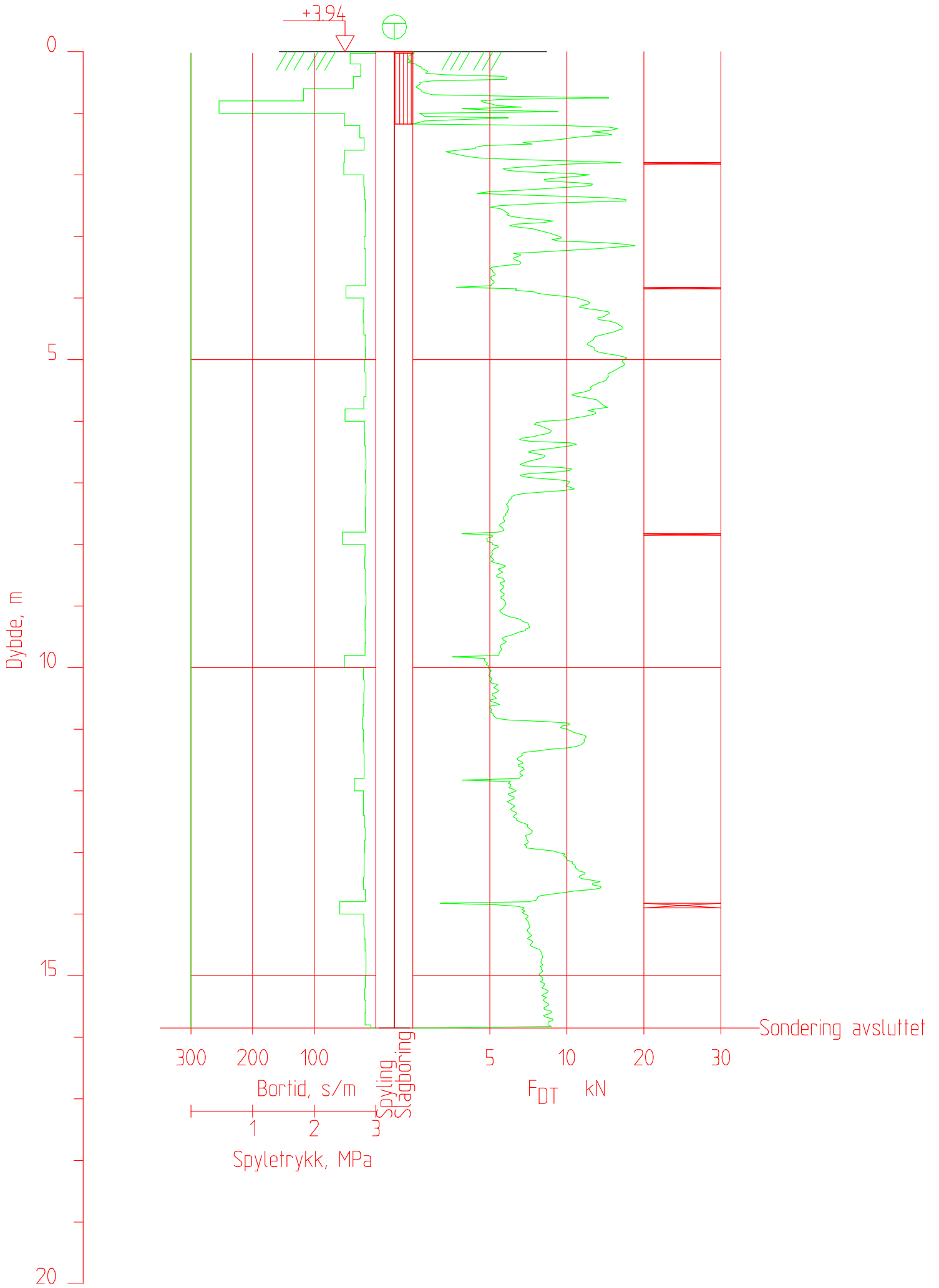
Milejern

Prosjekt:	Flomsikring Mjøndalen Nedre Eiker kommune	Prosjektnr.:	ea-NVE-008.07
Målestokk:	1 : 2.500	Vedlegg:	-
Oppdragsgiver:	Norges vassdrags- og energidirektorat Region sør Anton Jenssens gate 5 N-3103 Tønsberg	Plannr.:	B 10
Dato:	03.05.2017	Dato:	Mars 2017
Signatur:		Navn:	Fuchs
		Tegnet:	Mars 2017
		Kontroll:	03.05.2017
		Øverland:	
		Planlegging:	
		Dr. Blasy - Dr. Øverland	
		Bechende Ingenieure GmbH & Co. KG	
		Moosestrasse 3 D - 82279 Eching am Ammersee	
		Dato:	03.05.2017
		Signatur:	

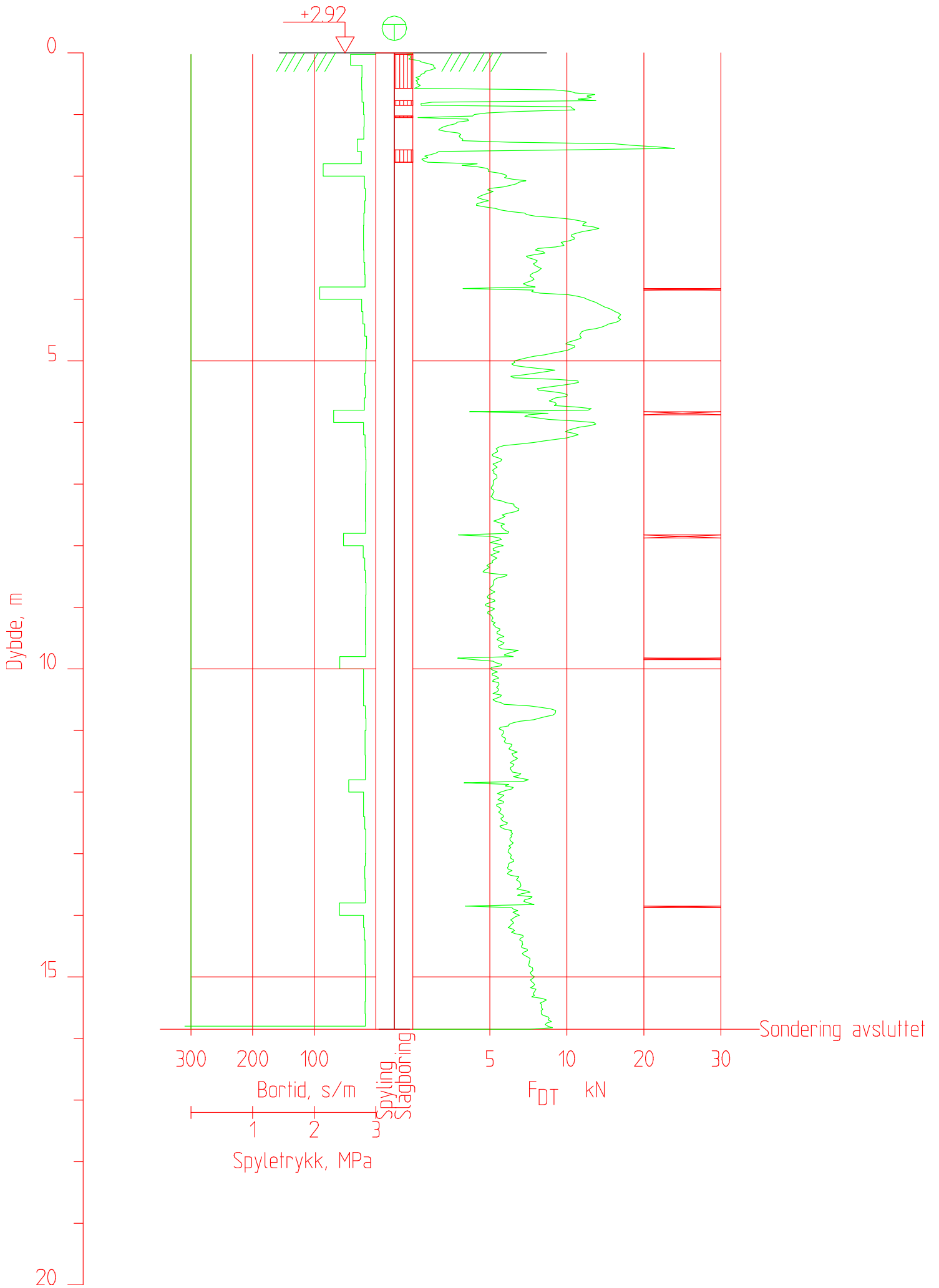


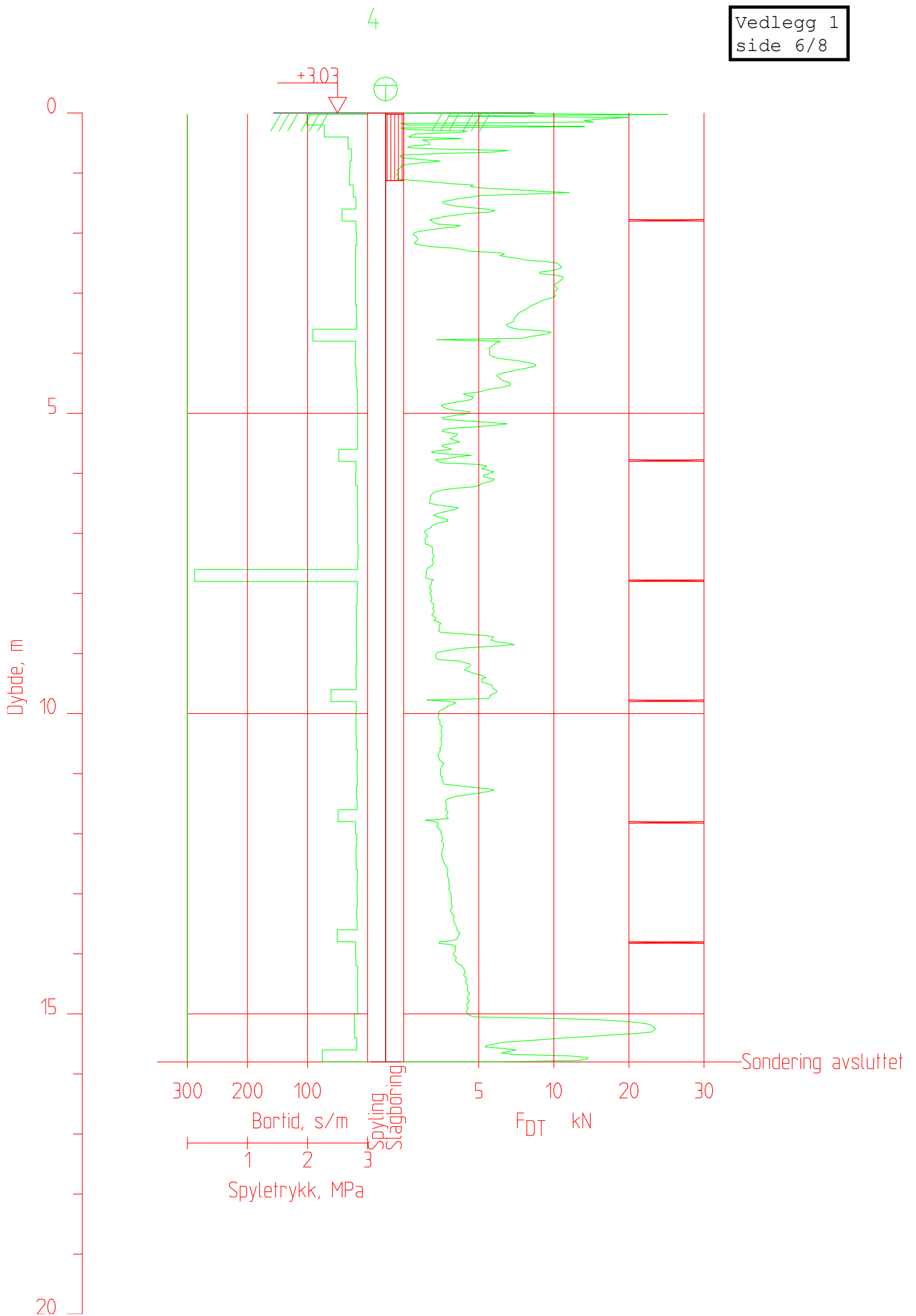


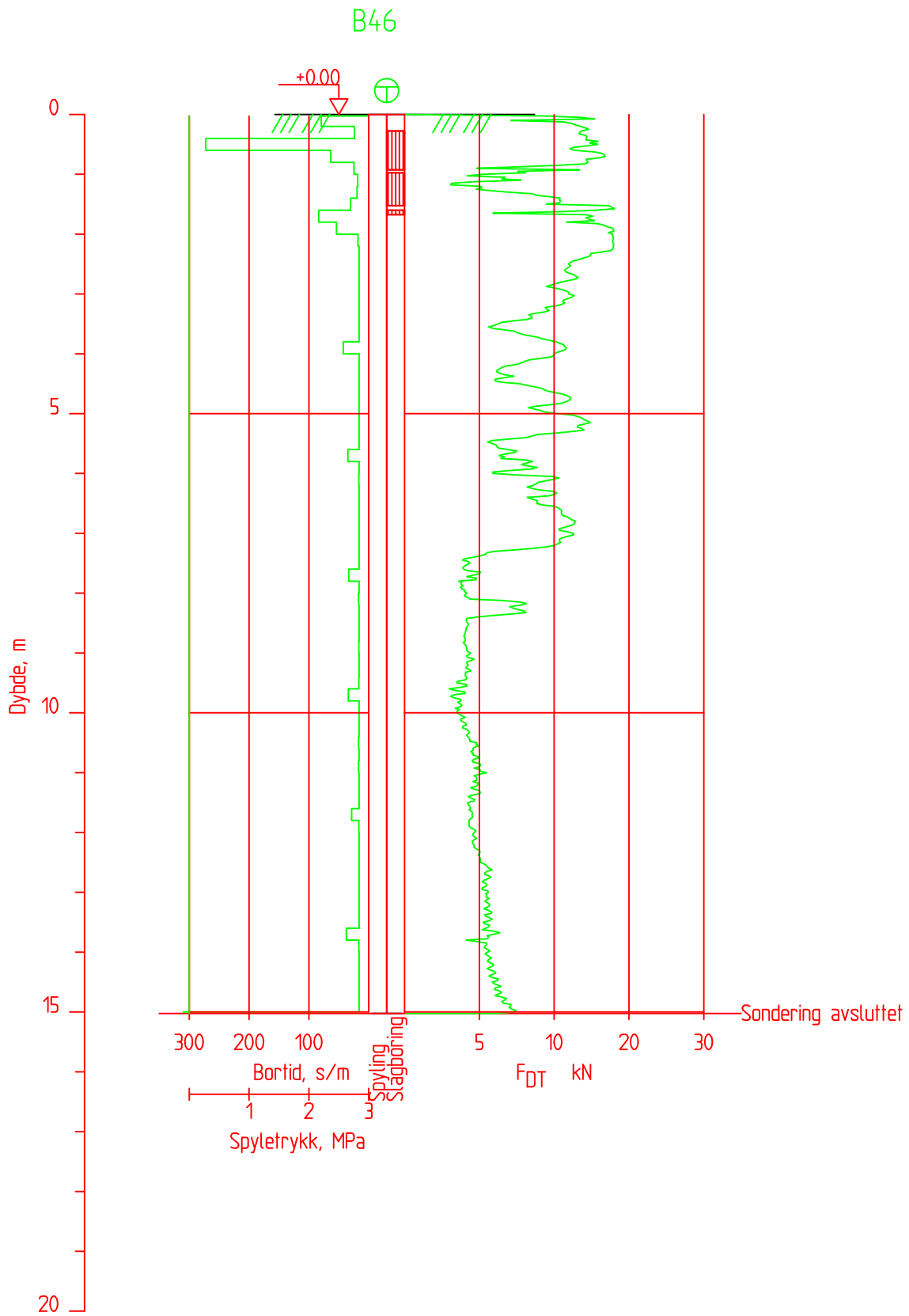
2

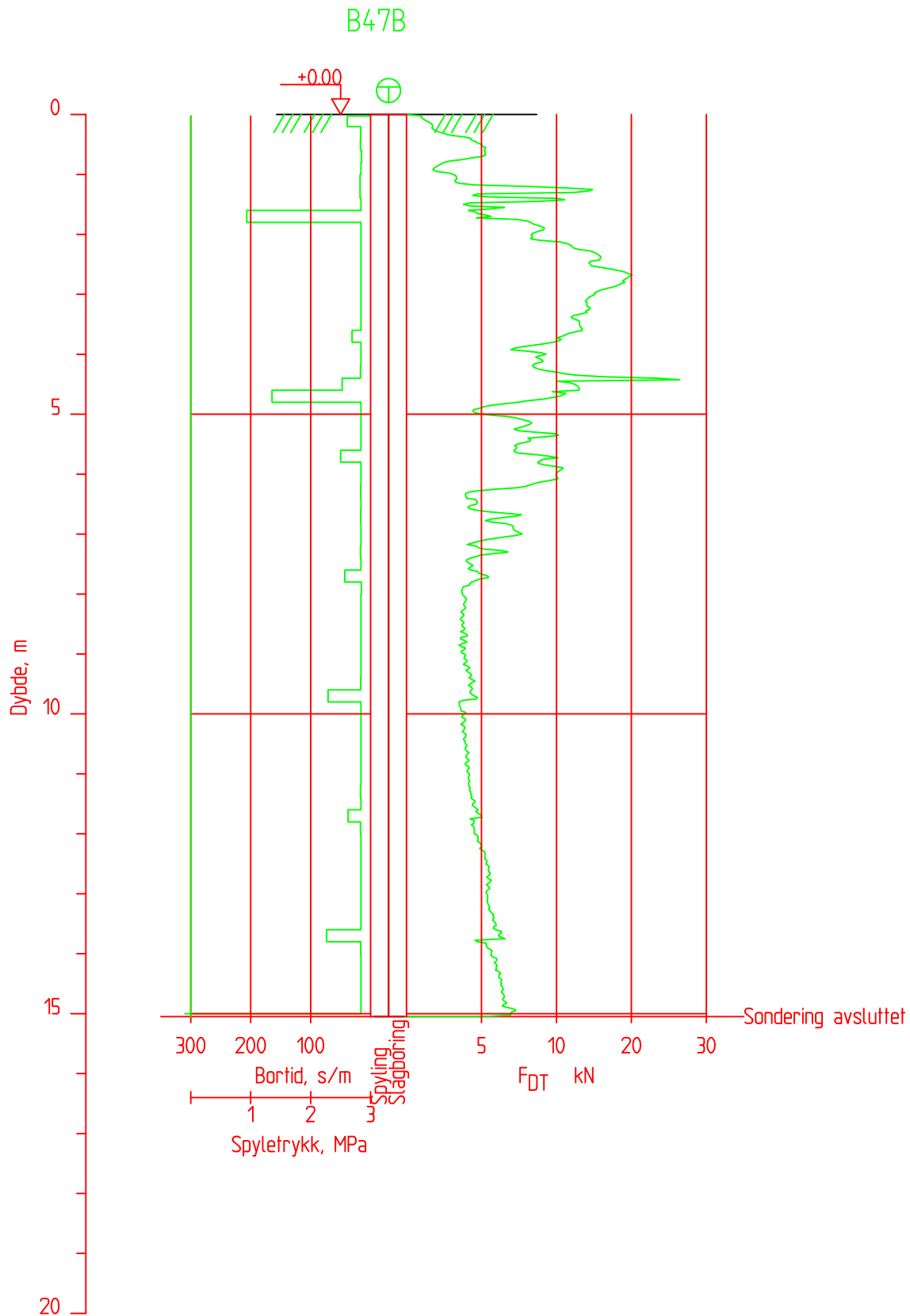


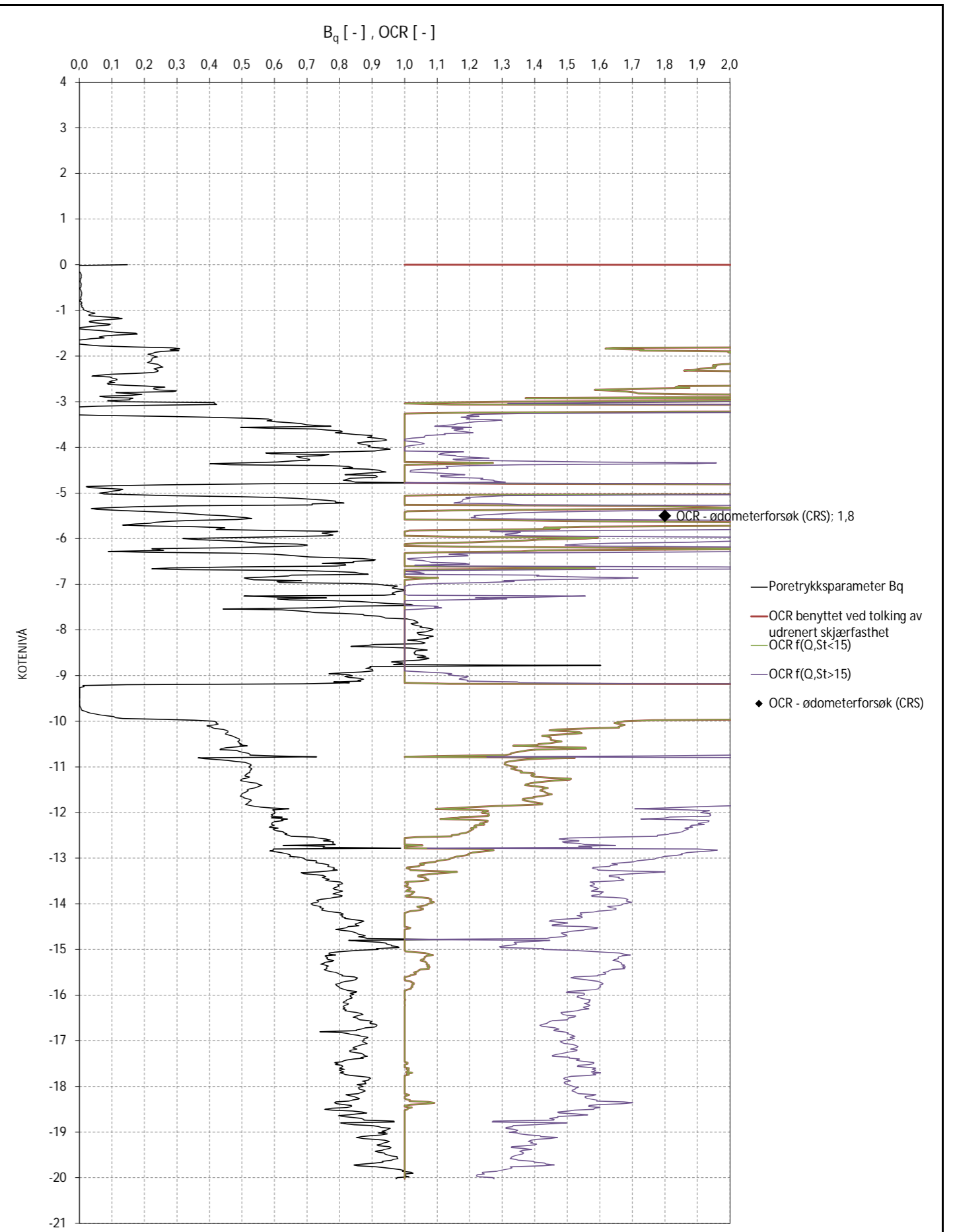
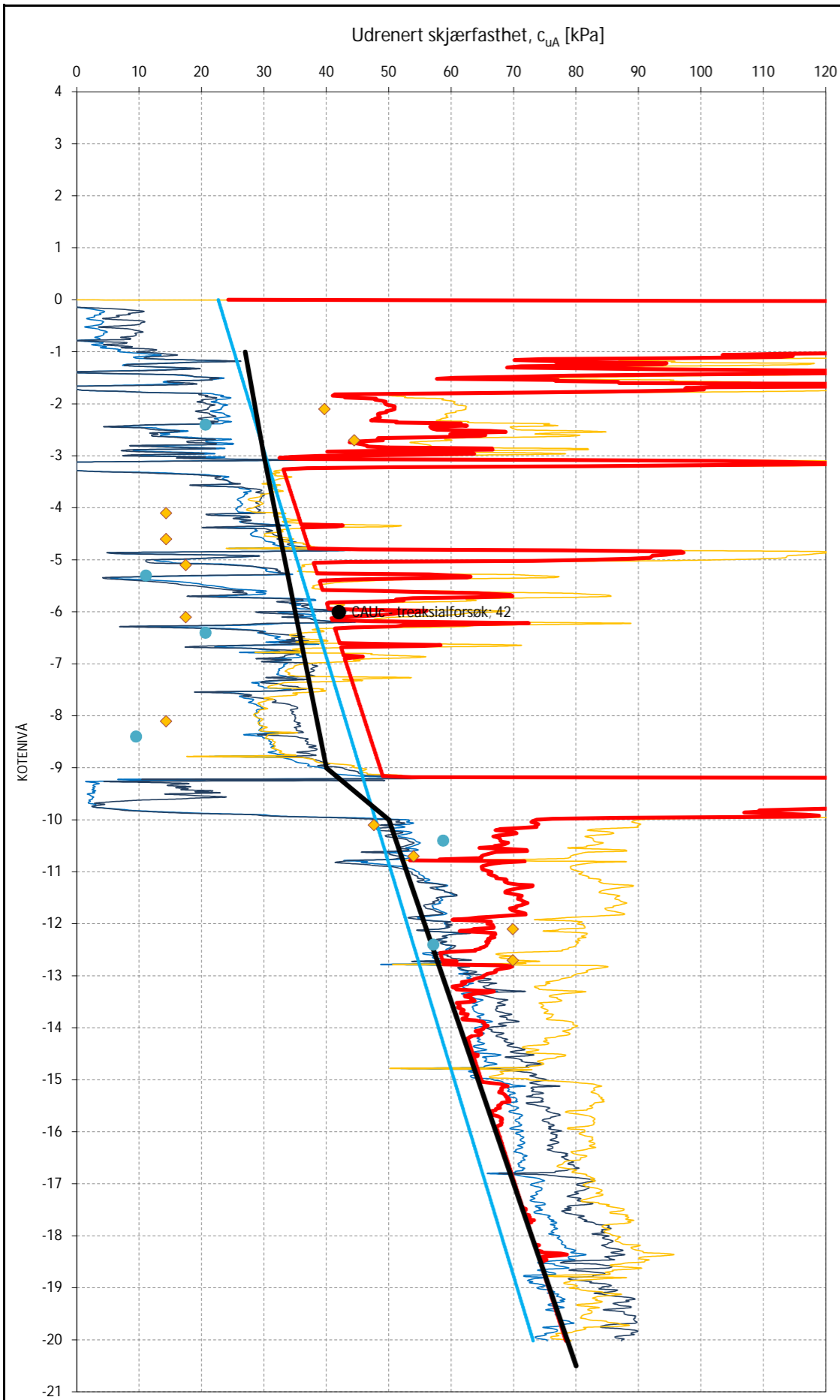
3











Tolkningsgrunnlag

In-situ poretrykk:	Hydrostatisk	Romvekt:	Konstant, 19 kN/m ³
Grunnvannstand [Z]:	3,6 m	SHANSEP-normalisering:	$\alpha = 0,3 \quad \beta = 0,7$
Overkonsolidering:	OCR fra CPTU		Verdier for enaks/konus anses representative for direkte skjærfasthet og er derfor korrigert med anisotropiforholdet $CuD/CuA = 0,63$
Plastisitetsindeks, I_p:	Konstant, $I_p = 5$		

Designlinje, c_{uA} :	
Kote	c_{uA}
-1,0	27,0
-3,0	30,0
-9,0	40,0
-10,0	50,0
-20,5	80,0



0			Oppdrag 1350013122
0			Vedlegg 2
Borpunkt: 106	Terrengekote: 5,0	Tegn./kontr. ADZ/TIG	Tegn. Nr. -
Tolking/presentasjon av CPTU Udrenert skjærfasthet og OCR		Dato 15.05.2017	