



Markus Harald Egon Harmuth, BSc

**Identifizierung der Grenzen von Drucksondierungen in halbfesten
bis festen Böden (Hard Soil – Soft Rock)**

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften – Geotechnical and Hydraulic Engineering

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Thomas Marcher

Dipl.-Ing. Stefan Stauder, BSc

Institut für Felsmechanik und Tunnelbau

Technische Universität Graz

Graz, Mai 2020

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

AFFIDAVIT

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Masterarbeit identisch.

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources/resources, and that I have explicitly marked all material which has been quoted either literally or by content from the used sources. The text document uploaded to TUGRAZonline is identical to the present master's thesis.

Datum / Date

Unterschrift / Signature

Gleichheitsgrundsatz

Aus Gründen der Lesbarkeit wurde in dieser Arbeit darauf verzichtet, geschlechtsspezifische Formulierungen zu verwenden. Jedoch möchte ich ausdrücklich festhalten, dass die bei Personen verwendeten maskulinen Formen für beide Geschlechter zu verstehen sind.

Danksagung

Ohne die Unterstützung vieler beteiligter Personen, wäre das Verfassen dieser Arbeit nicht möglich gewesen. In erster Linie möchte ich einen großen Dank an Herrn Univ.-Prof. DI Dr.-Ing. Thomas Marcher und Herrn DI Stefan Stauder, BSc für die Betreuung bei der Erstellung dieser Arbeit aussprechen. Ihre Hinweise und Anregungen waren stets hilfreich bei der Erreichung der Zielsetzungen und rückten für mich auch immer wieder neue Aspekte in den Fokus der Untersuchungen. Ein weiterer Dank gilt der ASFINAG für die Finanzierung der Arbeit, für das zur Verfügung stellen von Daten sowie für die Unterstützung vor Ort, besonders durch Frau Yvonne Monsberger.

Als wesentlicher Part meiner Untersuchungen fungierten Daten aus Felduntersuchungen, welche mit der Fa. Premstaller Geotechnik ZT – GmbH durchgeführt wurden. Ein großer Dank gebührt deswegen auch Dr. Mag. Michael Premstaller und Martin Schlegel, BSc für die lehrreichen Messkampagnen und die Hilfestellungen bei der Auswertung von Rohdaten. Nicht unerwähnt bleiben darf auch die Unterstützung von DI Laurin Hauser, BSc, für das Durchführen einer, zu meinen Untersuchungen passenden, numerischen Simulation.

Zu Letzt aber umso mehr möchte Ich meinen Eltern für die moralische sowie auch finanzielle Unterstützung während meines Studiums danken.

Abstract

Cone penetration testing (CPT) is an in-situ method which is predominantly used to determine geotechnical ground properties of soft fine-grained soils. Due to its fast and cost-efficient applicability, it could also be considered as a tool for estimating ground parameters of hard soils or soft rocks. To explore the limits of conventional CPT devices, three testing campaigns were conducted at the construction site of the Fürstenfelder Schnellstraße S7 located in southeastern Austria. The prevailing geological indication obtained from the investigated ground shows clayey, silty and sandy soils with embedded layers of clay-, silt- and sandstones. In addition to the conventional CPT setup, several measures were administered to ease the ground penetration such as friction reducers, lubrication and different tip geometries. Furthermore a CPT was carried out in the area of a shifting slope to determine its slip surface.

The results show that a cone with a cross section of 15 cm² requires less energy to penetrate the ground and outclasses cones with 10 cm² or a 24 cm² cross section, considering the sounding depth. Furthermore, an expansion of the thrust hole with friction reducers can lead to an increase in penetration depth of up to 30 %. The studies also show that cones with smaller aperture angle (of 40° or 50° instead of 60°) lead to lower thrust forces and therefore can increase the maximum sounding depth. In addition, a potential slip surface could be determined with CPT and SDMT results and the help of surrounding inclinometers.

Ultimately, the results of the CPT soundings show similar ground parameters as the prevailing geological indication, although differences in single specific values such as the friction angle can be detected.

Kurzfassung

Die Drucksondierung (CPT) ist eine in situ Messmethode zur Bestimmung von geotechnischen Bodenkennwerten in vorrangig weichen feinkörnigen Böden. Auf Grund der schnellen und kosteneffizienten Durchführung, wäre eine Anwendbarkeit von diesem Versuchsverfahren auch im Übergangsbereich von harten Böden zu weichen Gesteinen von Vorteil. Um die Grenzen der Sondierbarkeit von konventionellen Drucksondierungen zu erforschen, wurden drei Versuchskampagnen im Südosten Österreichs auf der Baustelle der Fürstenfelder Schnellstraße S7 durchgeführt. Aus im Vorfeld durchgeführten geologischen Erkundungen ist bekannt, dass der Untergrund im Projektgebiet größtenteils tonig, schluffig oder sandig ist und immer wieder von mürben bis harten Ton-, Schluff- oder Sandsteinlagen durchzogen wird. Neben standardmäßigen CPTu-Sondierungen wurden bei den Versuchen auch verschiedene Reibungsminderer und Spitzen unterschiedlicher Geometrien getestet. Zusätzlich wurde zur Detektion von Gleitflächen eine Sondierung an einem Rutschhang durchgeführt.

Aus den Ergebnissen ist ersichtlich, dass durch die Verwendung von 15 cm² Spitzen im Gegensatz zu 10 cm² oder 24 cm² Spitzen, ein geringerer Kraftaufwand benötigt und tiefere Sondierungen ermöglicht werden. Die Anwendung reibungsmindernder Maßnahmen, kann je nach Art des Reibungsminderers, die Sondiertiefe um bis zu 30 % erhöhen. Weiters zeigten die Untersuchungen, dass ein spitzerer Öffnungswinkel des Kegels zu einem geringeren Spitzenwiderstand und tieferen Sondierergebnissen führt (40° und 50° anstelle von 60°). Zusätzlich konnte aus CPTu- und SDMT-Ergebnissen mithilfe von Inklinometermessungen eine potentielle Gleitfläche an einem Rutschhang identifiziert werden.

Aus den Resultaten der Drucksondierungen ergeben sich Bodenkennwerte die größtenteils zumindest im Verlauf mit den Parametern aus den Vorerkundungen übereinstimmen.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Motivation der Untersuchungen.....	1
1.2	Projektgebiet Fürstenfelder Schnellstraße.....	1
1.2.1	Geologischer Überblick	2
1.2.1.1	<i>Baulos 4 und Baulos 5</i>	3
1.2.1.2	<i>Baulos 8</i>	4
2	CPT und SDMT: Status Quo	6
2.1	Drucksondierungen (CPT, CPTu).....	6
2.1.1	Messvorgang.....	6
2.1.2	Anwendungsgebiete.....	7
2.1.3	Einfluss der Spitzegeometrie	8
2.1.4	Reibungsminderer	9
2.1.4.1	<i>Reibungsmindernde Flüssigkeiten</i>	9
2.1.4.2	<i>Fest installierte Reibungsminderer</i>	9
2.1.5	Methoden im „Hard Soil – Soft Rock“ Bereich	10
2.1.6	Grenzen der Sondierbarkeit in harten Böden.....	12
2.1.7	Detektion von Gleitflächen im Rutschungsbereich.....	13
2.2	Flachdilatometer (DMT).....	14
2.2.1	Messvorgang.....	14
2.2.2	Anwendungsgebiete.....	15
2.3	Seismisches Flachdilatometer (SDMT)	15
2.3.1	Messvorgang.....	15
2.3.2	Anwendungsgebiete.....	15
3	Methodik	17
3.1	Grenzen der Sondierbarkeit	17
3.1.1	Feldversuche.....	18
3.1.2	Auswertung	21
3.1.3	Numerische Simulation.....	22
3.2	Detektion von Gleitflächen im Rutschungsbereich.....	24
3.2.1	Feldversuche.....	24
3.2.2	Auswertung	24

3.3	Bodenkennwerte aus CPTu- und SDMT-Verfahren	25
3.3.1	Feldversuche.....	25
3.3.2	Auswertung	25
3.3.2.1	<i>Auswertung der CPTu-Sondierungen</i>	25
3.3.2.2	<i>Auswertung der SDMT-Sondierungen</i>	31
3.3.2.3	<i>Auswertung vorangegangener Untersuchungen</i>	34
4	Ergebnisse	36
4.1	Grenzen der Sondierbarkeit	37
4.1.1	Feldversuche.....	37
4.1.2	Numerische Simulation.....	43
4.2	Detektion von Gleitflächen im Rutschungsbereich.....	44
4.3	Bodenkennwerte aus CPTu- und SDMT-Verfahren	53
5	Interpretation und Diskussion	72
5.1	Grenzen der Sondierbarkeit	72
5.1.1	Vergleich verschiedener Spitzengrößen ohne Reibungsminderer	72
5.1.2	Vergleich von 10 cm ² und 15 cm ² Spitzen	74
5.1.3	Vergleich von 10 cm ² Spitzen mit unterschiedlichen Öffnungswinkeln.....	78
5.1.4	Vergleich von 15 cm ² Spitzen mit unterschiedlichen Öffnungswinkeln.....	79
5.1.5	Numerischer Vergleich für Spitzen mit unterschiedlichen Öffnungswinkeln.....	81
5.1.6	SDMT-Sondierungen in Hard Soil – Soft Rock	81
5.2	Detektion von Gleitflächen im Rutschungsbereich.....	82
5.3	Bodenkennwerte aus CPTu- und SDMT-Verfahren	86
5.3.1	Auswertung der CPTu–Sondierungen	86
5.3.2	Vergleich der CPTu- mit SDMT-Daten.....	88
5.3.3	Vergleich der CPTu-Daten mit vorhandenen Bodenkennwerten.....	89
6	Schlussfolgerung und Ausblick	92
6.1	Schlussfolgerung.....	92
6.2	Ausblick.....	93
7	Literatur	95
	Anhang A	98

Anhang B	99
Anhang C	105
Anhang D	115

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Übersicht S7 Fürstenfelder Schnellstraße (Asfinag, 2017b)	2
Abbildung 2: Schematischer Aufbau des Bodens in den Baulosen 4, 5 und 8.....	3
Abbildung 3: Schematische Darstellung einer 15 cm ² Sondierspitze.....	7
Abbildung 4: T-Bar-, Ball- und Spitzenpenetrometer (Randolph, 2016).....	8
Abbildung 5: Ring, Hülse und Stege (4 Stück um Querschnitt) als Reibungsminderer (Reibungsminderer von Premstaller Geotechnik ZT-GmbH)	9
Abbildung 6: Subtrahierende Drucksondierspitze (Österreichisches Normungsinstitut, 2013)	11
Abbildung 7: CPTWD (Lunne, 2012) (links) und Selbstbohrendes Pressiometer (Cambridge Insitu Ltd., 2020) (rechts).....	11
Abbildung 8: Schematische Darstellung der Flachdilatometerklinge; die Ausdehnung der Membran ist überhöht dargestellt.....	14
Abbildung 9: Schematische Darstellung der seismischen Dilatometermessung	16
Abbildung 10: Lage der Messorte 1 bis 5.....	17
Abbildung 11: Messfahrzeug (von Premstaller Geotechnik ZT-GmbH) für CPT- und SDMT- Sondierungen	18
Abbildung 12: 15 cm ² Spitzen mit Öffnungswinkel von 40°, 50° und 60° (v.l.n.r.)	19
Abbildung 13: 10 cm ² Spitzen mit Öffnungswinkel von 40°, 50° und 60° (v.l.n.r.)	19
Abbildung 14: Reibungsminderer: Hülse von Pagani (links) und 8 Stege um Gestänge (rechts) (von Premstaller Geotechnik ZT-GmbH).....	20
Abbildung 15: Drucksondierung mit Wasserspülung (links) und Drucksondierung mit Verrohrung (rechts) (Apparaturen von Premstaller Geotechnik ZT-GmbH)	21
Abbildung 16: Gesamtdruckkraft gefiltert und ungefiltert.	22
Abbildung 17: Axialsymmetrisches G-PFEM Modell (links) und neu berechnetes Netz während des Druckvorganges (rechts) (Schweiger et al., 2019)	23
Abbildung 18: Normalisierte CPT Bodenverhaltensarten (SBT _n), nach Robertson (2009b).	29

Abbildung 19: Bodenbeschreibung und geschätzte Wichte γ/γ_w (Totani et al., 2001)	33
Abbildung 20: Zusammensetzung der Gesamtdruckkraft von <i>CPTu_2_I_15_nfr</i>	39
Abbildung 21: Zusammensetzung der Gesamtdruckkraft von <i>CPTu_2_II_15_nfr</i>	39
Abbildung 22: Zusammensetzung der Gesamtdruckkraft von <i>CPTu_3_I_15_nfr</i>	40
Abbildung 23: Zusammensetzung der Gesamtdruckkraft von <i>CPTu_4_I_15_nfr</i>	40
Abbildung 24: Zusammensetzung der Gesamtdruckkraft von <i>CPTu_5_I_15_nfr</i>	41
Abbildung 25: Übersicht der Stabilität der Drucklöcher an Messort 2	42
Abbildung 26: Numerischer Vergleich von 10 cm ² Spitzen mit unterschiedlichen Öffnungswinkeln in feinkörnigem Boden	43
Abbildung 27: Einzelwerte der Auslenkungen von Inklinometermessstelle 1 (Geoconsult Holding ZT GmbH, 2020)	45
Abbildung 28: Einzelwerte der Auslenkungen von Inklinometermessstelle 2 (Geoconsult Holding ZT GmbH, 2020)	46
Abbildung 29: Einzelwerte der Auslenkungen von Inklinometermessstelle 3 (Geoconsult Holding ZT GmbH, 2020)	47
Abbildung 30: <i>CPTu_1_III_15_nfr</i> – korrigierter Spitzenwiderstand, Mantelreibung, korrigiertes Reibungsverhältnis und Porenwasserdruck	49
Abbildung 31: <i>CPTu_1_III_15_nfr</i> – Wichte, Reibungswinkel und Elastizitätsmodul	50
Abbildung 32: <i>CPTu_1_III_15_nfr</i> – normalisierte Bodenverhaltensarten (Tabelle 6), Ausmaß der Überkonsolidierung und undrainierte Scherfestigkeit	51
Abbildung 33: <i>CPTu_1_III_15_nfr</i> – Wichte und Schubmodul bei kleinen Dehnungen	52
Abbildung 34: <i>CPTu_2_I_15_nfr</i> - korrigierter Spitzenwiderstand, Mantelreibung, korrigiertes Reibungsverhältnis und Porenwasserdruck	54
Abbildung 35: <i>CPTu_2_I_15_nfr</i> - Wichte, Reibungswinkel und Elastizitätsmodul	55
Abbildung 36: <i>CPTu_2_I_15_nfr</i> - normalisierte Bodenverhaltensarten (Tabelle 6), Ausmaß der Überkonsolidierung und undrainierte Scherfestigkeit	56
Abbildung 37: <i>CPTu_2_I_15_nfr</i> - Wichte und Schubmodul bei kleinen Dehnungen	57
Abbildung 38: <i>CPTu_2_II_15_nfr</i> - korrigierter Spitzenwiderstand, Mantelreibung, korrigiertes Reibungsverhältnis und Porenwasserdruck	58
Abbildung 39: <i>CPTu_2_II_15_nfr</i> - Wichte, Reibungswinkel und Elastizitätsmodul	59

Abbildung 40: <i>CPTu_2_II_15_nfr</i> - normalisierte Bodenverhaltensarten (Tabelle 6), Ausmaß der Überkonsolidierung und undrainierte Scherfestigkeit	60
Abbildung 41: <i>CPTu_2_II_15_nfr</i> - Wichte und Schubmodul bei kleinen Dehnungen	61
Abbildung 42: <i>CPTu_3_I_15_nfr</i> - korrigierter Spitzenwiderstand, Mantelreibung, korrigiertes Reibungsverhältnis und Porenwasserdruck.....	62
Abbildung 43: <i>CPTu_3_I_15_nfr</i> - Wichte, Reibungswinkel und Elastizitätsmodul	63
Abbildung 44: <i>CPTu_3_I_15_nfr</i> - normalisierte Bodenverhaltensarten (Tabelle 6), Ausmaß der Überkonsolidierung und undrainierte Scherfestigkeit	64
Abbildung 45: <i>CPTu_3_I_15_nfr</i> - Wichte und Schubmodul bei kleinen Dehnungen	65
Abbildung 46: <i>CPTu_4_I_15_nfr</i> - korrigierter Spitzenwiderstand, Mantelreibung, korrigiertes Reibungsverhältnis und Porenwasserdruck.....	66
Abbildung 47: <i>CPTu_4_I_15_nfr</i> - Wichte, Reibungswinkel und Elastizitätsmodul	67
Abbildung 48: <i>CPTu_4_I_15_nfr</i> - normalisierte Bodenverhaltensarten (Tabelle 6), Ausmaß der Überkonsolidierung und undrainierte Scherfestigkeit	68
Abbildung 49: <i>CPTu_5_I_15_nfr</i> - korrigierter Spitzenwiderstand, Mantelreibung, korrigiertes Reibungsverhältnis und Porenwasserdruck.....	69
Abbildung 50: <i>CPTu_5_I_15_nfr</i> - Wichte, Reibungswinkel und Elastizitätsmodul.....	70
Abbildung 51: <i>CPTu_5_I_15_nfr</i> - normalisierte Bodenverhaltensarten (Tabelle 6), Ausmaß der Überkonsolidierung und undrainierte Scherfestigkeit	71
Abbildung 52: Gesamtdruckkraft über die Tiefe für 10 cm ² , 15 cm ² und 24 cm ² Standardspitzen (ohne Reibungsminderer).....	74
Abbildung 53: Gesamtdruckkraft über die Tiefe für 10 cm ² Standardspitzen (mit und ohne Reibungsminderer)	75
Abbildung 54: Gesamtdruckkraft über die Tiefe für 10 cm ² Spitzen mit einem Öffnungswinkel von 50° (mit und ohne Reibungsminderer).....	76
Abbildung 55: Gesamtdruckkraft über die Tiefe für 10 cm ² Spitzen mit einem Öffnungswinkel von 40° (mit und ohne Reibungsminderer).....	76
Abbildung 56: Gesamtdruckkraft über die Tiefe für 15 cm ² Standardspitzen (mit und ohne Reibungsminderer)	77
Abbildung 57: Gesamtdruckkraft über die Tiefe für 10 cm ² Spitzen mit unterschiedlichen Öffnungswinkeln (ohne Reibungsminderer)	78

Abbildung 58: Gesamtdruckkraft über die Tiefe für 10 cm ² Spitzen mit unterschiedlichen Öffnungswinkeln (mit Reibungsminderer)	79
Abbildung 59: Gesamtdruckkraft über die Tiefe für 15 cm ² Spitzen mit unterschiedlichen Öffnungswinkeln (ohne Reibungsminderer)	80
Abbildung 60: 15 cm ² Spitzen mit Öffnungswinkel von 40°, 50° und 60° (v.l.n.r.) nach Verwendung	80
Abbildung 61: Spitzenwiderstand für verschiedene Spitzengeometrien über das Verhältnis der Tiefe zum Spitzenradius	81
Abbildung 62: K _D Methode zur Identifizierung von Gleitflächen in überkonsolidierten Böden (Totani et al., 2001).....	83
Abbildung 63: Dilatometer-Horizontalspannungsindex an Messort 1.....	83
Abbildung 64: Lage der Inklinometer und Sondierungen am Rutschhang - Messort 1.....	85
Abbildung 65: Schnitt X-X' durch den Rutschhang – Messort 1	85
Abbildung 66: Schnitt Y-Y' durch den Rutschhang – Messort 1	86

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Schichtkomplexe im untersuchten Projektgebiet.....	3
Tabelle 2: Abbruchkriterien für Drucksondierungen nach Steenfelt und Sørensen (1995)	12
Tabelle 3: Abbruchkriterien für Drucksondierungen nach Peuchen et al. (1996)	13
Tabelle 4: Daten des Messfahrzeuges.....	18
Tabelle 5: Eingangsparameter für die numerische Simulation.....	24
Tabelle 6: Bodenverhaltensarten nach SBT_n	29
Tabelle 7: Bodenbeschreibung nach I_D und E_D	32
Tabelle 8: Übersicht der durchgeführten Drucksondierungen.....	36
Tabelle 9: Vergleich der Arbeit (kNm) von 10, 15 und 24 cm ² Spitzen (ohne Reibungsminderer)	37
Tabelle 10: Vergleich der Arbeit (kNm) von 10 cm ² Spitzen (mit und ohne Reibungsminderer)	37
Tabelle 11: Vergleich der Arbeit (kNm) von 15 cm ² Spitzen (mit und ohne Reibungsminderer)	38
Tabelle 12: Vergleich der Arbeit (kNm) von 10 cm ² Spitzen mit unterschiedlichem Öffnungswinkel (ohne Reibungsminderer)	38
Tabelle 13: Vergleich der Arbeit (kNm) von 10 cm ² Spitzen mit unterschiedlichem Öffnungswinkel (mit Reibungsminderer)	38
Tabelle 14: Vergleich der Arbeit (kNm) von 15 cm ² Spitzen mit unterschiedlichem Öffnungswinkel (ohne Reibungsminderer)	38
Tabelle 15: Prozentueller Anteil von Spitzendruck und Gestängereibung an der Gesamtdruckkraft	41
Tabelle 16: Bodenkennwerte der Schichtkomplexe (BGG Consult, 2017b).....	53
Tabelle 17: Nomenklatur der Drucksondierungen	98
Tabelle 18: Lage der Messorte im GK M34 Koordinatensystem und zugehörige Aufschlussdarstellung	115

Abkürzungen

CDS	<i>Continuous Dynamic Sampling</i> , Kontinuierliche Probennahmeapparatur
CIMNE	<i>Center for Numerical Methods in Engineering</i>
CPT	<i>Cone Penetration Test</i> , Drucksondierung
CPTu	<i>Cone Penetration Test with Piezocone</i> , Drucksondierung mit Porenwasserdruckmessung
CPTWD	<i>Cone Penetration Test While Drilling</i> , Bohrkopf mit integrierter Drucksondierung
DMT	<i>Dilatometer Test</i> , Flachdilatometertest
IK	Inklinometer
KB	Kernbohrung
MCC	<i>Modified Cam Clay Modell</i>
OCR	<i>Overconsolidation Ratio</i> , Ausmaß der Überkonsolidierung
PFEM	<i>Particle Finite Element Method</i>
SBT	<i>Soil Behaviour Types</i> , Bodenverhaltensarten
SBT _n	<i>Normalized Soil Behaviour Types</i> , normalisierte Bodenverhaltensarten
SDMT	<i>Seismic Dilatometer Test</i> , seismischer Flachdilatometertest
SS	Sondierschlitz

1 Einleitung

1.1 Motivation der Untersuchungen

Die Drucksondierung ist ein Sondierverfahren zur direkten Ermittlung von Bodeneigenschaften in vorrangig feinkörnigen Böden. Zur Bestimmung von Kennwerten wird dabei eine kegelförmige Spitze an einem Gestänge mit konstanter Geschwindigkeit in den Boden gedrückt.

Diese Arbeit befasst sich mit drei Themen bezüglich der Anwendung von Drucksondierungen (CPT). Es sollen CPT-Sondierungen im Bereich von „Hard Soil – Soft Rock“ durchgeführt werden, wobei wesentliche Aspekte aus der Fels- und der Bodenmechanik zum Tragen kommen. Das Hauptziel dieser Untersuchungen ist die Identifizierung der Grenzen von Drucksondierungen in diesen Böden und eine Erweiterung eben dieser. Für letzteres soll die Geometrie von Sondierspitzen adaptiert und die Anwendung reibungsmindernder Maßnahmen erprobt werden. Der zweite Fokus dieser Versuchsreihen liegt auf der Detektierbarkeit von Gleitflächen mithilfe von Drucksondierungen bei Rutschflächen.

Der dritte Aspekt dieser Arbeit ist die Ableitung und Überprüfung von Bodenkennwerten aus Drucksondierungen und seismischen Dilatometermessungen, für die halbfesten bis festen neogenen Böden im Projektgebiet. Diese sollen mit bereits vorhandenen Bodenkennwerten aus Untergroundaufschlüssen verglichen und so auf Plausibilität geprüft werden.

1.2 Projektgebiet Fürstenfelder Schnellstraße

Sämtliche Untersuchungen wurden zwischen Oktober 2019 und Jänner 2020 im Baufeld der Fürstenfelder Schnellstraße durchgeführt. Die Fürstenfelder Schnellstraße (S7) ist eine sich im Bau befindende hochrangige Straßenverbindung der A2 Süd Autobahn, Knoten Riegersdorf (Steiermark), über Fürstenfeld bis zur Staatsgrenze zu Ungarn bei Heiligenkreuz (Burgenland) (vgl. Abbildung 1). Die neue Strecke soll kleinere Gemeinden in der Oststeiermark und im Burgenland vom Durchzugsverkehr entlasten und bestehenden sowie auch neuen Betrieben, eine schnelle Anbindung an das übergeordnete Straßennetzwerk bieten. Weiters soll durch die Anbindung an die ungarische M8 ein wirtschaftlich wichtiger West-Ost-Korridor erschlossen werden (Asfinag, 2017a, 2017b).

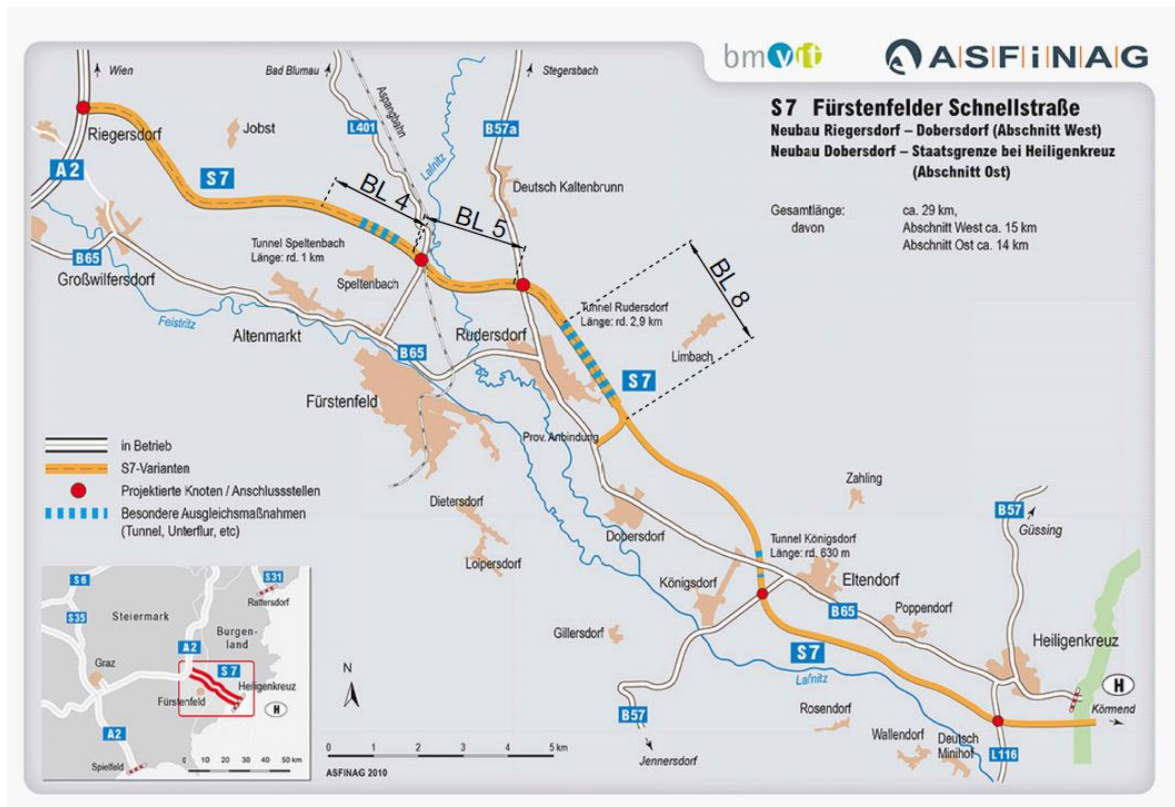


Abbildung 1: Übersicht S7 Fürstenfelder Schnellstraße (Asfinag, 2017b)

1.2.1 Geologischer Überblick

Die im Projektgebiet untersuchten Messorte liegen in den Baulosen 4, 5 und 8 (Abbildung 1) und wurden so gewählt, dass sämtliche Sondierungen im „Hard Soil – Soft Rock“ Bereich durchgeführt werden konnten. Ausschlaggebend für die Wahl der Baulose, waren die dort anzutreffenden Ton-, Schluff- oder Sandsteinschichten.

Die im Projektareal geplanten Bauwerke sind größtenteils in Ablagerungen des Miozäns im Steirischen Neogenbecken situiert. Rezente und subrezente Sedimente des Holozäns und Pleistozäns (Quartär) bedecken diese Gesteine über weite Bereiche.

Bei den miozänen Ablagerungen handelt es sich um Abfolgen aus Schluffen, Tonen, Fein- bis Mittelsanden und zum Teil auch Kiesen. Die Mächtigkeit der einzelnen Schichten variiert zwischen wenigen Dezimetern und mehreren Metern (bis > 10m). In untergeordneter Form sind Verockerungen, Konkretionen oder auch gering zementierte fein- bis mittelkörnige Sedimentgesteine anzutreffen.

Die holozänen und pleistozänen Sedimente bestehen beinahe nur aus Lockergesteinen in Form von feinkörnigen Deckschichtsedimenten, welche sich größtenteils aus periglazial umgelagerten, stark verwitterten Miozänablagerungen zusammensetzen (BGG Consult, 2017b).

Der Bodenaufbau in den Baulosen lässt sich in geotechnischer Hinsicht in fünf Schichtkomplexe (A-E) einteilen (Abbildung 2 & Tabelle 1) (BGG Consult, 2015).

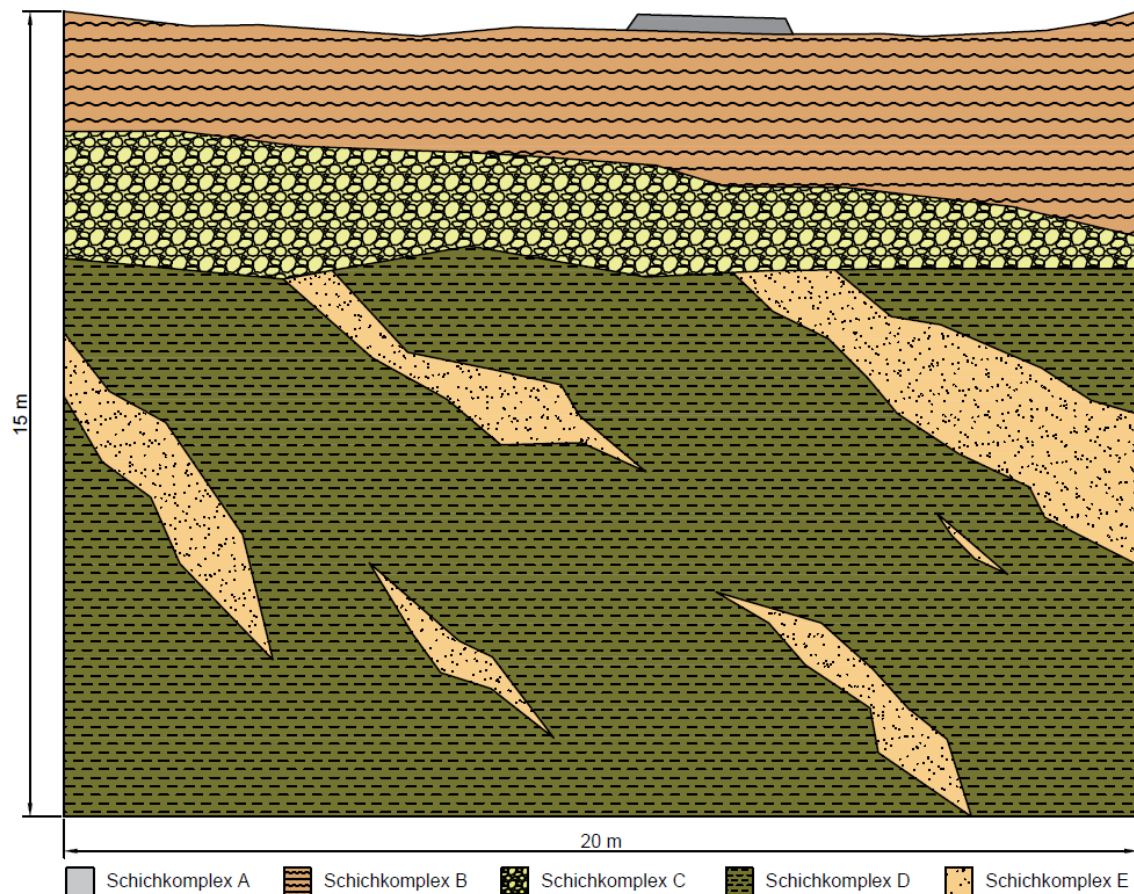


Abbildung 2: Schematischer Aufbau des Bodens in den Baulosen 4, 5 und 8

Tabelle 1: Schichtkomplexe im untersuchten Projektgebiet

A	Künstliche Anschüttungen
B	Deckschicht
C	Quartärer Kies und Sand
D	Miozän, überwiegend Schluff-Ton
E	Miozän, überwiegend Feinsand

1.2.1.1 Baulos 4 und Baulos 5

Mit einer Schichtstärke von ca. 0,1 m bis 0,5 m bildet der Mutterboden in den Baulosen 4 und 5 (Abbildung 1) die oberste Bodenzone. Schichtkomplex A ist lediglich im Zusammenhang von Dammschüttungen und Unterbaumaterialien von bestehenden Verkehrswegen anzutreffen und setzt sich aus locker gelagerten Kiesen und Ziegelresten zusammen.

Unter dem Mutterboden bildet die Deckschicht (Schichtkomplex B) durchgehend die oberste Bodenzone und schwankt mit einer Schichtstärke von 0,3 m bis 4,2 m im Baulos 5 und mit rund 5,6 m bis ca. 12,2 m im Baulos 4. Sie besteht überwiegend aus mittelplastischen bis ausgeprägt plastischen Schluffen, örtlich aus Schluff-Tonen mit wechselndem Feinsandgehalt und immer wieder geringmächtigen Zwischenlagen aus schluffigen bis stark schluffigen Fein- bis Mittelsanden oder Sand-Schluff Gemischen. Oftmals sind auch kiesige bis stark kiesige Zonen festzustellen. Die Konsistenz kann allgemein mit steif bis sehr steif und örtlich auch als halbfest beurteilt werden. Bei sandigen Lagen sowie im Übergangsbereich zum quartären Kies ist die Konsistenz aber auch weich bis steif.

Beinahe im gesamten Objektbereich wird die Deckschicht vom quartären Kies und Sand unterlagert. Die Zusammensetzung der Sedimente besteht im Wesentlichen aus verschiedenen dicht bis sehr dicht gelagerten schluffigen Mittel- bis Grobkiesen bis hin zu Kies-Schluff Gemischen.

In den Schichtkomplexen D und E sind Abfolgen aus wechselnden feinsandigen, stark plastischen Schluffen bzw. Schluff-Tonen anzutreffen. Darüber hinaus sind schluffige bis stark schluffige Feinsande bzw. Fein- bis Mittelsande sowie Feinsand-Schluff Gemische in Dezimeter bis mehrere Meter Stärke zu erkennen. Im Baulos 4 sind vereinzelt auch mäßig harte bis harte Schluff- und Tonsteinlagen mit einer Dicke von bis zu mehreren Dezimetern vorhanden. Im Baulos 5 sind oftmals überwiegend harte Feinsandsteinlagen im Stärkeausmaß von mehreren Dezimetern, hohe Glimmeranteile und Kalkkonkretionen zu erwarten. Die Konsistenz der bindigen Zonen wird als sehr steif bis halbfest bewertet. Im Übergangsbereich zu quartären Überlagerungen wurde auch eine weiche bzw. breiige Konsistenz festgestellt. (BGG Consult, 2015, 2017a).

1.2.1.2 Baulos 8

Über weite Bereiche bildet im Baulos 8 (Abbildung 1) der Mutterboden mit einer Schichtstärke von ca. 0,2 m die oberste Bodenzone.

Unter dem Mutterboden ist die Deckschicht die nächste Bodenzone, welche sich vorrangig aus verwitterten und umgelagerten miozänen Ablagerungen zusammensetzt. Diese bestehen überwiegend aus mittelplastischen bis ausgeprägt plastischen Schluffen und untergeordnet auch aus Tonen. Weiters ist ein stark wechselnder Feinsandgehalt sowie auch Zwischenlagen aus Feinsand-Schluff Gemischen und schluffigen Feinsanden zu beobachten. Örtlich sind kiesige Beimengungen oder dünne Lagen aus Kies-Schluff Gemischen zu erwarten. Vereinzelt sind in der Deckschicht auch Hinweise auf alte Rutschmassen erkennbar. Die Schluffe oder Tone sind überwiegend steif bis sehr steif bzw. halbfest. Die Deckschicht hat eine Mächtigkeit von ungefähr 10,4 m bis 15,4 m.

Die Basis für die Deckschicht bilden der quartäre Kies und Sand, welcher einerseits wechselnd schluffig mittel- bis grobkiesig ist und andererseits auch schwach schluffige Feinsande sowie Kies-Sand Gemische enthält. Die Mächtigkeit der Schicht schwankt dabei zwischen 0,3 m und 4,9 m, kann aber lokal auch gänzlich fehlen.

Die Schichtkomplexe D und E bestehen hauptsächlich aus sehr steifen bis halbfesten plastischen Schluffen bzw. Schluff-Tonen mit wechselnden Feinsandgehalten. Örtlich sind auch Kalkkonkretionen anzutreffen. Weiters sind oftmals Zwischenlagen bis mehrere Meter Stärke aus schluffigen bis stark schluffigen Feinsanden oder Fein- bis Mittelsanden und Feinsand-Schluff Gemischen vorzufinden.

Im Bereich des Baulos 8 (Abbildung 1) sind mehrfach Abrisskanten und Rutschkörper zu beobachten. Zurückzuführen sind diese meist auf eine erosionsbedingte Übersteilung des Geländes. Ferner ist in den mehrere Meter mächtigen Deckschichtsedimenten von zum Teil aktiven Kriechbewegungen in der oberen Bodenzone auszugehen. (BGG Consult, 2017b).

2 CPT und SDMT: Status Quo

Bei Drucksondierungen (CPT) und Flachdilatometertests (SDMT) handelt es sich um zwei in situ Bodenerkundungsmethoden. Während bei Drucksondierungen der Versuchsvorgang vergleichsweise schnell und nahezu kontinuierlich verläuft, wird die Penetration beim (S)DMT-Verfahren für die Durchführung einer Erddruckmessung alle 20 cm gestoppt. Während des Verlaufs beider Versuchsvorgänge ist es nicht möglich eine Bodenprobe zu erheben, wohl aber kann man mit zusätzlichem Equipment kleinere Bodenproben gewinnen (Robertson, 2009a).

2.1 Drucksondierungen (CPT, CPTu)

Bei der Drucksondierung handelt es sich um ein indirektes Erkundungsverfahren welches sich zur Bestimmung der Schichtung, zur Klassifizierung der Bodenverhaltensarten und zur Abschätzung von mechanischen Eigenschaften von Böden eignet. Die Regelung erfolgt in Österreich durch die ÖNORM EN ISO 22476-T1. Unterschieden wird zwischen der elektrischen Drucksondierung (CPT) und der Drucksondierung mit der Piezospitze (CPTu), welche zusätzlich auch eine Messung des Porenwasserdruckes ermöglicht (Österreichisches Normungsinstitut, 2013).

2.1.1 Messvorgang

Beim Sondiervorgang wird eine Sondierspitze (vgl. Abbildung 3) hydraulisch an einem Gestänge mit einer im Optimalfall konstanten Geschwindigkeit von 2 cm/s in den Boden gedrückt. Bei harten Böden können Vorbohrungen notwendig sein um Schäden an der Sondierspitze zu vermeiden. Während des Versuchsvorganges werden im Regelfall der Spitzenwiderstand am Kegel, die Mantelreibung an der Reibungshülse und der Porenwasserdruck (bei CPTu) unmittelbar über der Spitze aufgezeichnet (vgl. Abbildung 3). Daraus lassen sich weitere geotechnische Parameter ableiten (Österreichisches Normungsinstitut, 2013; Robertson & Cabak, 2014). Die Aufzeichnung des Spitzenwiderstandes und der Mantelreibung erfolgt je nach Sondierspitze unterschiedlich. Bei Kompressionskegeln werden beide Werte mit voneinander unabhängigen Dehnungsmessstreifen erfasst. Im Gegensatz dazu verfügt die subtrahierende Drucksondierspitze nur über einen größeren Dehnungsmessstreifen für die Ermittlung beider Werte (vgl. Abschnitt 2.1.5) (Österreichisches Normungsinstitut, 2013).

Der Spitzenwiderstand (q_c) gibt das Verhältnis zwischen dem gemessenen Druck auf die

Spitze und die normalprojizierte Fläche des Konuses wieder.

Die Mantelreibung (f_s) wird unmittelbar über der Spitze an einem Abschnitt entlang des Gestänges gemessen (vgl. Abbildung 3) und setzt sich aus der auf die Hülse wirkenden Reibungskraft dividiert durch ihre Fläche zusammen. Aus dem Spitzenwiderstand und der Mantelreibung lässt sich das Reibungsverhältnis ($R_f = \frac{f_s}{q_c}$) berechnen, wobei ein höherer Wert für R_f tonigeren Boden indiziert und ein niedriger Wert sandigen Boden.

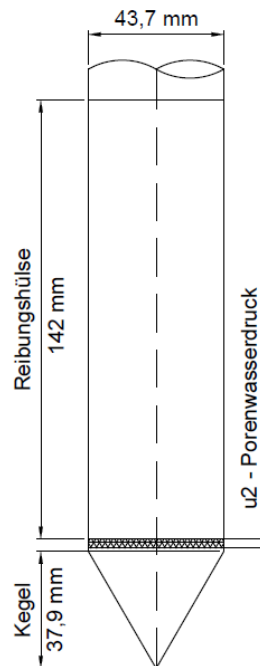


Abbildung 3: Schematische Darstellung einer 15 cm² Sondierspitze

2.1.2 Anwendungsgebiete

Anwendbar ist diese Untersuchungsmethode hauptsächlich in feinkörnigen Böden (Sande, Schluffe, Tone und organische Böden) wobei bei weichen Untergründen und mit geeignetem Equipment eine Sondiertiefe von über 100 m erreicht werden kann. Bei grobkörnigen Überlagerungen wie zum Beispiel künstlichen Anschüttungen, ist ein Voraushub oder ein Vorbohren für die Versuchsanwendung notwendig. Aus den erfassten Messwerten lassen sich unter anderem der Steifemodul E_s , die Wichte γ , der Reibungswinkel φ und die Bodenverhaltensart (*Soil Behaviour Type - SBT*) ermitteln. Häufig werden Drucksondierungen im Zusammenhang mit Pfahlkonstruktionen oder Bodenverflüssigungen angewandt (Robertson, 2009a; Robertson & Cabak, 2014).

2.1.3 Einfluss der Spitzegeometrie

Standardspitzen haben einen Öffnungswinkel von 60° , was laut Durgunoglu und Mitchell (1974), in den meisten Untergründen ein Minimum an Penetrationswiderstand ausmacht. Diese Böden haben normalerweise ein Verhältnis von Spitzenrauigkeit zu Reibungswinkel (δ/Φ) von 0,5. Der Durchmesser für die Kegelgrundfläche beträgt im Normalfall 35,7 mm oder 43,7 mm, was einer Querschnittsfläche von 10 bzw. 15 cm² entspricht. Üblicherweise werden Spitzen mit 15 cm² Kegelgrundfläche bevorzugt, da auf Grund der größeren Robustheit eine größere Penetrationstiefe erreichbar ist und in weichen Böden auch für die Mantelreibung genauere Werte erzielt werden können. Des Weiteren bieten größere Spitzen auch mehr Raum für den Einbau weiterer Sensoren, was auch das Messen zusätzlicher Parameter ermöglicht.

Für oberflächennahe Erkundungen können kegelförmige Spitzen mit einer Querschnittsfläche von 2 cm² verwendet werden, während größere Spitzen mit einem Querschnitt von bis zu 40 cm² für kieshaltige Böden geeignet sind. Um tiefer sondieren zu können, empfiehlt es sich auch Reibungsminderer anzuwenden, durch welche die Reibung entlang des Gestänges reduziert wird (Robertson & Cabak, 2014; VertekCPT). Anstelle von Spitzen werden auch T-Bar- oder Ball-Penetrometer (Abbildung 4) verwendet. Diese werden hauptsächlich auf offener See für weiche Böden eingesetzt und haben den Vorteil, dass der Boden um das Penetrometer herum Druck ausübt und somit nicht die gesamte Überlagerungsspannung in die Korrektur der Testergebnisse miteinbezogen werden muss (Lunne, 2012; Randolph, 2016).

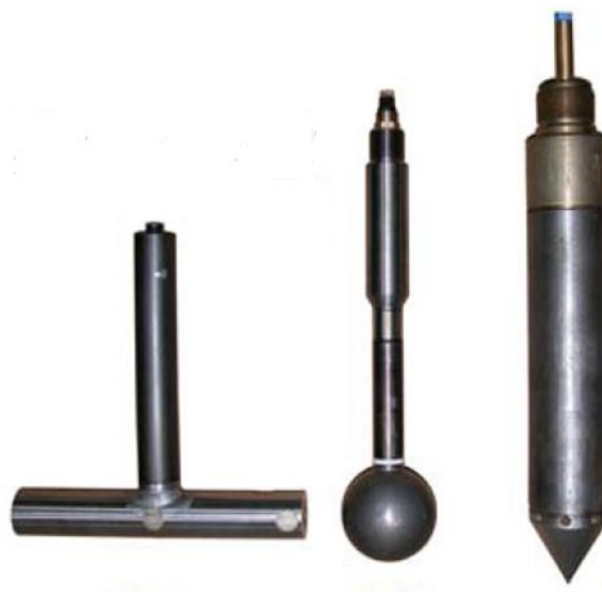


Abbildung 4: T-Bar-, Ball- und Spitzenpenetrometer (Randolph, 2016)

2.1.4 Reibungsminderer

Um die Reibung zwischen Gestänge und Boden während des Sondiervorganges zu vermindern, können Reibungsminderer angewendet werden. Hierfür werden entweder reibungsmindernde Flüssigkeiten in den Untergrund eingebracht oder reibungsmindernde Maßnahmen am Gestänge befestigt.

2.1.4.1 Reibungsmindernde Flüssigkeiten

Als reibungsmindernde Flüssigkeiten dienen unter anderem Bohrspülungen. Diese werden bei kabellosen Penetrometern gemischt mit Wasser am oberen Ende des Gestänges in das Rohr eingefüllt und dringen durch eine kleine Öffnung im Gestänge unmittelbar oberhalb der Sondierspitze in den Untergrund ein. Die Suspension soll so die Reibung zwischen Gestänge und Boden verringern.

2.1.4.2 Fest installierte Reibungsminderer

Der Reibungsminderer ist im Wesentlichen nur eine lokale Vergrößerung des Querschnitts vom Gestänge oberhalb des Penetrometers. Diese soll den Durchmesser des gedrückten Loches erweitern und dadurch den Bodenkontakt am nachkommenden Gestänge verringern (Mayne, 2007). Reibungsminderer sind in Form von Ringen, Hülsen oder Stegen verfügbar (siehe Abbildung 5).



Abbildung 5: Ring, Hülse und Stege (4 Stück um Querschnitt) als Reibungsminderer
(Reibungsminderer von Premstaller Geotechnik ZT-GmbH)

2.1.5 Methoden im „Hard Soil – Soft Rock“ Bereich

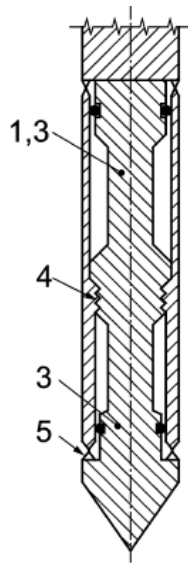
Für Drucksondierungen in harten Böden eignet sich die Verwendung von subtrahierenden Drucksondierspitzen. Bei diesen werden der Spitzendruck und die Mantelreibung über einen gemeinsamen Dehnungsmessstreifen aufgezeichnet, was zu einer höheren Stabilität des Kegels führt (Abbildung 6) (Gouda Geo-Equipment BV, 2020.000Z; William Bond, 2018).

Vor allem auf offener See werden bei harten Böden vermehrt Bohrloch-CPT-Tests durchgeführt. Dabei werden harte Schichten durchbohrt und die Drucksondierung am Grunde dieses Bohrloches begonnen. Daraus resultierend können auch Drucksondierungen in Böden mit harten Steinlagen durchgeführt werden (Lunne, 2012).

Eine weitere Methode ist das sogenannte CPTWD (*Cone Penetration Test While Drilling*) System. Dabei steht das Penetrometer während des Bohrvorgangs aus dem Bohrkopf heraus (Abbildung 7). Während die CPT-Daten aufgezeichnet werden, werden auch sämtliche Parameter der Bohrung in Echtzeit gemessen. Beim Antreffen einer harten Schicht kann die Sondierspitze in den Bohrkopf eingefahren und so beim weiteren Bohrvorgang geschützt werden (Lunne, 2012).

In weichen bis sehr steifen homogenen Tonen, Schluffen und Sanden, sowie weichen Gesteinen wie Kalk, bietet sich auch die Anwendung des selbstbohrenden Pressimeters (*self boring pressuremeter*) an (Abbildung 7). Dieses verfügt über eine kreisförmige Schneidkante in welcher dahinter versetzt ein rotierendes Schneidrad, ähnlich einem Bohrkopf einer Tunnelbohrmaschine, situiert ist. Damit kann es sich selbst in den Boden bohren. Bei Erreichen der Testtiefe, wird der Druck in der Membran erhöht und somit ein Bohrlochaufweitungsversuch durchgeführt. Durch das eingepresste Flüssigkeitsvolumen in die Membran, kann auf die Vergrößerung des Bohrloches geschlossen werden. Daraus können Festigkeits- und Steifigkeitsparameter ermittelt werden (Cambridge Insitu Ltd., 2020).

Eine relativ neue Technik ist das SonicCPT von Eijkelkamp SonicSamp Drill. Dieses macht es möglich während der Drucksondierung durch Vibrationen Schallwellen zu erzeugen. Dadurch soll es möglich sein durch Schichten, welche an und für sich zu viel Reibung für die klassische CPT-Sondierung erzeugen, zu drücken. Der erzeugte Einfluss aus den Vibrationen auf die Messergebnisse, kann im Nachhinein mit einer Software bereinigt werden (Eijkelkamp SonicSamp Drill).



Legende

- 1 Druckdose zur Messung der Mantelreibung
- 2 Vorrichtung zum Schutz der Druckdose vor Überlastung
- 3 Druckdose im Kegel
- 4 Gewinde
- 5 Bodendichtung

Abbildung 6: Subtrahierende Drucksondierspitze (Österreichisches Normungsinstitut, 2013)

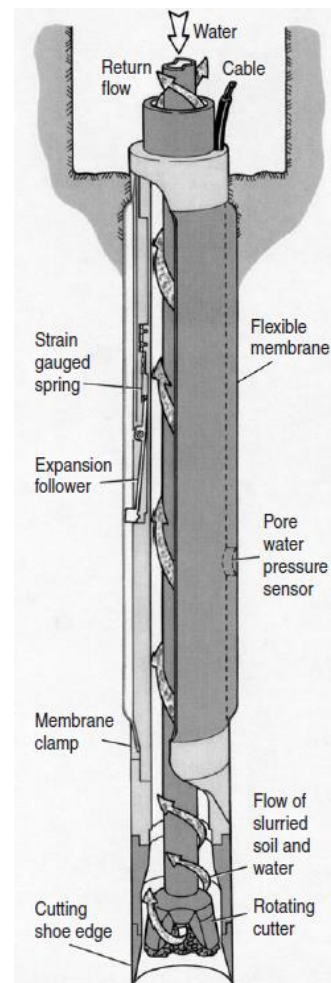
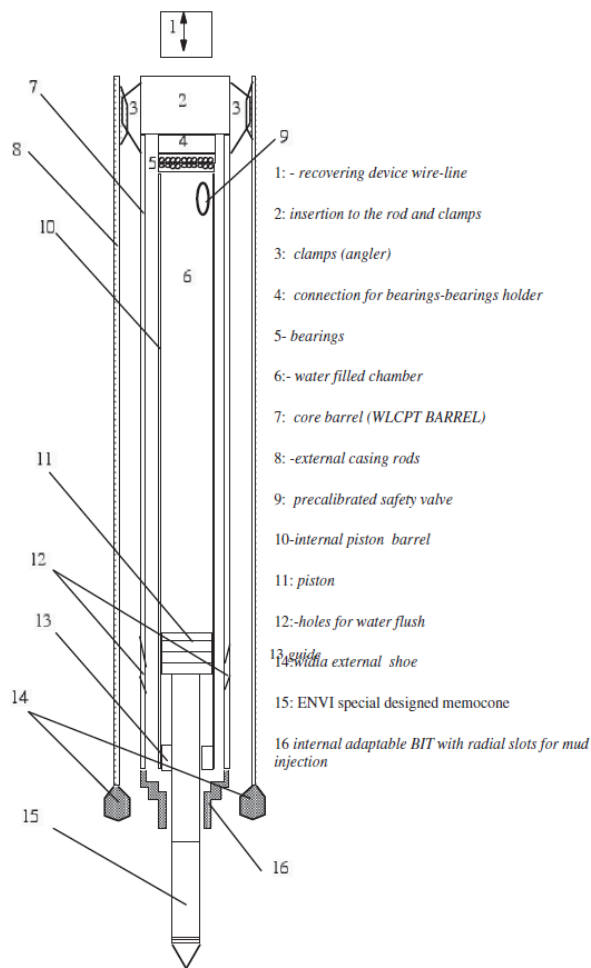


Abbildung 7: CPTWD (Lunne, 2012) (links) und Selbstbohrendes Pressiometer (Cambridge Insitu Ltd., 2020) (rechts)

2.1.6 Grenzen der Sondierbarkeit in harten Böden

Das Penetrationspotential bei einer Drucksondierung in harten Böden ist abhängig von den schwächsten Objekten in der Apparatur. Diese sind beim CPT-Versuch die Sondierspitze, die Druckstangen und die hydraulische Druckapparatur. Es muss also in Betracht gezogen werden, dass Sondierspitzen oder andere Komponenten bei zu hohem Druck oder beim Antreffen einer härteren Schicht beschädigt werden können. Erfahrungen zeigen, dass für die Anwendbarkeit von CPT-Sondierungen im Hard Soil – Soft Rock Bereich, Sondierspitzen während der Sondierung mindestens einen Spitzenwiderstand von 100 MPa unbeschadet standhalten müssen. Weiters besteht die Gefahr, dass das Gestänge zwischen der Geländeoberfläche und der hydraulischen Presse oder auch in weichen Böden knicken kann (Peuchen, 1998).

Steenfelt und Sørensen (1995) beschreiben die Erfahrungen von über 4000 m CPT-Sondierungen in komplexen heterogenen Moränenablagerungen, Mergel und Kalkstein. Die undrainierte Scherfestigkeit reichte dabei von, für den Boden typischen 250 kPa bis zu über 1000 kPa. Gewählt wurde eine Apparatur mit einem Penetrationsdruck von 200 kN, wobei im Schnitt bei jedem sechsten Versuch die Spitze beschädigt wurde oder verloren ging. Daraus entwickelten sie die in Tabelle 2 aufgelisteten Abbruchkriterien.

Tabelle 2: Abbruchkriterien für Drucksondierungen nach Steenfelt und Sørensen (1995)

Abbruchkriterium	Maximaler Wert
oberflächenbasierter Druck	200 kN
Spitzenwiderstand	80 MPa
Mantelreibung	0,5 MPa
Druckspitzenneigung	20° bzw. 3° bei plötzlichem Anstieg der Neigung in Kombination mit hohem Spitzenwiderstand

Peuchen et al. (1996) dokumentierten drei Fallbeispiele mit rund 900 Drucksondierungen in Verwitterungsböden im Bereich von weichen sedimentären, metamorphischen und vulkanischen Gesteinen. Für die Sondierungen wurde eine Spitze mit einer Kegelgrundfläche von 10 cm² und eine maximale Druckkraft von 200 kN gewählt. Weiters wurde stückweise eine Verrohrung verwendet und ein Reibungsminderer ca. 1 m über der Spitze installiert. Die zusammengefassten Sondiertiefen und Abbruchkriterien der Fallbeispiele sind in Tabelle 3 dargestellt.

Aus den Versuchen ließ sich ableiten, dass eine Duricrust-Schicht (gesteinsartig verfestigter Boden) an einem der Standorte Schwierigkeiten bei der Penetration bereitete. Außerdem führten Anisotropie und Heterogenität des Muttergesteins zu signifikanten

Unterschieden bei der Sondiertiefe und resultierten zum Teil in einer Neigung des Gestänges (Tabelle 3).

Peuchen et al. (1996) schlussfolgern, dass die Leistung von CPT-Sondierungen vom Muttergestein und der Verwitterung abhängig ist. Eine Sondierung ist durchführbar bei komplett verwitterten Gesteinen (Verwitterungsgrad V nach BSI (1981)). Ähnliches gilt für stark bzw. mittel verwitterte tonige Verwitterungsböden (Verwitterungsgrad IV und III nach BSI (1981)).

Tabelle 3: Abbruchkriterien für Drucksondierungen nach Peuchen et al. (1996)

		Schluff-, Ton- & Sandstein	Granit	Schiefer
Anzahl der CPT-Sondierungen	[-]	163	662	65
Durchschnittliche Sondiertiefe u. GOK	[m]	22	22	21
Durchschnittliche Tiefe in Verwitterungsboden und Weichgestein	[m]	6	14	16
Überlastung der Spitzen- und Reibungsdruckzellen	[%]	51	19	15
Überlastung der Spitzendruckzellen	[%]	21	16	20
Maximale Neigung (15°)	[%]	11	9	29
Maximaler Druck (200 kN)	[%]	2	21	19
Kombination der Faktoren	[%]	15	35	17

2.1.7 Detektion von Gleitflächen im Rutschungsbereich

Bislang gibt es wenige Publikationen zur Identifizierung von Scherflächen im Feld mittels CPT. Eine dieser ist von Mahmoud et al. (2000), welche in British Columbia Drucksondierungen zur Identifizierung von Gleitflächen durchführten. Der Seeton dort vor Ort besteht in den oberen Metern aus verwitterten überkonsolidierten Schichten welche unverwittertes Material überlagern, wobei der Grad der Konsolidierung mit der Tiefe abnimmt. Um die Scherflächen zu identifizieren, wurde der Spitzendruck von Messungen aus ungestörten Tonen mit denen im gestörten Bereich verglichen. Durch starkes abnehmen des Spitzendruckes konnten Schwächezonen erkannt werden. Weiters wurden die Ergebnisse von den CPT-Kennwerten mit Daten aus CDS (visuelle Bohrlocherkundungsmethode) verglichen, welche gut übereinstimmen. s

2.2 Flachdilatometer (DMT)

Das Flachdilatometer wurde vor etwa 35 Jahren entwickelt und ermöglicht die schnelle und wirtschaftliche Ermittlung von geotechnischen Parametern in situ. Für das Verfahren wird ein spatensähnliches Dilatometer aus Stahl, welches auf einer Seite über eine kreisförmige Stahlmembran verfügt, verwendet (Abbildung 8). Die Durchführung des Flachdilatometerverfahrens wird in Österreich durch die ÖNORM EN ISO 22476-11 beschrieben (Marchetti et al., 2019; Österreichisches Normungsinstitut, 2017).

2.2.1 Messvorgang

Die Dilatometerklinge (Abbildung 8) wird kontinuierlich bis zur Versuchstiefe in den Boden eingedrückt. Üblicherweise werden Tiefenintervalle von 20 cm gewählt, diese können aber bei detaillierteren Aufzeichnungen des Bodenprofils auf bis zu 10 cm reduziert werden. Bei erreichter Bodentiefe wird die Membran mittels Druck aus einem elektro-pneumatischen Kabel, welches durch das Gestänge des Spatens führt, expandiert. Dabei werden die Werte A, B und optional C gemessen. Der Druck A ist der benötigte Druck zur Expansion der Membran in die neutrale Stellung, B gibt den Druck um die Membran horizontal um 1,1 mm in den Boden zu drücken wieder und C den Druck welcher auf der Rückseite der Membran aufgebracht wird, für eine kontrollierte, schrittweise Verformung in die neutrale Stellung im Anschluss an den B-Druck. (Marchetti et al., 2019; Österreichisches Normungsinstitut, 2017).

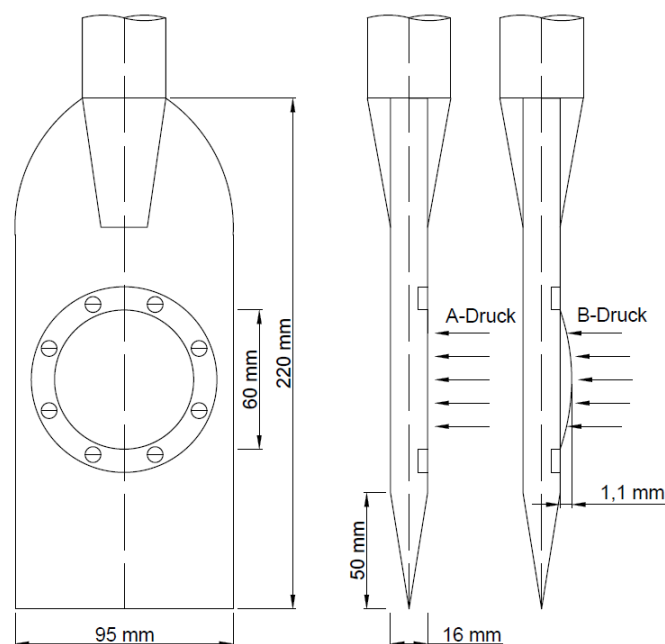


Abbildung 8: Schematische Darstellung der Flachdilatometerklinge; die Ausdehnung der Membran ist überhöht dargestellt

2.2.2 Anwendungsgebiete

Die Anwendung des DMT-Verfahrens eignet sich in feinkörnigen Böden wie Tonen, Schluffen und Sanden. Durch die schmale Form des Dilatometers wird der Boden deutlich weniger gestört als beispielsweise bei Drucksondierungen, wodurch die bodenmechanischen Eigenschaften des Baugrundes größtenteils erhalten bleiben. Allerdings ist die Anwendung bei kiesigen Böden schwierig, da die Membran sehr sensibel ist und leicht beschädigt werden kann. Die Ergebnisse von Flachdilatometerversuchen dienen zur Ermittlung des Schichtenaufbaus des Bodens, des in situ Spannungszustandes, der Verformungseigenschaften und der Scherfestigkeit (Marchetti et al., 2019; Österreichisches Normungsinstitut, 2017).

2.3 Seismisches Flachdilatometer (SDMT)

Das seismische Flachdilatometer verfügt gegenüber dem klassischen Flachdilatometer zusätzlich über ein integriertes Modul zur Messung der Scherwellengeschwindigkeit und optional auch der Kompressionswellengeschwindigkeit (Marchetti et al., 2019).

2.3.1 Messvorgang

Der klassische Versuchsvorgang einer Dilatometermessung wird bereits in Abschnitt 2.2.1 beschrieben. Die seismische Messung erfolgt durch ein Seismikmodul mit zwei Empfängern, welche in einem vertikalen Abstand von 0,5 m zueinander, oberhalb des Spatens angeordnet sind (Abbildung 9). Bei Generierung einer Scherwelle an der Geländeoberfläche, erreicht diese zuerst den oberen Empfänger und mit zeitlicher Verzögerung den unteren. Diese übermitteln die empfangenen Signale an einen Computer an der Geländeoberfläche, wo mittels der Verzögerung der Ankunftszeit an den zwei Empfängern, die Wellengeschwindigkeit ermittelt wird (Marchetti et al., 2019).

2.3.2 Anwendungsgebiete

Prinzipiell kann das SDMT in allen Böden, die für Dilatometerversuche geeignet sind, angewendet werden (vgl. Abschnitt 2.2.2). Weiters ist auch eine Verwendung in sehr steifen Böden wie zum Beispiel kalkhaltigen Brekzien und grobem Kies möglich. Hierfür muss die Messung aber in einem sandverfüllten Bohrloch durchgeführt werden (Marchetti et al., 2019; Totani et al., 2009).

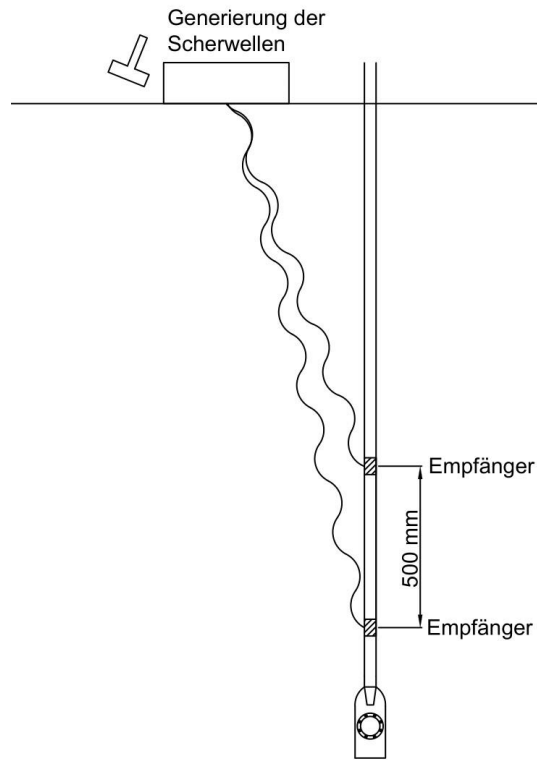


Abbildung 9: Schematische Darstellung der seismischen Dilatometermessung

3 Methodik

In diesem Kapitel wird die Vorgangsweise zur Erreichung der Zielsetzungen dieser Masterarbeit beschrieben und ist im Folgenden in die Punkte Grenzen der Sondierbarkeit, Detektion von Gleitflächen im Rutschungsbereich und Überprüfung der Bodenkennwerte aus CPTu- und SDMT-Verfahren unterteilt. Die Messorte an denen Versuche durchgeführt wurden, sind in Abbildung 10 dargestellt. Die genaue Lage der Orte ist aus Anhang D zu entnehmen.

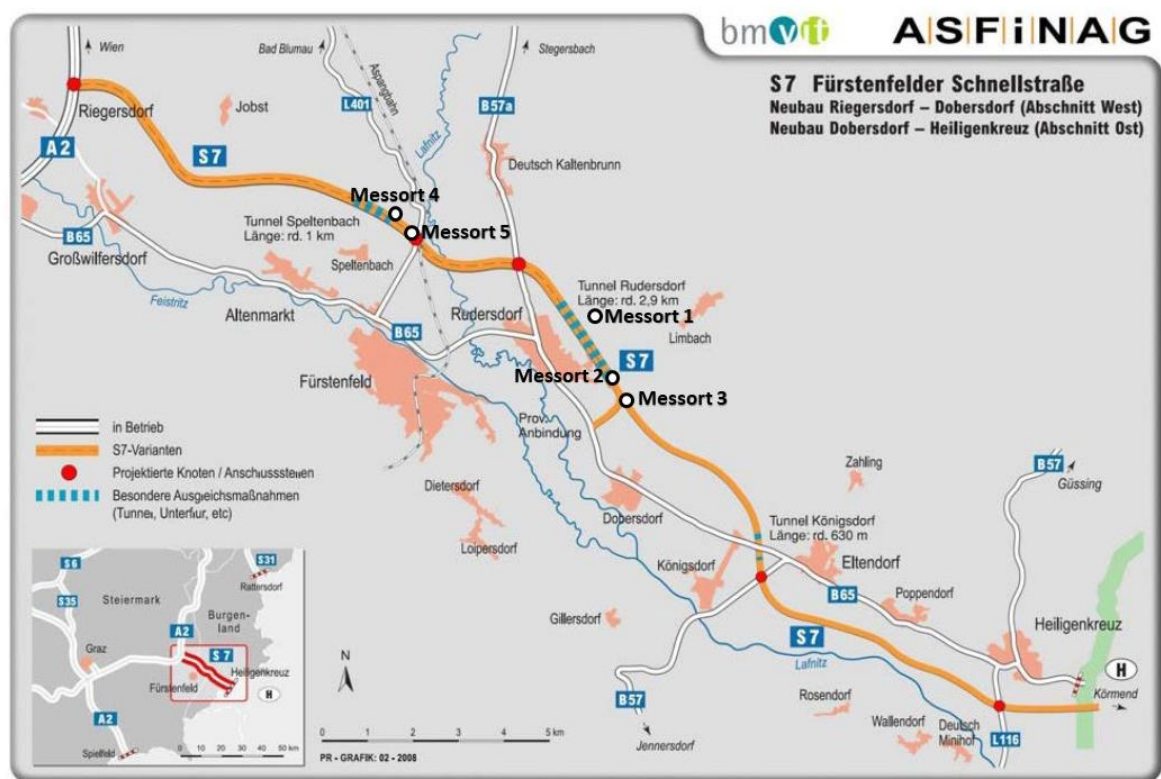


Abbildung 10: Lage der Messorte 1 bis 5

3.1 Grenzen der Sondierbarkeit

Zu Beginn wurde eine Literaturrecherche über den aktuellen Stand der Technik von Drucksondierungen und Dilatometermessungen durchgeführt. Das Hauptaugenmerk lag dabei auf den Grenzen und Möglichkeiten von Drucksondierungen, das verwenden verschiedener Sondierspitzen und die Rahmenbedingungen bei Einsätzen in unterschiedlichen Untergründen. Das Ergebnis der Literaturrecherche ist in Abschnitt 2 ersichtlich. In weiterer Folge wurden mittels geologischer Aufschlüsse Versuchsorte

bestimmt und ein Versuchsprogramm festgelegt. Gewählt wurden vier Messorte (Messort 2, 3, 4 und 5, Abbildung 10) bei denen im Untergrund Sand-, Schluff- oder Tonsteinschichten anzutreffen sind. Im Gegensatz dazu ist Messort 1 im Bereich eines Rutschhanges zur Detektion von Gleitflächen situiert. Insgesamt wurden drei Versuchsreihen mit in Summe 24 Drucksondierungen an der Baustelle der Fürstenfelder Schnellstraße durchgeführt.

3.1.1 Feldversuche

Die Versuche wurden mittels eines Messfahrzeuges (Abbildung 11, Tabelle 4) durchgeführt, welches über sämtliche benötigte Apparaturen für Drucksondierungen und seismische Dilatometermessungen verfügt. Die damit maximal erreichbare Druckkraft beträgt 200 kN und die maximale Penetrationsgeschwindigkeit liegt bei 12 cm/s.



Abbildung 11: Messfahrzeug (von Premstaller Geotechnik ZT-GmbH) für CPT- und SDMT-Sondierungen

Tabelle 4: Daten des Messfahrzeuges

Hersteller	Geomil Equipment
Gewicht	20 t
Max. Druckkraft Zylinder	200 kN
Max. Sondiergeschw.	12 cm/s

Für die ersten Versuche an sämtlichen Messorten, wurden klassische Drucksondierungen mit einer subtrahierenden Piezometerspitze mit einer Kegelgrundfläche von 15 cm²

verwendet. Dies sollte Aufschluss darüber geben, welche Tiefe durch Sondierungen in diesem Boden erreichbar und ob ein Durchdringen vorzufindender Steinschichten möglich ist. Bei den nachfolgenden Versuchsreihen wurden weitere Drucksondierungen mit unterschiedlichem Versuchsaufbau durchgeführt, um die maximal erreichbare Sondiertiefe vorangegangener Tests zu erhöhen. Zu diesem Zwecke wurden Spitzen mit unterschiedlicher Größe (Kegelgrundfläche von 10 cm², 15 cm² und 24 cm²) angewandt und auch die Spitzengeometrie variiert (Öffnungswinkel von 40°, 50° und 60°) (Abbildung 12 und Abbildung 13). Um dem Risiko zu entgehen, in den härteren Böden die Spitzen zu beschädigen, wurden für den Großteil der Versuche kostengünstigere und robustere Dummyspitzen verwendet. Diese verfügen über keine eingebauten Sensoren, sodass eine Messung von Spitzendruck, Mantelreibung und Porenwasserdruck nicht möglich ist. Bei Tests mit Dummyspitzen erfolgt lediglich eine Aufzeichnung der Gesamtdruckkraft über die Tiefe, weshalb sämtliche Erkenntnisse aus diesen Werten gewonnen wurden.



Abbildung 12: 15 cm² Spitzen mit Öffnungswinkel von 40°, 50° und 60° (v.l.n.r.)



Abbildung 13: 10 cm² Spitzen mit Öffnungswinkel von 40°, 50° und 60° (v.l.n.r.)

Weiters wurde durch den Einbau unterschiedlicher Reibungsminderer versucht die Reibung entlang des Gestänges zu minimieren, was wiederum zu einer geringeren Gesamtdruckkraft führen sollte. Als klassische Reibungsminderer boten sich eine Hülse der Firma Pagani beziehungsweise Stege um das Rohr an (Abbildung 14). Die durch Hülse bzw. Stege entstandene Drucklocherweiterung um das Rohr, diente der Minimierung des Druckes vom anstehenden Boden auf das Gestänge. Im Normalfall wurden die Reibungsminderer direkt am Gestänge über der Spitze installiert. Eine Ausnahme war dabei der Versuch *DCPT_2_II_15_wfr_8ca4* (vgl. Tabelle 8, Abschnitt 4 & Tabelle 17, Anhang A), wo viermal alle drei Meter über der Spitze ein Reibungsminderer installiert wurde.

Des Weiteren wurden Sondierungen (*DCPT_2_II_10_wfr_8ca_fl* & *DCPT_2_II_15_wfr_8ca_fl*) mit einer Wasserspülung getestet (Abbildung 15). Hierfür wurde um das Druckloch eine ca. 20 cm tiefe trichterförmige Mulde gegraben und mit Wasser gefüllt. Während des Sondiervorganges sollte das Wasser um das Gestänge in den Untergrund eindringen und so die Reibung zwischen Boden und Druckstangen verringern.



Abbildung 14: Reibungsminderer: Hülse von Pagani (links) und 8 Stege um Gestänge (rechts) (von Premstaller Geotechnik ZT-GmbH)

Darüber hinaus wurde eine Drucksondierung (*DCPT_2_III_15_nfr_c*) mit Verrohrung durchgeführt (Abbildung 15). Dabei wurde die Sondierung beim Antreffen schwieriger Bodenverhältnisse gestoppt um ein Rohr, welches über einen größeren Durchmesser als das Gestänge verfügt, so weit wie möglich um das Gestänge in den Boden zu drücken. Dieses sollte einerseits die Reibung zwischen Boden und Gestänge minimieren und andererseits das Gestänge stabilisieren und so ein Knicken bei zu hohem Druck vorbeugen. Nach der Installation der Verrohrung wurde die Sondierung fortgeführt.

Auf Grund der Witterung im Projektgebiet, waren nicht immer alle Messorte zugänglich. Abgesehen von den klassischen Drucksondierungen wurden deshalb alle Versuche zur Identifizierung der Grenzen der Sondierbarkeit an Messort 2 (Abbildung 10) durchgeführt.

Eine Zusammenstellung aller durchgeführten Drucksondierungen ist in Tabelle 8 im Kapitel 4 dargestellt.

Zusätzlich zu den CPT-Sondierungen war es möglich an den Messorten 1, 2, und 3 seismische Dilatometermessungen bzw. an Messort 4 (Abbildung 10) eine seismische Messung durchzuführen.



Abbildung 15: Drucksondierung mit Wasserspülung (links) und Drucksondierung mit Verrohrung (rechts) (Apparaturen von Premstaller Geotechnik ZT-GmbH)

3.1.2 Auswertung

Zur Auswertung der gewonnen Ergebnisse dienen der Vergleich der maximal erreichbaren Tiefe der Drucksondierungen und die dafür benötigte Gesamtdruckkraft.

Beim Standard CPT-Verfahren, sind zusätzlich noch die Daten des Spitzendruckes und der Mantelreibung verfügbar. Mithilfe dieser konnte berechnet werden, wie hoch die Reibung entlang des gesamten Gestänges, bei Erreichung der maximalen Gesamtdruckkraft ist. Die Berechnung der Gesamtreibungskraft erfolgte mit Gleichung 1.

$$F_{rod} = Q_{tm} - (q_c * A_c) - (f_s * A_s) \quad (1)$$

F_{rod} Reibung entlang des Gestänges [kN]

Q_{tm} Gesamtdruckkraft [kN]

q_c Spitzendruck [kPa]

A_c Kegelgrundfläche [m²]

f_s Mantelreibung entlang der Reibungshülse [kPa]

A_s Mantelfläche der Hülse [m²]

Im Nachhinein wurden die Ergebnisse digital bearbeitet, um etwaige Spitzendrücke, welche durch das Nachsetzen des Gestänges entstehen, herauszufiltern. Ein Vergleich der Gesamtdruckkraft für den Messort 2 vor und nach der Bearbeitung der Daten, ist in Abbildung 16 dargestellt.

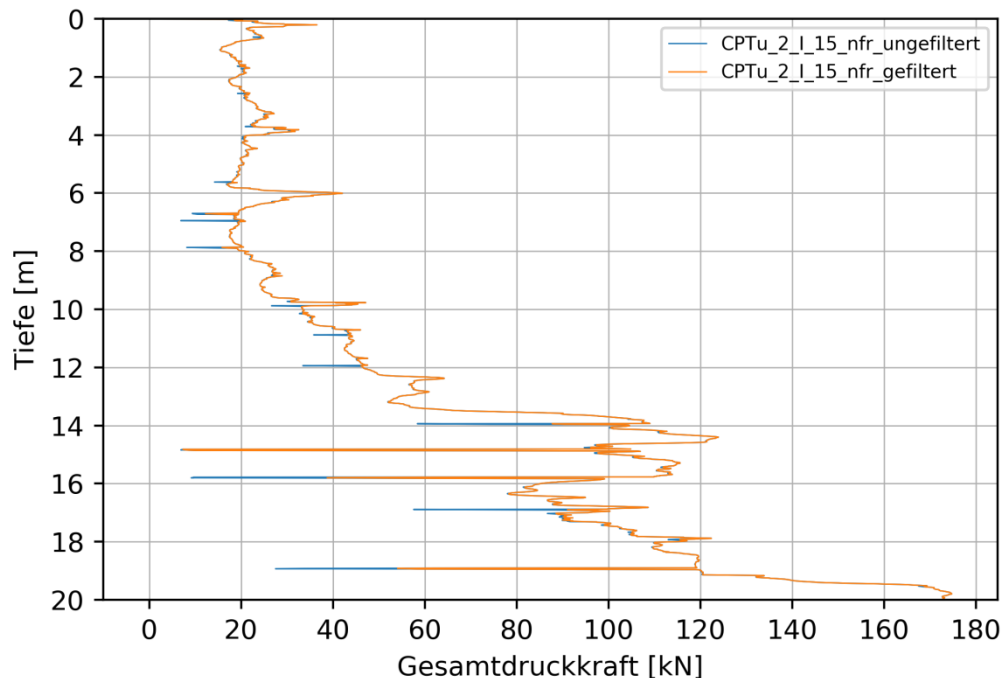


Abbildung 16: Gesamtdruckkraft gefiltert und ungefiltert.

Ergänzend wurde noch bei allen Versuchen gemessen, bis zu welcher Tiefe die Drucklöcher nach der Sondierung stabil offen standen.

Sämtliche Resultate sind in Abschnitt 4.1 dargestellt und werden in Abschnitt 5.1 erläutert.

3.1.3 Numerische Simulation

Die numerische Simulation dient als qualitativer Vergleich zu den Ergebnissen der Sondierungen mit Kegeln unterschiedlicher Spitzenwinkel. Die Simulation von Drucksondierungen wird durch die *Particle Finite Element Method* (PFEM) ermöglicht und mit der Plattform G-PFEM (Geotechnical-PFEM) durchgeführt. G-PFEM wurde von der Polytechnischen Universität Kataloniens (UPC) und dem *Center for Numerical Methods in Engineering* (CIMNE) mittels einer Kratos Umgebung entwickelt. Kratos ist eine open-source Struktur für die Implementation von numerischen Methoden zur Lösung von Problemen, aus dem Bereich des Ingenieurwesens. PFEM verfolgt die Idee einer kontinuierliche Erneuerung des Netzes um die kritischen Bereiche, sodass während der Simulation alte Knotenpunkte gelöscht und neue hinzugefügt werden (Cimne, 2020; Monforte et al., 2016; Monforte et al., 2017; Schweiger et al., 2019).

Bei der Modellierung einer Drucksondierung penetriert eine ideal biegesteife

Sondierspitze ein verformbares Medium, bei konstant bleibender Geschwindigkeit. Das für die Simulation implementierte Modell ist rechteckig mit einer Höhe von 1,1 m und einer Breite von 0,5 m und sowohl seitlich als auch unten in Normalrichtung eingespannt (Abbildung 17) (Schweiger et al., 2019).

Im Zuge eines Forschungsprojektes wurde von Laurin Hauser, Universitätsassistent des Institutes für Bodenmechanik, Grundbau und Numerische Geotechnik an der TU Graz, ein numerischer Vergleich unterschiedlicher Spitzen für die vorliegende Arbeit simuliert. Die Simulation verglich 10 cm² Kegel mit Öffnungswinkeln von 40°, 50° und 60°. Die Sondiergeschwindigkeit wurde mit 2 cm/s gewählt und die Simulation in einer Tiefe von 10 cm gestartet. Zur Beschreibung des Bodenverhaltens wird das Modified Cam Clay Modell (MCC) angewandt. Die Eingabeparameter für das *Modified Cam Clay* Modell sind aus Tabelle 5 zu entnehmen. Für den qualitativen Vergleich wurde keine spezielle Parameteranpassung durchgeführt, weshalb die Bodenkennwerte nicht den Eigenschaften von Hard Soil – Soft Rock Untergründen entsprechen. Ein quantitativer Vergleich der numerischen Simulation mit den Feldmessungen ist somit nicht möglich. Darüber hinaus berücksichtigt die Berechnung keine Reibung zwischen Kegel und Boden, weshalb die Hülsenreibung quasi Null ist (vgl. Abbildung 26, Abschnitt 4.1.2). Die Ergebnisse (Abschnitt 4.1.2) dienen aber als Indiz.

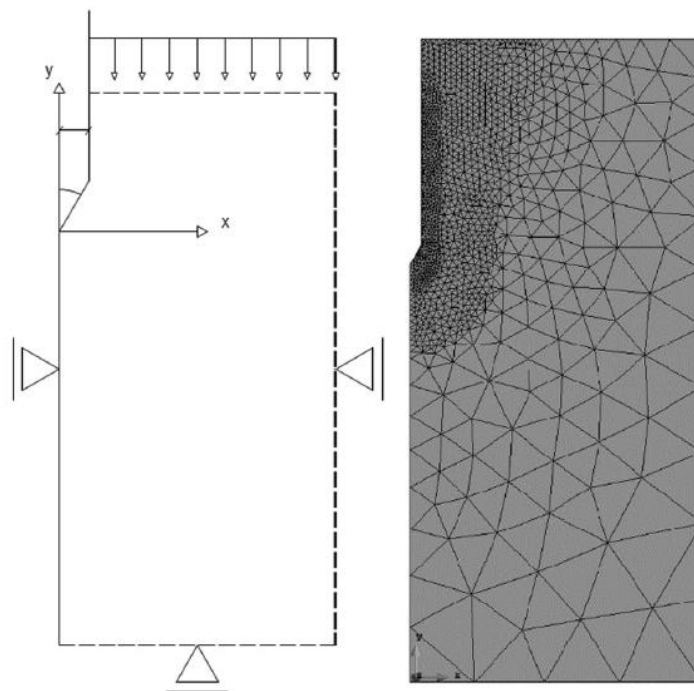


Abbildung 17: Axialsymmetrisches G-PFEM Modell (links) und neu berechnetes Netz während des Druckvorganges (rechts) (Schweiger et al., 2019)

Tabelle 5: Eingangsparameter für die numerische Simulation

λ^*	Neigung der Konsolidierungslinie	0,019	[-]
κ^*	Neigung der Schwelllinie	0,0042	[-]
G	Schermodul	28.750	[kPa]
OCR	Ausmaß der Überkonsolidierung	1	[-]
φ'	Effektiver Reibungswinkel	29,4	[°]
k	Durchlässigkeit	$2 \cdot 10^{-9}$	[m/s]
σ'_{0v}	Effektive Vertikalspannung	160	[kPa]
σ'_{0h}	Effektive Horizontalspannung	80	[kPa]
u_0	In situ Porenwasserdruck	50	[kPa]

3.2 Detektion von Gleitflächen im Rutschungsbereich

Zur Detektion von Scherflächen in Hanglage durch CPTu-Sondierungen wurde im ersten Schritt eine Literaturrecherche durchgeführt. Das Ergebnis dieser ist in Kapitel 2.1.7 beschrieben. In weiterer Folge wurden Feldversuche im Rutschungsbereich gemacht und diese anschließend ausgewertet. Aus Inklinometermessungen und Abrisskanten war die Präsenz einer Gleitfläche im untersuchten Bereich bekannt.

3.2.1 Feldversuche

Um Aufschluss darüber zu bekommen ob anhand einer Drucksondierung ein Rückschluss auf Gleitflächen im Rutschungsbereich gezogen werden kann, wurde an Messort 1 (Baulos 8, Abbildung 10) eine Standard Drucksondierung mit einer 15 cm² Piezometerspitze durchgeführt. Messort 1 befindet sich im Bereich eines durch Aushubarbeiten mobilisierten Hanges. Desweiteren konnten im Baulos 8 (Abbildung 1) mehrfach Abrisskanten und Rutschkörper, meist hervorgerufen durch eine erosionsbedingte Übersteilung des Geländes, festgestellt werden (BGG Consult, 2017b). Um weitere Parameter ableiten und vergleichen zu können, konnte in einem Abstand von ca. 1,5 m zur CPTu-Sondierung, eine seismische Dilatometermessung gemacht werden. Die erreichte Tiefe beim CPTu-Verfahren betrug 25 m und beim seismischen Flachdilatometerversuch 23 m.

3.2.2 Auswertung

Im Umkreis der durchgeführten Versuche sind drei mit einer Zementsuspension verfüllte Inklinometer installiert. Die aufgezeichneten Verschiebungen dieser werden herangezogen um die Lage einer Rutschfläche zu ermitteln. Weiters dienen die

gewonnenen Parameter aus dem CPTu- und SDMT-Test zur Identifikation von Schwächezonen. Auf die Ermittlung von Kennwerten aus den Rohdaten wird in den Kapiteln 3.3.2.1 und 3.3.2.2 näher eingegangen.

Um die gewonnenen Erkenntnisse aus den Inklinometern und den Sondierungen zu vergleichen und dessen geometrische Plausibilität zu überprüfen, wurden Querschnitte durch den Hang mit der Lage der Messungen aufbereitet.

3.3 Bodenkennwerte aus CPTu- und SDMT-Verfahren

3.3.1 Feldversuche

Für die Ermittlung von Bodenkennwerten führte man an allen fünf Messorten (Abbildung 10) Standard CPTu-Sondierungen mit 15 cm² Piezometerspitzen durch. An Messort 2 wurden zwei CPTu-Versuche gemacht, an den anderen Messorten jeweils eine Sondierung. Ergänzend war es möglich Erkenntnisse aus seismischen Messungen und Dilatometermessungen in unmittelbarer Nähe der CPTu-Tests zu gewinnen.

3.3.2 Auswertung

Zur Auswertung wurden die geotechnischen Parameter aus den Feldversuchen herangezogen und diese mit Kennwerten (Wichte, Reibungswinkel und Elastizitätsmodul) aus den vorhandenen geologischen Gutachten und vorangegangenen Untersuchungen verglichen. Dabei soll die Plausibilität der Klassifikation nach Robertson und Cabak (2014) auch für steifere Böden ermittelt werden. Weiters wurden die Wichte, das Überkonsolidierungsverhältnis, die Scherfestigkeit aus den DMT-Sondierungen und der Schubmodul für kleine Dehnungen aus den seismischen Messungen, den Werten aus den CPTu-Tests gegenübergestellt.

3.3.2.1 Auswertung der CPTu-Sondierungen

Aus den Drucksondierungen im Feld ergeben sich die Parameter für den Spitzenwiderstand q_c , die Mantelreibung f_s , den Porenwasserdruck u_2 und die Gesamtdruckkraft Q_{tm} . Diese wurden herangezogen um den korrigierten Spitzenwiderstand q_t , das korrigierte Reibungsverhältnis R_{ft} , die normalisierte Bodenverhaltensart SBT_n , das Überkonsolidierungsverhältnis OCR, die undrainierte Scherfestigkeit s_u , die Wichte γ , den effektiven Reibungswinkel φ' , den Elastizitätsmodul E_s und den Schubmodul für kleine Dehnungen G_0 zu berechnen. Mit den gewonnenen Bodenkennwerten kann auf die Untergrundverhältnisse im Projektgebiet geschlossen werden. Da manche Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Bodenkennwerte

semiempirisch entstanden sind, können diese nicht für alle Bodenverhaltensarten angewandt werden.

Auf Grund der inneren Geometrie der Sondierspitze, wirkt der Porenwasserdruck von oben auf den Kegel und von unten auf die Reibungshülse. Daraus resultierend muss der Spitzenwiderstand um den auf den Kegel wirkenden Porenwasserdruck korrigiert werden (Österreichisches Normungsinstitut, 2013). Der korrigierte Spitzenwiderstand q_t wird aus q_c und u_2 mit Gleichung 2 berechnet. Der Grundflächenfaktor a für die verwendete Spitze beträgt 0,85.

$$q_t = q_c + u_2(1 - a) \quad (2)$$

q_t Korrigierter Spitzenwiderstand [MPa]

q_c Spitzenwiderstand [MPa]

u_2 Gemessener Porenwasserdruck am zylindrischen Abschnitt des Kegels [MPa]

a Grundflächenfaktor [-]

Das korrigierte Reibungsverhältnis beschreibt das prozentuelle Verhältnis der gemessenen Mantelreibung zum korrigierten, in gleicher Tiefe gemessenen, Spitzenwiderstand. Es wird mit Gleichung 3 berechnet (Österreichisches Normungsinstitut, 2013).

$$R_{ft} = \left(\frac{f_s}{q_t} \right) * 100 \quad (3)$$

R_{ft} Korrigiertes Reibungsverhältnis [%]

f_s Mantelreibung [MPa]

q_t Korrigierter Spitzenwiderstand [MPa]

Die Wichte des Bodens γ kann nach Robertson und Cabak (2010) mit Gleichung 4 ermittelt werden.

$$\gamma/\gamma_w = 0,27[\log R_{ft}] + 0,36[\log(q_t/p_a)] + 1,236 \quad (4)$$

- γ Wichte [kN/m³]
 γ_w Wichte des Wassers [kN/m³]
 R_{ft} Korrigiertes Reibungsverhältnis [%]
 q_t Korrigierter Spitzenwiderstand [MPa]
 p_a Atmosphärischer Druck [MPa]

Aus der Wichte und der Tiefe lässt sich die gesamte Überlagerungsspannung berechnen (Gleichung 5). Aus dem in situ Porenwasserdruck und der gesamten Überlagerungsspannung ergibt sich mit Gleichung 7 die effektive Überlagerungsspannung. Der Grundwasserpegel zur Berechnung von u_0 in Gleichung 6 wird aus den Aufschlussdarstellungen der Kernbohrungen im Bereich der Messorte entnommen. Da bei Messort 2 der Grundwasserpegel unter der maximal erreichten Sondiertiefe liegt, ist dort u_0 gleich null, sodass die gesamte Überlagerungsspannung der effektiven Überlagerungsspannung entspricht.

$$\sigma_{v0} = \gamma * z \quad (5)$$

$$u_0 = \gamma_w * (z - z_w) \quad (6)$$

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0 \quad (7)$$

- σ_{v0} Totale Überlagerungsspannung [kPa]
 γ Wichte [kN/m³]
 z Sondiertiefe [m]
 u_0 In situ Porenwasserdruck [kPa]
 γ_w Wichte des Wassers [kN/m³]
 z_w Tiefe zum Grundwasserpegel [m]
 σ'_{v0} Effektive Überlagerungsspannung [kPa]

Für die Ermittlung der Bodenverhaltensarten, wird der normalisierte SBT_n-Graph nach Robertson (2009b) (Abbildung 18) verwendet. Um die Anwendung des CPT SBT_n-Graphen zu erleichtern, kann der normalisierte Spitzenwiderstand und das normalisierte Reibungsverhältnis im SBT_n-Index I_c zusammengefasst werden (Gleichung 10). Q_{t1} und F_r werden nach Gleichung 8 bzw. 9 berechnet. Mit dem Index I_c kann der Exponent n aus Gleichung 11 für Q_{tn} (Gleichung 12) ermittelt werden. In weiterer Folge muss der Index I_c

mit Gleichung 13 neu berechnet werden, allerdings mit Q_{tn} anstelle von Q_{t1} . Die Gleichungen 11, 12 und 13 werden solange iteriert, bis die Differenz von n , $D_n < 0,01$ ist (Robertson & Cabak, 2014).

$$Q_{t1} = (q_t - \sigma_{vo}) / \sigma'_{vo} \quad (8)$$

$$F_r = (f_s / (q_t - \sigma_{vo})) * 100 \quad (9)$$

$$I_c = ((3,47 - \log Q_{t1})^2 + (\log F_r + 1,22)^2)^{0,5} \quad (10)$$

$$n = 0,381 * I_c + 0,05 * \left(\frac{\sigma'_{vo}}{p_a} \right) - 0,15 \quad (11)$$

$$Q_{tn} = ((q_t - \sigma_{vo}) / p_a) * (p_a / \sigma'_{vo})^n \quad (12)$$

$$I_c = ((3,47 - \log Q_{tn})^2 + (\log F_r + 1,22)^2)^{0,5} \quad (13)$$

Q_{t1}	Normalisierter Spitzenwiderstand mit $n=1$ [-]
q_t	Korrigierter Spitzenwiderstand [MPa]
σ_{vo}	Totale Überlagerungsspannung [MPa]
σ'_{vo}	Effektive Überlagerungsspannung [MPa]
F_r	Normalisiertes Reibungsverhältnis [%]
f_s	Mantelreibung [MPa]
I_c	SBT _n -Index [-]
n	Beiwert
p_a	Atmosphärischer Druck [MPa]
Q_{tn}	Normalisierter Spitzenwiderstand [-]

Die Bodenverhaltensarten 2 bis 7 lassen sich durch die Berechnung des SBT_n-Indexes nach Tabelle 6 klassifizieren. Die Bodenverhaltensart 1 ergibt sich aus Gleichung 14. Die überkonsolidierten Zonen 8 und 9 lassen sich aus dem normalisierten Reibungsverhältnis F_r und mit Gleichung 15 bestimmen (GeoLogismiki, 2014; Robertson & Cabak, 2014).

$$Q_{tn} < 12 * \exp(-1,4 * F_r) \quad (14)$$

$$Q_{tn} \geq [0,006(F_r - 0,9) - 0,0004(F_r - 0,9)^2 - 0,002]^{-1} \quad (15)$$

Q_{tn} Normalisierter Spitzenwiderstand [-]

F_r Normalisiertes Reibungsverhältnis [%]

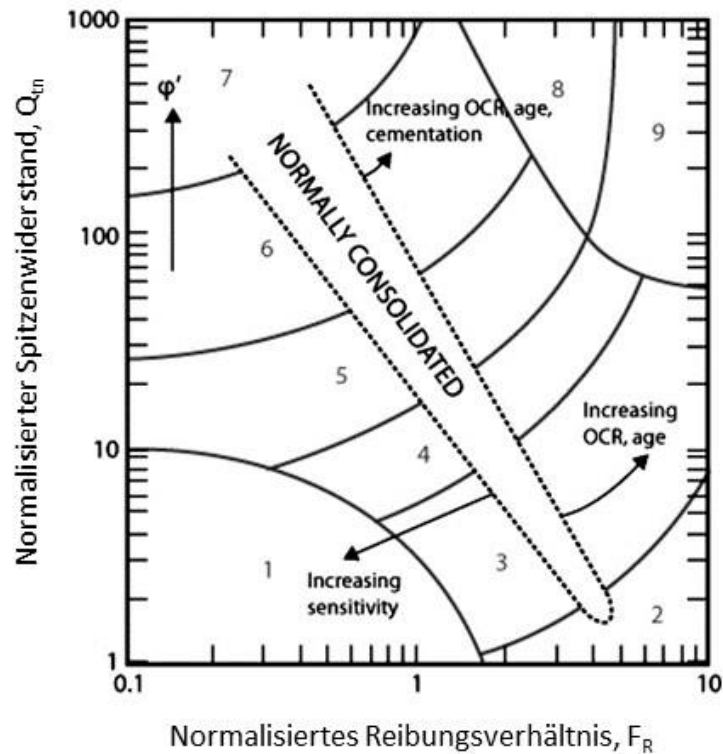


Abbildung 18: Normalisierte CPT Bodenverhaltensarten (SBT_n), nach Robertson (2009b).

Tabelle 6: Bodenverhaltensarten nach SBT_n

Zone	Bodenverhaltensart	Klassifizierung
1	Weiche feinkörnige Böden	Gleichung 14
2	Organische Böden - Ton	$I_c \geq 3,60$
3	Tone – schluffiger Ton bis Ton	$2,95 \leq I_c < 3,60$
4	Schluffgemisch – tonig. Schluff bis schluffig. Ton	$2,60 \leq I_c < 2,95$
5	Sandgemisch – schluffig. Sand bis sandig. Schluff	$2,05 \leq I_c < 2,60$
6	Sand – Feinsand bis schluffiger Sand	$1,31 \leq I_c < 2,05$
7	Kiesiger Sand bis dichter Sand	$I_c \leq 1,31$
8	Sehr steifer Sand bis toniger Sand*	$1,5 < F_r < 4,5$ & Gl. 15
9	Sehr steif, feinkörnig*	$F_r \geq 4,5$ & Gl. 15

*Stark überkonsolidiert oder zementiert

Die Daten der CPTu-Verfahren können auch für die Ermittlung des Elastizitätsmoduls herangezogen werden. Gleichung 16 dient zur Berechnung des drainierten Elastizitätsmoduls für junge, unzementierte Quarzsande (Robertson & Cabak, 2014). Da der Elastizitätsmodul nur bei drainierten Böden anwendbar ist, gilt Gleichung 16 nur wenn die Bedingung $I_c < 2,60$ erfüllt ist (Robertson, 2009b). Um zu überprüfen ob diese Bedingung auch für den Hard Soil – Soft Rock Bereich zutrifft, wurde Gleichung 16 in alle Zonen für die Auswertung angewandt (GeoLogismiki, 2014).

$$E_S = \alpha_E * (q_t - \sigma_{v0}) \quad (16)$$

$$\alpha_E = 0,015 * [10^{(0,55 * I_c + 1,68)}] \quad (17)$$

- E_S Elastizitätsmodul [MPa]
- α_E Elastizitätsmodulfaktor [-]
- q_t Korrigierter Spitzenwiderstand [MPa]
- σ_{v0} Totale Überlagerungsspannung [MPa]
- I_c SBT_n-Index [-]

Für gerundete, unzementierte Quarzsande lässt sich nach Kulhawy und Mayne (1990) auch der Reibungswinkel berechnen (Gleichung 18). Die Methode ist anwendbar für die Zonen 5, 6, 7 und 8 (GeoLogismiki, 2014).

$$\varphi' = 17,6 + 11 * \log Q_{tn} \quad (18)$$

- φ' Effektiver Reibungswinkel [°]
- Q_{tn} Normalisierter Spitzenwiderstand [-]

Die Berechnung des Überkonsolidierungsverhältnis erfolgt nach Robertson (2009b) und ist für überkonsolidierte Tone anzuwenden (Gleichung 19).

$$OCR = 0,25 (Q_{t1})^{1,25} \quad (19)$$

- OCR Überkonsolidierungsverhältnis [-]
- Q_{t1} Normalisierter Spitzenwiderstand mit n=1 [-]

Die undrainierte Scherfestigkeit kann mit Gleichung 20 berechnet werden. N_{kt} ist dabei der empirische undrainierte Scherfestigkeitsspitzenbeiwert für Tone und variiert typischerweise zwischen 10 und 18. Wegen fehlender Erfahrungswerte wird für N_{kt} der Durchschnittswert 14 angenommen (GeoLogismiki, 2014; Robertson & Cabak, 2014).

$$s_u = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}} \quad (20)$$

s_u	Undrainierte Scherfestigkeit [kPa]
q_t	Korrigierter Spitzenwiderstand [kPa]
σ_{vo}	Totale Überlagerungsspannung [kPa]
N_{kt}	Scherfestigkeitsspitzenbeiwert [-]

Für die Ermittlung des Schubmoduls bei kleinen Dehnungen wird der Schubmodulfaktor α_M berechnet (Gleichung 22). Aus diesem sowie aus dem korrigierten Spitzenwiderstand und der totalen Überlagerungsspannung ergibt sich G_0 nach Gleichung 21 (GeoLogismiki, 2014). Da das Reibungsverhältnis stark von der Bodensensitivität abhängig ist und I_c beeinflusst, sind die Ergebnisse aus Gleichung 21 bei feinkörnigen Böden weniger zuverlässig als bei grobkörnigen Böden (Robertson, 2009b).

$$G_0 = \alpha_M * (q_t - \sigma_{vo}) \quad (21)$$

$$\alpha_M = 0,0188 * [10^{0,55 * I_c + 1,68}] \quad (22)$$

G_0	Schubmodul bei kleinen Dehnungen [MPa]
α_M	Schubmodulfaktor [-]
q_t	Korrigierter Spitzenwiderstand [MPa]
σ_{vo}	Totale Überlagerungsspannung [MPa]
I_c	SBT _n -Index [-]

3.3.2.2 Auswertung der SDMT-Sondierungen

Für die Verifizierung der Daten aus den Drucksondierungen, erfolgte ein Vergleich der Ergebnisse der CPTu- und SDMT-Tests. Aus den Dilatometermessungen sind A- und B-Erddruckwerte vorhanden. Aus diesen wurden der Werkstoffindex I_D , die Wichte γ , das Überkonsolidierungsverhältnis OCR und die undrainierte Scherfestigkeit s_u ermittelt. Mit den seismischen Messungen wurde die Scherwellengeschwindigkeit V_s erhoben. Daraus ist der Schubmodul bei kleinen Dehnungen G_0 ermittelbar.

Im ersten Schritt müssen die aus den Versuchen gewonnenen Erddruckwerte unter Verwendung der Gleichungen 23 & 24 korrigiert werden, um die p_0 - und p_1 -Drücke zu erhalten, welche der Berechnung weiterer Parameter dienen (Österreichisches Normungsinstitut, 2017).

$$p_1 = B - \Delta B - Z_m \quad (23)$$

$$p_0 = 1,05(A + \Delta A - Z_m) - 0,05p_1 \quad (24)$$

- p_1 Korrigierter B-Druck [kPa]
 B B-Druck [kPa]
 ΔB B-Membrankalibrierdruck [kPa]
 Z_m Druckanzeige null [kPa]
 p_0 Korrigierter A-Druck [kPa]
 A A-Druck [kPa]
 ΔA A-Membrankalibrierdruck [kPa]

Aus den Druckwerten lässt sich mit Gleichung 25 der Index I_D zur Klassifizierung des Bodens nach seinem Verhalten im Versuch ermitteln (Österreichisches Normungsinstitut, 2017). Nach Marchetti S. (1980) kann das mechanische Verhalten des Bodens mit I_D und E_D (Gleichung 26) nach Tabelle 7 und Abbildung 19 klassifiziert werden.

$$I_D = (p_1 - p_0)/(p_0 - u_0) \quad (25)$$

- I_D Dilatometer Werkstoffindex [-]
 p_1 Korrigierter B-Druck [kPa]
 p_0 Korrigierter A-Druck [kPa]
 u_0 Porenwasserdruck in situ [kPa]

Tabelle 7: Bodenbeschreibung nach I_D und E_D

Zone	Bodenverhaltensart	Klassifizierung
1	Ton	$I_D < 0,33$
2	Schluffiger Ton	$0,33 < I_D < 0,60$
3	Tonhaltiger Schluff	$0,60 < I_D < 0,80$
4	Schluff	$0,80 < I_D < 1,20$
5	Sandiger Schluff	$1,20 < I_D < 1,80$
6	Schluffiger Sand	$1,80 < I_D < 3,30$
7	Sand	$3,30 < I_D$
8	Schlamm	$0,1 < I_D \text{ \& } 5 < E_D < 12$
9	Schlamm und/oder Torf	$I_D < 0,1 \text{ \& } 5 < E_D < 12$

Die Berechnung der Wichte γ erfolgt nach Marchetti & Crapps (1981) über die Schätzung von γ/γ_w mit Abbildung 19. Als Eingangsdaten zur Ermittlung der Wichte dienen der Dilatometer-Werkstoffindex I_D aus Gleichung 25 und der Dilatometer-Modul E_D aus Gleichung 26 (Österreichisches Normungsinstitut, 2017).

$$E_D = 34,7(p_1 - p_0) \quad (26)$$

- E_D Dilatometer-Modul [kPa]
 p_1 Korrigierter B-Druck [kPa]
 p_0 Korrigierter A-Druck [kPa]

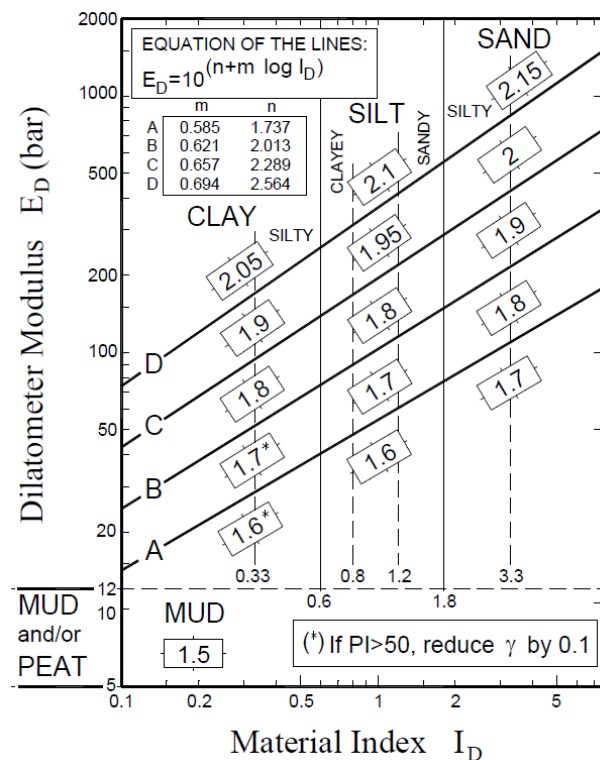


Abbildung 19: Bodenbeschreibung und geschätzte Wichte γ/γ_w (Totani et al., 2001)

Die Berechnung des Überkonsolidierungsverhältnis OCR wird nach Gleichung 28 durchgeführt. OCR ist dabei Abhängig vom Dilatometer-Horizontalspannungsindex K_D aus Gleichung 27. Anwendbar ist die Bedingung für die schluffigen bzw. tonigen Zonen 1, 2, 3 und 4 (Österreichisches Normungsinstitut, 2017). Da das Ausmaß der Überkonsolidierung in sandigen Böden oft das Resultat komplexer Vorbeanspruchungen, Austrocknungen oder anderer Effekte ist, eignet sich Gleichung 27 hier nicht (Totani et al., 2001).

$$K_D = (p_0 - u_0) / \sigma'_{v0} \quad (27)$$

$$OCR = (0,5 * K_D)^{1,56} \quad (28)$$

K_D Dilatometer-Horizontalspannungsindex [-]

p_0 Korrigierter A-Druck [kPa]

u_0 Porendruck in situ [kPa]

σ'_{v0} Effektive Vertikalspannung in situ [kPa]

OCR Überkonsolidierungsverhältnis [-]

Die undrainierte Scherfestigkeit wird nach Gleichung 29 ermittelt und ist bei $I_D < 1,2$ (Zonen 1 – 4) anwendbar (Österreichisches Normungsinstitut, 2017).

$$s_u = 0,22 \sigma'_{v0} * (0,5 K_D)^{1,25} \quad (29)$$

s_u Undrainierte Scherfestigkeit [kPa]

σ'_{v0} Effektive Vertikalspannung in situ [kPa]

K_D Dilatometer-Horizontalspannungsindex [-]

Der Schubmodul bei kleinen Dehnungen lässt sich mittels der Dichte und der Scherwellengeschwindigkeit durch die Anwendung von Gleichung 30 berechnen (Robertson & Cabak, 2014). Für die Berechnung der Dichte wird die aus den DMT-Versuchen ermittelte Wichte nach Abbildung 19 verwendet.

$$G_0 = \rho * V_s^2 * 10^{-6} \quad (30)$$

G_0 Schubmodul bei kleinen Dehnungen [MPa]

ρ Dichte [kg/m³]

V_s Scherwellengeschwindigkeit [m/s]

3.3.2.3 Auswertung vorangegangener Untersuchungen

Im Zuge der Erkundungskampagnen in den Jahren 2005, 2006, 2009 und 2012 wurden Bodenkennwerte für die Schichtkomplexe B, C, D und E (vgl. Abschnitt 1.2.1 Geologischer Überblick und Tabelle 1) zusammengefasst. Zusätzlich wurden noch Parameter für Sand/Schluff-Wechselfolgen definiert, was einer Abstufung zwischen Schichtkomplex D und E entspricht. Mithilfe von Bohrkern- bzw. Sondierschlitzdarstellungen, welche in Nähe der Drucksondierungen erhoben wurden

(Abstand von ~ 2 bis 10 m), wurden diese Bodenkennwerte über die Tiefe mit den Ergebnissen aus den CPTu-Sondierungen gegenübergestellt. Die Vergleichsparameter für Messort 2 stammen aus der KB 105/08, für Messort 3 aus dem SS 47/08, für Messort 4 aus der KB 34A/08 und für Messort 5 aus der KB 35/08 (Anhang B).

Die Kennwerte aus den Erkundungskampagnen wurden mit bodenphysikalischen und felsmechanischen Analysen an Bodenproben aus Kernbohrungen oder Sondierschlitzern ermittelt.

4 Ergebnisse

Die Ergebnisse sind wie in Kapitel 3 in die unterschiedlichen Zielsetzungen unterteilt. Eine Interpretation der Darstellungen erfolgt im Abschnitt 5. Tabelle 8 gibt einen Überblick über alle durchgeführten Drucksondierungen und das jeweilig verwendete Equipment. Eine Erklärung der Nomenklatur für die einzelnen Versuchsnummern ist in Anhang A gegeben.

Tabelle 8: Übersicht der durchgeführten Drucksondierungen

Messort	Messung	Art	Spitze		Gestänge		Reibungsminderer	
			A_{QS} [cm ²]	α [°]	A_{QS} [cm ²]	Art	Ort	
1	CPTu_1_III_15_nfr	Piezom.	15	60	10	-	-	
2	CPTu_2_I_15_nfr	Piezom.	15	60	10	-	-	
2	DCPT_2_II_10_nfr	Dummy	10	60	10	-	-	
2	DCPT_2_II_10_wfr_h	Dummy	10	60	10	Hülse Pagani	0.5 m nach Sp.	
2	DCPT_2_II_10_wfr_8ca	Dummy	10	60	10	8 Stege	0.5 m nach Sp.	
2	DCPT_2_II_10_wfr_8ca_fl	Dummy	10	60	10	8 Stege & Spülung	0.5 m nach Sp.	
2	CPTu_2_II_15_nfr	Piezom.	15	60	10	-	-	
2	DCPT_2_II_15_nfr	Dummy	15	60	10	-	-	
2	DCPT_2_II_15_wfr_8ca4	Dummy	15	60	10	4 mal 8 Stege	3/6/9/12 m n. Sp.	
2	DCPT_2_II_15_wfr_8ca_fl	Dummy	15	60	10	8 Stege & Spülung	0.5 m nach Sp.	
2	DCPT_2_II_24_nfr	Dummy	24	60	24	-	-	
2	DCPT_2_III_10_50dg_nfr	Dummy	10	50	10	-	-	
2	DCPT_2_III_10_40dg_nfr	Dummy	10	40	10	-	-	
2	DCPT_2_III_10_50dg_wfr_8ca	Dummy	10	50	10	8 Stege	0.5 m nach Sp.	
2	DCPT_2_III_10_40dg_wfr_8ca	Dummy	10	40	10	8 Stege	0.5 m nach Sp.	
2	DCPT_2_III_15_nfr	Dummy	15	60	10	-	-	
2	DCPT_2_III_15_nfr_c	Dummy	15	60	10	Verrohrung	GOK bis -11 m	
2	DCPT_2_III_15_50dg_nfr	Dummy	15	50	10	-	-	
2	DCPT_2_III_15_40dg_nfr_a	Dummy	15	40	10	-	-	
2	DCPT_2_III_15_40dg_nfr_b	Dummy	15	40	10	-	-	
3	CPTu_3_I_15_nfr	Piezom.	15	60	10	-	-	
4	CPTu_4_I_15_nfr	Piezom.	15	60	10	-	-	
5	CPTu_5_I_15_nfr	Piezom.	15	60	10	-	-	
5	DCPTu_5_III_15_40dg_nfr	Dummy	15	40	10	-	-	

4.1 Grenzen der Sondierbarkeit

4.1.1 Feldversuche

Die Ergebnisse der Feldversuche zeigen den benötigten Arbeitsaufwand für Drucksondierungen unterschiedlicher Rahmenbedingungen, die Zusammenstellung der Kräfte der Gesamtdruckkraft und die Drucklochstabilität.

Aus den folgenden Tabellen (Tabelle 9 bis Tabelle 14) sind Vergleiche der verrichteten Arbeit (kNm) für die Drucksondierungen mit unterschiedlichem Equipment ersichtlich. Die Werte setzen sich aus der Gesamtdruckkraft (Q_m in kN, aufgezeichnet in Zentimeterschritten) multipliziert mit der Tiefe (in m) zusammen. Die einzelnen Sondierungen werden jeweils bis zur maximalen Tiefe jedes Versuches miteinander verglichen. Ein grün hinterlegter Wert in den Tabellen repräsentiert den niedrigsten Arbeitsaufwand bis zur jeweiligen Tiefenstufe, ein rot hinterlegter Wert den höchsten Arbeitsaufwand.

Tabelle 9: Vergleich der Arbeit (kNm) von 10, 15 und 24 cm² Spitzen (ohne Reibungsminderer)

Messstelle	Endtiefe [m]	Arbeit [kNm] bis zu Tiefe von...					
		13,60	16,05	18,85	19,96	20,65	22,47
DCPT_2_II_24_nfr	13,60	1735					
DCPT_2_II_10_nfr	16,05	1218	1650				
CPTu_2_II_15_nfr	18,85	394	613	960			
CPTu_2_I_15_nfr	19,96	400	654	938	1100		
DCPT_2_II_15_nfr	20,65	364	541	807	949	1049	
DCPT_2_III_15_nfr	22,47	389	575	885	1025	1120	1389

Tabelle 10: Vergleich der Arbeit (kNm) von 10 cm² Spitzen (mit und ohne Reibungsminderer)

Messstelle	Endtiefe [m]	Arbeit [kNm] bis zu Tiefe von...			
		16,05	17,56	18,89	20,30
DCPT_2_II_10_nfr	16,05	1650			
DCPT_2_II_10_wfr_8ca_fl	17,56	614	770		
DCPT_2_II_10_wfr_h	18,89	1202	1418	1649	
DCPT_2_II_10_wfr_8ca	20,30	780	957	1150	1375

Tabelle 11: Vergleich der Arbeit (kNm) von 15 cm² Spitzen (mit und ohne Reibungsminderer)

Messstelle	Endtiefe [m]	Arbeit [kNm] bis zu Tiefe von...						
		18,18	18,85	19,96	20,65	21,48	22,47	27,38
DCPT_2_II_15_wfr_8ca_fl	18,18	820						
CPTu_2_II_15_nfr	18,85	854	960					
CPTu_2_I_15_nfr	19,96	855	933	1095				
DCPT_2_II_15_nfr	20,65	728	807	949	1049			
DCPT_2_II_15_wfr_8ca4	21,48	1039	1141	1316	1424	1561		
DCPT_2_III_15_nfr	22,47	806	885	1026	1120	1237	1389	
DCPT_2_III_15_nfr_c	27,38	746	829	959	1043	1146	1300	2147

Tabelle 12: Vergleich der Arbeit (kNm) von 10 cm² Spitzen mit unterschiedlichem Öffnungswinkel (ohne Reibungsminderer)

Messstelle	Endtiefe [m]	Arbeit [kNm] bis zu Tiefe von...		
		15,61	16,05	17,36
DCPT_2_III_10_50dg_nfr	15,61	1458		
DCPT_2_II_10_nfr	16,05	1568	1650	
DCPT_2_III_10_40dg_nfr	17,36	1389	1461	1682

Tabelle 13: Vergleich der Arbeit (kNm) von 10 cm² Spitzen mit unterschiedlichem Öffnungswinkel (mit Reibungsminderer)

Messstelle	Endtiefe [m]	Arbeit [kNm] bis zu Tiefe von...		
		19,20	20,30	23,86
DCPT_2_III_10_50dg_wfr_8ca	19,20	1107		
DCPT_2_II_10_wfr_8ca	20,30	1204	1375	
DCPT_2_III_10_40dg_wfr_8ca	23,86	1114	1304	1871

Tabelle 14: Vergleich der Arbeit (kNm) von 15 cm² Spitzen mit unterschiedlichem Öffnungswinkel (ohne Reibungsminderer)

Messstelle	Endtiefe [m]	Arbeit [kNm] bis zu Tiefe von...			
		21,11	22,47	25,10	26,22
DCPT_2_III_10_40dg_nfr_b	21,11	984			
DCPT_2_III_15_nfr	22,47	1179	1389		
DCPT_2_III_15_50dg_nfr	25,10	1191	1400	1845	
DCPT_2_III_10_40dg_nfr_a	26,22	774	970	1379	1573

Abbildung 20 bis Abbildung 24 zeigen den Anteil des Spitzendruckes, der Hülssenreibung und der gesamten Gestängereibung an der Gesamtdruckkraft, für die jeweiligen Standard CPTu-Versuche.

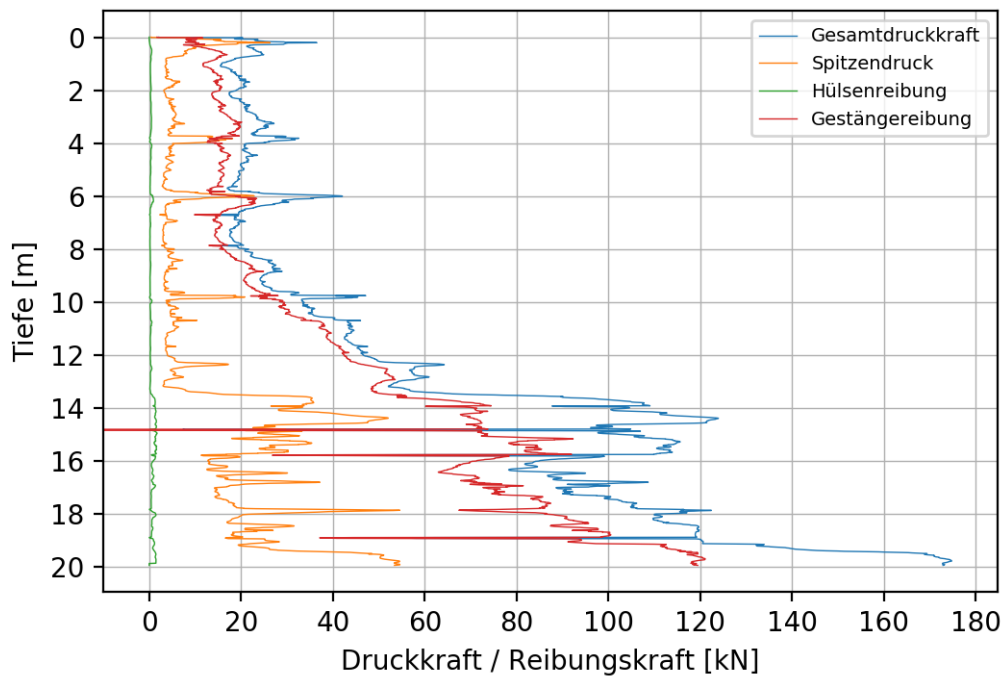


Abbildung 20: Zusammensetzung der Gesamtdruckkraft von *CPTu_2_I_15_nfr*

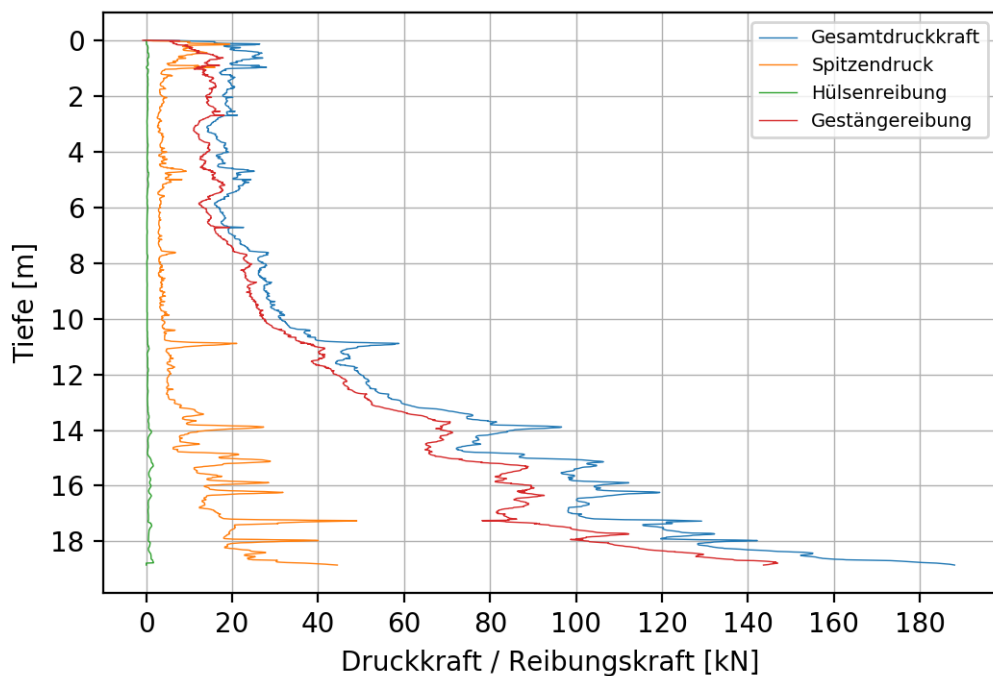


Abbildung 21: Zusammensetzung der Gesamtdruckkraft von *CPTu_2_II_15_nfr*

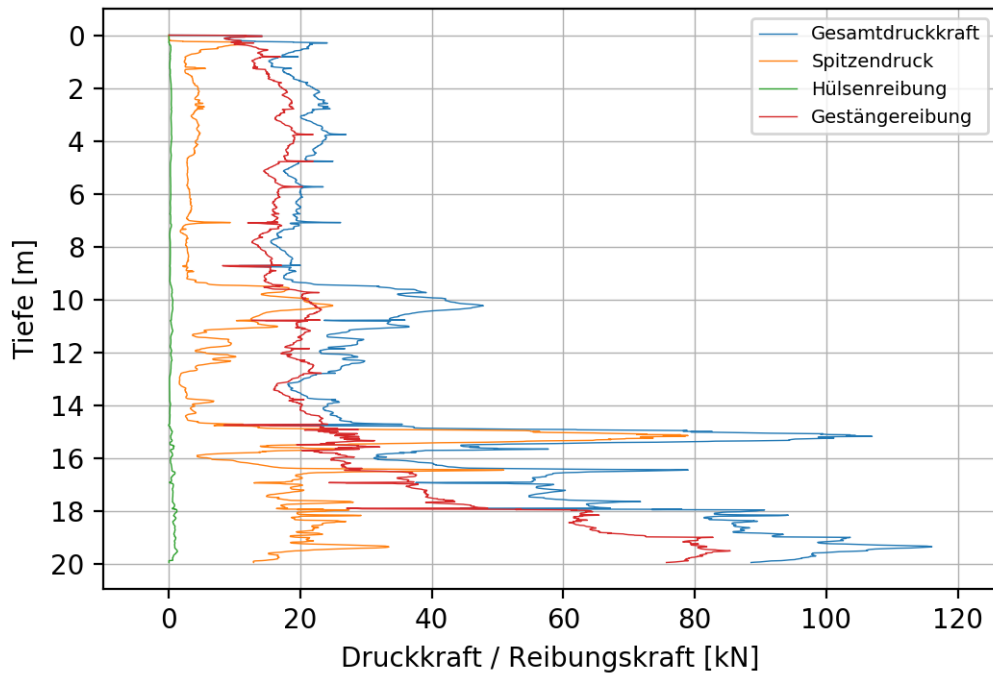


Abbildung 22: Zusammensetzung der Gesamtdruckkraft von *CPTu_3_I_15_nfr*

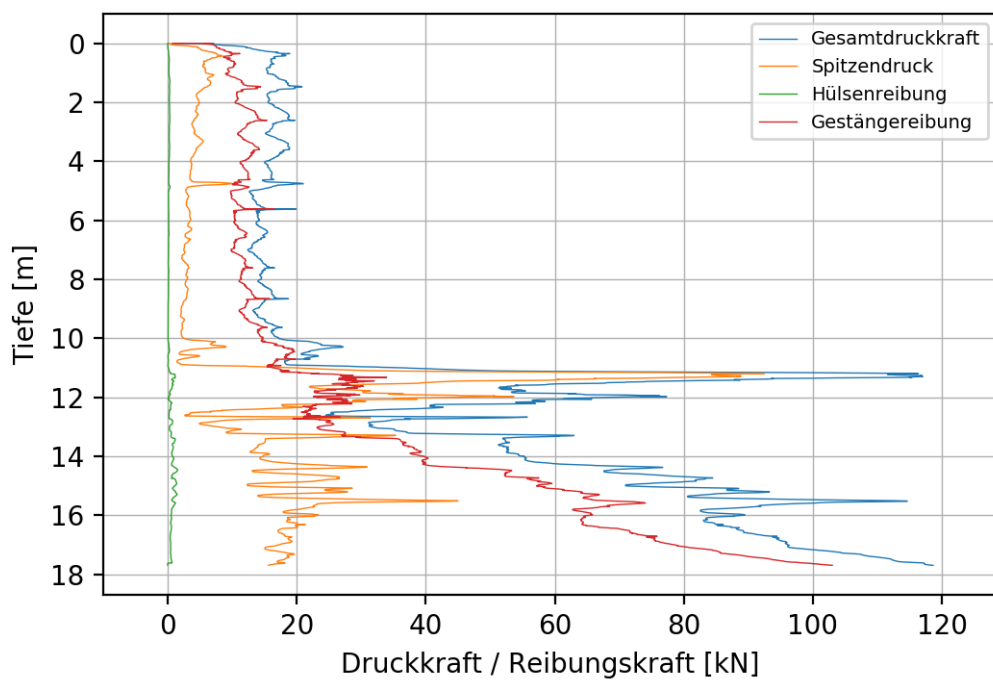


Abbildung 23: Zusammensetzung der Gesamtdruckkraft von *CPTu_4_I_15_nfr*

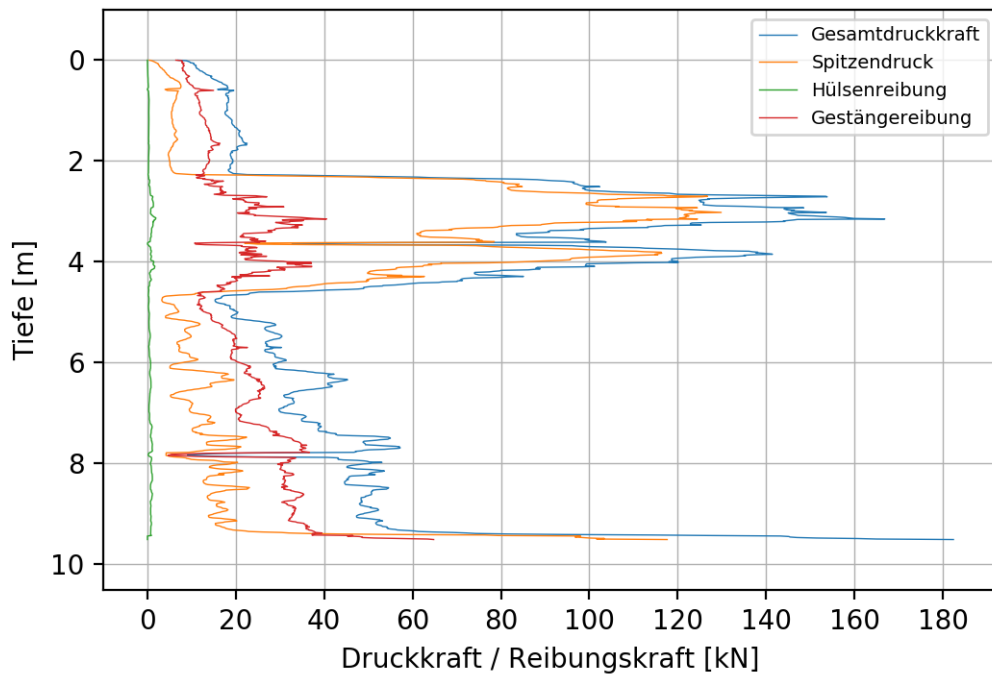


Abbildung 24: Zusammensetzung der Gesamtdruckkraft von *CPTu_5_I_15_nfr*

In Tabelle 15 wird der prozentuelle Anteil von Spitzendruck und Gestängereibung an der Gesamtdruckkraft in der maximalen Tiefe der jeweiligen Sondierung dargestellt.

Tabelle 15: Prozentueller Anteil von Spitzendruck und Gestängereibung an der Gesamtdruckkraft

Messort	Tiefe [m]	Q_{tm} [kn]	Spitzendruck	Gestängereibung
CPTu_2_I_15_nfr	-19,70	172,85*	31%	69%
CPTu_2_II_15_nfr	-18,84	188,07*	24%	76%
CPTu_3_I_15_nfr	-19,74	88,56	15%	85%
CPTu_4_I_15_nfr	-17,67	118,64	13%	87%
CPTu_5_I_15_nfr	-9,48	182,40*	64%	36%

*Limit erreicht

Abbildung 25 gibt einen Überblick über die Stabilität der einzelnen Drucklöcher an Messort 2 unmittelbar nach der durchgeführten Sondierung. Dargestellt ist die Tiefe der jeweiligen Löcher und bis zu welchem Niveau diese offen stehen.

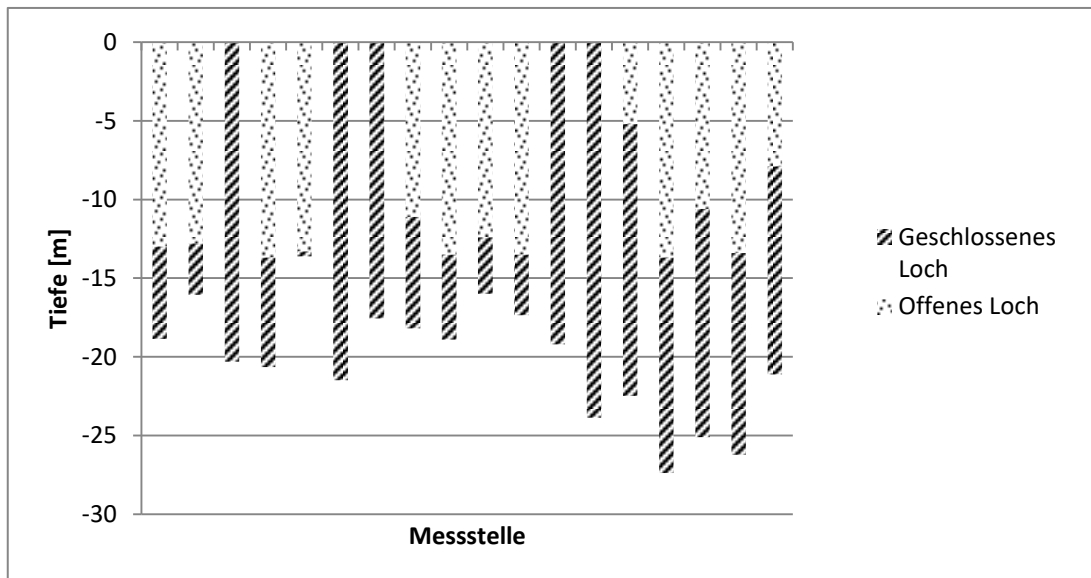


Abbildung 25: Übersicht der Stabilität der Drucklöcher an Messort 2

4.1.2 Numerische Simulation

Abbildung 26 zeigt die Ergebnisse der numerischen Simulation des Vergleichs von Sondierspitzen mit unterschiedlichen Öffnungswinkeln. Dargestellt sind der Spitzenwiderstand, die Mantelreibung und der Porenwasserdruck, gemessen zwischen Kegel und Reibungshülse.

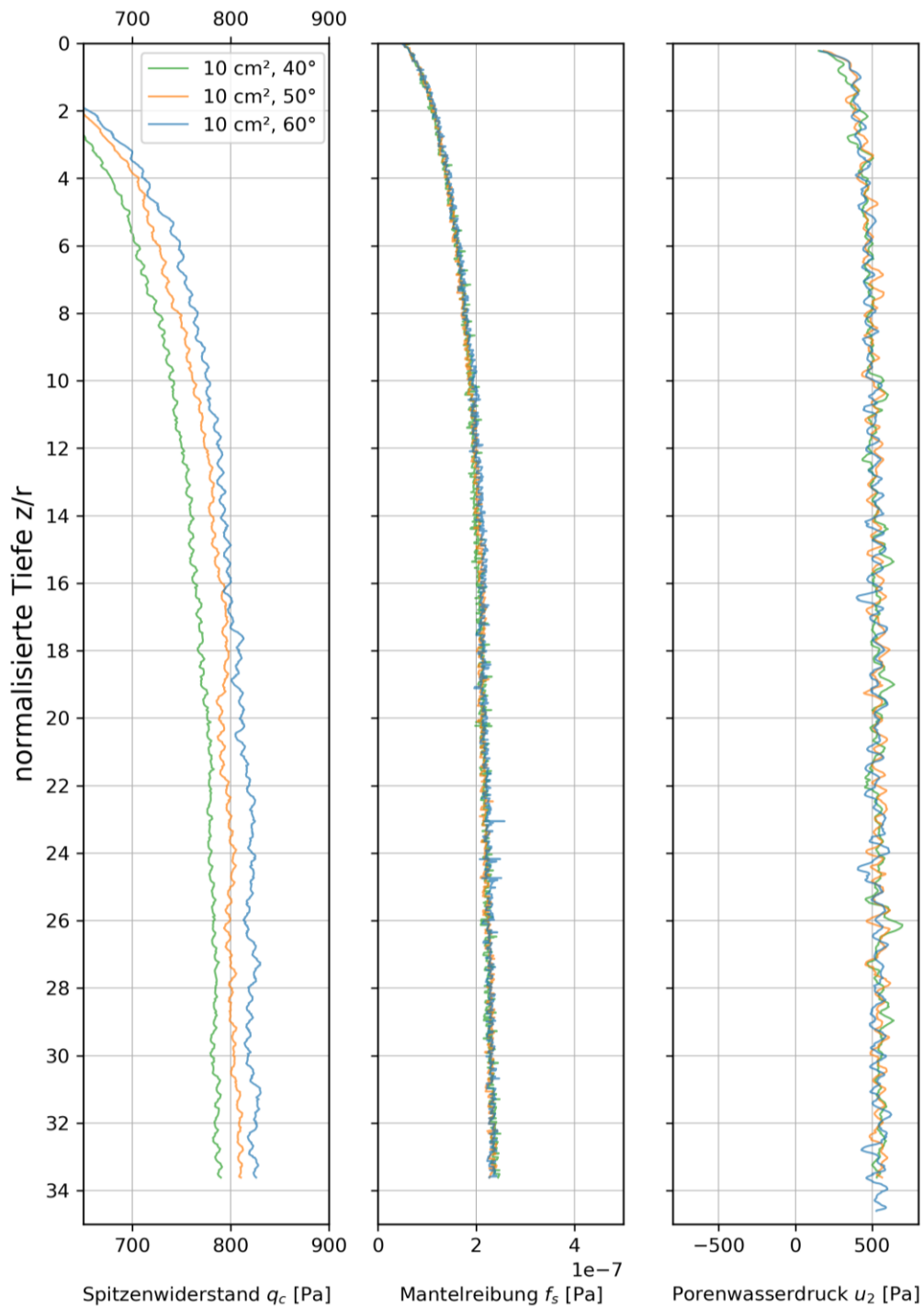


Abbildung 26: Numerischer Vergleich von 10 cm² Spitzen mit unterschiedlichen Öffnungswinkeln in feinkörnigem Boden

4.2 Detektion von Gleitflächen im Rutschungsbereich

Zur Detektion von Gleitflächen im Rutschungsbereich konnten Ergebnisse aus Inklinometeraufzeichnungen, einer Drucksondierung und einer seismischen Dilatometermessung gewonnen werden.

Die Verschiebungen aus den Inklinometeraufzeichnungen sind in Abbildung 27 bis Abbildung 29 dargestellt. Die Datenerhebung fand im Zeitraum vom Juli 2019 bis Februar 2020 statt. Die Resultate wurden von der ASFINAG zur Verfügung gestellt. Die Lage der Inklinometermessstellen ist in Abbildung 64 (Abschnitt 5.2) ersichtlich.

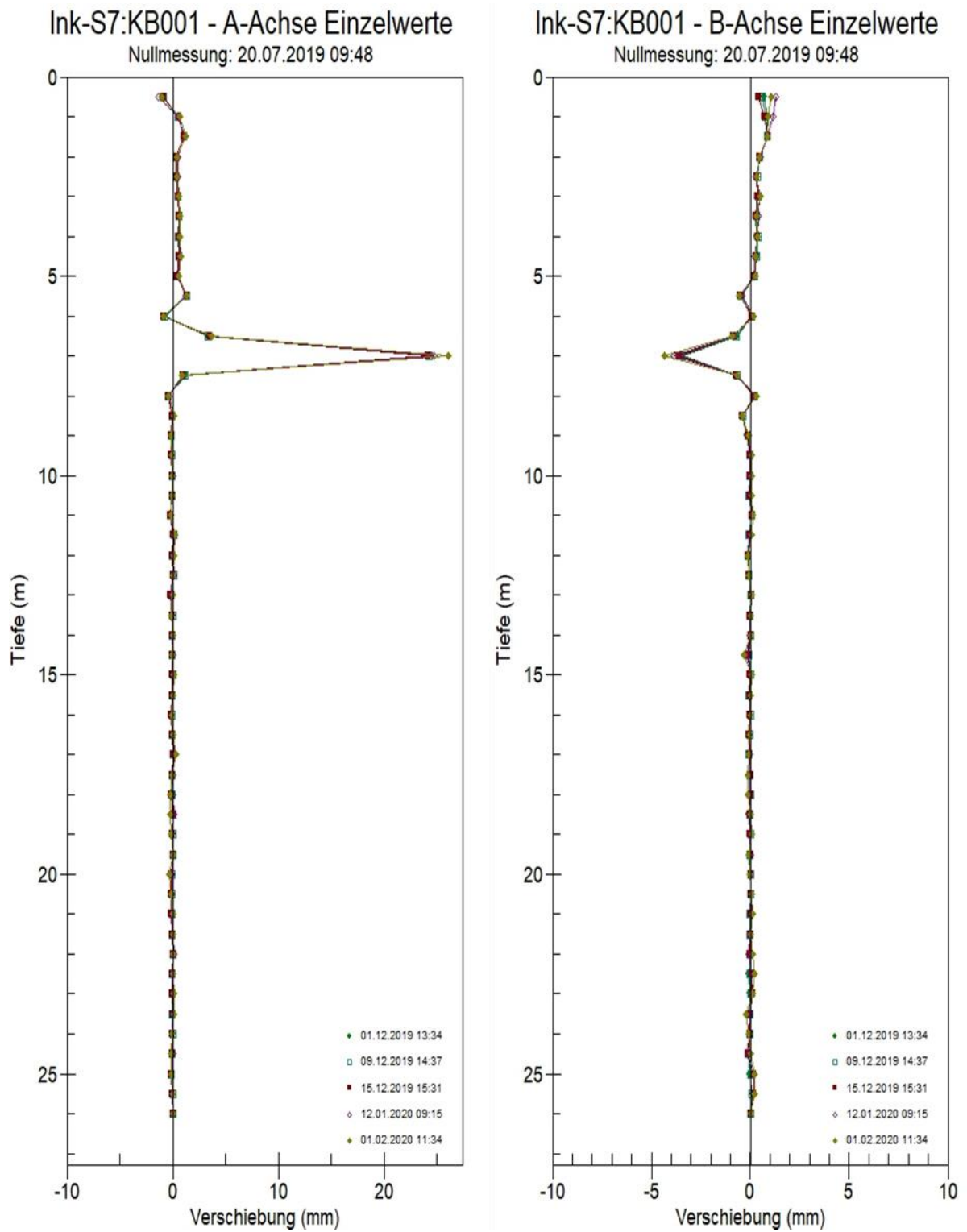


Abbildung 27: Einzelwerte der Auslenkungen von Inklinometermessstelle 1 (Geoconsult Holding ZT GmbH, 2020)

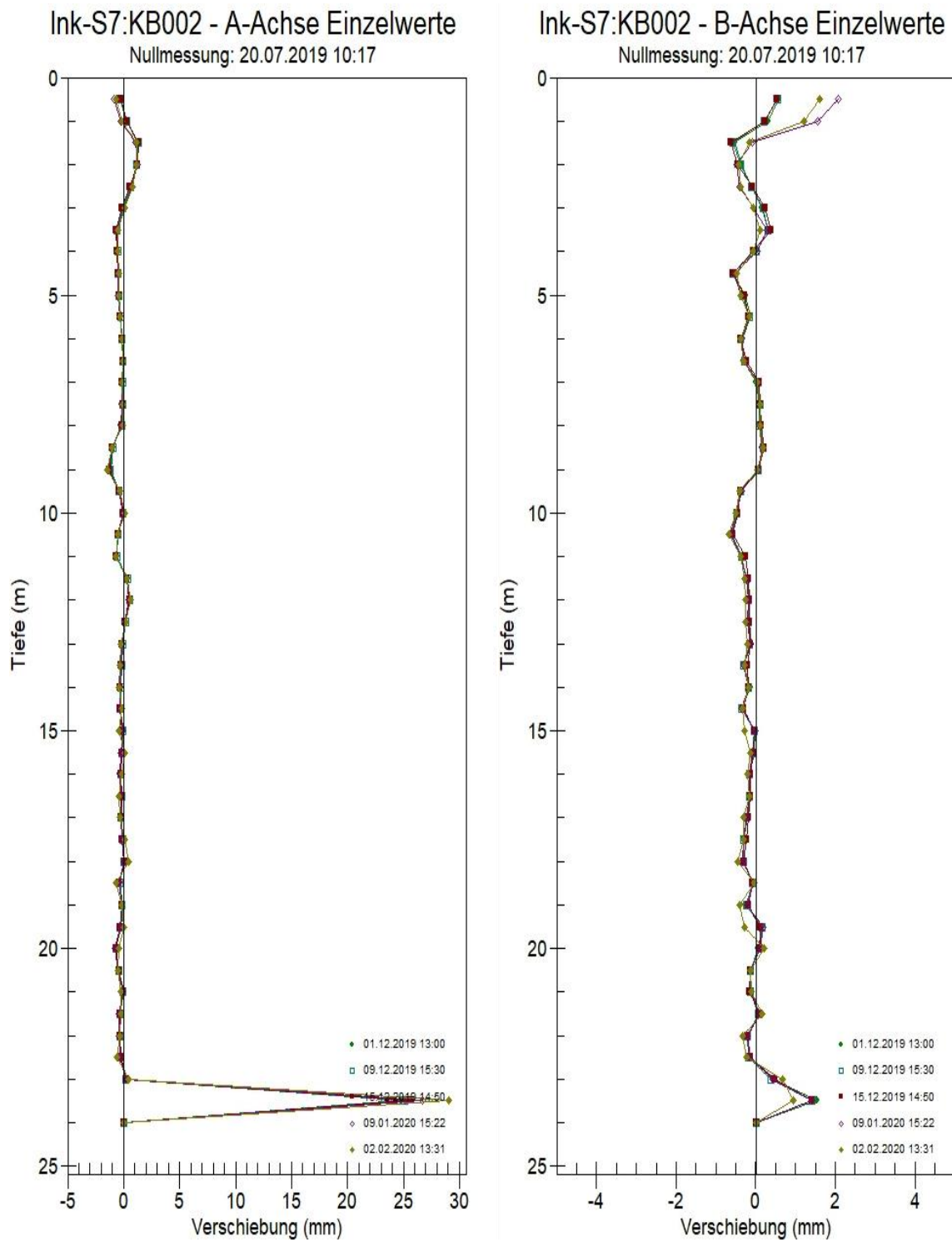


Abbildung 28: Einzelwerte der Auslenkungen von Inklinometermessstelle 2 (Geoconsult Holding ZT GmbH, 2020)

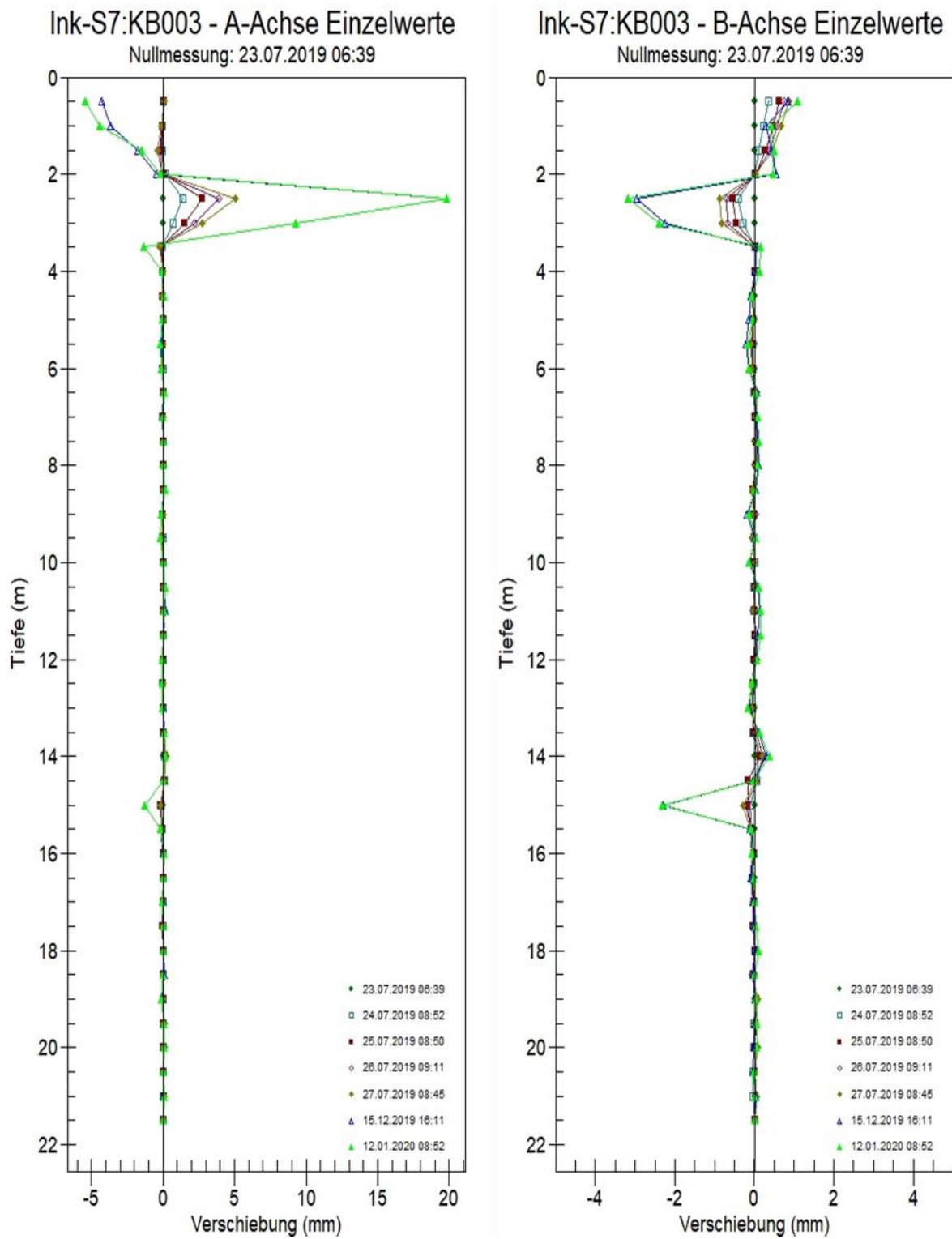


Abbildung 29: Einzelwerte der Auslenkungen von Inklinometermessstelle 3 (Geoconsult Holding ZT GmbH, 2020)

In Abbildung 30 bis Abbildung 33 sind die Ergebnisse aus den Versuchen an Messort 1 ersichtlich. Die ermittelten Werte aus den Drucksondierungen sind in Blau, Rot beziehungsweise Grau dargestellt. Die für die Auswertung angewandten Gleichungen sind nicht für alle Bodenverhaltensarten gültig (vgl. Abschnitt 3.3.2.1). In den Bereichen in welchen diese Gleichungen dennoch angewandt wurden, ist der dazugehörige Graph in strichliertem Grau abgebildet. In Abbildung 31 werden die Kennwerte aus den CPTu-Sondierungen mit den Daten aus den Vorerkundungen verglichen. Der Bereich der Kennwerte aus den Vorerkundungen ist in Grün dargestellt. Die Zuteilung der einzelnen Schichtkomplexe (vgl. Tabelle 16) über die Tiefe wurde nach der Interpretation der Ergebnisse aus der Drucksondierung *CPTu_1_III_15_nfr* (Kapitel 5.2) vorgenommen. Abbildung 32 und Abbildung 33 zeigen Vergleiche von den DMT- und CPTu-Werten für das Ausmaß der Überkonsolidierung, die undrainierte Scherfestigkeit und die Wichte. Abbildung 33 zeigt außerdem noch eine Gegenüberstellung des Schubmoduls für kleine Dehnungen der seismischen Messung und den Daten der Drucksondierung. DMT-Daten werden in dieser Arbeit in orange dargestellt, Werte aus seismischen Messungen in violett.

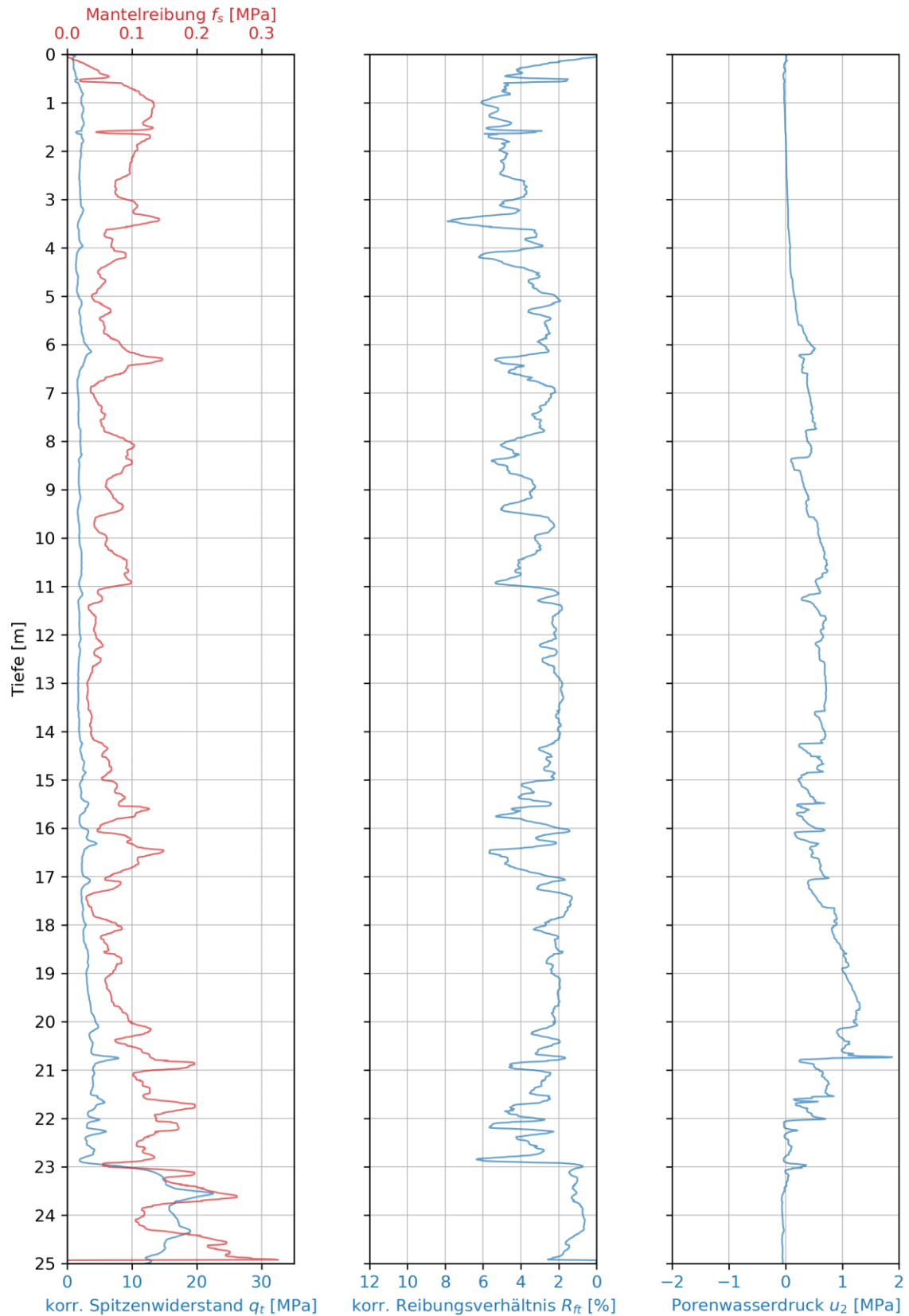


Abbildung 30: *CPTu_1_III_15_nfr* – korrigierter Spitzenwiderstand, Mantelreibung, korrigiertes Reibungsverhältnis und Porenwasserdruck

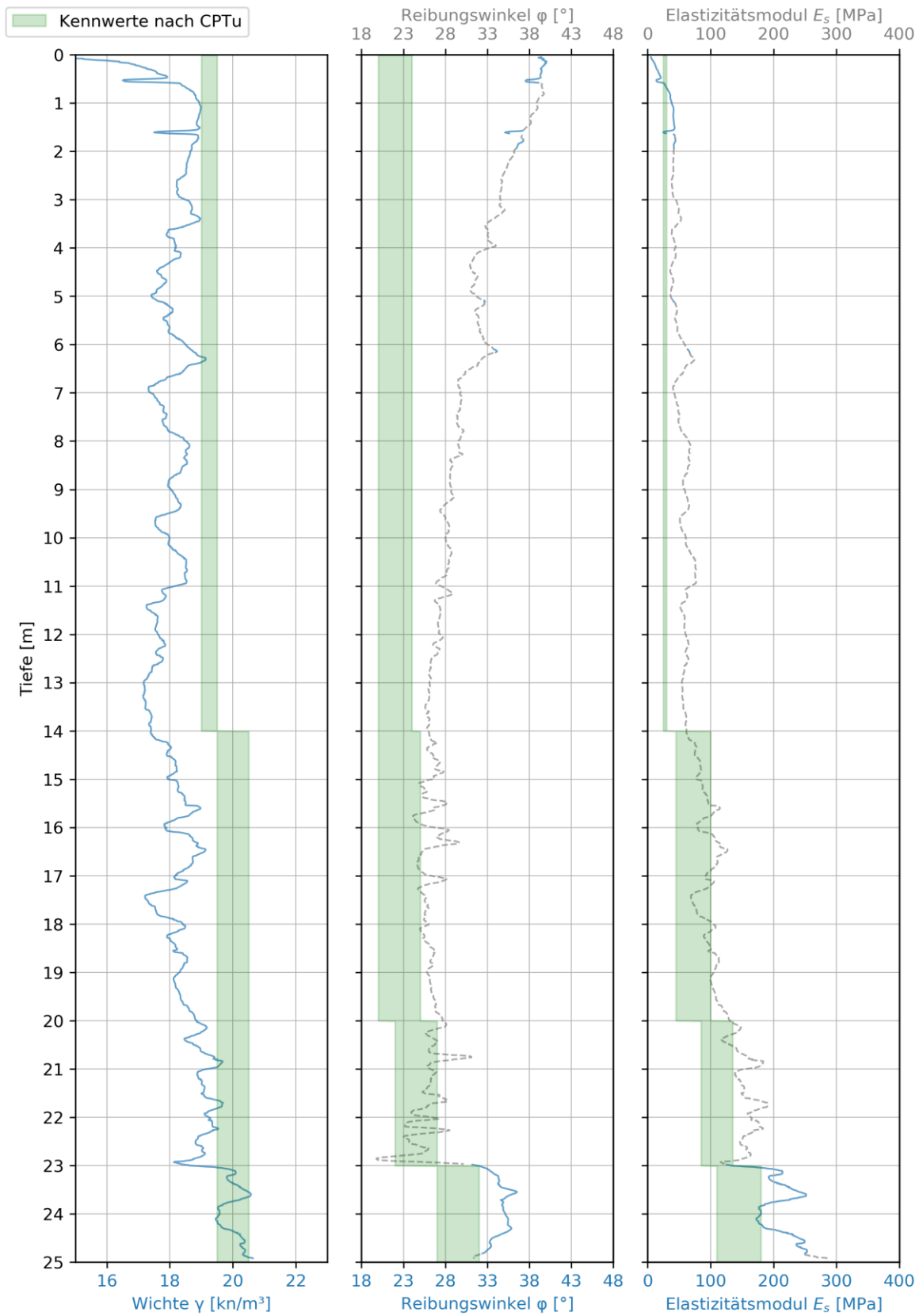


Abbildung 31: CPTu_1_III_15_nfr – Wichte, Reibungswinkel und Elastizitätsmodul

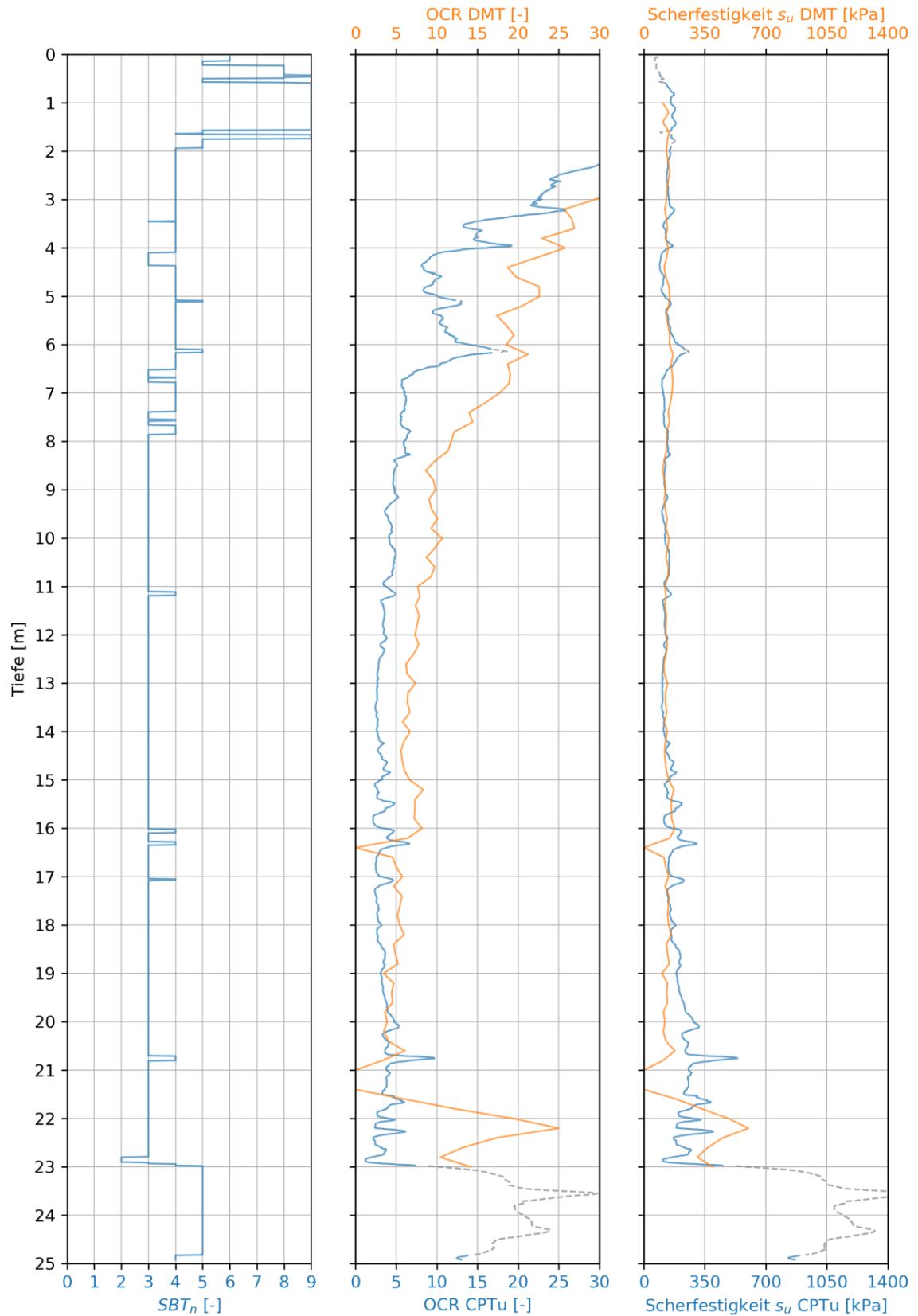


Abbildung 32: *CPTu_1_III_15_nfr* – normalisierte Bodenverhaltensarten (Tabelle 6), Ausmaß der Überkonsolidierung und undrainierte Scherfestigkeit

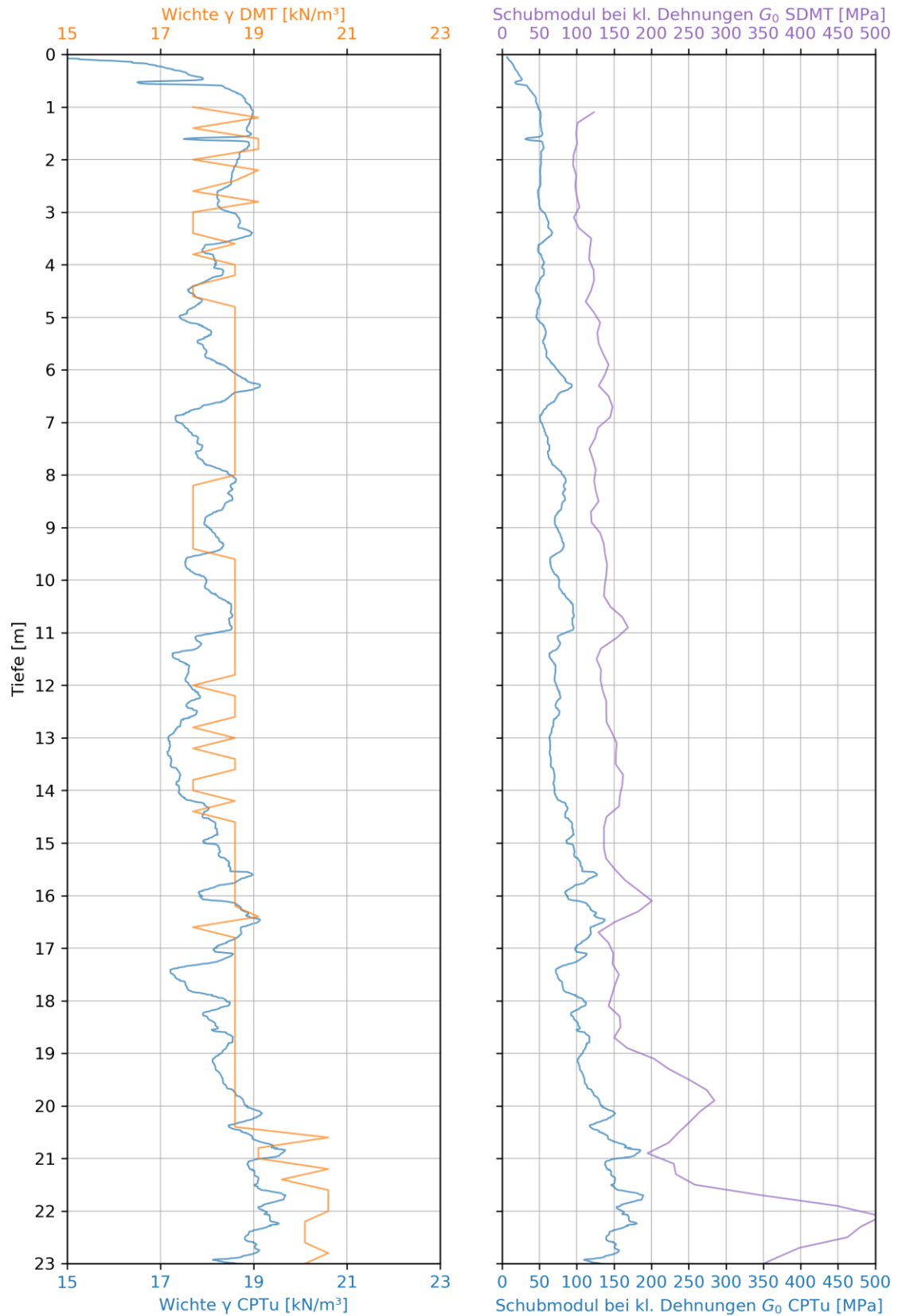


Abbildung 33: CPTu_1_III_15_nfr – Wichte und Schubmodul bei kleinen Dehnungen

4.3 Bodenkennwerte aus CPTu- und SDMT-Verfahren

In Tabelle 16 sind die ermittelten Bodenkennwerte aus vorangegangenen Erkundungen dargestellt. Die einzelnen Schichtkomplexe sind in Kapitel 1.2.1 genauer beschrieben. Die Bodenkennwerte und die dazugehörigen lithologischen Beschreibungen wurden von der ASFINAG zur Verfügung gestellt.

Tabelle 16: Bodenkennwerte der Schichtkomplexe (BGG Consult, 2017b)

Schichtkomplex	Lithologie	Reibungswinkel	Wichte	E-Modul
		φ [°]	γ [kN/m ³]	E [MN/m ²]
B	Schluff (Deckschicht)	20 - 24	19,0 - 19,5	25 - 30
C	Kies und Sand	32 - 37	21,0 - 21,5	160 - 250
D	Schluff	20 - 25	19,5 - 20,5	45 - 100
D/E	Sand/Schluff	22 - 27	19,5 - 20,5	85 - 135
E	Sand	27 - 32	19,5 - 20,5	110 - 180

In Abbildung 34 bis Abbildung 51 sind die Ergebnisse aus den Drucksondierungen mit Piezometerspitze an den Messorten 2, 3, 4 und 5 ersichtlich. Die ermittelten Werte aus den Drucksondierungen sind in Blau, Rot beziehungsweise Grau dargestellt. Die für die Auswertung angewandten Gleichungen sind nicht für alle Bodenverhaltensarten gültig (vgl. Abschnitt 3.3.2.1). In den Bereichen in denen diese Gleichungen dennoch verwendet wurden, ist der dazugehörige Graph in strichliertem Grau abgebildet. Zusätzlich werden die CPTu-Werte in Abbildung 36, 37, 40, 41, 44 & 45 mit den Ergebnissen aus den Dilatometermessungen (in orange) und aus den seismischen Messungen (in violett) verglichen.

Die im transparenten Rot bzw. Grün gehaltenen Felder in Abbildung 35, 39, 43, 47 & 50 zeigen den Bereich der im Vorfeld gewonnenen Bodenkennwerte an. Die Werte werden in beiden Fällen aus Tabelle 16 entnommen, jedoch erfolgt die Zuteilung des roten Bereichs über die Tiefe mittels umliegender Aufschlussdarstellungen und die Zuteilung des grünen Bereichs nach der Interpretation der Drucksondierungen in Kapitel 5.3.1. Der dunkelgrüne Bereich markiert Überschneidungen dieser Ergebnisse.

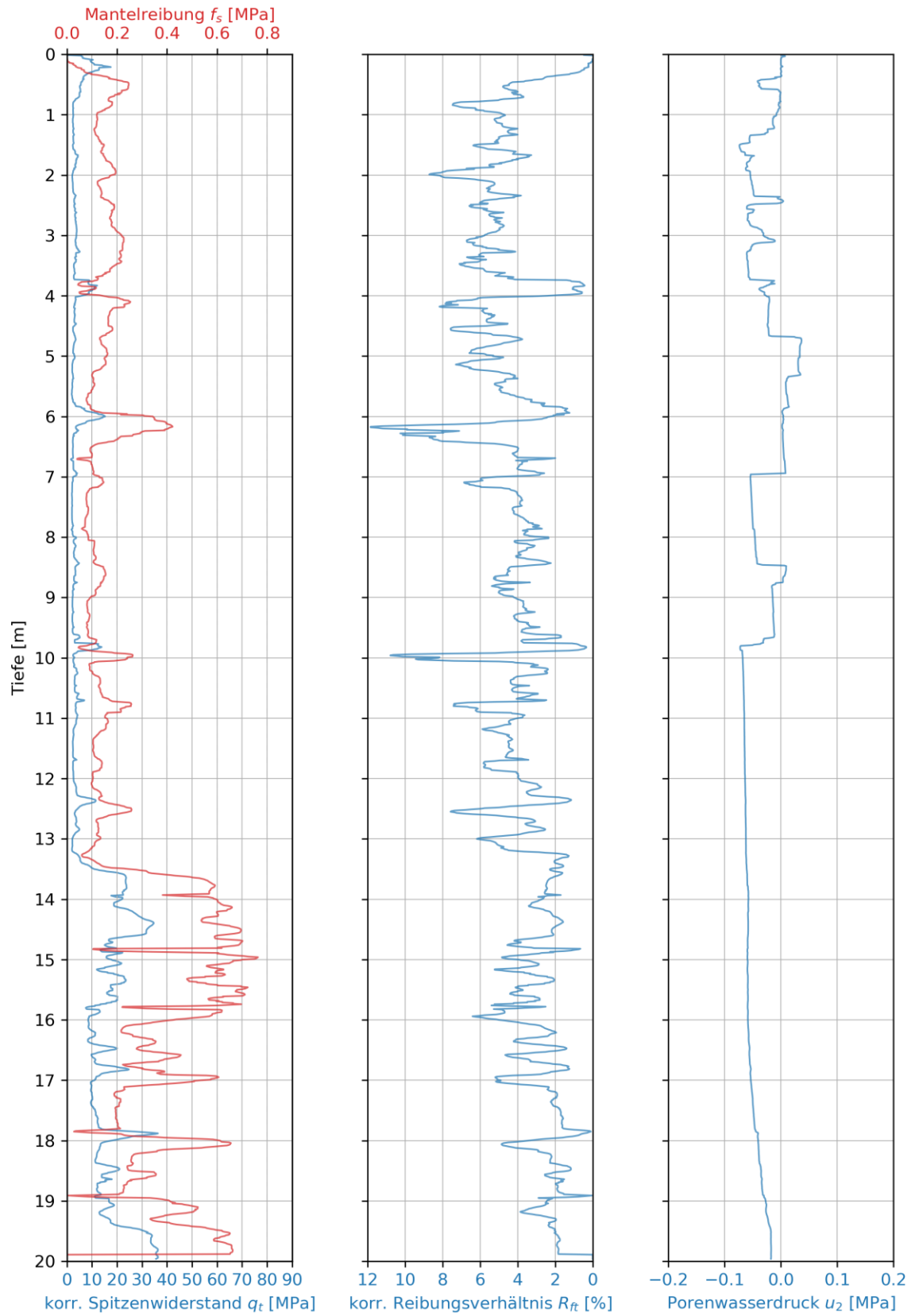


Abbildung 34: CPTu_2_I_15_nfr - korrigierter Spitzenwiderstand, Mantelreibung, korrigiertes Reibungsverhältnis und Porenwasserdruck

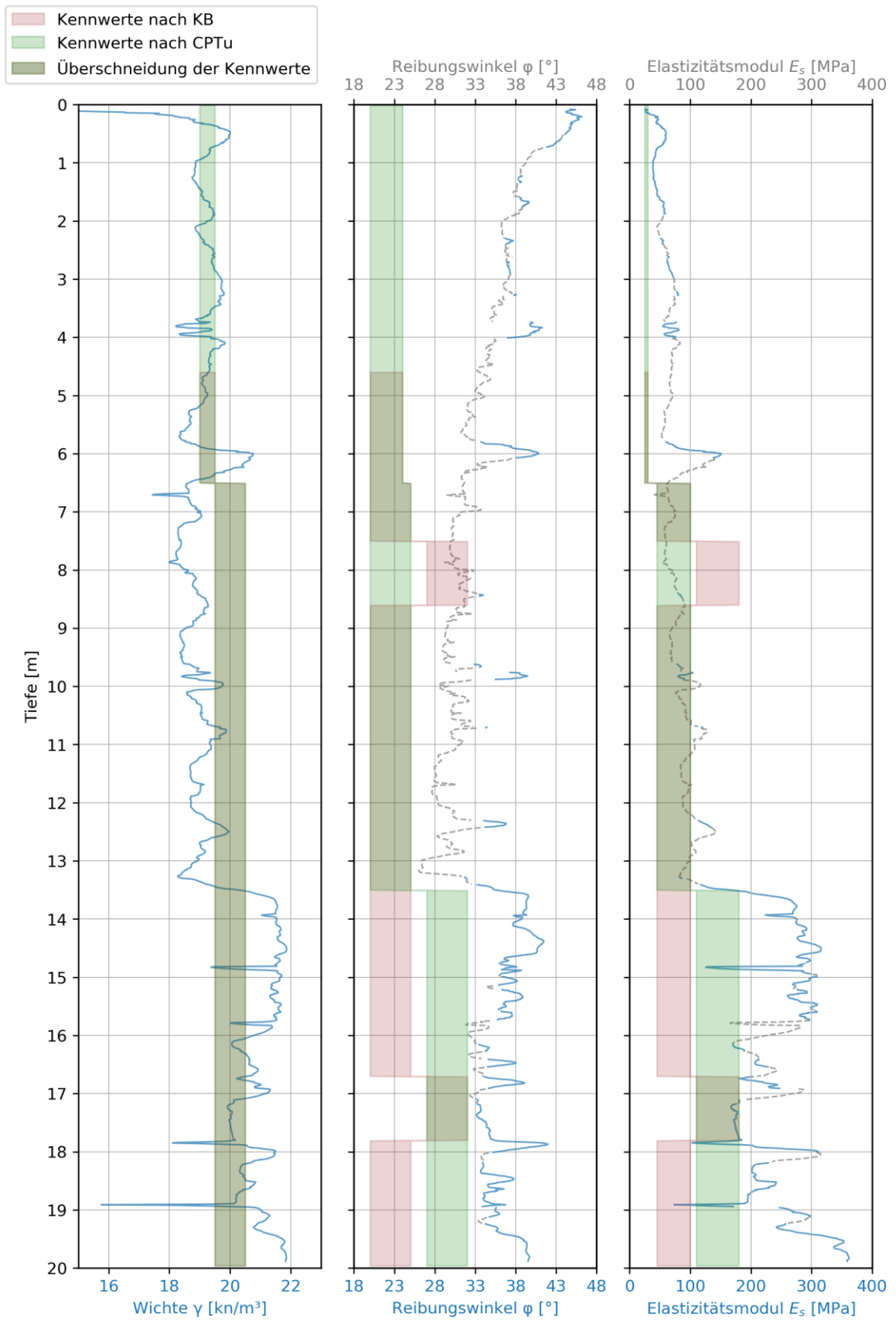


Abbildung 35: CPTu_2_I_15_nfr - Wichte, Reibungswinkel und Elastizitätsmodul

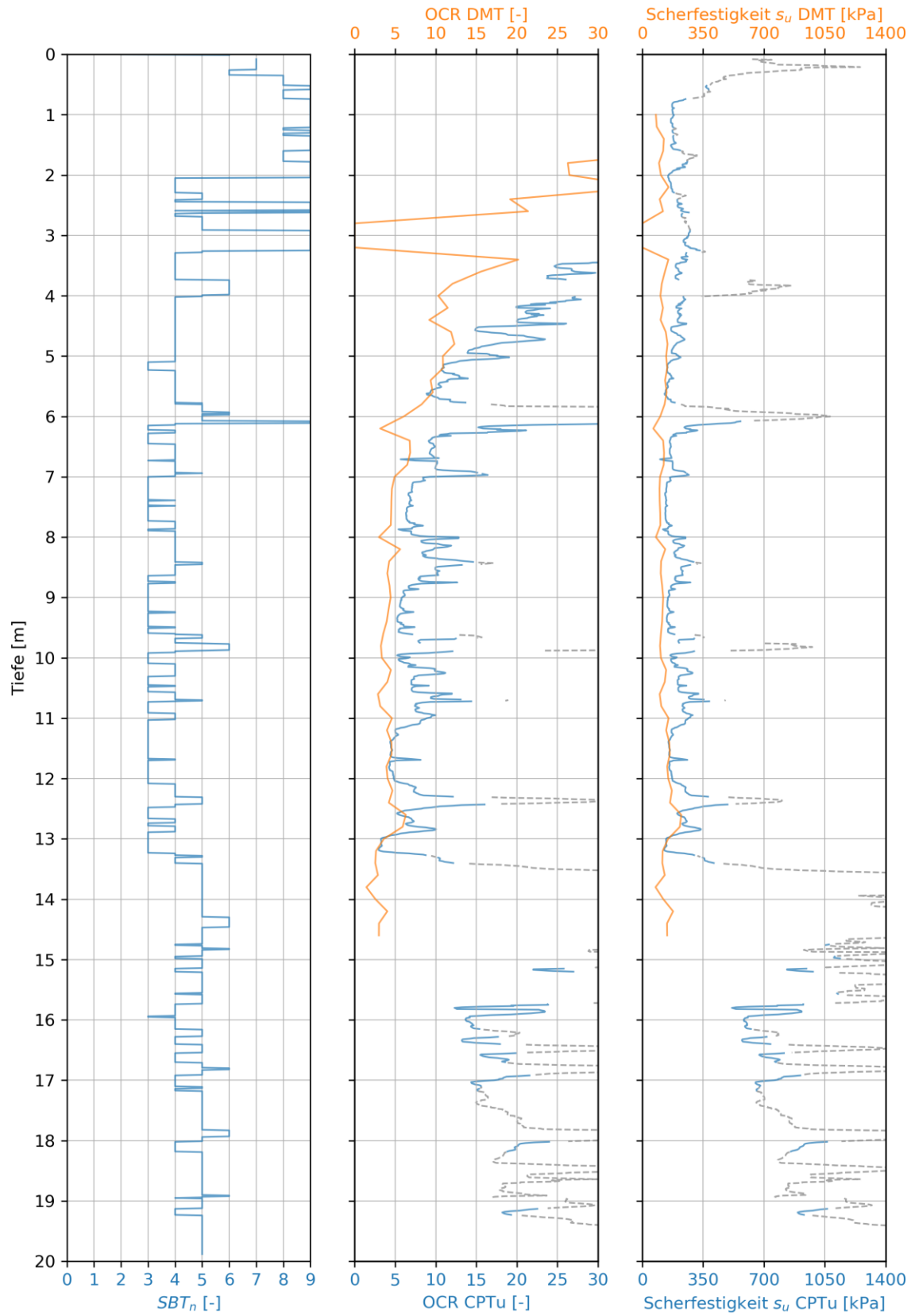


Abbildung 36: *CPTu_2_I_15_nfr* - normalisierte Bodenverhaltensarten (Tabelle 6), Ausmaß der Überkonsolidierung und undrainierte Scherfestigkeit

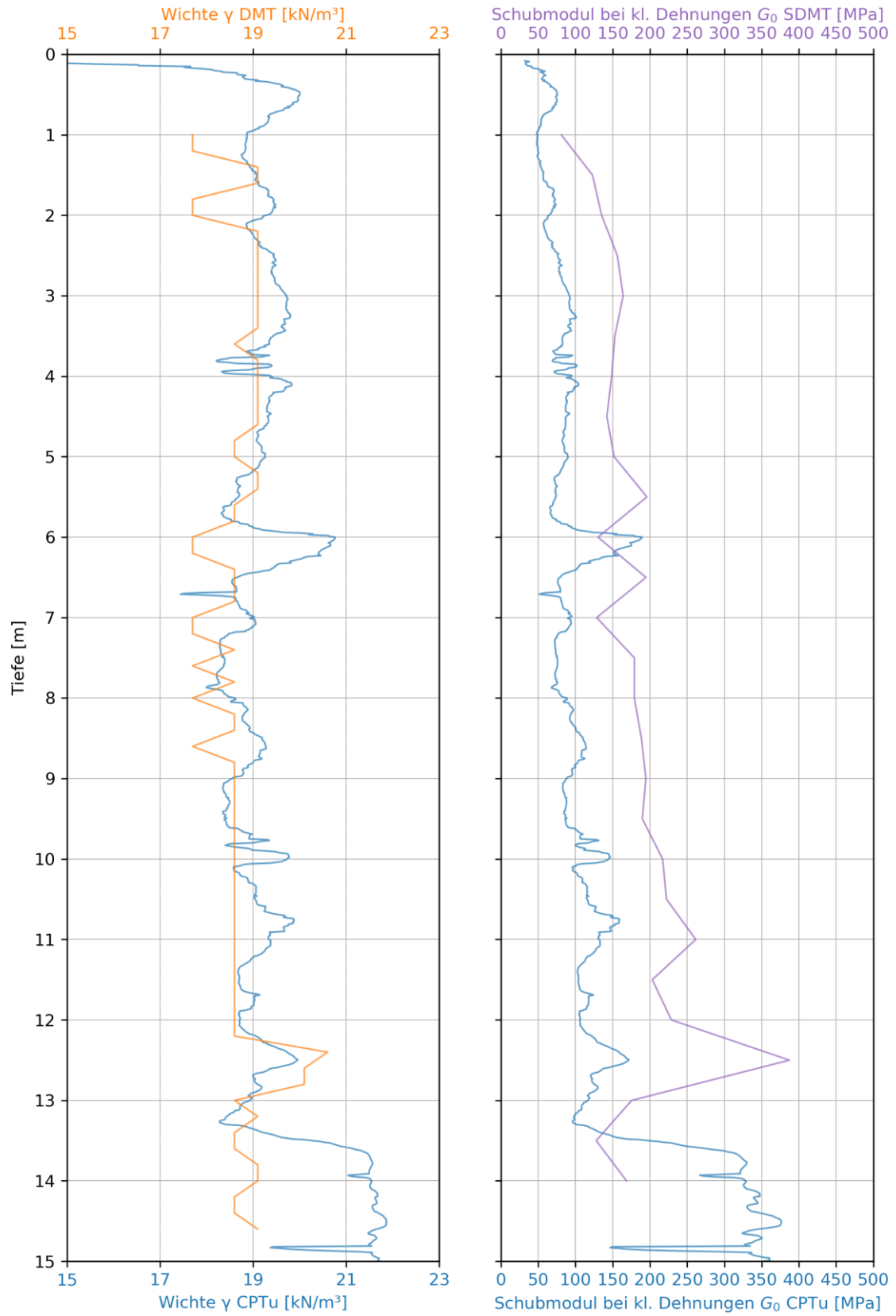


Abbildung 37: CPTu_2_I_15_nfr - Wichte und Schubmodul bei kleinen Dehnungen

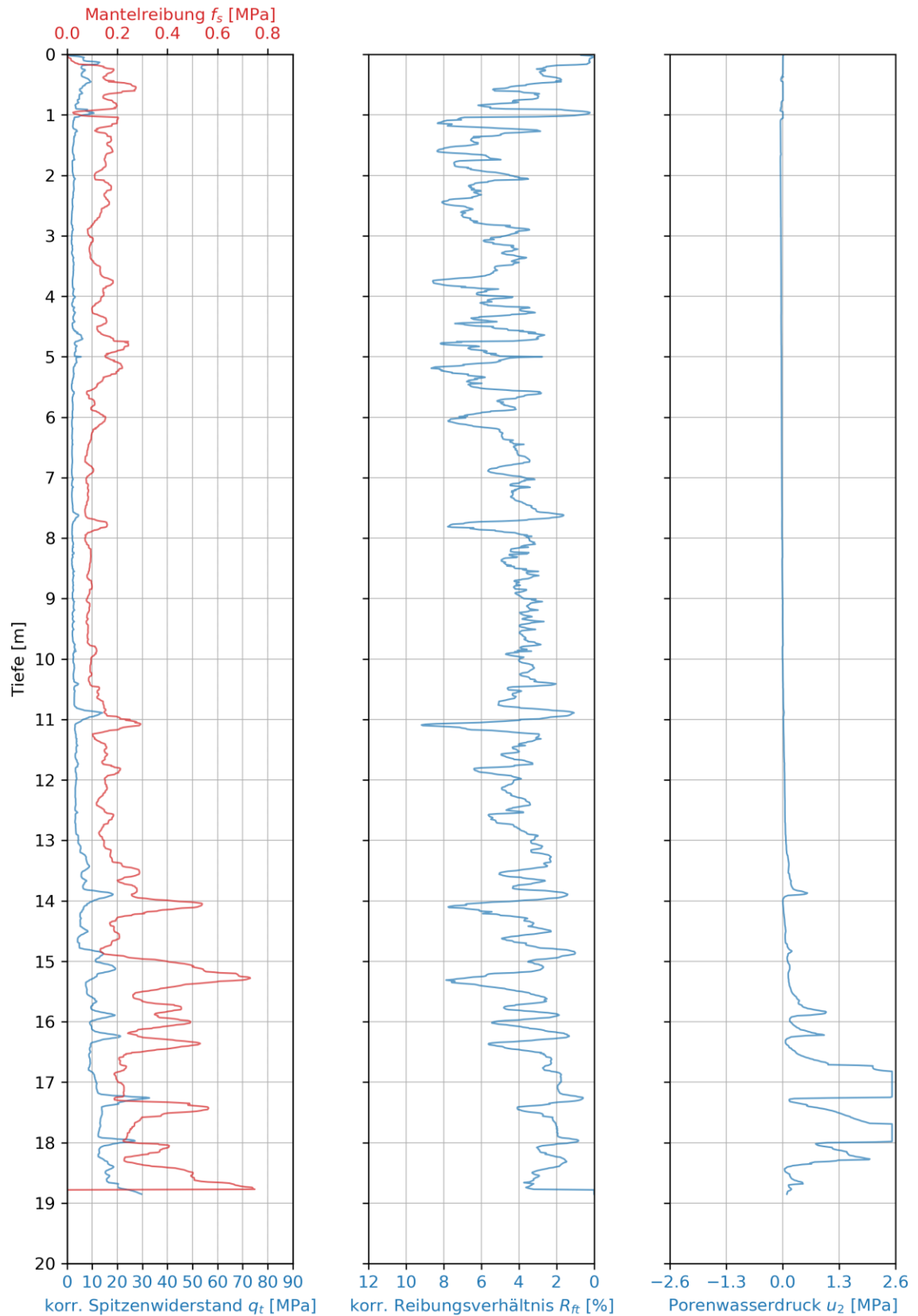


Abbildung 38: *CPTu_2_II_15_nfr* - korrigierter Spitzenwiderstand, Mantelreibung, korrigiertes Reibungsverhältnis und Porenwasserdruck

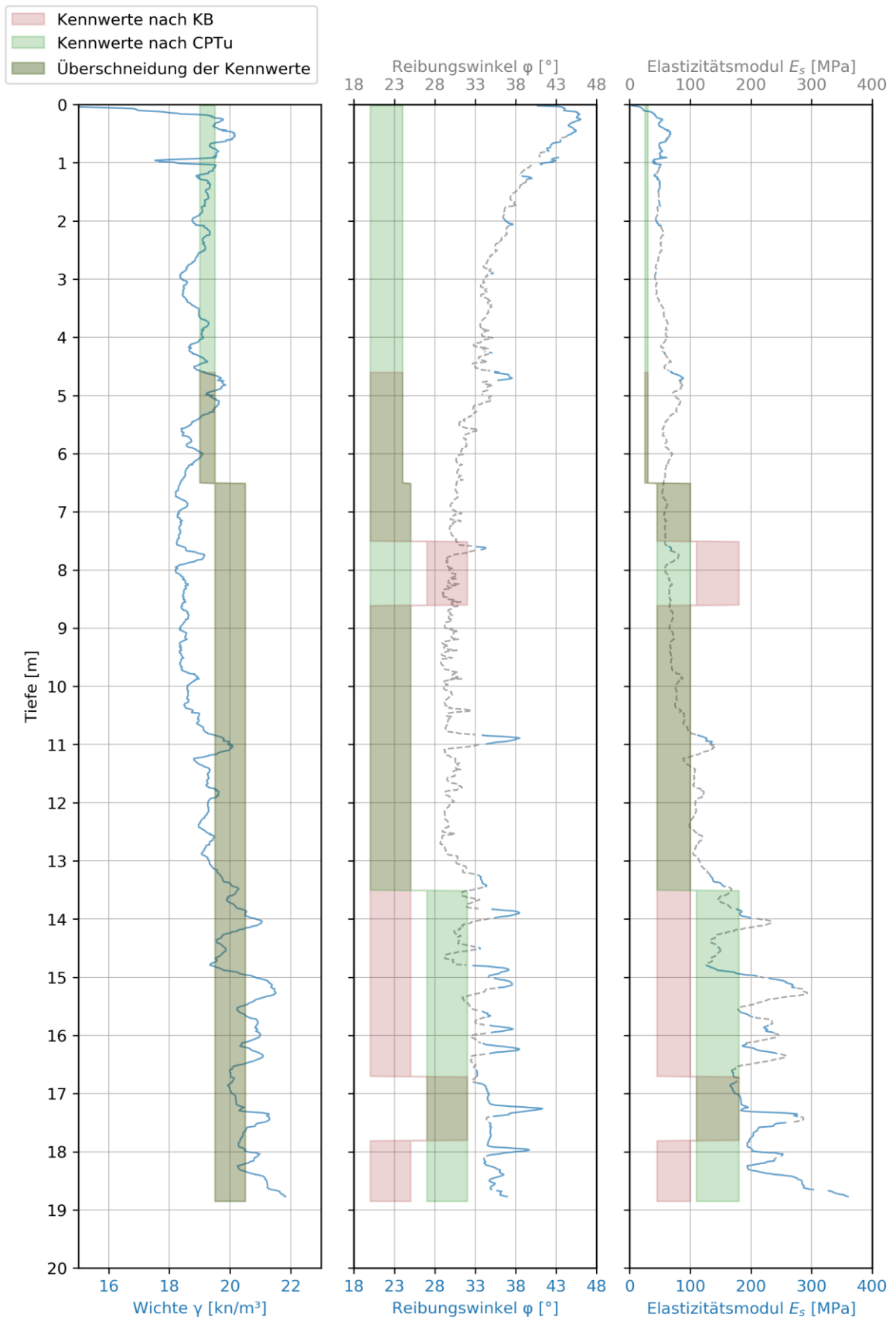


Abbildung 39: CPTu_2_II_15_nfr - Wichte, Reibungswinkel und Elastizitätsmodul

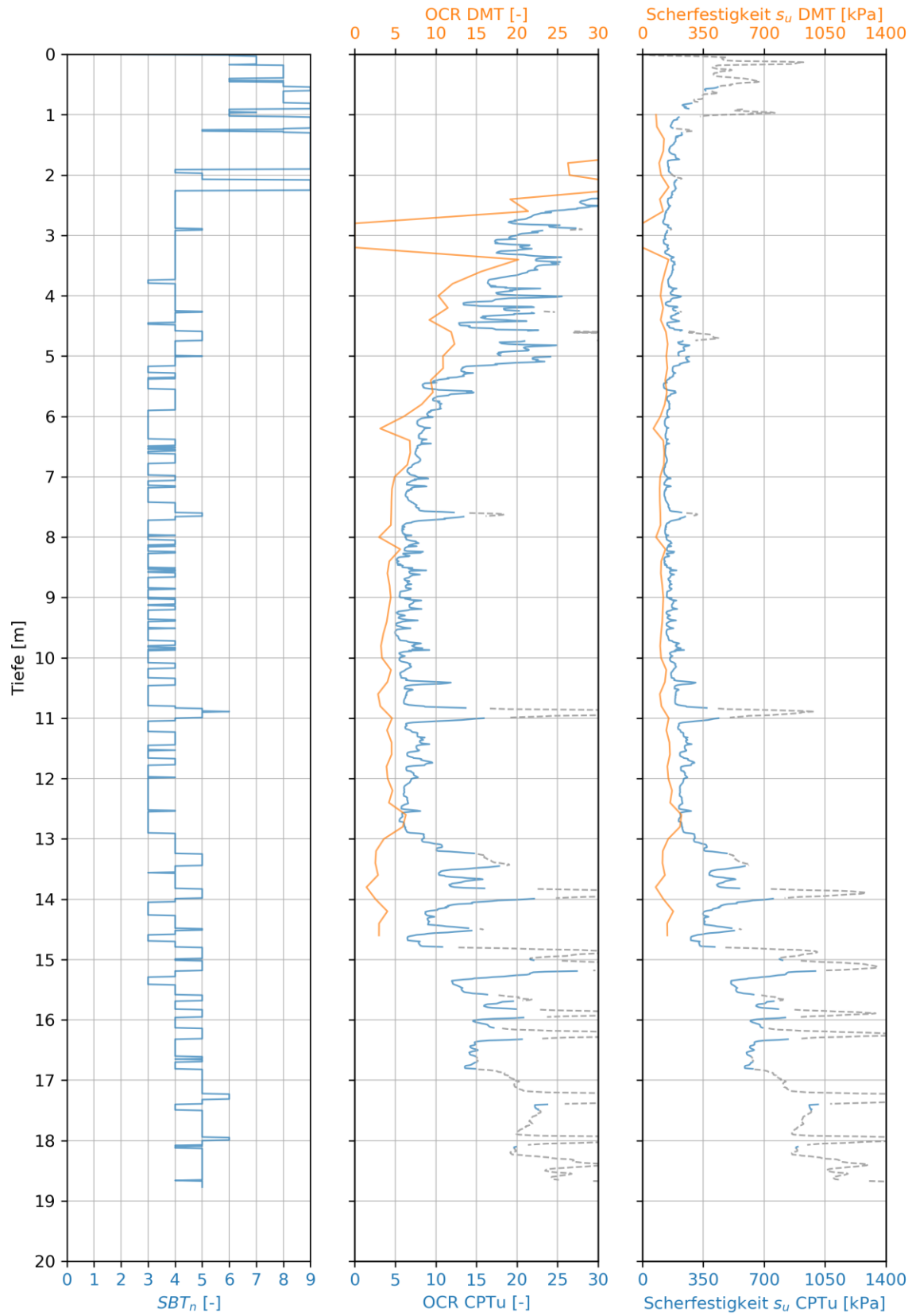


Abbildung 40: *CPTu_2_II_15_nfr* - normalisierte Bodenverhaltensarten (Tabelle 6), Ausmaß der Überkonsolidierung und undrainierte Scherfestigkeit

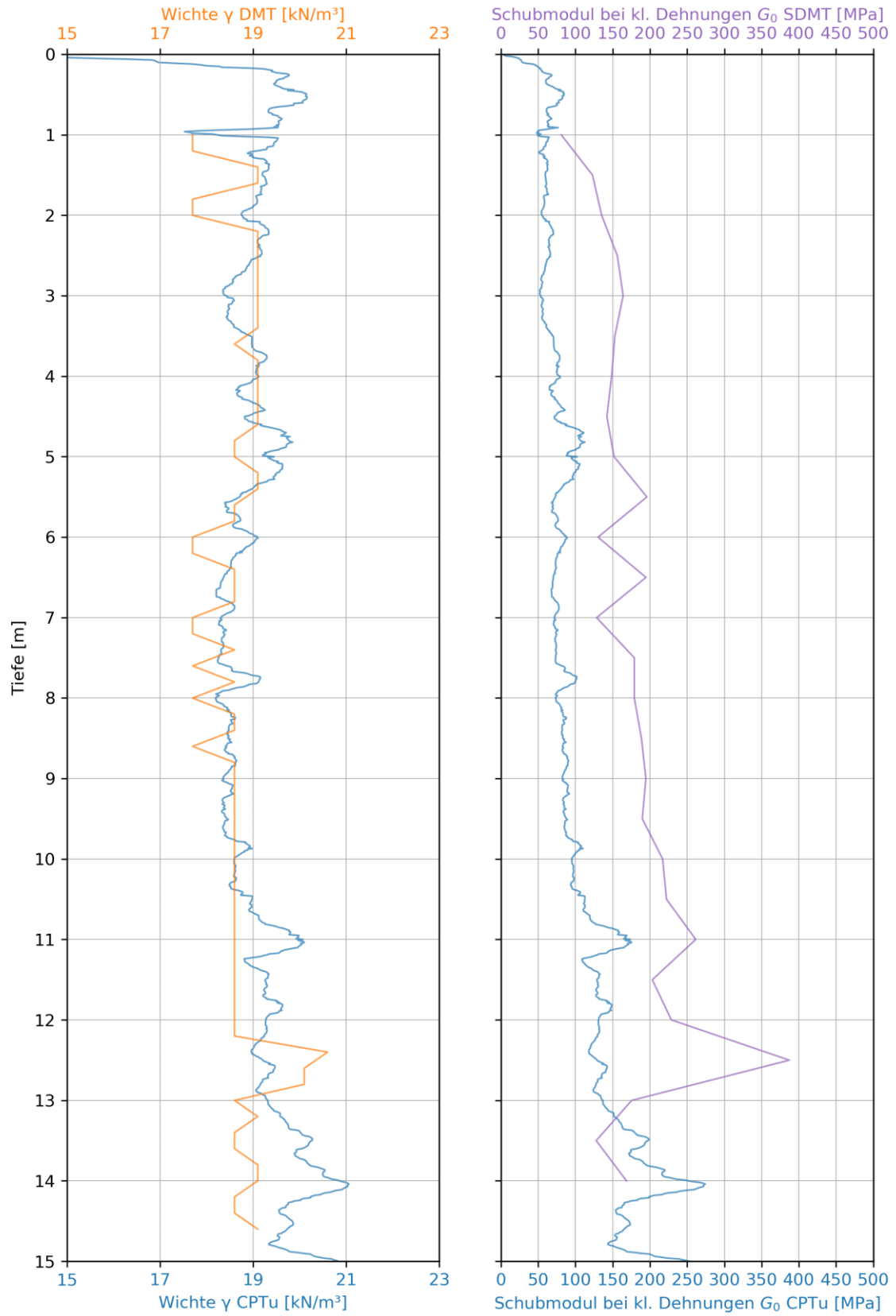


Abbildung 41: CPTu_2_II_15_nfr - Wichte und Schubmodul bei kleinen Dehnungen

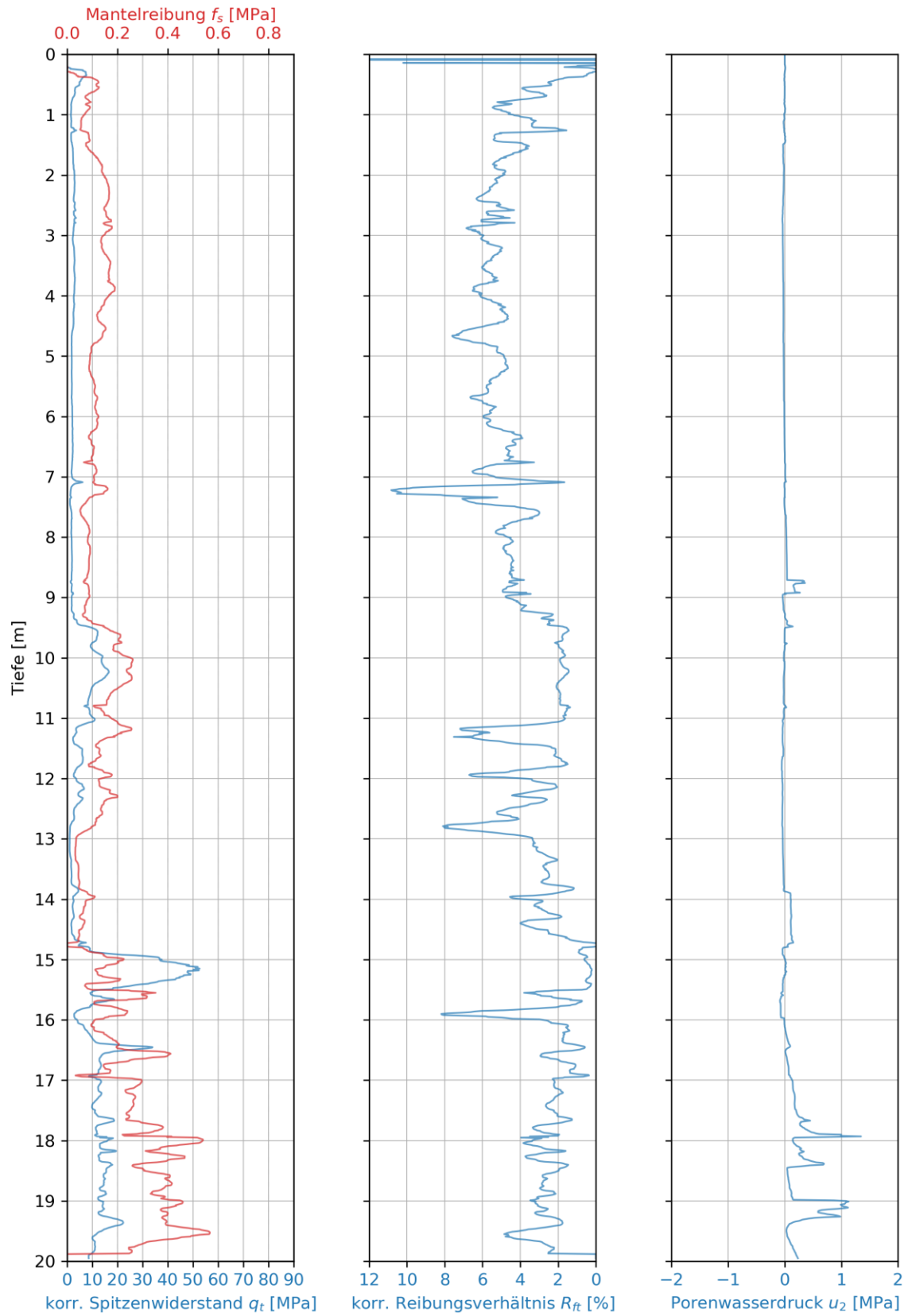


Abbildung 42: *CPTu_3_I_15_nfr* - korrigierter Spitzenwiderstand, Mantelreibung, korrigiertes Reibungsverhältnis und Porenwasserdruck

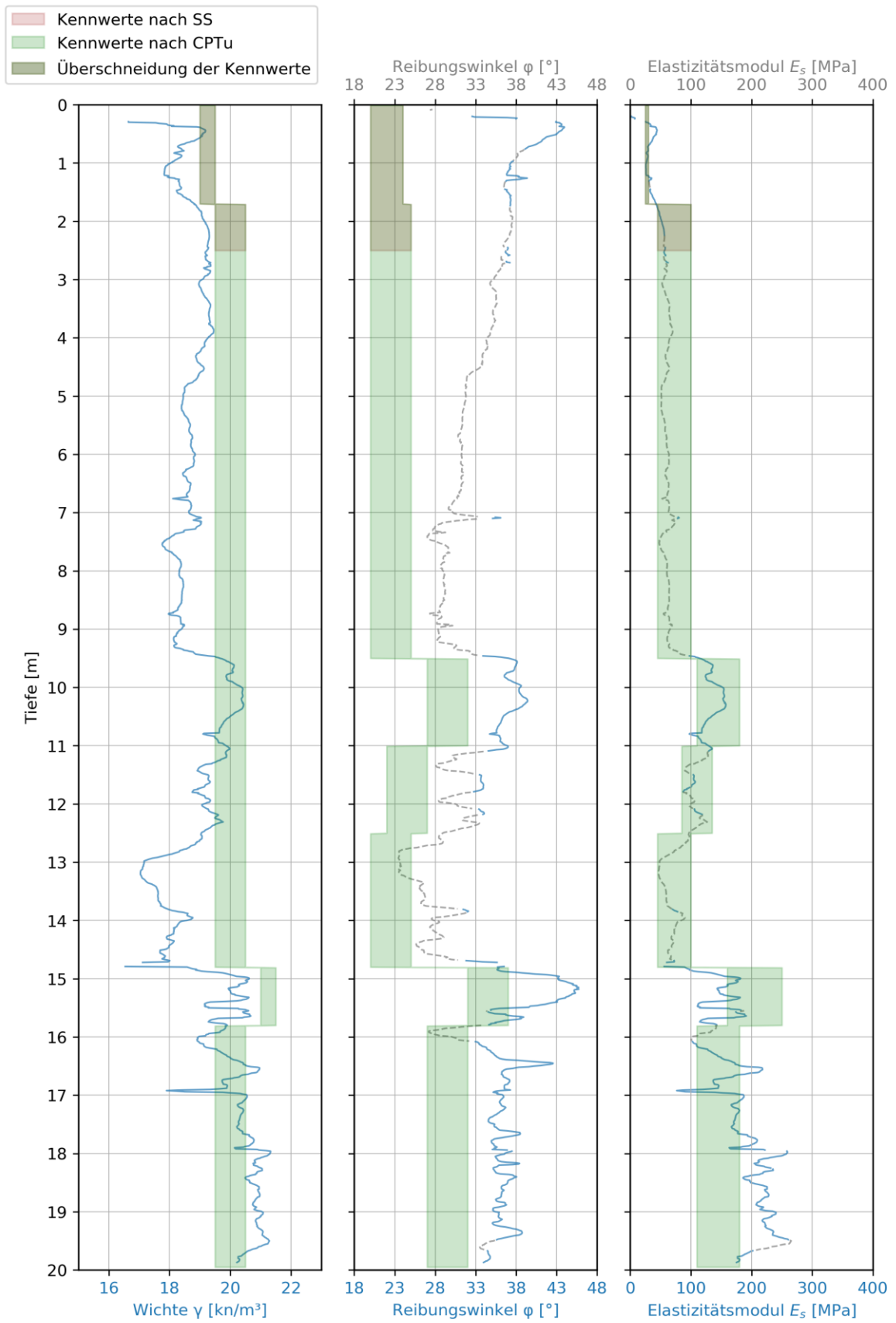


Abbildung 43: CPTu_3_I_15_nfr - Wichte, Reibungswinkel und Elastizitätsmodul

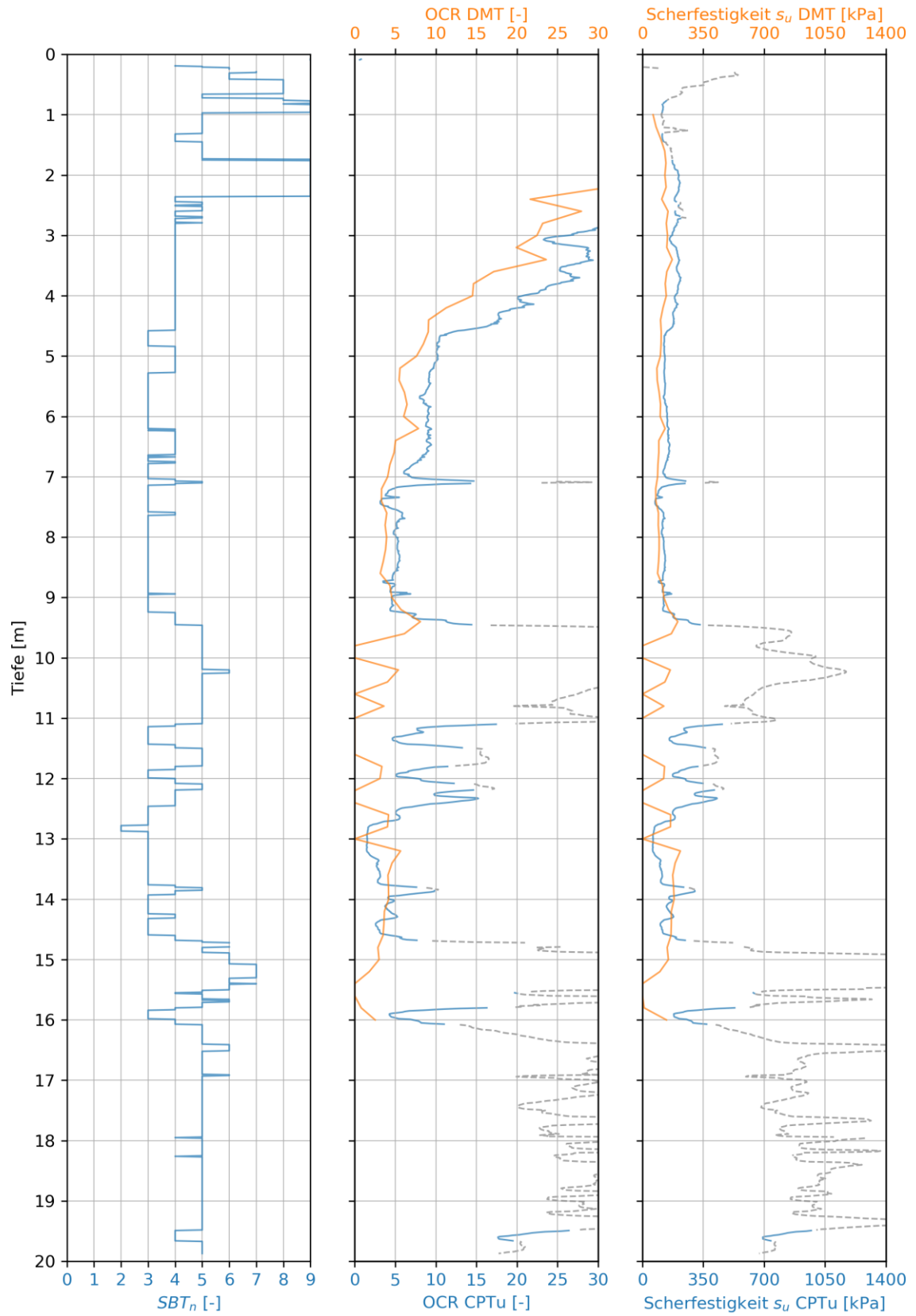


Abbildung 44: *CPTu_3_I_15_nfr* - normalisierte Bodenverhaltensarten (Tabelle 6), Ausmaß der Überkonsolidierung und undrainierte Scherfestigkeit

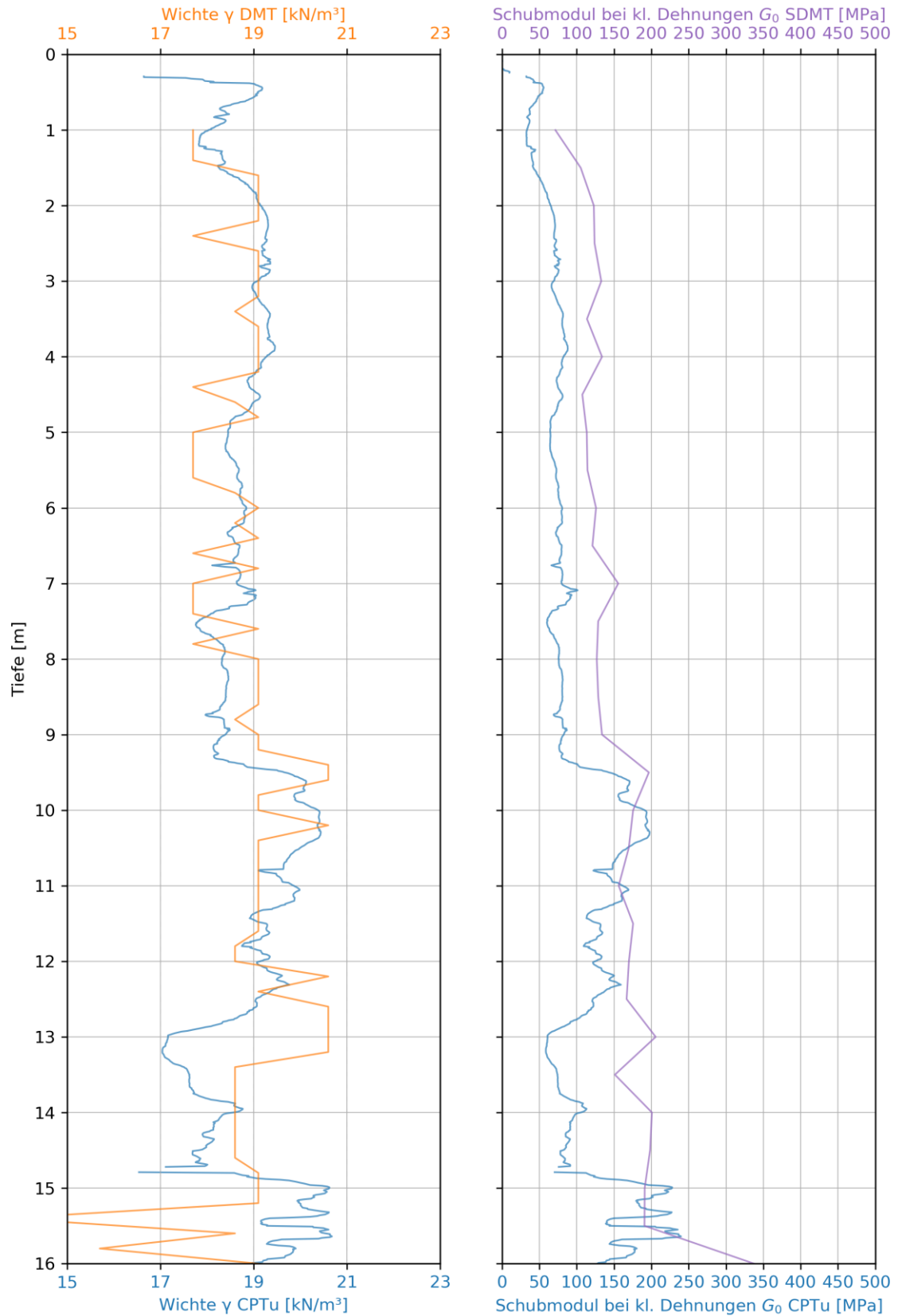


Abbildung 45: CPTu_3_I_15_nfr - Wichte und Schubmodul bei kleinen Dehnungen

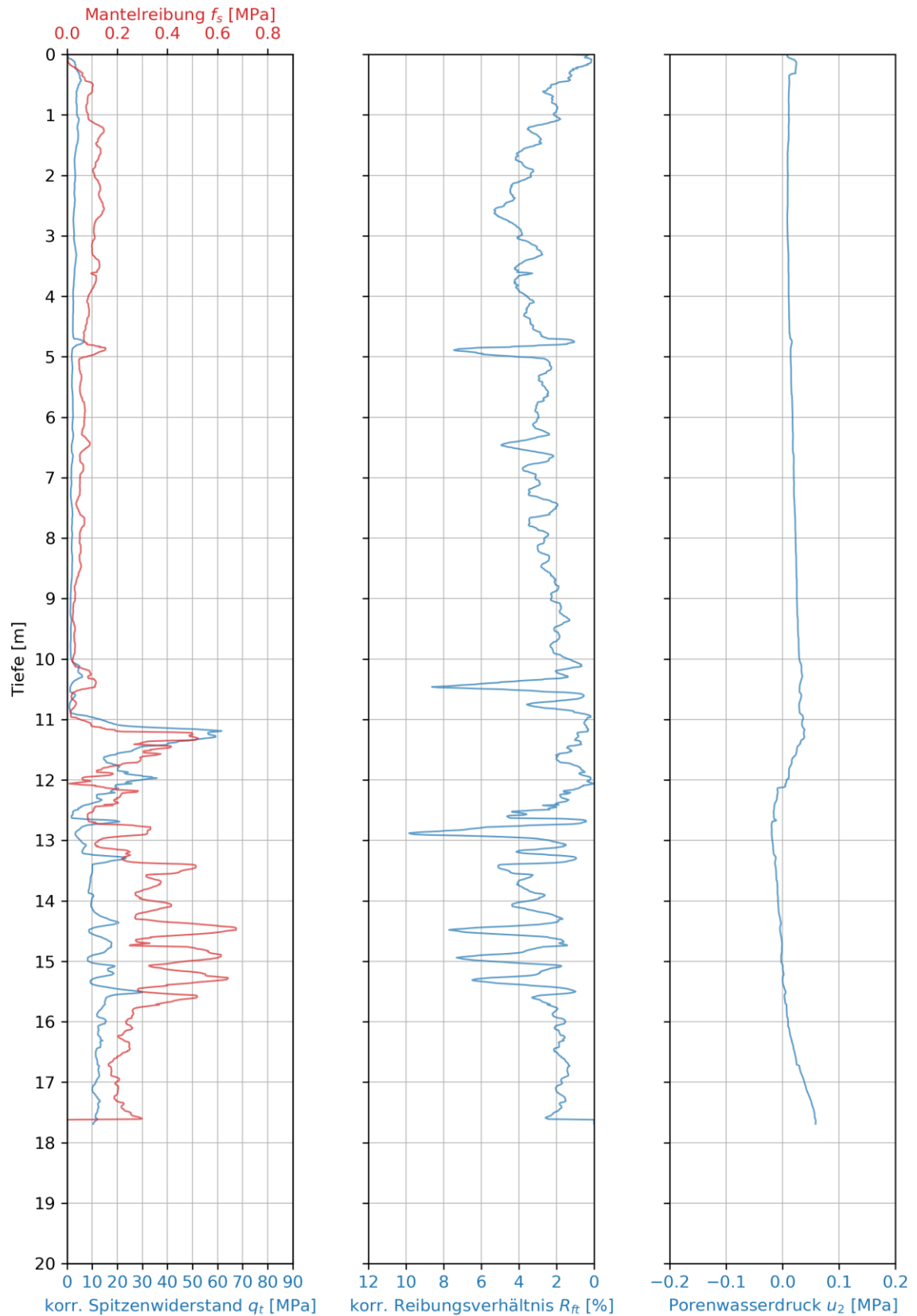


Abbildung 46: *CPTu_4_I_15_nfr* - korrigierter Spitzenwiderstand, Mantelreibung, korrigiertes Reibungsverhältnis und Porenwasserdruck

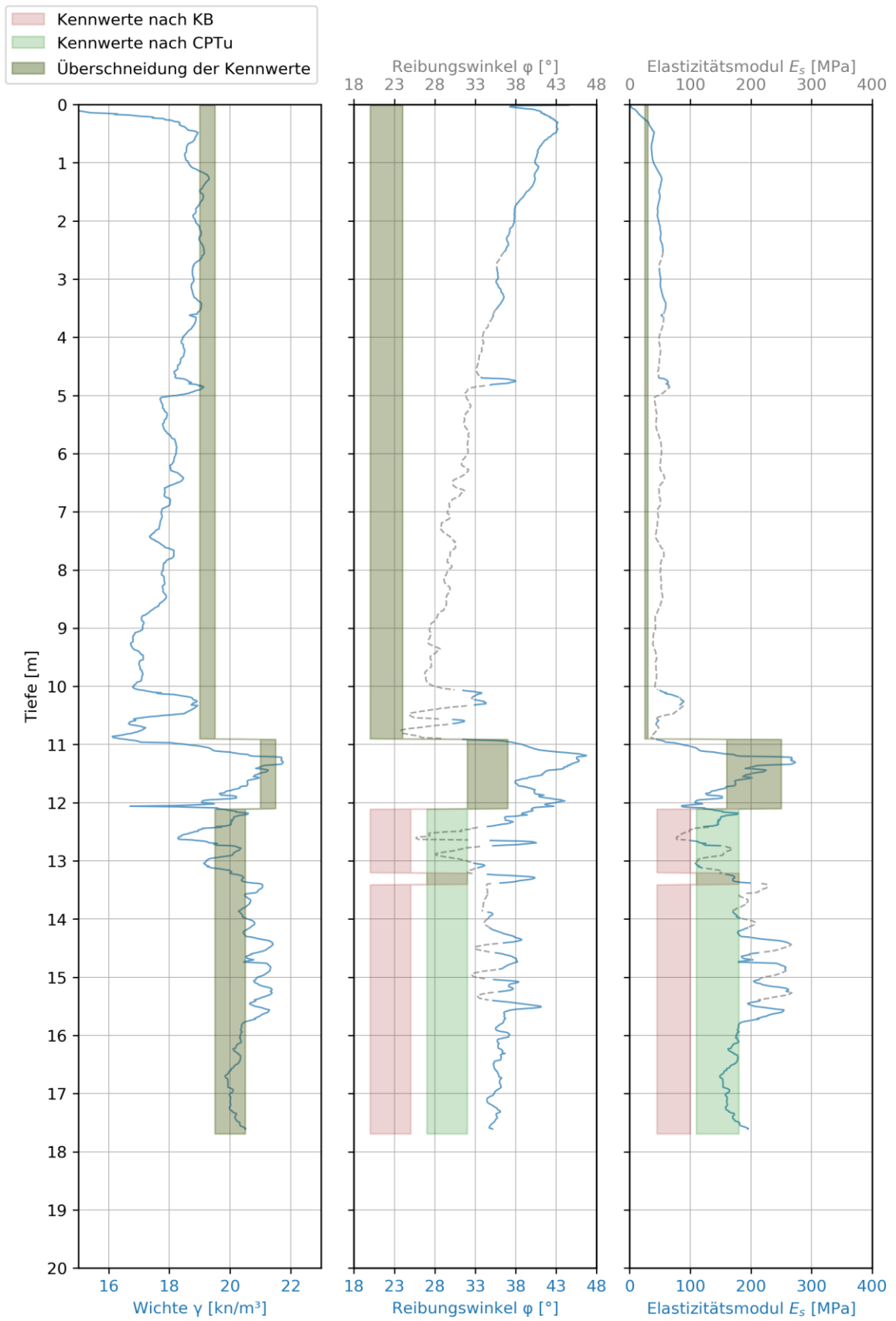


Abbildung 47: CPTu_4_I_15_nfr - Wichte, Reibungswinkel und Elastizitätsmodul

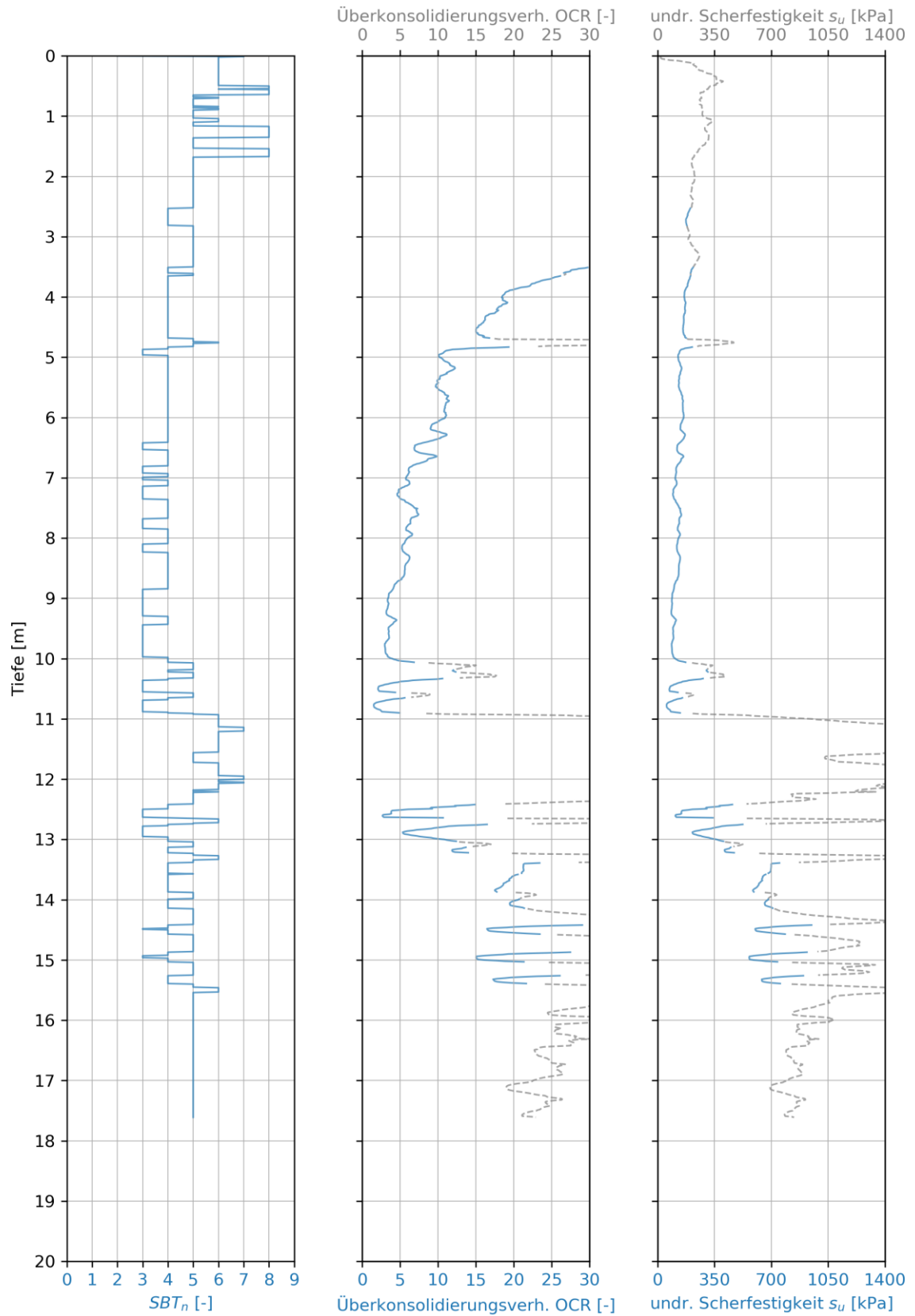


Abbildung 48: *CPTu_4_I_15_nfr* - normalisierte Bodenverhaltensarten (Tabelle 6), Ausmaß der Überkonsolidierung und undrainierte Scherfestigkeit

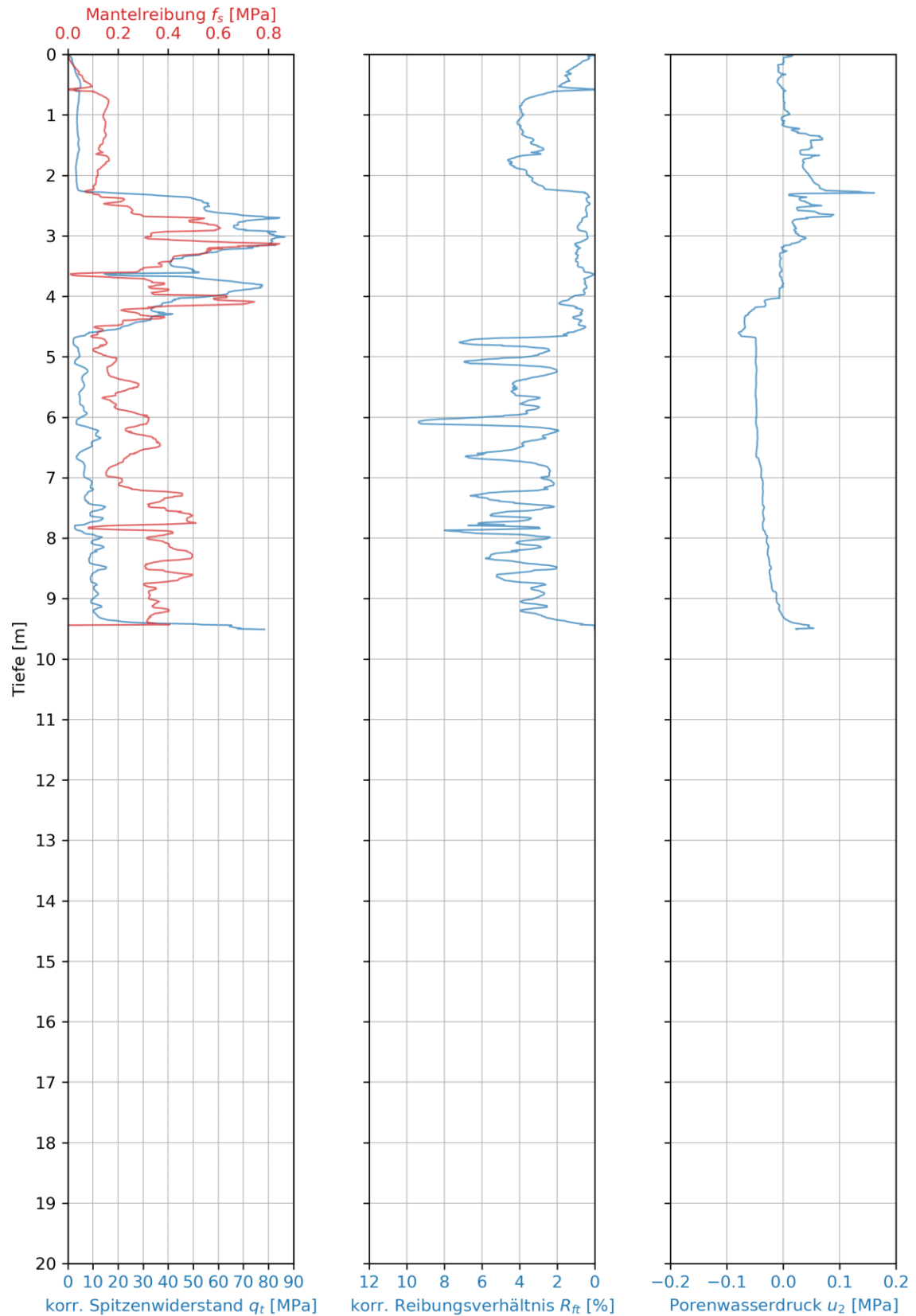


Abbildung 49: *CPTu_5_I_15_nfr* - korrigierter Spitzenwiderstand, Mantelreibung, korrigiertes Reibungsverhältnis und Porenwasserdruck

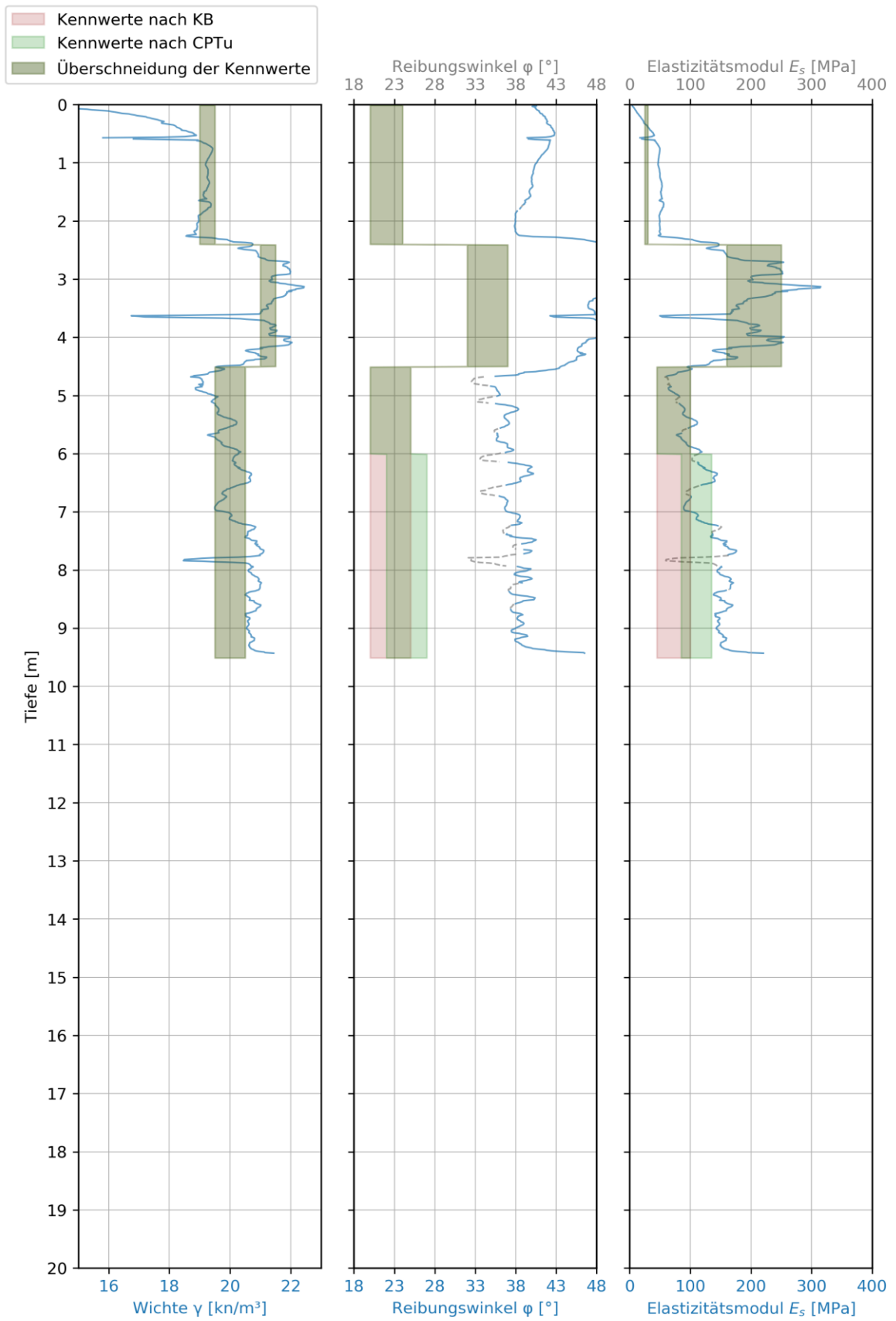


Abbildung 50: *CPTu_5_I_15_nfr* - Wichte, Reibungswinkel und Elastizitätsmodul

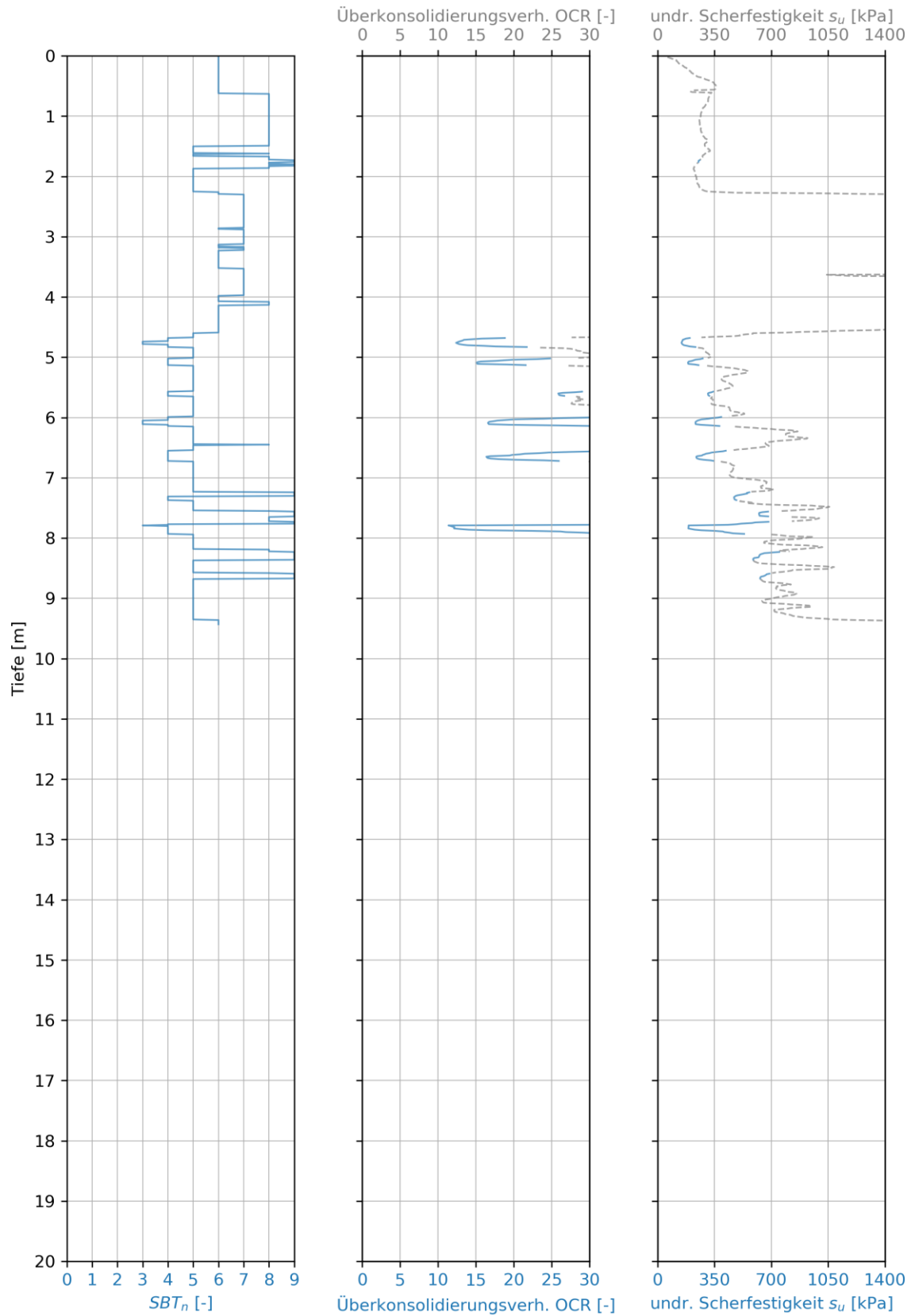


Abbildung 51: *CPTu_5_I_15_nfr* - normalisierte Bodenverhaltensarten (Tabelle 6), Ausmaß der Überkonsolidierung und undrainierte Scherfestigkeit

5 Interpretation und Diskussion

In den folgenden Abschnitten werden die in Kapitel 4 dargestellten Ergebnisse interpretiert und diskutiert.

5.1 Grenzen der Sondierbarkeit

Aus den Standard CPTu-Verfahren an verschiedenen Messorten ist ersichtlich, dass unterschiedliche Faktoren beim Erreichen der maximalen Tiefe miteinwirken (Tabelle 15, Abschnitt 4.1.1). Bei Messort 5 (*CPTu_5_1_15_nfr*) kann ab einer Tiefe von ca. 9,40 m ein Anstieg der Gesamtdruckkraft von rund 130 kN in einem Bereich von 10 cm beobachtet werden (Abbildung 24, Abschnitt 4.1.1). Im selben Abschnitt ist eine Zunahme des Spitzendrucks von rund 15 MPa auf ca. 78 MPa ersichtlich, während die Mantelreibung deutlich geringer zunimmt (Abbildung 49, Abschnitt 4.3). Laut der geologischen Aufschlussdarstellung sind in dieser Tiefe sehr mürbe bis mürbe halfeste Tonsteinschichten anzutreffen (Anhang C). Zusätzlich wurde berechnet (Tabelle 15, Abschnitt 4.1.1), dass die Gestängereibung beim Erreichen der maximalen Gesamtdruckkraft 36 % dieser ausmacht und der Spitzendruck 64 %. Daraus ist zu schließen, dass die Sondierung hauptsächlich auf Grund einer harten Schicht oder einer lokalen Konkretion nicht fortgesetzt werden konnte.

Ein anderes Bild zeigt sich zum Beispiel bei Betrachtung der Ergebnisse von Messort 2 (*CPTu_2_1_15_nfr*). Dort steigt die Gesamtdruckkraft bei 13,20 m sowie bei rund 19,00 m stark an, wobei im selben Bereich auch eine sehr hohe Mantelreibung ($\sim 0,55$ bis $0,75$ MPa) zu beobachten ist. Zunehmend ist ebenfalls der Spitzendruck in diesem Abschnitt, das Reibungsverhältnis ist jedoch konstant im Bereich von 2 bis 6 % (Abbildung 20 und Abbildung 34, Abschnitt 4.1.1 bzw. 4.3). Darüber hinaus ergeben die in Tabelle 15 berechneten Werte, dass der Anteil des Spitzendruckes an der maximalen Gesamtdruckkraft 31 % beträgt und der Anteil der Gestängereibung 69 %. Diese Daten zeigen, dass die starke Gestängereibung eine tiefere Sondierung verhinderte. Aus der ermittelten Drucklochstabilität (Abbildung 25, Abschnitt 4.1.1) ist annehmbar, dass die Gestängereibung vor allem ab einer Tiefe von 13,5 m stark zunimmt.

5.1.1 Vergleich verschiedener Spitzengrößen ohne Reibungsminderer

In Abbildung 52 ist die aus den Druckversuchen ermittelte Gesamtdruckkraft in Abhängigkeit der Tiefe für Spitzen unterschiedlicher Kegelgrundflächen (10 cm^2 , 15 cm^2 und 24 cm^2) dargestellt. Alle hier gezeigten Sondierungen wurden ohne

Reibungsminderer durchgeführt, wobei für 15 cm² Spitzen ein Gestänge mit einem Querschnitt von 10 cm² verwendet wurde. Der dabei größere Querschnitt des Kegels weitet das Druckloch auf und wirkt so reibungsmindernd auf das Gestänge.

Die resultierenden Druckkräfte der Sondierungen der 15 cm² Spitze überschneiden sich bis zu einer Tiefe von 11 m weitestgehend und weichen in weiterer Tiefe um 20-30 kN voneinander ab. Für Sondierungen mit 10 cm² bzw. 24 cm² Kegel ist ein deutlich höherer Arbeitsaufwand zu erbringen (vgl. Tabelle 9, Abschnitt 4.1.1). Zusätzlich konnten mit den 15 cm² Spitzen deutlich größere Tiefen im Vergleich zu den 10 cm² oder 24 cm² Spitzen erreicht werden. Auffällig ist hier der Verlauf der Gesamtdruckkraft über die Tiefe in Abbildung 52. Während in einer Tiefe von 6 oder 8 Metern, die Differenz der Druckkraft zwischen der 10 cm² und 24 cm² Spitze bei rund 50 kN liegt, sinkt diese mit zunehmender Tiefe auf nur rund 25 kN bei 13,5 m.

Ferner ist zu beobachten, dass die Druckkraft der 10 cm² Spitze im Gegensatz zur 15 cm² Spitze in den ersten 5 Metern stärker ansteigt, ab 5 Meter Tiefe jedoch beide Graphen einen ähnlichen Verlauf zeigen.

Entgegen der erzielten Resultate (Abbildung 52) ist eigentlich davon auszugehen, dass mit einem Kegel größeren Querschnittes auch mehr Kraft für die Sondierung benötigt wird. Infolgedessen sollte für einen CPT-Test mit einer 10 cm² Spitze ein niedrigerer Kraftaufwand benötigt werden und eine tiefere Sondierung möglich sein, als für 15 cm² bzw. 24 cm² Kegel. In diesem Zusammenhang muss aber auch die Reibungskraft entlang des Gestänges berücksichtigt werden, welche an Messort 2 (Abbildung 10) bei der maximal erreichten Sondiertiefe rund 70% der Gesamtdruckkraft ausmacht (Tabelle 15). Die Gestängereibung ist bei der 15 cm² Spitze auf Grund der Verwendung eines Gestänges mit einem kleineren Querschnitt geringer, als bei der 10 cm² bzw. 24 cm² Spitze, wo der Gestängequerschnitt dem Kegelquerschnitt entsprach. Demzufolge müsste eine Sondierung mit einer 10 cm² Spitze und einem 10 cm² Gestänge unter Zunahme eines Reibungsminderers, zu tieferen Sondierungen mit geringerem Kraftaufwand führen, als ein CPT-Test mit 15 cm² Spitze und 10 cm² Gestänge. Das dies bei unseren Versuchen nicht der Fall war, liegt auch an den unterschiedlich verwendeten Reibungsminderern. So wirkt eine Querschnittserweiterung durch Stege anders, als eine kontinuierliche Auflockerung und Erweiterung des Bodens bzw. des Druckloches durch einen größeren Kegel.

Ein Vergleich der vier 15 cm² Sondierungen ohne zusätzliche Reibungsminderer zeigt eine durchschnittlich erreichte Tiefe von 20,48 m, während mit der 10 cm² Spitze mit reibungsmindernden Stegen eine Tiefe von 20,30 m erreicht werden konnte.

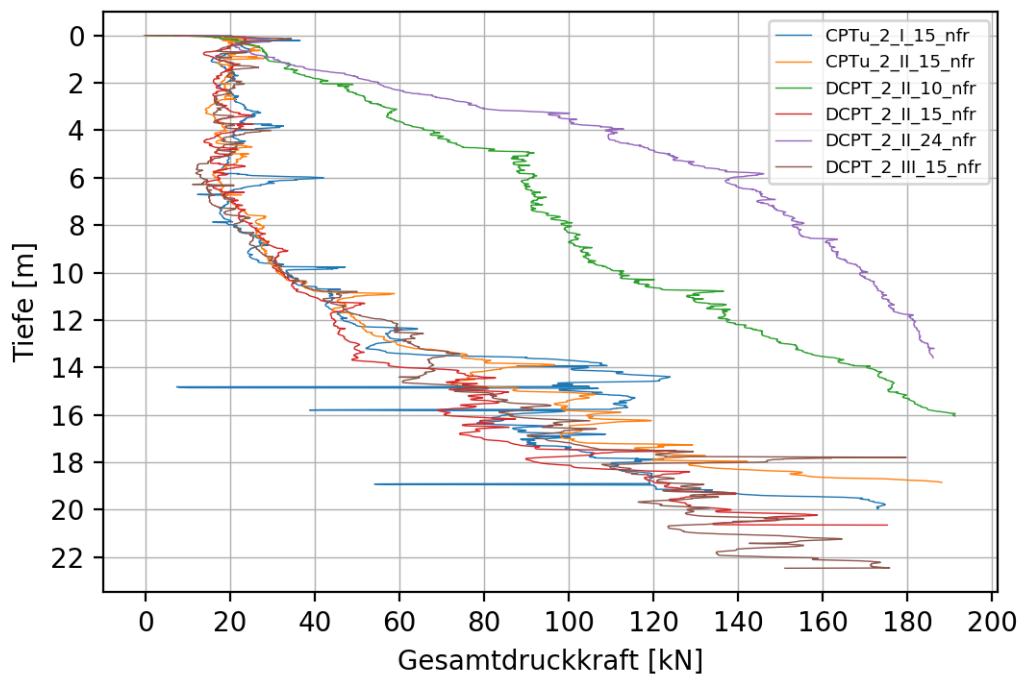


Abbildung 52: Gesamtdruckkraft über die Tiefe für 10 cm², 15 cm² und 24 cm² Standardspitzen (ohne Reibungsminderer)

5.1.2 Vergleich von 10 cm² und 15 cm² Spitzen

Abbildung 53 zeigt eine Gegenüberstellung der Sondierergebnisse der 10 cm² Spitzen mit bzw. ohne reibungsmindernde Maßnahmen. Ersichtlich ist hierbei, dass ein Reibungsminderer, egal welcher Art, einen deutlichen Vorteil bei der erreichbaren maximalen Tiefe und der aufzubringenden Gesamtdruckkraft zur Folge hat. Feste Reibungsminderer erweitern während des Sondiervorganges das Druckloch und verringern damit den Kontaktdruck zwischen Gestänge und Boden. Aufgrund des größeren Querschnitts kann mit reibungsmindernden Stegen (in Orange) die Gesamtdruckkraft besser verringert werden als mit der schmäleren, reibungsmindernden Hülse (in Rot).

Beim Versuch mit zusätzlicher Wasserspülung (*DCPT_2_II_10_wfr_8ca_fl*) ist vor allem in einer Tiefe von 10 m bis 17 m eine geringere Gesamtdruckkraft nötig als bei vergleichbaren Sondierungen. Da allerdings der Wasserspiegel der Spülung während des Versuches auf nahezu identischem Niveau blieb, ist zu vermuten, dass kaum Wasser zwischen Boden und Gestänge eindringen konnte. Zurückzuführen ist das einerseits auf den hohen Feinkorngehalt des Untergrundes und andererseits auf den geringen Wasserdruck. Der Effekt der Spülung bzw. Reibungsminderung ist daher in Frage zu stellen.

Die tiefste Sondierung gelang mit 8 Stegen als Reibungsminderer. Dass bei dem Versuch mit der Hülse eine größere Tiefe erreicht werden konnte als bei der Sondierung mit

Stegen und Wasserspülung, liegt wohl daran, dass bei letzterem Test nicht mehr versucht wurde die harte Schicht in einer Tiefe von ca. 17,5 m zu durchdrücken (Abbildung 53). Der Versuch wurde bei 17,5 m auf Grund der starken Biegung des Gestänges abgebrochen.

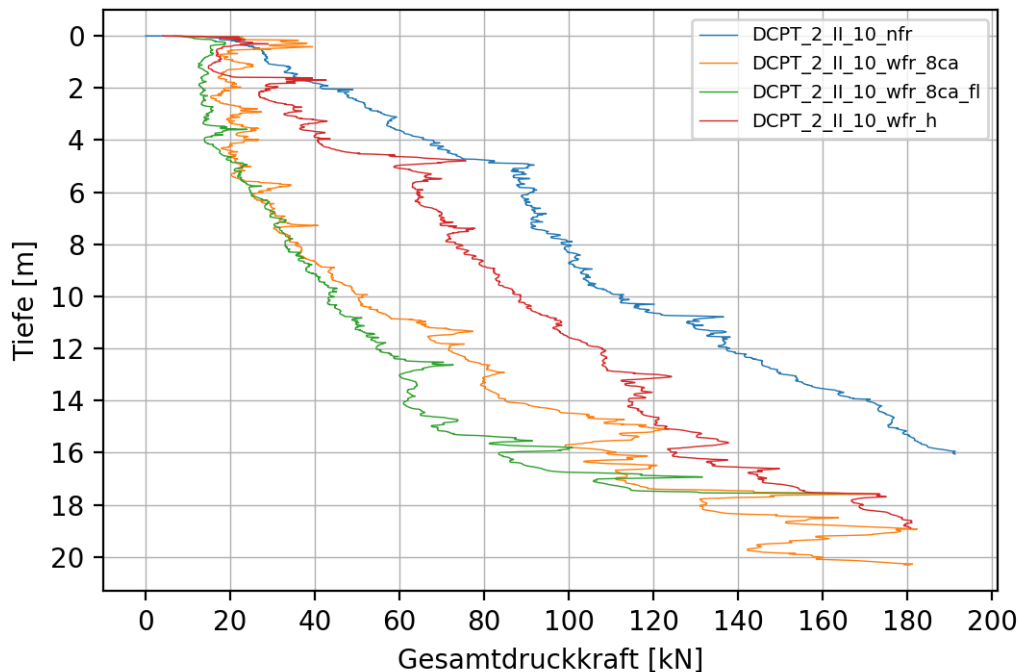


Abbildung 53: Gesamtdruckkraft über die Tiefe für 10 cm² Standardspitzen (mit und ohne Reibungsminderer)

Dass Reibungsminderer für 10 cm² Spitzen eine deutliche Verringerung der Gesamtdruckkraft erwirken und eine tiefere Sondierung ermöglichen, wird auch in Abbildung 54 und Abbildung 55 ersichtlich. Hier wurden jeweils Spitzen mit einem Öffnungswinkel von 50° bzw. 40° mit und ohne Reibungsminderer verglichen. Der Unterschied in der Gesamtdruckkraft in einzelnen Tiefenstufen erreicht dabei bis zu 90 kN.

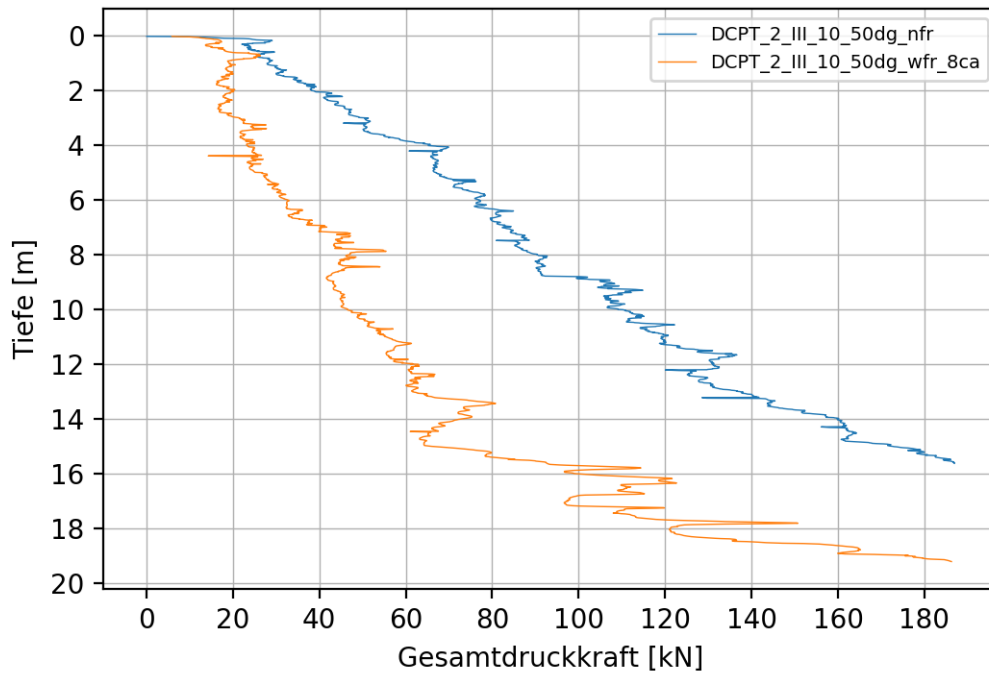


Abbildung 54: Gesamtdruckkraft über die Tiefe für 10 cm² Spitzen mit einem Öffnungswinkel von 50° (mit und ohne Reibungsminderer)

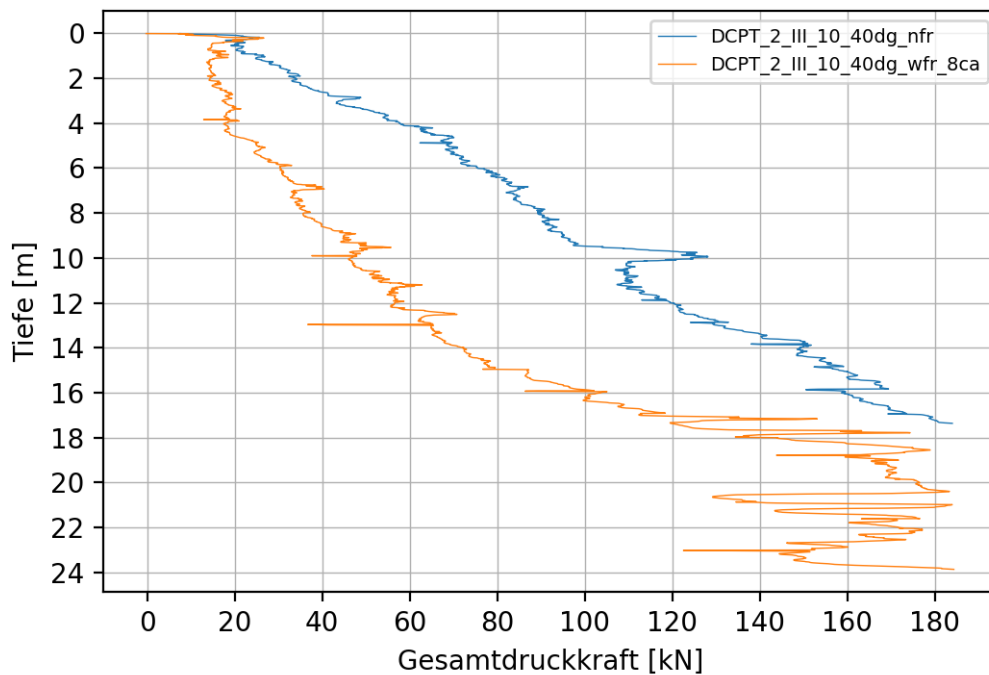


Abbildung 55: Gesamtdruckkraft über die Tiefe für 10 cm² Spitzen mit einem Öffnungswinkel von 40° (mit und ohne Reibungsminderer)

In Abbildung 56 sind 15 cm² Spitzen mit und ohne Reibungsminderer gegenübergestellt. Zur besseren Vergleichbarkeit wurde nur eine der Sondierungen ohne Reibungsminderer abgebildet. Nicht zu vernachlässigen ist, dass die Querschnittsfläche des Gestänges 10 cm² betrug, wodurch der größere Durchmesser der Spitze eine reibungsmindernde

Wirkung im Boden, für das Gestänge verursachte. In Tabelle 11 (Abschnitt 4.1.1) ist die verrichtete Arbeit für alle betreffenden Sondierungen ersichtlich.

Da bei den Sondierungen von einer Drucklochstabilität im oberen Bereich ausgegangen werden konnte (vgl. Abbildung 25, Abschnitt 4.1.1), wurden die vier Reibungsminderer bei Versuch *DCPT_2_II_15_wfr_8ca4* so installiert, dass sie bei Erreichen der Maximaltiefe im unteren Bereich des Druckloches situiert sind. Es konnte jedoch keine Verbesserung im Gegensatz zur standardmäßigen Drucksondierung ohne Reibungsminderer beobachtet werden.

Selbiges gilt auch für die Verwendung von Stegen und einer Spülung bei der 15 cm² Spitze.

Ein deutlicher Benefit konnte bei Versuch *DCPT_2_III_15_nfr_c* durch die Installation einer Verrohrung bewirkt werden. Diese wurde bei der Sondiertiefe von 18,9 m, von der Geländeoberkante bis zu einer Tiefe von 11 m um das Gestänge gedrückt. Dadurch erfolgte eine sprunghafte Reduktion der Gesamtdruckkraft um 25 kN in einer Tiefe von 18,9 m. Die benötigte Penetrationskraft ist auch im weiteren Verlauf geringer als bei vergleichbaren Sondierungen. Mit einer erreichten Tiefe von über 27 m handelt es sich hierbei um das mit Abstand tiefste CPT-Verfahren der Versuchsreihe. Ausschlaggebend dafür war, dass im Bereich der Verrohrung nur sehr geringe Reibungskräfte auf das Gestänge wirken und die Verrohrung ein Ausknicken der Druckstangen verhindert.

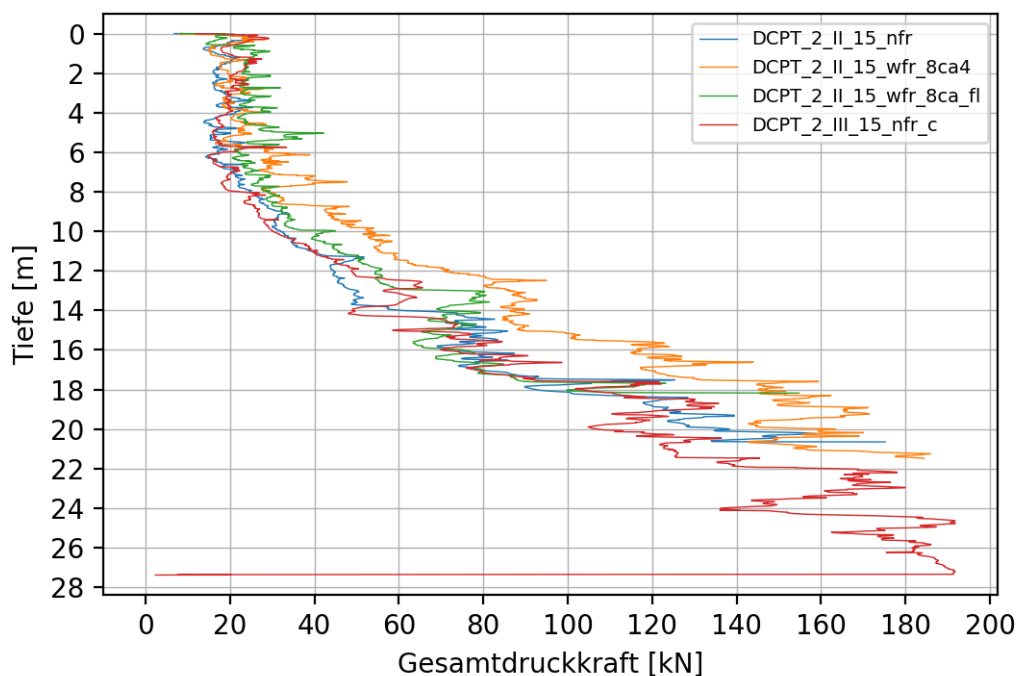


Abbildung 56: Gesamtdruckkraft über die Tiefe für 15 cm² Standardspitzen (mit und ohne Reibungsminderer)

5.1.3 Vergleich von 10 cm² Spitzen mit unterschiedlichen Öffnungswinkeln

Abbildung 57 zeigt die Gesamtdruckkraft über die Tiefe von Drucksondierungen unter der Verwendung von 10 cm² Spitzen mit unterschiedlichen Öffnungswinkeln. Verglichen wird das Potential von standardmäßigen 60° sowie auch 50° und 40° Kegeln. Reibungsmindernde Maßnahmen wurden bei diesen Versuchen keine angewandt.

Die maximal erreichten Tiefen unterscheiden sich relativ gering und liegen zwischen 15,5 m und 17,20 m. Aus den Ergebnissen ist zu schließen, dass die Gesamtdruckkraft bei einem spitzeren Öffnungswinkel geringer ausfällt als bei einem flacheren. Dass die zu verrichtende Arbeit bei einer Spitze mit einem Öffnungswinkel von 40° am niedrigsten ist, wird auch durch die Ergebnisse in Tabelle 12 (Abschnitt 4.1.1) bestätigt.

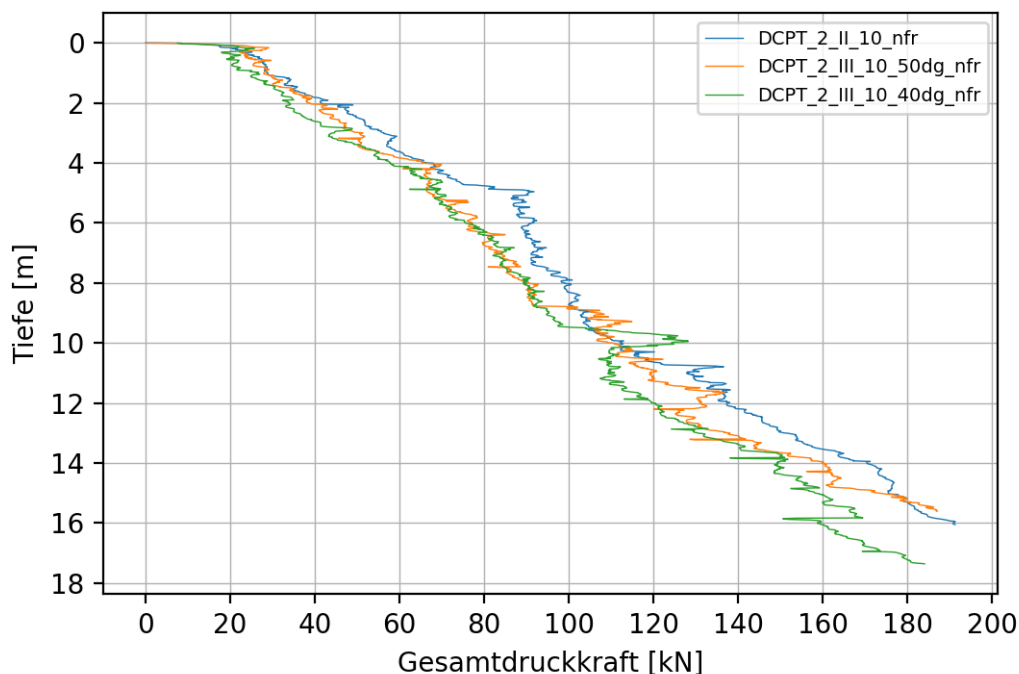


Abbildung 57: Gesamtdruckkraft über die Tiefe für 10 cm² Spitzen mit unterschiedlichen Öffnungswinkeln (ohne Reibungsminderer)

Für Abbildung 58 wurden die in Abbildung 57 aufgeführten Versuche zusätzlich mit reibungsmindernden Maßnahmen um das Gestänge durchgeführt. In den ersten 10 m ist kein signifikanter Unterschied in der Gesamtdruckkraft zwischen der 40° und 60° Spitze erkennbar. In einer Tiefe von 11 bis 16 Meter ändert sich dieses Verhalten und es wird ersichtlich, dass durch die Penetration mit spitzeren Öffnungswinkeln ein geringerer Kraftaufwand erforderlich ist. Ab einer Tiefe von 16 m ist die Gesamtdruckkraft bei allen Sondierungen stark veränderlich, sodass kein Vorteil einer Spitzengeometrie ausmachbar ist. Hingegen konnte - wie in Abbildung 57 - mit der 40° Spitze die tiefste Sondierung durchgeführt werden.

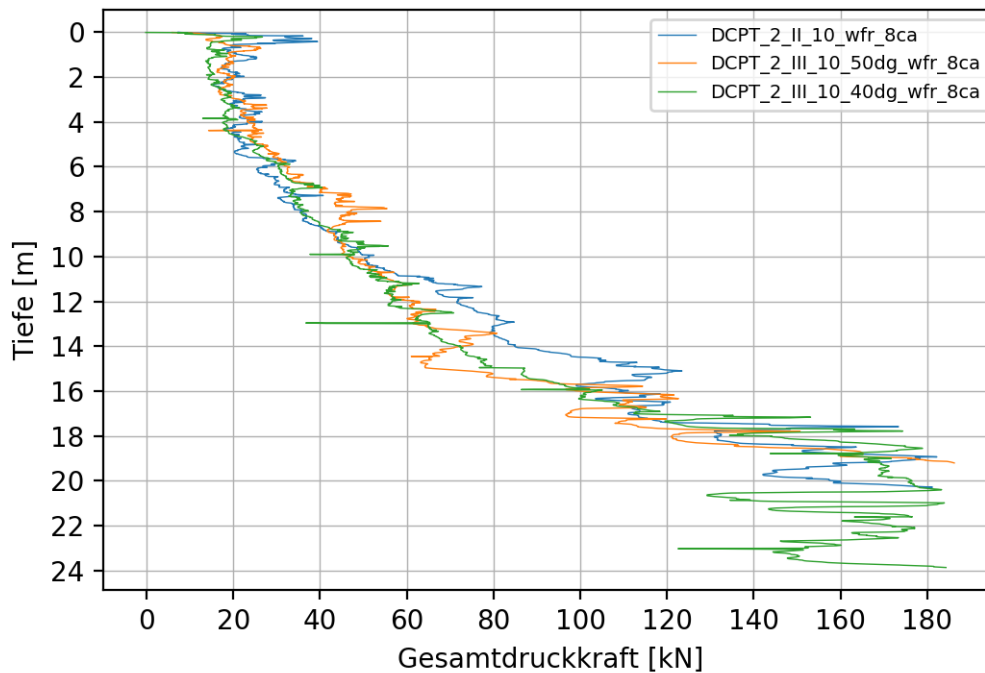


Abbildung 58: Gesamtdruckkraft über die Tiefe für 10 cm² Spitzen mit unterschiedlichen Öffnungswinkeln (mit Reibungsminderer)

5.1.4 Vergleich von 15 cm² Spitzen mit unterschiedlichen Öffnungswinkeln

Die Gesamtdruckkraft über die Tiefe von 15 cm² Spitzen mit unterschiedlichen Öffnungswinkeln (40°, 50° und 60°) wird in Abbildung 59 dargestellt. Die geringe Gesamtdruckkraft bei der Sondierung *DCPT_2_III_15_40dg_nfr_a* in den ersten 13,5 m lässt vermuten, dass der Versuch im Einflussbereich eines Druckloches aus einer vorangegangenen Kampagne lag. Deswegen wurde diese Sondierung für die Auswertung nicht weiter berücksichtigt und eine zweite Messung mit der 40° Spitze durchgeführt (*DCPT_2_III_15_40dg_nfr_b*).

In den ersten 11,5 m Tiefe ist keine Auswirkung der unterschiedlichen Öffnungswinkel erkennbar. Dies ändert sich im Bereich ab 11,5 m, wo für die 40° Spitze eine deutlich niedrigere Gesamtdruckkraft benötigt wird, als für andere Spitzen. Ein ähnlicher Trend ist auch für die 50° Spitze im Bereich von ca. 12 m bis 18 m ersichtlich, wobei der Unterschied deutlich geringer ausfällt als beim 40° Kegel. Dass für Spitzen mit kleinerem Öffnungswinkel weniger Kraft für die Penetration benötigt wird, ist durch die unterschiedlichen Versagensmechanismen des Bodens im Zuge des Sondiervorganges erklärbar. Baligh (1985) berechnet mit der *Strain Path Method* das Verhalten tonigen Bodens bei Sondierungen mit 60° und 18,5° Spitzen. Während sich bei den Standardspitzen der Boden um den Kegel stark verformt, führt bei einer Sondierung mit einer 18,5° Spitze ein Schneidvorgang zum Bodenversagen. Darüber hinaus ergeben die

Berechnungen von Baligh (1985), dass die maximale Scherverformung bei einer Penetration mit kleineren Öffnungswinkeln geringer ist.

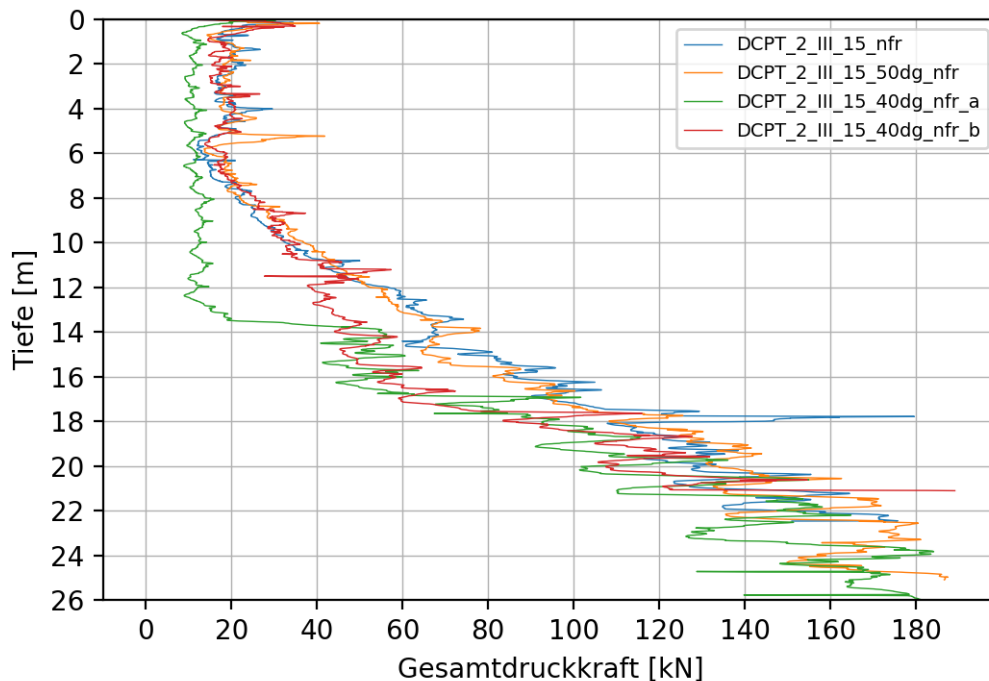


Abbildung 59: Gesamtdruckkraft über die Tiefe für 15 cm² Spitzen mit unterschiedlichen Öffnungswinkeln (ohne Reibungsminderer)

Ein weiterer Aspekt der bei Spitzen mit unterschiedlichen Öffnungswinkeln bedacht werden muss, ist dessen Abnutzung. Abbildung 60 zeigt deutliche Abnutzungsspuren am 40° und 50° Kegel nach zweimaliger (40°) bzw. einmaliger (50°) Verwendung (vgl. mit Abbildung 12 vor der Sondierung, Abschnitt 3.1.1). Laut Österreichisches Normungsinstitut (2013) darf ein Kegel nicht benutzt werden, wenn eine Sichtprüfung asymmetrische Abnutzung oder ungewöhnliche Rauigkeit ergibt. Am Spitz des 40° Konus ist eine asymmetrische Abnutzung bereits nach 2 Sondiervorgängen zu erkennen.



Abbildung 60: 15 cm² Spitzen mit Öffnungswinkel von 40°, 50° und 60° (v.l.n.r.) nach Verwendung

5.1.5 Numerischer Vergleich für Spitzen mit unterschiedlichen Öffnungswinkeln

Wie in Abbildung 61 ersichtlich, ist der Widerstand des Bodens beim Druckvorgang für Spitzen mit einem Öffnungswinkel von 40° oder 50° geringer, als für Standardspitzen (60°). Der Unterschied im Spitzenwiderstand q_c zwischen der 40° und 60° Spitze beträgt dabei rund 40 Pa. Ein Trend, ob sich diese Differenz mit zunehmender Tiefe erhöht oder verringert, ist nicht erkennbar. Abbildung 26 (Abschnitt 4.1.2) zeigt auch die Mantelreibung f_s und den Porenwasserdruck u_2 für die unterschiedlichen Sondierungen. Ein Einfluss der unterschiedlichen Spitzengeometrien auf die Mantelreibung oder den Porenwasserdruck ist nicht ausmachbar (Abbildung 26, Abschnitt 4.1.2).

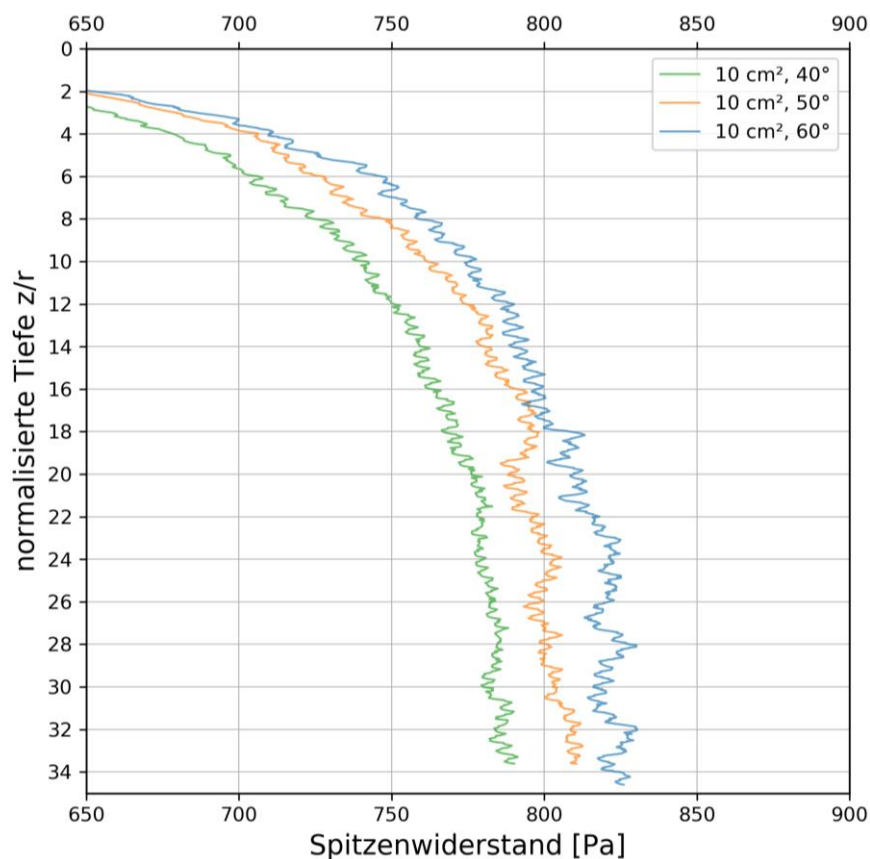


Abbildung 61: Spitzenwiderstand für verschiedene Spitzengeometrien über das Verhältnis der Tiefe zum Spitzenradius

5.1.6 SDMT-Sondierungen in Hard Soil – Soft Rock

Beim Drücken des Flachdilatometerspatens im harten Boden gab es keine Limitationen auf Grund der Gesamtdruckkraft. Probleme gab es im kiesigen Bereich, wobei der Kies zu Beschädigungen an der Membran führen kann und somit eine Dilatometermessung unmöglich macht. Weiters konnten bei Messort 2 ab einer Tiefe von 14,8 m keine B-Werte

mehr und in einer Tiefe von 15,6 m kein A-Wert mehr gemessen werden. Dies kann einerseits an einem Druckverlust entlang der Druckleitung liegen oder andererseits an einer Schluffsteinschicht in diesem Bereich.

5.2 Detektion von Gleitflächen im Rutschungsbereich

Aus der Drucksondierung (*CPTu_1_III_15_nfr*, Abbildung 30 in Abschnitt 4.2) ist ersichtlich, dass der Spitzendruck bis zu einer Tiefe von ca. 14 m rund 2 MPa beträgt. Ab ca. 15 m Tiefe ist aus der Erhöhung des Spitzendruckes zu schließen, dass der Boden grobkörniger wird. Die starke Zunahme von Spitzendruck und Mantelreibung in einer Tiefe von 23 m, weist auf einen Übergang in einen unterschiedlichen Schichtkomplex hin. Im selben Bereich ist auch ein sprunghafter Anstieg des Reibungswinkels, der Wichte und des Elastizitätsmoduls ausmachbar (Abbildung 31, Abschnitt 4.2). Diese Ergebnisse indizieren, dass im oberen Bereich der Sondierung ein Untergrund mit hohem Feinkornanteil und ab 23 m Tiefe feinsandiger Boden anzutreffen ist. Ein ähnliches Resultat zeigt auch der SBT_n -Graph. Im Bereich bis zum Schichtwechsel bei 23 m verhält sich der Boden überwiegend wie toniger Schluff bzw. schluffiger Ton. Auch der hohe Porenwasserdruck (Abbildung 30, Abschnitt 4.2) spricht für einen Untergrund mit hohem Feinkornanteil. Ab 23 m reagiert der Boden laut den SBT_n -Ergebnissen wie schluffiger Sand bis sandiger Schluff (Abbildung 32, Abschnitt 4.2). Die Zuweisung von sandigem Verhalten stimmt auch mit dem niedrigen Porenwasserdruck in diesem Abschnitt überein (Abbildung 30, Abschnitt 4.2).

Bekannt ist, dass durch die Bewegung eines Hanges und der erneuten Konsolidierung ein gestörter Bereich aus nahezu normalkonsolidierten Ton ohne Zementation oder Struktur entsteht (vgl. Abbildung 62, Totani et al., 2001). Diese Schwächezonen sind durch einen niedrigen Spitzendruck und ein niedriges Ausmaß der Überkonsolidierung erkennbar. Der Dilatometer-Horizontalspannungsindex (K_D) ist in normalkonsolidierten Böden ungefähr 2. Folglich kann eine Rutschfläche in Überkonsolidierten Böden durch $K_D \approx 2$ identifiziert werden (Totani et al., 2001).

Beim Übergang von schluffigen auf sandigen Boden in einer Tiefe von 23 m ist ein Abfall des Spitzendruckes und der Mantelreibung zu beobachten, ehe diese stark ansteigen. Selbiges Verhalten zeigen die Werte für das Überkonsolidierungsverhältnis, den Scherwiderstand, die Wichte, das Reibungsverhältnis und den Elastizitätsmodul. Darüber hinaus wurde in dieser Tiefe der niedrigste Wert für den Reibungswinkel berechnet (Abbildung 31, Abschnitt 4.2). Auch die Kennwerte aus den SDMT-Daten für den Scherwiderstand und den Schubmodul bei kleinen Dehnungen, fallen bei 22,9 m ab, ehe

ein Anstieg verzeichnen ist (Abbildung 32 und Abbildung 33, Abschnitt 4.2). Der Dilatometer-Horizontalspannungsindex K_D erreicht zu keinem Zeitpunkt den Wert 2, hat aber in einer Tiefe von 21,4 m den Minimalwert von 3,5 (vgl. Abbildung 63). Darüber hinaus zeigt der SBT_n -Index in diesem Bereich organischen Boden an (vgl. Abbildung 32, Abschnitt 4.2).

Aus den Daten kann man schließen, dass in einer Tiefe von 22-23 m am Standort des CPTu-Tests, eine Schwächezone angetroffen wurde, welche eine potentielle Gleitfläche darstellt. Da laut Ahmadi und Robertson (2005), der Spitzendruck bei CPT-Tests auch von den naheliegenden Bodenschichten abhängt, ist eine genaue Identifizierung der Lage nicht möglich. Darüber- und darunterliegende Schichten mit einem Abstand von bis zu 20-mal des Kegeldurchmessers, können die Ergebnisse der Drucksondierung beeinflussen.

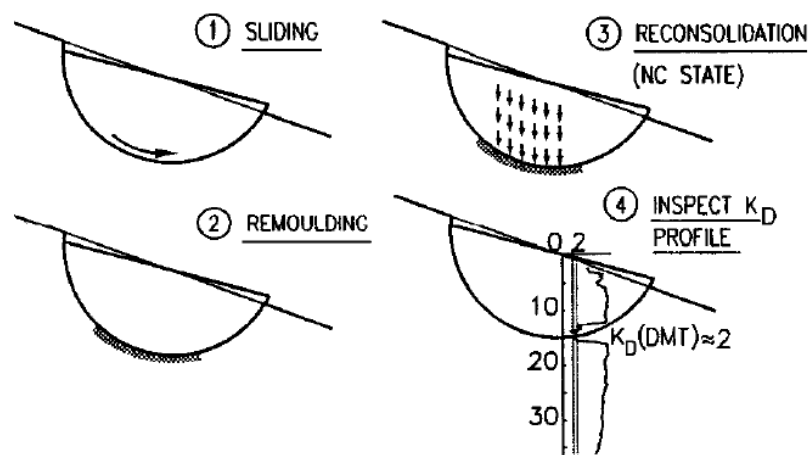


Abbildung 62: K_D Methode zur Identifizierung von Gleitflächen in überkonsolidierten Böden (Totani et al., 2001)

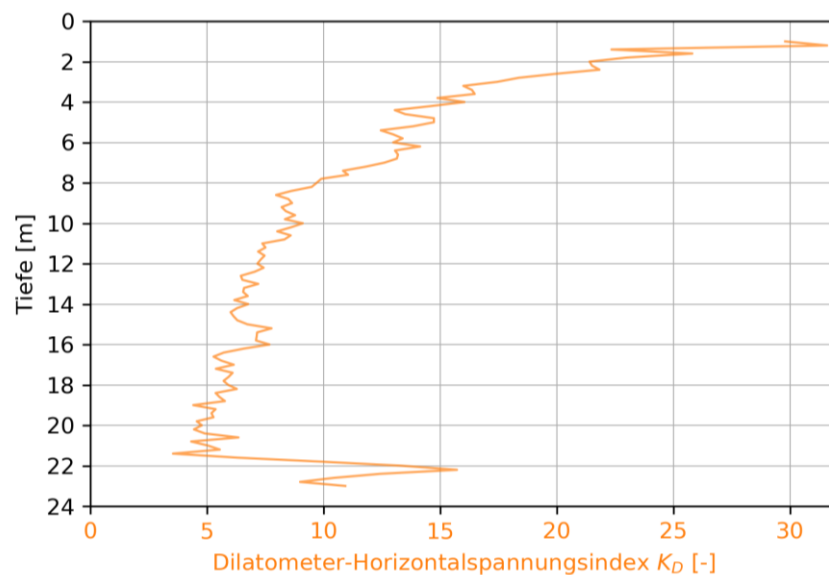


Abbildung 63: Dilatometer-Horizontalspannungsindex an Messort 1

Aus den Aufzeichnungen der Inklinometer sind Verschiebungen im Zentimeterbereich erkennbar. Bei Inklinometer 1 ist eine Verschiebung in einer Tiefe von 7 m (Abbildung 27, Abschnitt 4.2), bei Inklinometer 2 in einer Tiefe von 23,5 m (Abbildung 28, Abschnitt 4.2) und bei Inklinometer 3 in einer Tiefe von 2,5 m (Abbildung 29, Abschnitt 4.2) ersichtlich. Die Auslenkungen bei den Inklinometern 1 und 3 werden als plausibel angesehen und es wird davon ausgegangen, dass in dieser Tiefe eine Bewegung stattfand (mögliche Gleitfläche). Ein weiteres Indiz dafür ist, dass während des Voreinschnitts Anrisse in diesem Bereich, parallel zur Grundeinlösegrenze (Abbildung 64) aufgetreten sind. Das Inklinometer 3 befindet sich oberhalb dieses Anrisses, die anderen zwei Inklinometer unterhalb. Dass die besagten Aushubarbeiten eine Mobilisierung des Hanges verursacht haben, belegen auch Obertagemesspunkte, welche nach Auftreten der Risse versetzt wurden (Hein M., persönliche Korrespondenz, 27. März 2020). Die Verschiebungen bei der Inklinometermessstelle 2 fanden gleich zu Beginn der Installation im tiefsten Messpunkt des Bohrloches statt. Ob die Auslenkungen bei IK2 in einer Tiefe von 23,5 m von einer Scherfläche oder einem Einbauproblem hervorgerufen wurden, konnte nicht geklärt werden (Pischinger G., persönliche Korrespondenz, 26. März 2020).

Abbildung 64 ist eine Grundrissdarstellung der Inklinometermessstellen und der Sondierungen am Rutschhang im Bezug zur Trasse der Fürstenfelder Schnellstraße S7. In Abbildung 65 und Abbildung 66 sind die im Grundriss verzeichneten Schnitte X-X' und Y-Y' durch den Hang, mit den Ergebnissen der Inklinometermessungen und der Drucksondierung dargestellt. Die Schnitte korrespondieren nicht mit der Fallrichtung des Hanges und wurden für eine erste Abschätzung so gewählt, dass aus jeweils 2 Inklinometern pro Querschnitt Erkenntnisse gewonnen werden können. Der geometrische Zusammenhang der Ergebnisse indiziert den Verlauf einer Gleitfläche in einer Tiefe von 23,5 m bei IK2 bzw. in einer Tiefe von 22,9 m bei der Drucksondierung (Abbildung 65 und Abbildung 66).

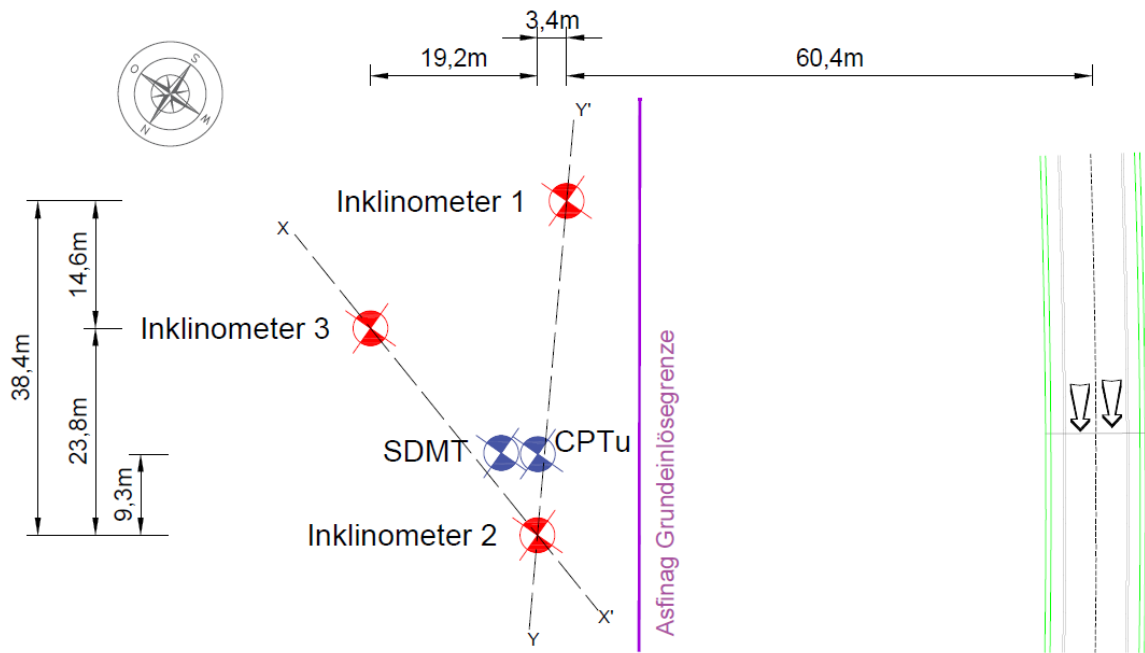


Abbildung 64: Lage der Inklinometer und Sondierungen am Rutschhang - Messort 1

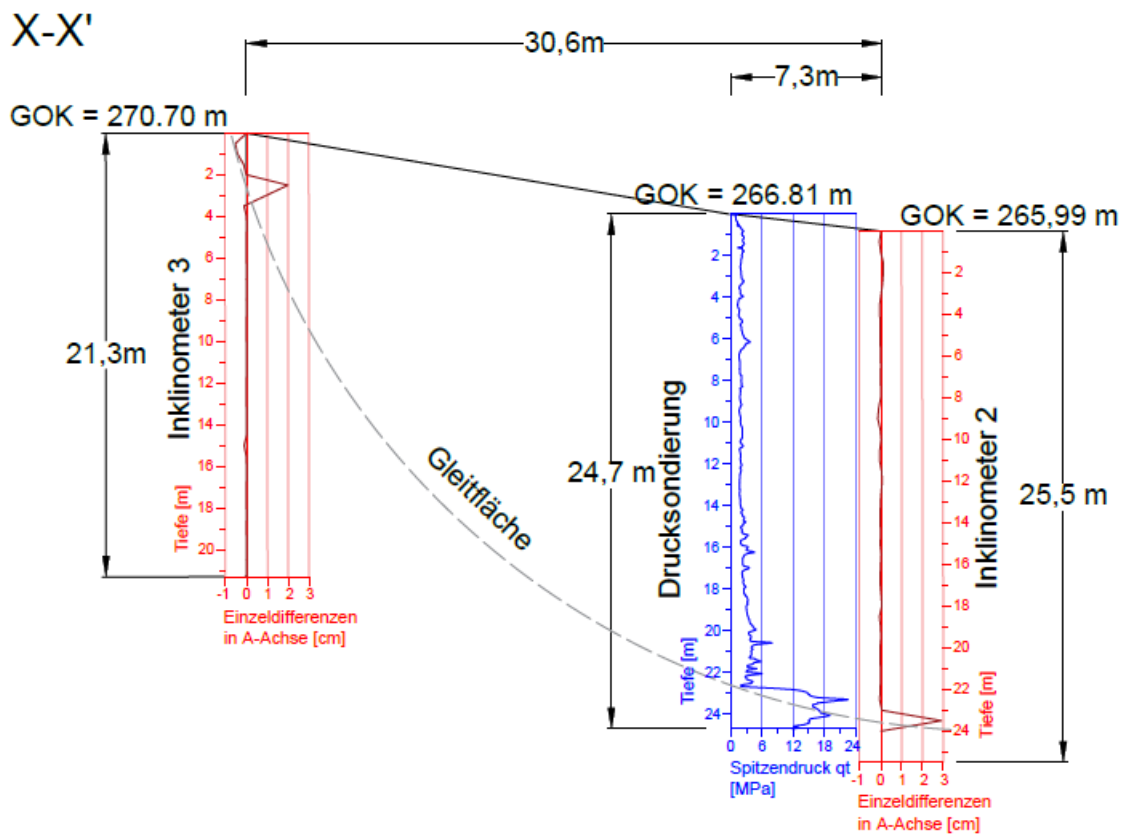


Abbildung 65: Schnitt X-X' durch den Rutschhang – Messort 1

Y-Y'

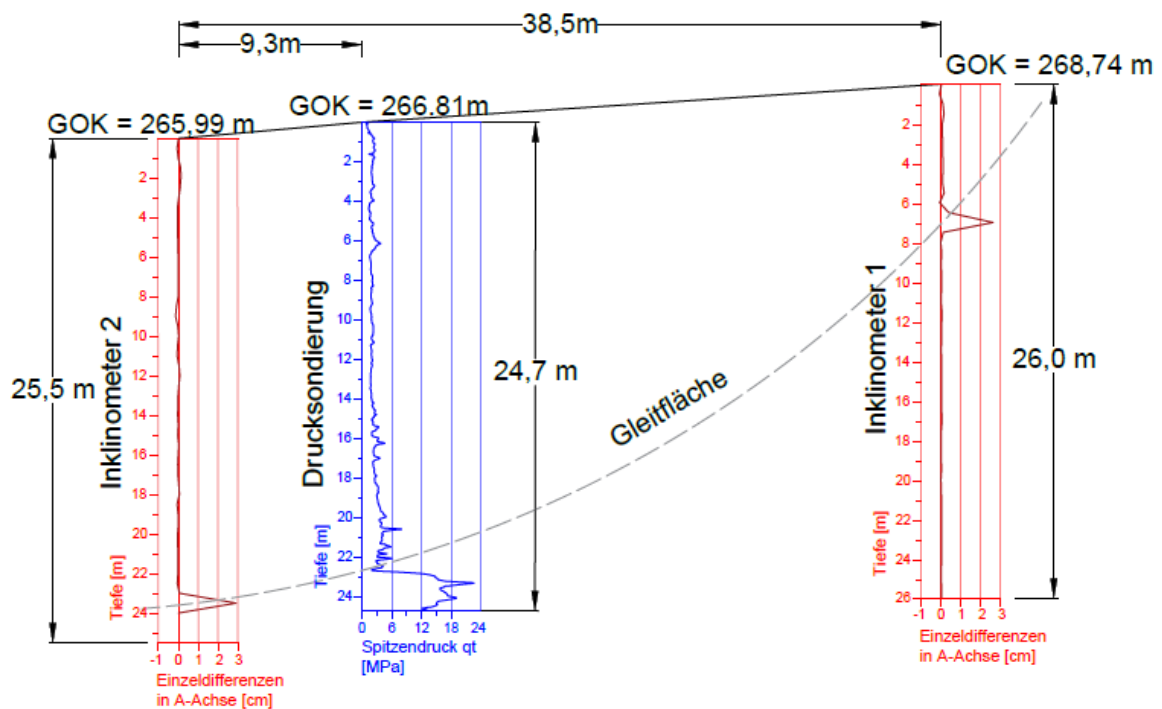


Abbildung 66: Schnitt Y-Y' durch den Rutschhang – Messort 1

5.3 Bodenkennwerte aus CPTu- und SDMT-Verfahren

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse aus den CPTu-Versuchen interpretiert und den Daten aus den SDMT-Sondierungen gegenübergestellt. Darüber hinaus werden sie mit erhobenen Bodenkennwerten aus Voruntersuchungen verglichen.

5.3.1 Auswertung der CPTu-Sondierungen

Die Interpretation der Sondierung an Messort 1 ist in Abschnitt 5.2 beschrieben.

Für die Ermittlung der Geologie an Messort 2 werden die Sondierungen *CPTu_2_I_15_nfr* und *CPTu_2_II_15_nfr* betrachtet. Bei beiden Versuchen sind sowohl der Spitzenwiderstand als auch die Mantelreibung bis zu einer Tiefe von rund 13,5 m in einem konstant niedrigen Bereich, ehe ein Anstieg erkennbar ist (Abbildung 34 und Abbildung 38, Abschnitt 4.3). Derselbe Verlauf ist auch bei der Wichte, dem Reibungswinkel und dem Elastizitätsmodul zu beobachten (Abbildung 35 und Abbildung 39, Abschnitt 4.3). Der SBT_n -Index variiert im oberen Bereich weitestgehend zwischen Bodenverhaltensart 3 und 4 (Tone bzw. Schluffgemisch) und ab 13 m Tiefe zwischen Bodenverhaltensart 4 bis 6 (Schluffgemisch, Sandgemisch bzw. Sand) (Abbildung 36 und Abbildung 40, Abschnitt 4.3). Darüber hinaus zeigen die Messungen der Drucklochstabilität an Messort 2, dass in einer Tiefe von ca. 13 m ein Wechsel der Bodenverhaltensart anzunehmen ist (Abbildung

25, Abschnitt 4.1.1). Aus diesen Aufzeichnungen lässt sich schließen, dass der Feinkornanteil oberflächennah sehr hoch ist, sich aber ab ca. 13 m Tiefe der Feinsandanteil erhöht. Laut Bohrkernaufschluss ist an Messort 2 ab 9,2 m mit mürben feinsandigen Schluffsteinschichten zu rechnen (Anhang B). Die Spitzen in den Aufzeichnungen des korrigierten Spitzendrucks und der Mantelreibung bei z.B. 9,8 m oder 12,3 m (Abbildung 34, Abschnitt 4.3), werden durch diese Steinschichten verursacht.

An Messort 3 sind der korrigierte Spitzenwiderstand und die Mantelreibung bis zu einer Tiefe von rund 9,5 m und von 11,5 m bis 14,8 m sehr niedrig (Abbildung 42, Abschnitt 4.3). Ein Anstieg der Mantelreibung und eine starke Zunahme, sowie generell höhere Werte im korrigierten Spitzenwiderstand, sind ab einer Tiefe von 15 m ausmachbar. Auch bei der Wichte, dem Reibungswinkel und dem Elastizitätsmodul sind tendenziell höhere Daten für die Bereiche von 9,5 m bis 11,5 m und ab rund 15 m berechnet worden (Abbildung 43, Abschnitt 4.3). Basierend auf diesen Ergebnissen wird darauf geschlossen, dass bis 9,5 m und ab 11,5 m feinkörniger Boden anzutreffen ist und zwischen diesem Abschnitt eine Schicht mit erhöhtem Feinsandanteil vorliegt. Bei einer Tiefe von 15,5 m ist auf Grund des hohen korrigierten Spitzenwiderstandes und der niedrigen Mantelreibung von einer Kiesschicht auszugehen, ehe der Untergrund bei ca. 16 m in einen feinsandigen Boden übergeht. Diese Interpretation stimmt auch weitgehend mit der Auswertung nach dem normalisierten SBT_n -Graph überein (Abbildung 44, Abschnitt 4.3).

Bei Messort 4 - ähnlich zu Messort 3 - ist im oberen Bereich der Sondierung (bis 11 m) der Verlauf des Spitzenwiderstandes und der Mantelreibung sehr niedrig (Abbildung 46, Abschnitt 4.3). Dies deutet auf schluffigen Boden in diesem Abschnitt hin. Bei 11 m ist ein Anstieg des Spitzenwiderstandes von rund 2 MPa auf knapp 60 MPa, bei einem gleichzeitig sinkenden Reibungsverhältnis zu beobachten, wodurch eine grobkiesige Lage erkennbar ist. Zu selbigem Ergebnis kam es auch in der Aufschlussdarstellung der dort durchgeführten Kernbohrung 34A-08 (Anhang B). Im unteren Bereich der Sondierung (ab 12,5 m), sind neben dem höheren Spitzenwiderstand und der höheren Mantelreibung, auch höhere Werte für die Wichte, den Reibungswinkel und den Elastizitätsmodul (Abbildung 47, Abschnitt 4.3) ermittelt worden. Wie auch an Messort 2 und 3 ist hier in dieser Tiefe von einem Anstieg des Feinsandanteils im Boden auszugehen. Die einzelnen Peaks im Spitzenwiderstand und in der Mantelreibung – gut erkennbar zwischen Meter 14 und Meter 16 – zeigen die Penetration der dort anzutreffenden mürben Schluffsteinschichten. Aus dem SBT_n -Graph ist kein Rückschluss auf diese Schichten zu erkennen. Dies liegt laut Robertson (2009b) daran, dass sehr steife feinkörnige stark

überkonsolidierte Schichten, sich oft wie grobkörnige Lagen verhalten und daraus resultierend als Bodenverhaltensart 4 bzw. 5 (Schluffgemisch bzw. Sandgemisch) klassifiziert werden.

Am Messort 5 ist in Folge des niedrigen Spitzenwiderstandes und der niedrigen Mantelreibung ein schluffiger Boden in den ersten 2,2 m erkennbar (Abbildung 49, Abschnitt 4.3). Nachfolgend ist anhand der hohen Zunahme des Spitzenwiderstandes und des niedrigen Reibungsverhältnisses (kleiner 1 %) eine rund 2 m dicke Mittel- bis Grobkieschicht ausmachbar. Diese Annahme stimmt mit der Aufschlussdarstellung KB 38/08 (Anhang B) überein. Im weiteren Verlauf (ab 4,8 m) steigen der Spitzenwiderstand und die Mantelreibung tendenziell an. Verursacht werden diese Anstiege durch eine Zunahme des Überlagerungsdruckes und eine Steigerung des Feinsandanteils im Untergrund. Ein stetiger Anstieg wurde in diesem Bereich auch für die Wichte, den Reibungswinkel und den Elastizitätsmodul berechnet (Abbildung 50). Bei 9,5 m musste diese Sondierung auf Grund einer rapiden Zunahme des Spitzenwiderstandes abgebrochen werden. Dieser Widerstand wurde entweder durch eine lokale Konkretion oder eine Ton- bzw. Feinsandsteinschicht hervorgerufen (vgl. Abschnitt 5.1).

Die Ergebnisse aus den CPTu-Versuchen lassen erkennen, dass der Untergrund im Projektgebiet in oberflächennähe (Deckschicht) überwiegend einen hohen Schluffanteil aufweist. Des Weiteren ist ab ca. 11 bis 15 m Tiefe, eine Zunahme des Feinsandanteils ausmachbar. Stellenweise wird der Untergrund durch fein- bis grobkiesige Schichten sowie auch von mürben bis härteren Ton-, Schluff- oder Sandsteinlagen durchzogen.

5.3.2 Vergleich der CPTu- mit SDMT-Daten

Der Vergleich des Ausmaßes der Überkonsolidierung (OCR) der DMT- und CPTu-Sondierungen zeigt, dass die Werte bei beiden Erkundungsarten einen ähnlichen Verlauf haben (Abbildung 32, 36, 40 & 44, Abschnitt 4.2 bzw. 4.3). Während allerdings bei Messort 1 die Werte aus dem DMT-Verfahren ein höheres Maß der Überkonsolidierung anzeigen als die CPT-Werte, sind die Ergebnisse an Messort 2 und 3 genau umgekehrt. Zu beobachten ist des Weiteren, dass die Diskrepanz zwischen CPTu- und DMT-Daten in oberflächennähe vergleichsweise groß ist, die Differenz mit der Tiefe aber abnimmt. Aus den hohen CPT-Werten im sandigen und kiesigen Bereich – dargestellt in grau strichliert – ist auch ersichtlich, dass Gleichung 19 zur Berechnung des Ausmaßes der Überkonsolidierung nur für feinkörnige Böden geeignet ist.

Die berechnete Scherfestigkeit aus den Drucksondierungen stimmt sehr gut mit den Werten aus den Flachdilatometermessungen überein (Abbildung 32, 36, 40 & 44, Abschnitt 4.2 bzw. 4.3). Ferner ist erkennbar, dass die Scherfestigkeit aus den CPTu-Sondierungen höher ist und immer wieder größere Ausreißer hat. Dass solche Spitzenwerte in den DMT-Ergebnissen weniger auftreten, kann auch mit der geringeren Auflösung der Messungen zusammenhängen. Die Werte für die Drucksondierung werden jeden Zentimeter erhoben, die Daten des Flachdilatometertests nur in 20 Zentimeterschritten. Im sandigen und kiesigen Bereich (grau strichliert) sind die errechneten CPTu-Werte wesentlich höher als die Scherfestigkeit aus den SDMT-Messungen. Daraus lässt sich schließen, dass Gleichung 20 für die Berechnung der Scherfestigkeit nur für die Bodenzonen 1-4 und 9 geeignet ist.

Beim Vergleich der Wichte aus beiden Erkundungsmethoden wird die unterschiedliche Auflösung der Messungen sehr deutlich, was zum Teil zu unterschiedlichen Werten führt (Abbildung 33, 37, 41 & 45, Abschnitt 4.2 bzw. 4.3). Prinzipiell ist aber eine gute Übereinstimmung der Daten erkennbar.

Der Verlauf des Schubmoduls bei kleinen Dehnungen aus den seismischen Messungen entspricht überwiegend dem Verlauf des Schubmoduls aus den Drucksondierungen (Abbildung 33, 37, 41 & 45). Dass die Scherwellengeschwindigkeit bei der seismischen Messung nur alle 50 Zentimeter gemessen wurde (ausgenommen Messort 1), führt aber zu unpräziseren Ergebnissen. Der große Unterschied liegt dennoch in der Dimension, sodass die Werte aus der seismischen Messung im Schnitt rund 50 bis 100 MPa größer sind als die Ergebnisse aus den CPTu-Versuchen.

Der Unterschied der CPTu- und der SDMT-Daten liegt einerseits an der variierenden Messmethode bei der Erhebung der Rohdaten und andererseits an verschiedenen semiempirischen Ansätzen zur Berechnung der Bodenkennwerte.

5.3.3 Vergleich der CPTu-Daten mit vorhandenen Bodenkennwerten

Da die zum Vergleich herangezogenen Bodenkennwerte unter anderem aus bodenphysikalischen Laboratoriumsuntersuchungen gewonnen wurden, ist diese Gegenüberstellung nur mit Vorbehalt aussagekräftig. Faktoren wie der Spannungsverlauf, die Primärspannung und die Makrostruktur fließen zwar in die CPT-Daten ein, werden aber nur bedingt in den Ergebnissen der Laborversuchen berücksichtigt (Robertson, 2009b).

Ein Vergleich der CPTu-Daten mit den Bodenkennwerten aus vorangegangenen Erkundungskampagnen erfolgt anhand der Abbildungen 31, 35, 39, 43, 47 & 50 (Abschnitt 4.2 bzw. 4.3).

Die ermittelten Wichten aus den Vorerkundungen und den Sondierungen befinden sich weitestgehend im selben Bereich. Aus den Ergebnissen der Sondierungen ist ein Anstieg der Wichte mit zunehmender Tiefe erkennbar, während bei den Daten aus den Geologischen Gutachten ein konstanter Bereich für jeden Schichtkomplex angegeben wurde. Aus Gleichung 4 (Abschnitt 3.3.2.1) ist bekannt, dass die Wichte vom Spitzendruck und dem Reibungsverhältnis stark abhängig ist. Da bei den durchgeführten Versuchen mit zunehmender Tiefe ein Anstieg dieser Werte beobachtbar war, steigt auch die errechnete Wichte mit der Tiefe. Eine gute Übereinstimmung der Wichte ist vor allem in der Deckschicht (oberflächennah) und in kiesigen Bereichen (z.B. Abbildung 50, 2,5 bis 4,5 m) gegeben.

Die ermittelten Reibungswinkel aus den Drucksondierungen stimmen zwar im Verlauf mit den Bodenkennwerten überein, sind aber im Schnitt um rund 5° bis 15° größer. Oberflächennah sind die Werte für den Reibungswinkel aus den Drucksondierungen deutlich zu hoch berechnet und nehmen im schluffigen Bereich, bis zu einer Tiefe von rund 10 m, kontinuierlich ab. Die hohen Werte im Bereich der Deckschicht ergeben sich aus der geringeren Überlagerungsspannung und dem daraus resultierenden hohen normalisierten Spitzendruck (vgl. Gleichung 12 & 18, Abschnitt 3.3.2.1). Die Zuteilung der Kennwerte nach der Interpretation der Drucksondierungen (grüner Bereich), erzielt dabei eine bessere Übereinstimmung mit dem Verlauf des Reibungswinkels als die in rot dargestellten Schichtkomplexe aus den Kernbohrungen.

Die Werte für den Elastizitätsmodul zeigen vorrangig im kiesigen Bereich eine sehr gute Übereinstimmung (Abbildung 47, 11 bis 12 m & Abbildung 50, 2,5 bis 4,5 m), sind aber im Gegensatz dazu, in der Deckschicht (oberflächennah) 30 bis 100 Prozent höher als die ermittelten Werte aus den Voruntersuchungen. Im Schichtkomplex D (Miozän, überwiegend Schluff-Ton) ist eine gute Übereinstimmung des Elastizitätsmoduls zu erkennen und E_s liegt überwiegend im selben Bereich wie die Daten der Vorerkundung (z.B. Abbildung 31, 14 bis 20 m oder Abbildung 43, 1,8 bis 9,5 m). Im Schichtkomplex E (Miozän, überwiegend Feinsand) bzw. in den unteren Lagen sind die berechneten Elastizitätsmoduln aus den CPTu-Tests tendenziell höher als die Vergleichswerte (z.B. Abbildung 31, ab 20 m oder Abbildung 39, ab 13,6 m). Die Gleichung 16 eignet sich zur Berechnung von E_s für junge, unzementierte Quarzsande. Dennoch konnten damit auch

in den feinkörnigen Bereichen (grau strichliert) plausible und übereinstimmende Ergebnisse erzielt werden. Eine höhere Diskrepanz zeigt sich im Bereich der mürben Schluffsteinschichten an Messort 4 (Abbildung 47, 14 bis 16 m). Die hier höheren E-Moduln aus der Drucksondierung sind auf die plötzliche Zunahme des Spitzenwiderstandes bei einer nahezu gleichbleibenden totalen Überlagerungsspannung zurückzuführen (vgl. Gleichung 16, Abschnitt 3.3.2.1).

6 Schlussfolgerung und Ausblick

6.1 Schlussfolgerung

Die Resultate der CPT-Verfahren zeigen, dass mit der Verwendung von Reibungsminderern und durch eine Verringerung des Spitzenwinkels, die Sondiertiefe erhöht werden kann. Darüber hinaus werden mit einer 15 cm² Spitze in Kombination mit einem 10 cm² Gestänge ein geringer Energieaufwand benötigt und tiefere Sondierungen ermöglicht, als mit 10 cm² oder 24 cm² Spitzen mit 10 cm² bzw. 24 cm² Gestänge. Die Anwendung eines Reibungsminderers ist vor allem bei 10 cm² Spitzen von Vorteil. Bei steifen Böden ist auf Grund der Drucklochstabilität die Verwendung fest installierter reibungsmindernder Maßnahmen, wie z.B. Stege um den Gestängequerschnitt, flüssigen Reibungsminderern vorzuziehen. Bei der Sondierung mit 15 cm² Kegel in Kombination mit einem 10 cm² Gestänge, ist die Verwendung von klassischen Reibungsminderern nicht gewinnbringend, wohl aber kann durch die Anwendung einer Verrohrung eine größere Sondiertiefe erreicht werden. Eine Verringerung des Öffnungswinkels der Spitzen auf 40° ermöglicht tiefere CPT-Versuche und reduziert die benötigte Gesamtdruckkraft während des Sondiervorganges. Ob ein spitzerer Winkel auch Vorteile beim Durchdringen von mürben Steinschichten bringt, konnte nicht erforscht werden. Problematisch ist jedoch der hohe Abnutzungsgrad der 40° Spitzen.

Aus den Ergebnissen eines CPTu- und SDMT-Verfahrens in Kombination mit umliegenden Inklinometeraufzeichnungen, kann auf eine Schwächezone im Untergrund und somit auf eine mögliche Gleitfläche geschlossen werden. Um die Erkenntnisse zu verifizieren, wären umliegend weitere CPTu-Sondierungen notwendig. Das Erkennen einer Schwächezone wird in diesem Fall durch die aufgezeichneten Auslenkungen der Inklinometer erleichtert. Ohne diese Hilfestellung ist das Identifizieren von Gleitflächen im Zuge einer Vorerkundung ungleich schwerer.

Der resultierende Schichtaufbau aus der Auswertung der CPTu-Versuche stimmt im Wesentlichen mit den Ergebnissen aus der Vorerkundung überein (vgl. Anhang C). Oberflächennah ist ein hoher Schluffanteil charakteristisch. Ab einer Tiefe von ca. 11 bis 15 m nimmt der Feinsandanteil zu. Stellenweise wird der Untergrund von fein- bis grobkiesigen Schichten sowie auch von mürben bis härteren Ton-, Schluff- oder Sandsteinlagen durchzogen.

Die ermittelten Kennwerte aus den CPTu- und SDMT-Tests stimmen im Verlauf überein, unterscheiden sich aber beim Ausmaß der Überkonsolidierung, bei der Scherfestigkeit und dem Schubmodul in der Größe. Je nach Bodenart ergeben sich aus den Drucksondierungen rund 25 bis 250 % höhere Werte für das Ausmaß der Überkonsolidierung und ca. 10 bis 200 % höhere Werte für die Scherfestigkeit. Der Schubmodul für kleine Dehnungen ist rund 50 bis 200 % höher aus dem SDMT-Verfahren im Vergleich zum CPTu-Test. Weiters wurde bestätigt, dass die verwendeten Gleichungen zur Berechnung von OCR und der Scherfestigkeit nur für schluffige Böden geeignet sind.

Ein Vergleich der CPTu-Kennwerte mit den im Vorfeld ermittelten Parametern ergibt eine gute Übereinstimmung der Wichte. Der berechnete Reibungswinkel aus den Drucksondierungen ist hingegen, vor allem oberflächennah, wesentlich höher. Der Verlauf des Elastizitätsmoduls stimmt sowohl im schluffigen als auch im feinsandigen Boden über weite Bereiche mit den im Vorfeld ermittelten Werten überein, zeigt aber eine größere Diskrepanz beim Antreffen von Steinschichten.

Die verwendeten Gleichungen zur Berechnung der Bodenkennwerte aus den CPTu- bzw. SDMT-Sondierungen, sind im Hard Soil – Soft Rock Bereich zwar für einige, aber nicht für alle Bereiche gültig. Weitere Messungen sollten durchgeführt werden um zutreffenden Korrelationen zu bestätigen und um bestehende Korrelationen für harte Böden anzupassen bzw. neue zu erstellen. Ein Ermitteln von Bodenkennwerten ausschließlich mit CPTu-Daten ist mit den vorhandenen Berechnungsverfahren im Hard Soil – Soft Rock Bereich nicht sinnvoll. Die große Stärke der CPTu-Sondierung liegt allerdings in der Aufzeichnung des Spitzenwiderstandes und der Mantelreibung in Zentimeterschritten, sodass auch die Identifizierung von dünnen Steinschichten möglich ist. Darüber hinaus können unterschiedliche Schichtkomplexe anhand von Drucksondierungen erkannt bzw. zugeteilt werden, womit sich das CPTu-Verfahren zur Untersuchung des Untergrundes in Kombination mit anderen Erkundungsmethoden wie z.B. Kernbohrungen anbietet.

6.2 Ausblick

Die Versuche zur Ermittlung der Grenzen der Sondierbarkeit mit unterschiedlichen Reibungsminderern und Sondierspitzen, wurden vollständig an einem Messort durchgeführt. Um die in dieser Arbeit erzielten Ergebnisse zu verifizieren, wäre eine Versuchskampagne an einem zweiten Messort mit ähnlichen Untergrundverhältnissen zu empfehlen. In einem weiteren Schritt sollte bei Sondierungen mit verschiedenen Reibungsminderern und Kegeln unterschiedlicher Spitzengeometrien auch eine

Aufzeichnung des Spitzenwiderstands q_c und der Mantelreibung f_s erfolgen. So kann untersucht werden, welchen Einfluss Reibungsminderer oder verschiedene Öffnungswinkel der Spitzen, auf die Ergebnisse aus Drucksondierungen haben. Ein weiterer Ansatz der verfolgt werden sollte, ist die Verwendung von flüssigen Reibungsminderern. Das Einbringen von Wasser zwischen Drucklochwand und Gestänge sollte mit einem höheren Wasserdruck (z.B. in Form einer höheren Wassersäule) erprobt werden. Optional könnten auch reibungsmindernde Zusatzmittel addiert werden. Weiterführend ist die Wirkung verschiedengroßer Gestängequerschnitte zu untersuchen. Nicht weniger von Interesse ist die numerische Simulation, welche technisch allerdings noch limitiert ist. Die Simulation würde durch die Implementierung von einzelnen mürben Steinschichten deutlich näher an die Realität des untersuchten Projektgebietes rücken.

Eine definitive Aussage über die Möglichkeit der Detektion von Gleitflächen mittels Drucksondierungen, konnte auf Grundlage einer einzelnen CPTu-Sondierung nicht getroffen werden. Um die Lage einer potentiellen Gleitfläche zu bestätigen, sollten entlang der Achsen X-X' bzw. Y-Y' (Abbildung 64, Abschnitt 5.2) weitere Sondierungen durchgeführt und die Ergebnisse auf ein ähnliches Verhalten wie bei Sondierung *CPTu_1_III_15_nfr* untersucht werden. Um anhand von Drucksondierungen auf Gleitflächen schließen zu können, muss erforscht werden, wie sich das Antreffen einer Schwächezone in diversen Untergründen, in den Ergebnissen einer Drucksondierung widerspiegelt. Hierfür muss eine fundierte Datenbasis mit Messergebnissen von Drucksondierungen im Bereich von Gleitflächen geschaffen werden. Bei der Identifizierung möglicher Schwächezonen bzw. beim Erkennen des Verhaltens des Spitzenwiderstandes oder der Mantelreibung beim Antreffen von Gleitflächen, könnte Maschinelles Lernen bei der Auswertung behilflich sein.

Für eine genauere Analyse der Bodenkennwerte aus den CPTu-Daten, wäre die Gewinnung von Bodenproben direkt aus den Drucklöchern, mittels CPT-Sampler von Vorteil. Aus Laborversuchen könnten so konkrete Vergleichswerte gewonnen werden. Von besonderem Interesse wäre dies im Bereich von Schluff-, Ton und Sandsteinschichten.

7 Literatur

- Ahmadi, M. M. & Robertson, P. K. (2005). Thin-layer effects on the CPT qc measurement. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(5), 1302–1317. <https://doi.org/10.1139/t05-036>
- Asfinag. (2017a). *Neubau S 7 Fürstenfelder Schnellstraße Riegersdorf Staatsgrenze bei Heiligenkreuz*. <https://www.asfinag.at/verkehrssicherheit/bauen/bauprojekte/s-7-fuerstenfelder-schnellstrasse/>
- Asfinag. (2017b). *S7 Fürstenfelder Schnellstraße. Abschnitt West: Projektbeschreibung*.
- Baligh, M. M. (1985). Strain Path Method. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(9), 1108–1136. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1985\)111:9\(1108\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1985)111:9(1108))
- BGG Consult, Z.-G. (Mai 2015). *S7 Fürstenfelder Schnellstrasse: Abschnitt West - Baulos 5. Geotechnisch-Hydrogeologisches Gutachten*.
- BGG Consult, Z.-G. (Mai 2017a). *S7 Fürstenfelder Schnellstrasse: Abschnitt West - Baulos 4. Geotechnisches-Hydrogeologisches Gutachten*.
- BGG Consult, Z.-G. (November 2017b). *S7 Fürstenfelder Schnellstrasse: Abschnitt West - Baulos 8. Geotechnisch-Hydrogeologisches Gutachten*.
- BSI. (1981). *Code of practice for site investigations. B.S. (Series): 5930:1981*. British Standards Institution.
- Cambridge Insitu Ltd. (2020). *Using pressuremeters: A guide to pressuremeter testing*.
- Cimne. (17. April 2020). *KRATOS*. https://www.cimne.com/kratos/about_whatiskratos.asp
- Durgunoglu, H. T. & Mitchell, J. K. (1974). Influence of Penetrometer Characteristics on Static Penetration Resistance. In *Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing ESOPT, Stockholm, June 5-7, 1974* (S. 133–139).
- Eijkelkamp SonicSamp Drill (Hg.). *SonicCPT: Combine Sonic drilling with Cone Penetration Testing*. <https://www.sonicsampdrill.com/cpt-solutions/sonic-cpt.htm>
- Geoconsult Holding ZT GmbH. (2020). *Inklinometermessung IK 1, IK 2, IK 3*.
- GeoLogismiki (2014). *CPeT-IT User's Manual v.1.4*.
- Gouda Geo-Equipment BV. (4. Mai 2020.000Z). *Piezocones and Electric CPT Cones*. <https://www.gouda-geo.com/products/cpt-equipment/electrical-cptu-piezocone/piezocones-and-electric-cpt-cones>
- Kulhawy, F. H. & Mayne, P. H. (1990). *Manual on estimating soil properties for foundation*

- design*. Electric Power Research Insititute.
- Lunne, T. (2012). The Fourth James K. Mitchell Lecture: The CPT in offshore soil investigations - a historic perspective. *Geomechanics and Geoengineering*, 7(2), 75–101. <https://doi.org/10.1080/17486025.2011.640712>
- Mahmoud, M., Woeller, D. & Robertson, P. K. (2000). Detection of shear zones in a natural clay slope using the cone penetration test and continuous dynamic sampling. *Canadian Geotechnical Journal*, 37, 652–661.
- Marchetti, D., Fabris, C. & Schweiger, H. F. (2019). In-situ-Versuche mit Flat Dilatometer und seismischem Dilatometer. *Geomechanics and Tunnelling*, 12(4), 306–317. <https://doi.org/10.1002/geot.201900016>
- Marchetti S. (1980). In Situ Tests by Flat Dilatometer. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 106(GT3), 299–321.
- Mayne, P. W. (2007). *Cone penetration testing. NCHRP synthesis, 0547-5570: Bd. 368*. Transportation Research Board.
- Monforte, L., Arroyo, M., Carbonell, J. M. & Gens, A. (2017). Numerical simulation of undrained insertion problems in geotechnical engineering with the Particle Finite Element Method (PFEM). *Computers and Geotechnics*, 82, 144–156. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2016.08.013>
- Monforte, L., Carbonell, J. M., Arroyo, M. & Gens, A. (2016). Performance of mixed formulations for the particle finite element method in soil mechanics problems. Advance online publication. <https://doi.org/10.1007/S40571-016-0145-0> (Computational Particle Mechanics, 4(3), 269-284).
- Österreichisches Normungsinstitut (15. Oktober 2013). *Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Felduntersuchungen Teil 1: Drucksondierungen mit elektrischen Messwertaufnehmern und Messeinrichtungen für den Porenwasserdruck*. (Europäische Norm, ISO 22476-1:2012).
- Österreichisches Normungsinstitut (15. Juli 2017). *Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Felduntersuchungen Teil 11: Flachdilatometerversuch*. (Europäische Norm, ISO 22476-11:2017).
- Peuchen, J. (1998). Commercial CPT profiling in soft rocks and hard soils. In P. K. E. Robertson & P. W. E. Mayne (Hg.), *Geotechnical site characterization* (S. 1131–1137).
- Peuchen, J., Plasman, S. J. & van Steveninck, R. (1996). Cone penetration testing in tropical residual soils. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 33(7), 302A.


- Randolph (2016). New tools and directions in offshore site investigation. In B. Lehane, H. E. Acosta-Martinez & R. Kelly (Vorsitz), *ISC'5*. Symposium im Rahmen der Tagung von Australian Geomechanics Society, Sydney, Australia.
- Robertson, P. K. (2009a). CPT-DMT Correlations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(11), 1762–1771.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000119](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000119)
- Robertson, P. K. (2009b). Interpretation of cone penetration tests - a unified approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(11), 1337 -1335.
- Robertson, P. K. & Cabak, K. L. (2010). Estimating soil unit weight from CPT. In Gregg Drilling & Testing Inc. (Vorsitz), *CPT'10 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing: Conference Proceedings*, Huntington Beach, California.
- Robertson, P. K. & Cabak, K. L. (2014). *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering.: 6th Edition*. Gregg Drilling & Testing, Inc.
- Schweiger, H. F., Fabris, C., Ausweger, G. & Hauser, L. (2019). Examples of successful numerical modelling of complex geotechnical problems. *Innovative Infrastructure Solutions*, 4(1). <https://doi.org/10.1007/s41062-018-0189-5>
- Steenfelt, J. S. & Sørensen, C. S. (1995). CPT - Contraption for Probing in Tills? In Svenska geotekniska föreningen (Hg.), *International Symposium on Cone Penetration Testing : CPT '95* (3. Aufl., S. 307–312). Swedish Geotechnical Society.
- Totani, G., Marchetti, S., Monaco, P. & Calabrese, M. (2001). *The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigations: A report by the ISSMGE Committee TC16*.
- Totani, G., Monaco, P., Marchetti, S. & Marchetti, D. (2009). Vs measurement by seismic dilatometer (SDMT) in non-penetrable soils. In M. Hamza, M. Shahien & Y. El-Mossallamy (Hg.), *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: The academia & practice of geotechnical engineering ; 5-9 October 2009, Alexandria, Egypt*. IOS Press / Millpress Science Pub.
- VertekCPT. *ASTM Standard Cone Penetrometer Sizes: Which is Best for Your Application?*
- William Bond. (2018). *Pushing Forward – the History, Challenges and Future of Cone Penetration Testing in Hong Kong*.


Anhang A


Tabelle 17: Nomenklatur der Drucksondierungen

Art der Messung	
CPTu	Drucksondierung mit Porenwasserdruckmessung
DCPT	Drucksondierung mit Dummyspitze
Messort	
1, 2, 3, 4, 5	Fortlaufende Nummerierung des Messortes
Messkampagne	
I, II, III	Fortlaufende Nummerierung der Messkampagne
Spitzengröße	
10, 15, 24	Kegelgrundfläche der Spitze in cm ²
Öffnungswinkel der Spitze	
40dg, 50dg	40° bzw. 50°; ansonsten 60°
Reibungsminderer	
nfr	<i>no friction reducer</i> , kein Reibungsminderer
wfr	<i>with friction reducer</i> , mit Reibungsminderer
h	<i>Hull</i> , Hülse
8ca	8 <i>cams</i> , 8 Stege
8ca4	8 Stege 4 mal
fl	<i>flush</i> , Spülung


Anhang B

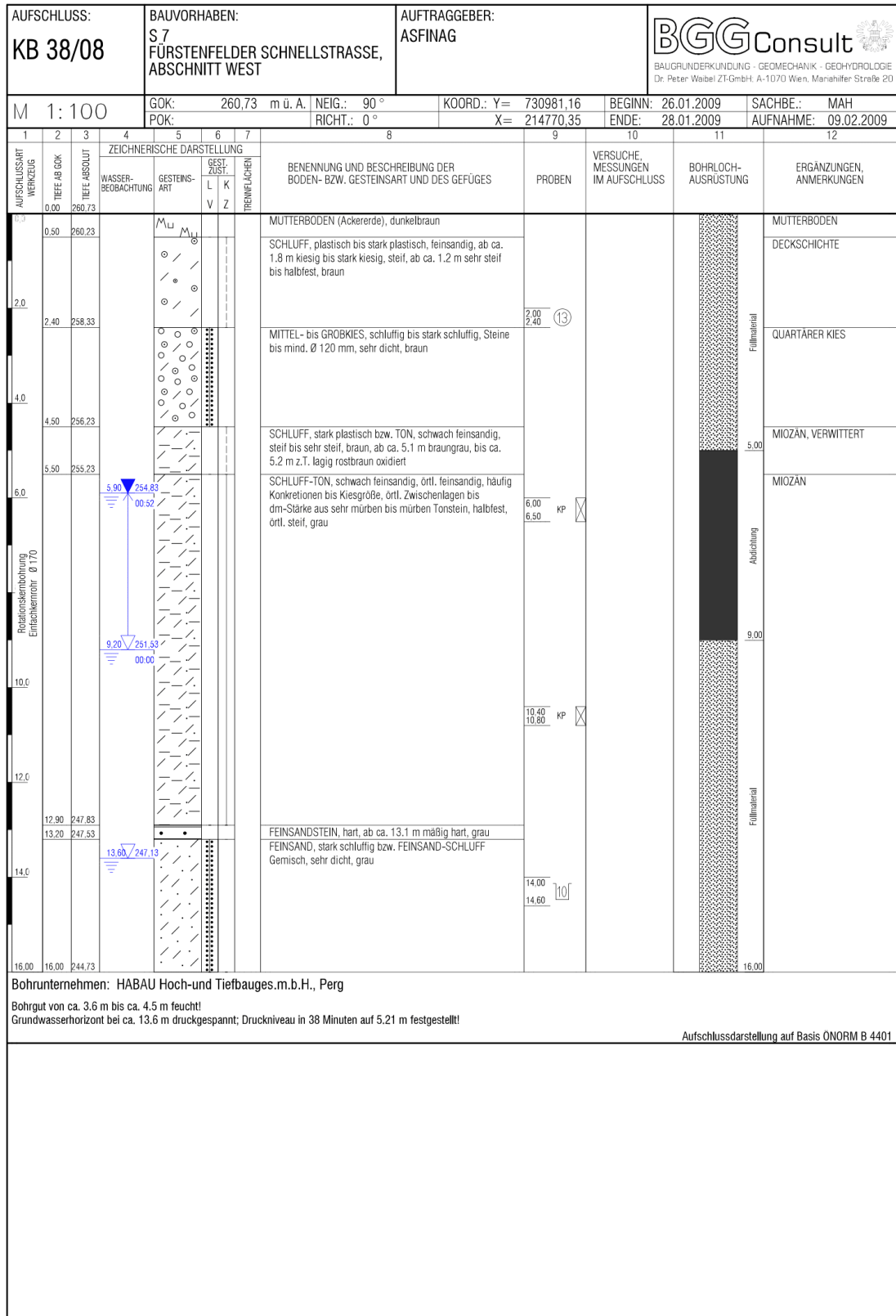
AUFSCHLUSS: KB 105/08			BAUVORHABEN: S7 FÜRSTENFELDER SCHNELLSTRASSE, ABSCHNITT WEST				AUFTRAGGEBER: ASFINAG			 BAUGRUNDERKUNDUNG - GEOMECHANIK - GECHYDROLOGIE Dr. Peter Waibel ZT-GmbH: A-1070 Wien, Mariahilfer Straße 20			
M 1:100			GOK: 268.19 m ü. A.	NEIG.: 90 °	COORD.: Y= 735612.63	BEGINN: 26.02.2009	SACHBE.: MAH	POK: 268.96 m ü. A.		RICHT.: 0 °	X= 211018.74	ENDE: 03.03.2009	AUFNAHME: 06.04.2009
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
AUFSCHLUSSART WERKZEUG	TIEFE AB GOK	TIEFE ABSOLUT	ZEICHNERISCHE DARSTELLUNG WASSER- BEOBACHTUNG	GESTEINS- ART	GEST. ZUST.	TRENNFLÄCHEN	BENENNUNG UND BESCHREIBUNG DER BODEN- BZW. GESTEINSART UND DES GEFÜGES	PROBEN	VERSUCHE, MESSUNGEN IM AUFSCHLUSS	BOHRLOCH- AUSRÜSTUNG	ERGÄNZUNGEN, ANMERKUNGEN		
	0.00	267.19			L K V Z		SCHLUFF, plastisch, schwach feinsandig, kiesig bis stark kiesig, steif, ab ca. 0.4 m sehr steif, braun			Inklinometer		DECKSCHICHTE	
	0.90	267.29					SCHLUFF, plastisch, stark feinsandig, ab ca. 0.5 m Feinsand-Schluff Gemisch, halbfest, braun					MIOZAN, VERWITTERT	
	1.90	266.29					SCHLUFF, plastisch, schwach feinsandig, halbfest, graubraun						
	2.50	265.69					SCHLUFF, schwach plastisch, stark feinsandig, halbfest, braun						
	2.90	265.29					FEINSAND, stark schluffig, mitteldicht, braun						
	4.00	264.19					SCHLUFF, schwach plastisch, stark feinsandig, sehr steif, braun						
	4.50	263.69					SCHLUFF, plastisch bis stark plastisch, schwach feinsandig bis feinsandig, von ca. 5.0 m bis ca. 5.4 m und von ca. 9.0 m bis ca. 9.5 m sowie örtl. stark feinsandig, von ca. 4.5 m bis ca. 4.6 m, von ca. 5.8 m bis ca. 6.0 m und von ca. 10.8 m bis ca. 11.7 m z.T. Schluff-Ton, oftmals Zwischenlagen bis dm-Stärke aus feinsandigem Schluffstein (mürbe bis mäßig hart), trocken zerbohrt, sehr steif bzw. halbfest, braun, örtl. braungrau, von ca. 4.5 m bis ca. 4.6 m, von ca. 5.9 m bis ca. 6.0 m und von ca. 10.9 m bis ca. 11.8 m grau						
	6.0												
	8.0												
	10.0												
	11.80	256.39					SCHLUFF, stark plastisch, feinsandig, sehr steif, rostbraun						
	12.10	256.09					FEINSAND, schwach schluffig, ab ca. 12.9 m schluffig bis stark schluffig, sehr dicht, braun						
	13.20	254.99					SCHLUFF, stark plastisch, bzw. TON, schwach feinsandig, örtl. Kalkkonkretionen in Kiesgröße, vereinzelt Zwischenlagen bis mehrere cm-Stärke aus mürbem Schluffstein, sehr steif bzw. halbfest, graubraun, von ca. 11.7 m bis ca. 16.0 m grau					MIOZAN	
	14.0												
	16.0												
	16.70	251.49					SCHLUFF, plastisch, stark feinsandig, sehr steif, rostbraun						
	16.80	251.39					FEINSAND, schluffig, z.T. übergehend in Feinsand-Schluff Gemisch, sehr dicht, graubraun					MIOZAN, VERWITTERT	
	18.0	250.09					Wechselfolge in dm- bis 0.6 m-Stärke aus SCHLUFF, plastisch, feinsandig bis stark feinsandig, und SCHLUFF-TON, schwach feinsandig, trocken zerbohrt, sehr steif bzw. halbfest, braun, örtl. grau, ab ca. 22.0 m z.T. lagig rostbraun oxidiert						
	20.0												
	22.0												

AUFSCHLUSS: KB 105/08		BAUVORHABEN: S7 FÜRSTENFELDER SCHNELLSTRASSE, ABSCHNITT WEST			AUFTRAGGEBER: ASFINAG			 BALUGRUNDERKUNDUNG - GEOMECHANIK - GEOHYDROLOGIE Dr. Peter Walbel ZT-GmbH: A-1070 Wien, Mariahilfer Straße 20			
M 1:100		GOK: 268.19 m ü. A.	NEIG.: 90 °	POK: 268.96 m ü. A.	RICHT.: 0 °	COORD.: Y= 735612.63	BEGINN: 26.02.2009	SACHBE.: MAH	ENDE: 03.03.2009 AUFNAHME: 06.04.2009		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
AUFSCHLUSSART WERTZEUG	TIEFE AB GOK	TIEFE ABSOLUT	WASSER- BEOBACHTUNG	GESTEINS- ART	GEST. ZUSATZ: L K V Z	TRENNLÄCHER	BENENNUNG UND BESCHREIBUNG DER BODEN- BZW. GESTEINSART UND DES GEFÜGES	PROBEN	VERSUCHE, MESSUNGEN IM AUFSCHLUSS	BOHRLOCH- AUSRÜSTUNG Inkkinometer	ERGÄNZUNGEN, ANMERKUNGEN
24.0	24.00	244.19					FEINSAND, schluffig bis stark schluffig, örtl. Zwischenlagen in dm-Stärke aus Feinsand-Schluff Gemisch, sehr dicht, graubraun, bei ca. 24.7 m rostbraun oxidierte Zwischenlagen				MIOZAN, VERWITTERT
	25.10	243.09					SCHLUFF, plastisch, stark feinsandig, sehr steif, graubraun, bei ca. 25.3 m rostbraun oxidierte Zone				
	25.70	242.49					SCHLUFF-TON, z.T. Lamellierungen in 1/10 mm-Stärke mit Feinsand, ab ca. 22.5 m z.T. übergehend in mürben bis mäßig harten Tonstein, örtl. Kalkkonkretionen, vereinzelt inkohlte Einschlüsse, sehr steif bis halbfest, grau			Vollbohr Bohrbohr	MIOZAN
30.00	30.00	238.19									
Bohrunternehmen: HABAU Hoch-und Tiefbauges.m.b.H., Perg											
Aufschlussdarstellung auf Basis ÖNORM B 4401											

AUFSCHLUSS: SS 47/08		BAUVORHABEN: S 7 FÜRSTENFELDER SCHNELLSTRASSE, ABSCHNITT WEST			AUFTRAGGEBER: ASFINAG			 BAUGRUNDERKUNDUNG - GEOMECHANIK - GEOHYDROLOGIE Dr. Peter Weibel ZT-GmbH; A-1070 Wien, Mariahilfer Straße 20				
M 1:100		GOK: 252,01 m ü. A.	NEIG.: 90 °	COORD.: Y= 735722,19	BEGINN: 24.03.2009	SACHBE.: MOT						
		POK:	RICHT.: 0 °	X= 210850,54	ENDE: 24.03.2009	AUFNAHME: 24.03.2009						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
AUFSCHLUSSART Werkzeug	TIEFE AB GOK	TIEFE ABSOLUT	WASSER- BEOBACHTUNG	ZEICHNERISCHE DARSTELLUNG			BENENNUNG UND BESCHREIBUNG DER BÖDEN- BZW. GESTEINSART UND DES GEFÜGES	PROBEN	VERSUCHE, MESSUNGEN IM AUFSCHLUSS	BOHRLOCH- AUSRÜSTUNG	ERGÄNZUNGEN, ANMERKUNGEN	
				GESTEINS- ART	GEST. ZUST.	TRENNFLÄCHEN						
	0.00	252.01		Mu	L	K	MUTTERBODEN (Ackererde), braun SCHLUFF, plastisch, schwach feinsandig bis feinsandig, bis ca. 1.2 m Wurzelreste, bei ca. 1.1 m Mittelkieseinstreu, weich bis steif, braun SCHLUFF, plastisch, feinsandig, weich bis steif, ab ca. 2.1 m steif, braun SCHLUFF, plastisch, feinsandig, krümelig, Einstreu von Mittelkieskomponenten, steif, graubraun, linsig und lagig oxidiert SCHLUFF, plastisch, feinsandig, ab ca. 4.5 m übergehend in Schluffstein, sehr mürbe bis mürbe, sehr steif, graubraun				MUTTERBODEN DECKSCHICHTE	
	1.50	250.51		Mu	V	Z						
	3.00	249.01		Mu								
	3.80	248.21		Mu								
	4.60	247.41		Mu								MIOZAN
Bohrunternehmen: HABAU Hoch- und Tiefbauges.m.b.H., Perg Schurf standfest! Im Zuge der Schurferstellung keine Wasserzutritte festgestellt!												
Aufschlussdarstellung auf Basis ÖNORM B 4401												

AUFSCHLUSS:		BAUVORHABEN:				AUFTRAGGEBER:		BGG Consult				
KB 34A/08		S7 FÜRSTENFELDER SCHNELLSTRASSE, ABSCHNITT WEST				ASFINAG		BAUGRUNDERKUNDUNG - GEOMECHANIK - GEHYDROLOGIE Dr. Peter Waibel ZT-GmbH, A-1070 Wien, Manahiffer Straße 20				
M 1:100		GOK:	271,30	m ü. A.	NEIG.:	90 °	COORD.: Y =	730250,88	BEGINN:	15.10.2009	SACHBE.:	MAH/VOI
		POK:	271,92	m ü. A.	RICHT.:	0 °	X =	215130,46	ENDE:	22.10.2009	AUFNAHME:	04.11.2009
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
AUFSCHLUSSART Werkzeug	TIEFE AB GOK	TIEFE ABSOLUT	WASSER- BEOBACHTUNG	GESTEINS- ART	GEST. ZUST. L K V Z	TRENNFLÄCHEN	BENENNUNG UND BESCHREIBUNG DER BODEN- BZW. GESTEINSART UND DES GEFÜGES	PROBEN	VERSUCHE, MESSUNGEN IM AUFSCHLUSS	BOHRLOCH- AUSRÜSTUNG	ERGÄNZUNGEN, ANMERKUNGEN	
	0.00	271.30		Mu			MUTTERBODEN, dunkelbraun SCHLUFF, plastisch bis stark plastisch, schwach feinsandig, von ca. 1.2 m bis ca. 1.5 m stark feinsandig, von ca. 0.8 m bis ca. 0.9 m kiesig, organische Einschlüsse, sehr steif, z.T. halbfest, örtl. sowie von ca. 5.6 m bis ca. 7.8 m steif, braun			Inklinometer	MUTTERBODEN DECKSCHICHTE	
	2.0											
	4.0											
	8.0											
	9.10	262.20										
	9.50	261.80										
	10.30	261.00										
	11.60	259.70	10.60 / 260.70				FEINSAND-SCHLUFF Gemisch, organische Einschlüsse (feucht), weich bis steif, braun, diffus rostbraun SCHLUFF, plastisch bis stark plastisch, stark feinsandig, organische Einschlüsse, steif, ab ca. 10.0 m weich, graubraun, diffus rostbraun FEINSAND, stark schluffig, ab ca. 11.6 m übergehend in Feinsand-Schluff Gemisch, organische Einschlüsse, dicht, braungrau, diffus rostbraun oxidiert					
	12.00						MITTEL- bis GROBKIES, stark schluffig, bei ca. 12.8 m Stein mit mind. Ø 100 mm, dicht, braun				QUARTÄRER KIES	
	12.80	258.50										
	13.90	257.40	13.40 / 257.84				SCHLUFF, stark plastisch, schwach feinsandig, Lagen bis mehrere cm-Stärke aus Feinsand (rostbraun oxidiert), steif bis sehr steif, grau, z.T. rostbraun oxidiert				MIOZÄN, VERWITTERT	
	14.10	257.20	00.30				FEINSAND, stark schluffig, sehr dicht, grau SCHLUFF, stark plastisch, schwach feinsandig, von ca. 14.3 m bis ca. 14.6 m stark feinsandig, Kalkkonkretionen, sehr steif, ab ca. 15.3 m halbfest, grau				MIOZÄN	
	15.70	255.60										
	16.20	255.10	16.40 / 254.90				SCHLUFFSTEIN, mürbe, zerbrocht, hellgrau, ab ca. 16.0 m grau SCHLUFF, plastisch, stark feinsandig, von ca. 16.4 m bis ca. 16.5 m schluffiger Feinsand, sehr steif, grau					
	17.00	254.30	00.00				SCHLUFF, stark plastisch, bzw. TON, schwach feinsandig, örtl. feinsandig, örtl. Kalkkonkretionen, sehr steif, örtl. halbfest, grau					
	20.0											
	22.0											
	22.70	248.60					FEINSAND, schluffig bis stark schluffig, übergehend in bzw. Zwischenlagen aus feinsandigem, plastischem Schluff, glimmerreich, sehr steif, grau					

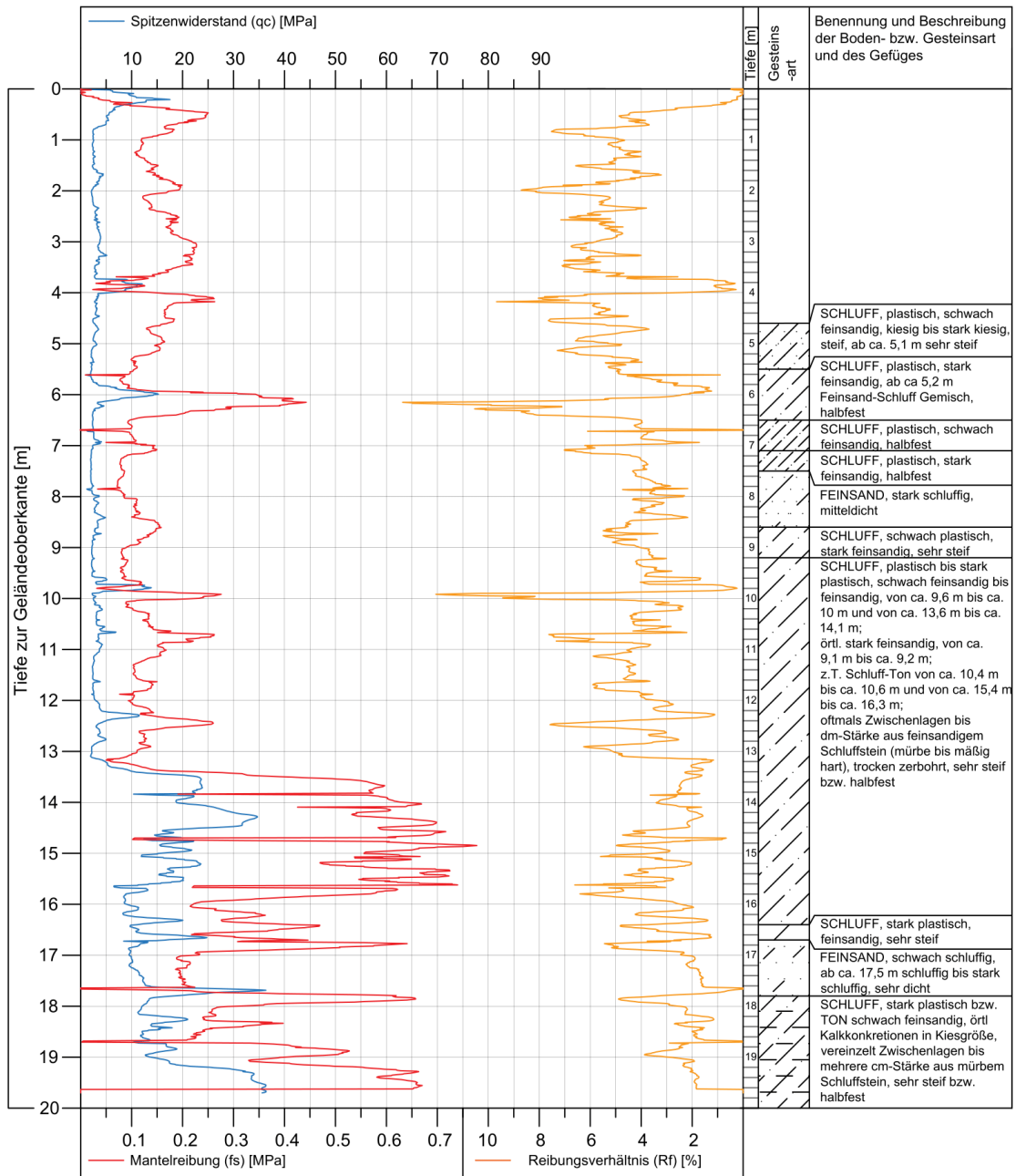
AUFSCHLUSS: KB 34A/08		BAUVORHABEN: S.7 FÜRSTENFELDER SCHNELLSTRASSE, ABSCHNITT WEST				AUFTRAGGEBER: ASFINAG			 <small>BAUGRÜNDEKUNDUNG - GEOMECHANIK - GEOHYDROLOGIE Dr. Peter Waibel ZT-GmbH A-1070 Wien, Mariahilfer Straße 20</small>			
M 1:100		GOK: 271,30 m ü. A.		NEIG.: 90 °		KOORD.: Y= 730250,88		BEGINN: 15.10.2009		SACHBE.: MAH/VOI		
		POK: 271,92 m ü. A.		RICHT.: 0 °		X= 215130,46		ENDE: 22.10.2009		AUFNAHME: 04.11.2009		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
AUFSCHLUSSART WEHRZEUG	TIEFE AB GOK	TIEFE ABSOLUT	ZEICHNERISCHE DARSTELLUNG				BENENNUNG UND BESCHREIBUNG DER BODEN- BZW. GESTEINSART UND DES GEFÜGES	PROBEN	VERSUCHE, MESSUNGEN IM AUFSCHLUSS	BOHRLOCH- AUSRÜSTUNG		ERGÄNZUNGEN, ANMERKUNGEN
WASSER- BEOBACHTUNG	GESTEINS- ART	GEST. FEST. L K V Z	TRENNLÄCHER	Inklinometer								
Bohrlochschnur, Einfachbohrer Ø 140	26.00	245.30			Vollbohr	Bohrer	MIOZAN	
26.00	26.00	245.30							26.00	26.00		
Bohrunternehmen: HABAU Hoch-und Tiefbauges.m.b.H., Perg Bohrgut ab ca. 10.2 m feucht! Nullmessung am 4.12.2009!												
Aufschlussdarstellung auf Basis ÖNORM B 4401												



Anhang C

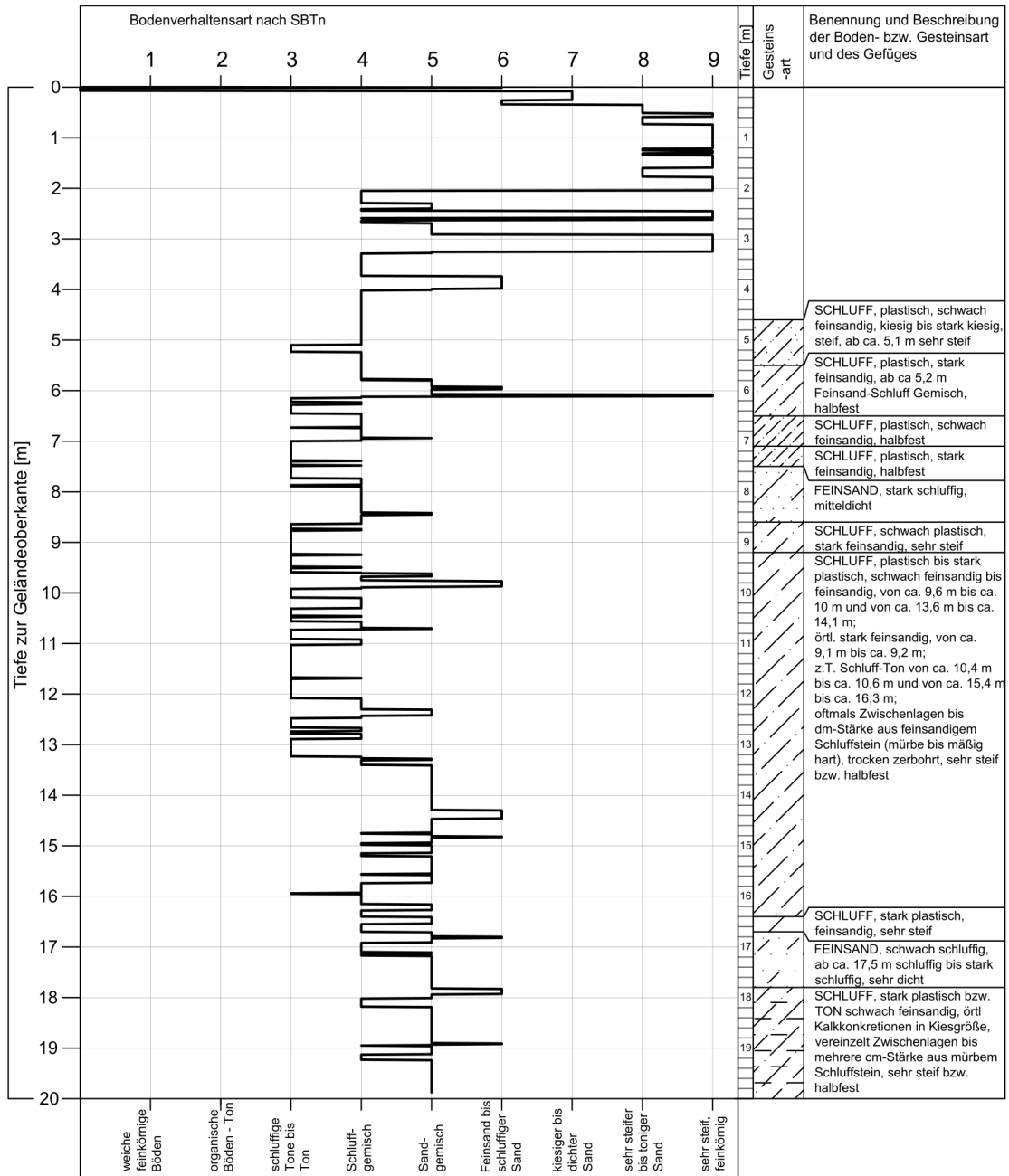
Fürstenfelder Schnellstraße S7, Abschnitt West

Drucksondierung CPTu_2_I_15_nfr					Kernbohrung KB 105/08		
Aufgenommen von	Datum	Messtelle	Bereich	GOK	Aufgenommen von	Datum	Bereich
Premstaller Geotechnik ZT	09.10.2019	CPTu_2_I_15_nfr	von 0 bis -19,70 m	272,78 m.ü.A.	BGG Consult	06.04.2009	von 0 bis -20,4 m



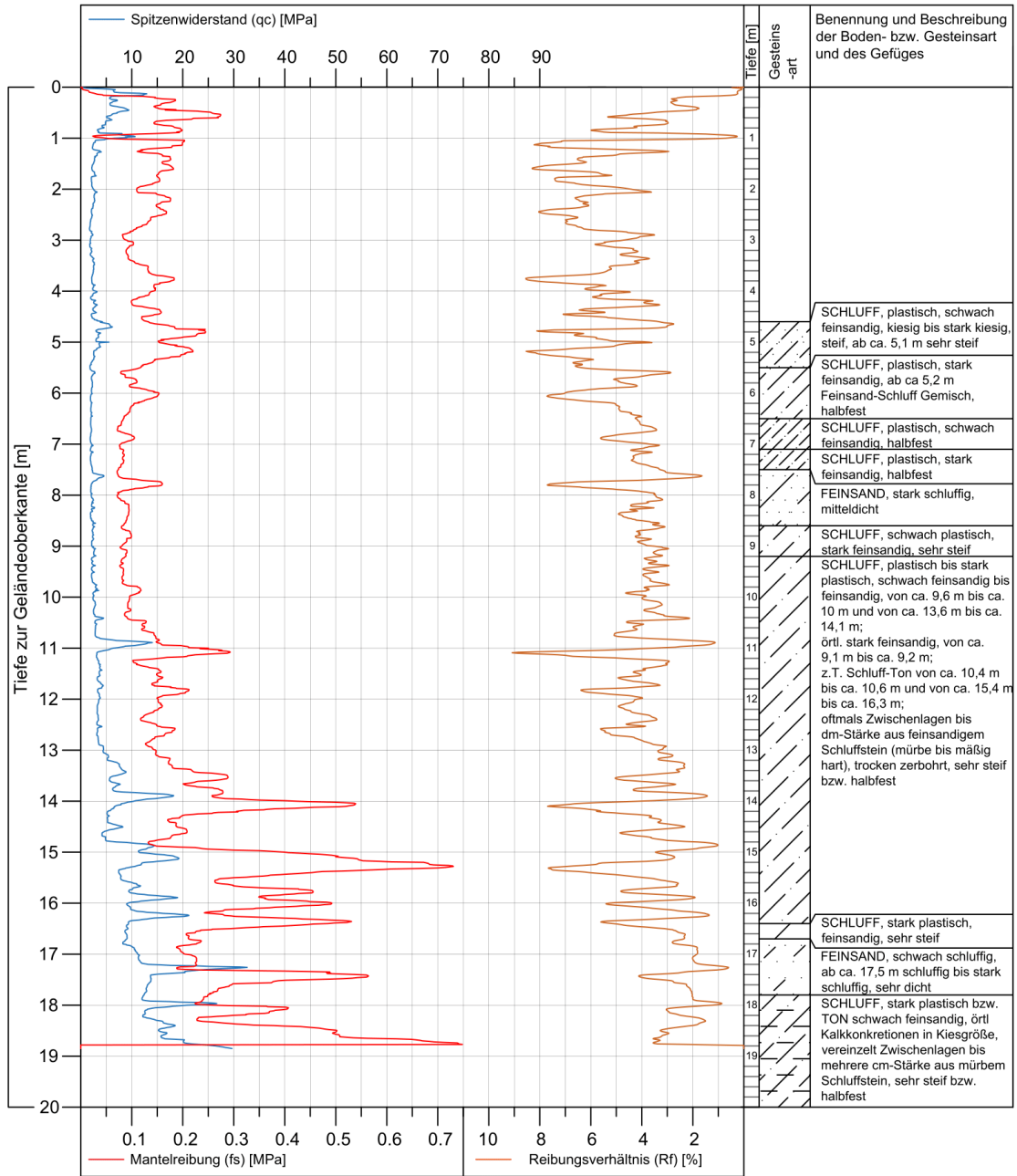
Fürstenfelder Schnellstraße S7, Abschnitt West

Drucksondierung CPTu_2_I_15_nfr					Kernbohrung KB 105/08		
Aufgenommen von	Datum	Messtelle	Bereich	GOK	Aufgenommen von	Datum	Bereich
Premstaller Geotechnik ZT	09.10.2019	CPTu_2_I_15_nfr	von 0 bis -19,70 m	272,78 m.ü.A.	BGG Consult	06.04.2009	von 0 bis -20,4 m



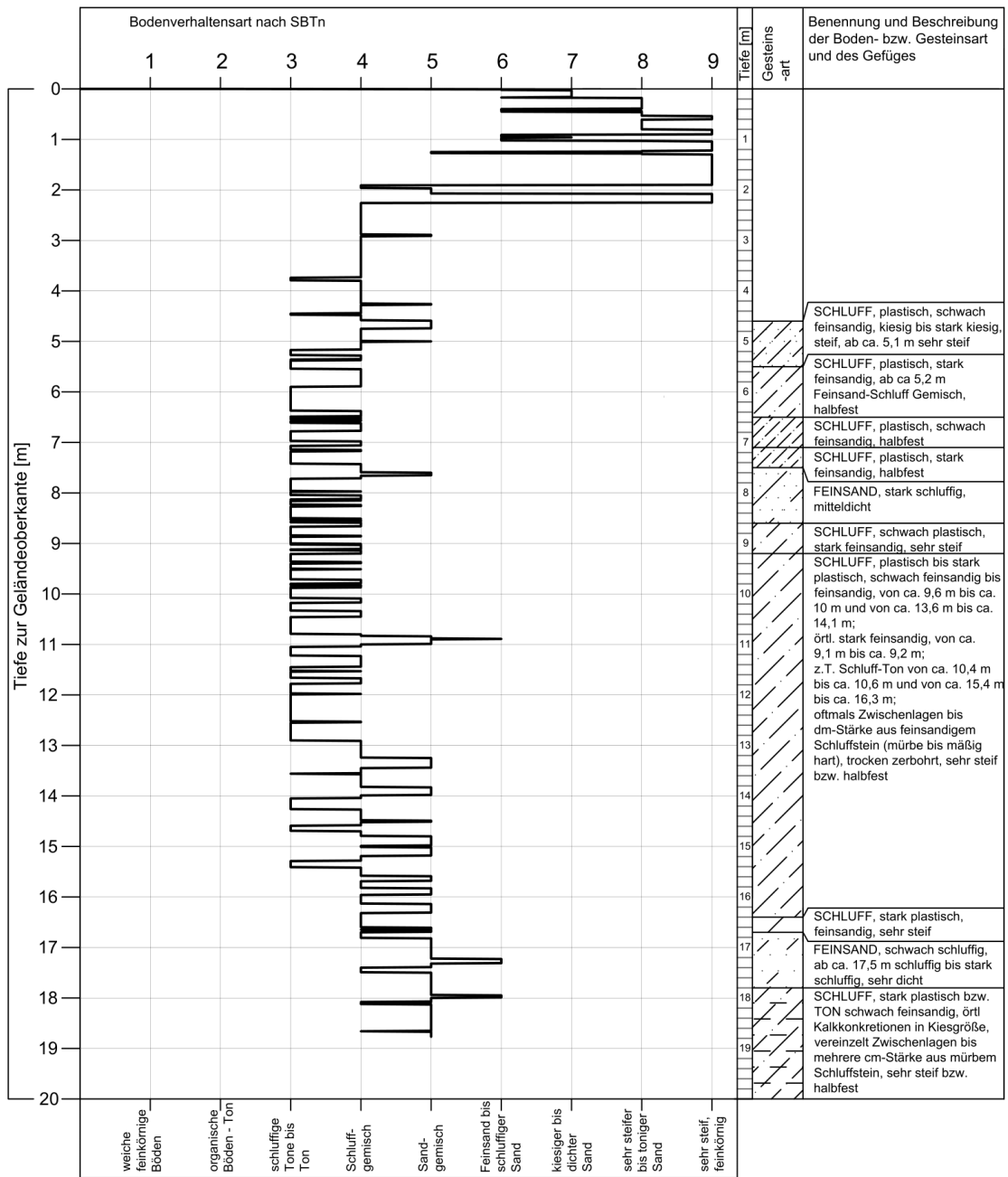
Fürstenfelder Schnellstraße S7, Abschnitt West

Drucksondierung CPTu_2_II_15_nfr					Kernbohrung KB 105/08		
Aufgenommen von	Datum	Messtelle	Bereich	GOK	Aufgenommen von	Datum	Bereich
Premstaller Geotechnik ZT	26.11.2019	CPTu_2_II_15_nfr	von 0 bis -18,85 m	272,78 m.ü.A.	BGG Consult	06.04.2009	von 0 bis -20,4 m



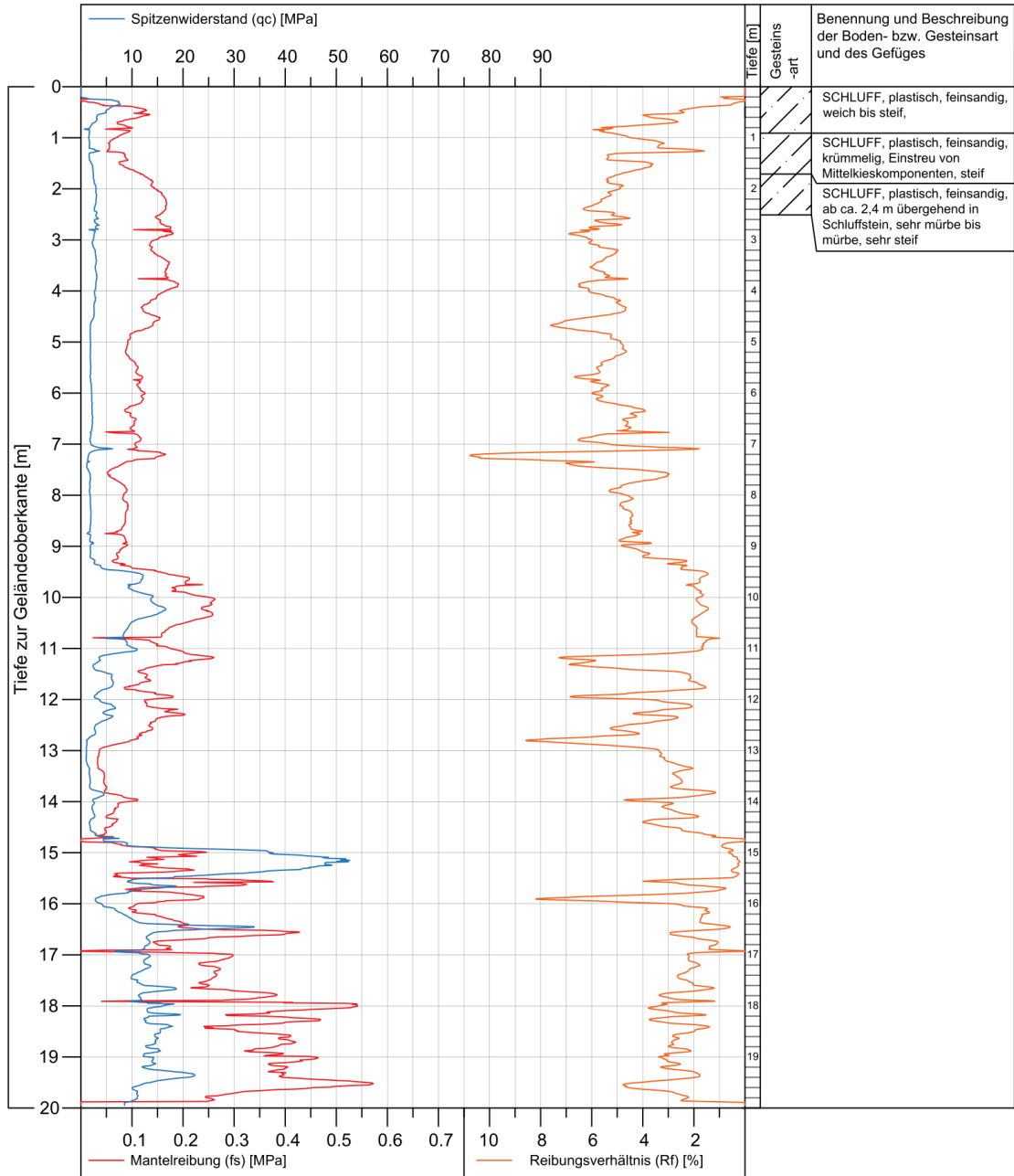
Fürstenfelder Schnellstraße S7, Abschnitt West

Drucksondierung CPTu_2_II_15_nfr					Kernbohrung KB 105/08		
Aufgenommen von	Datum	Messtelle	Bereich	GOK	Aufgenommen von	Datum	Bereich
Premstaller Geotechnik ZT	26.11.2019	CPTu_2_II_15_nfr	von 0 bis -18,85 m	272,78 m.ü.A.	BGG Consult	06.04.2009	von 0 bis -20,4 m



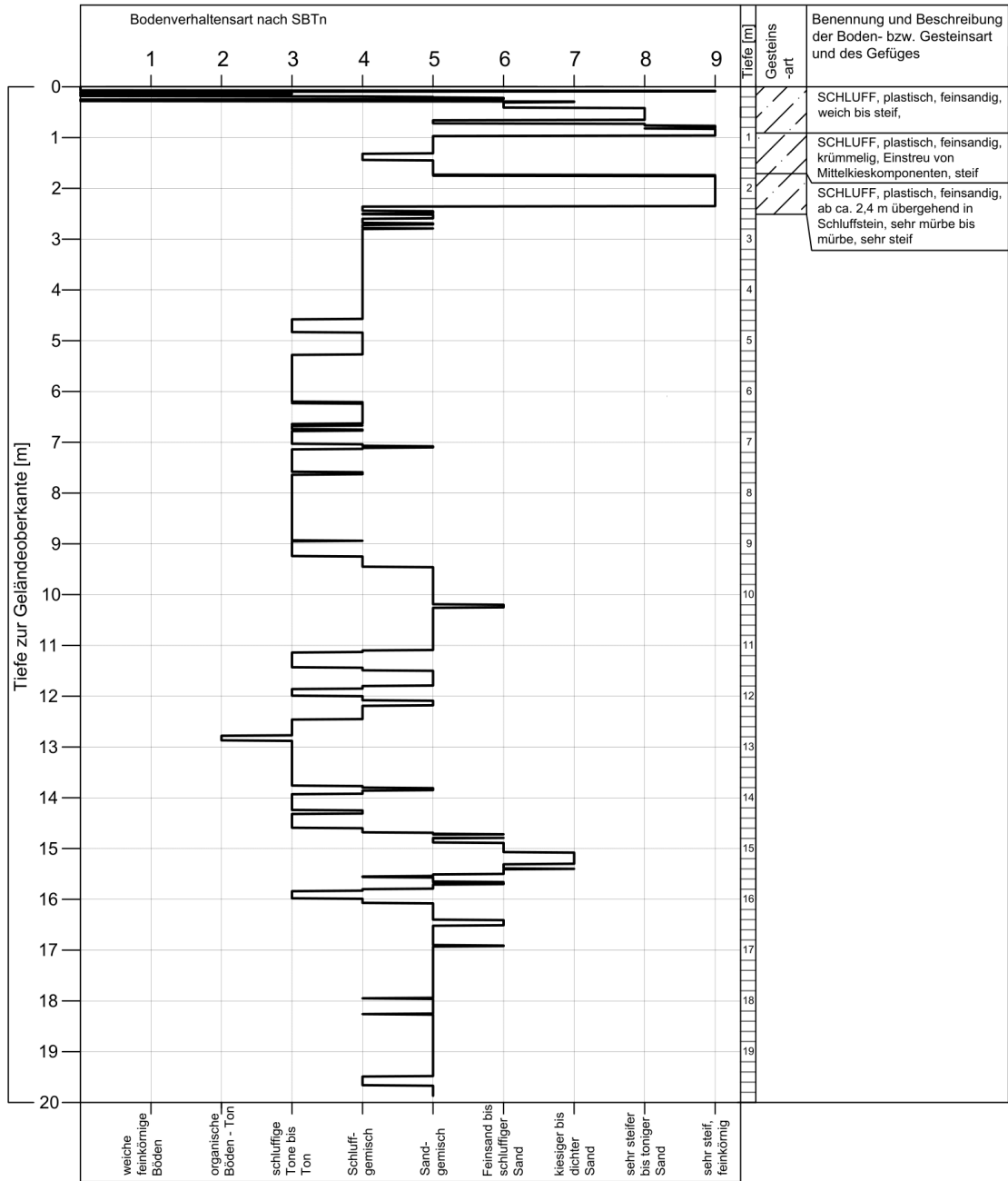
Fürstenfelder Schnellstraße S7, Abschnitt West

Drucksondierung CPTu_3_I_15_nfr					Sondierschlitz SS 47/08		
Aufgenommen von	Datum	Messtelle	Bereich	GOK	Aufgenommen von	Datum	Bereich
Premstaller Geotechnik ZT	09.10.2019	CPTu_3_I_15_nfr	von 0 bis -19.95 m	249,92 m.ü.A.	BGG Consult	24.03.2009	von -2,1 bis -4,6 m



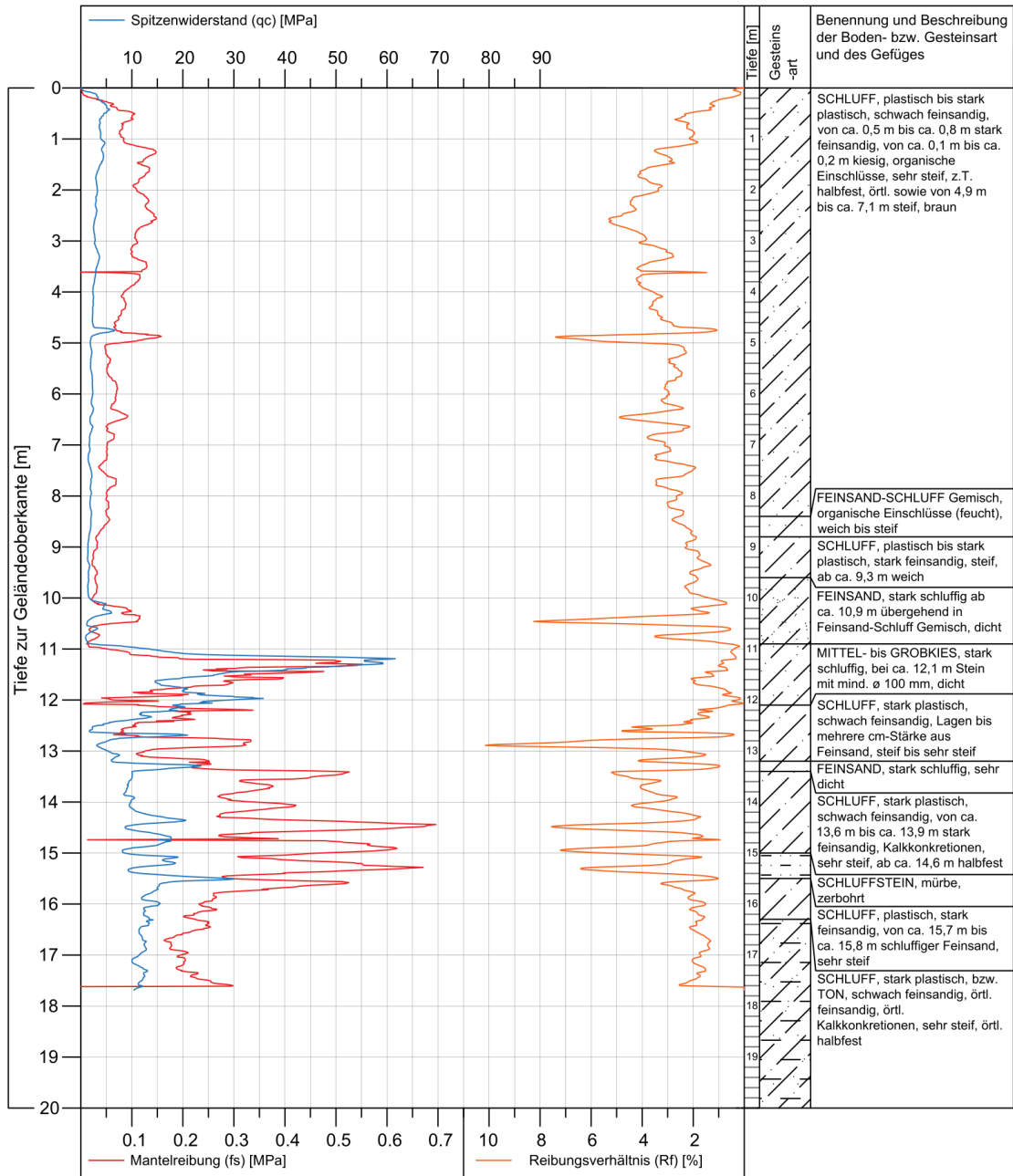
Fürstenfelder Schnellstraße S7, Abschnitt West

Drucksondierung CPTu_3_I_15_nfr					Sondierschlitzz SS 47/08		
Aufgenommen von	Datum	Messtelle	Bereich	GOK	Aufgenommen von	Datum	Bereich
Premstaller Geotechnik ZT	09.10.2019	CPTu_3_I_15_nfr	von 0 bis -19,95 m	249,92 m.ü.A.	BGG Consult	24.03.2009	von -2,1 bis -4,6 m



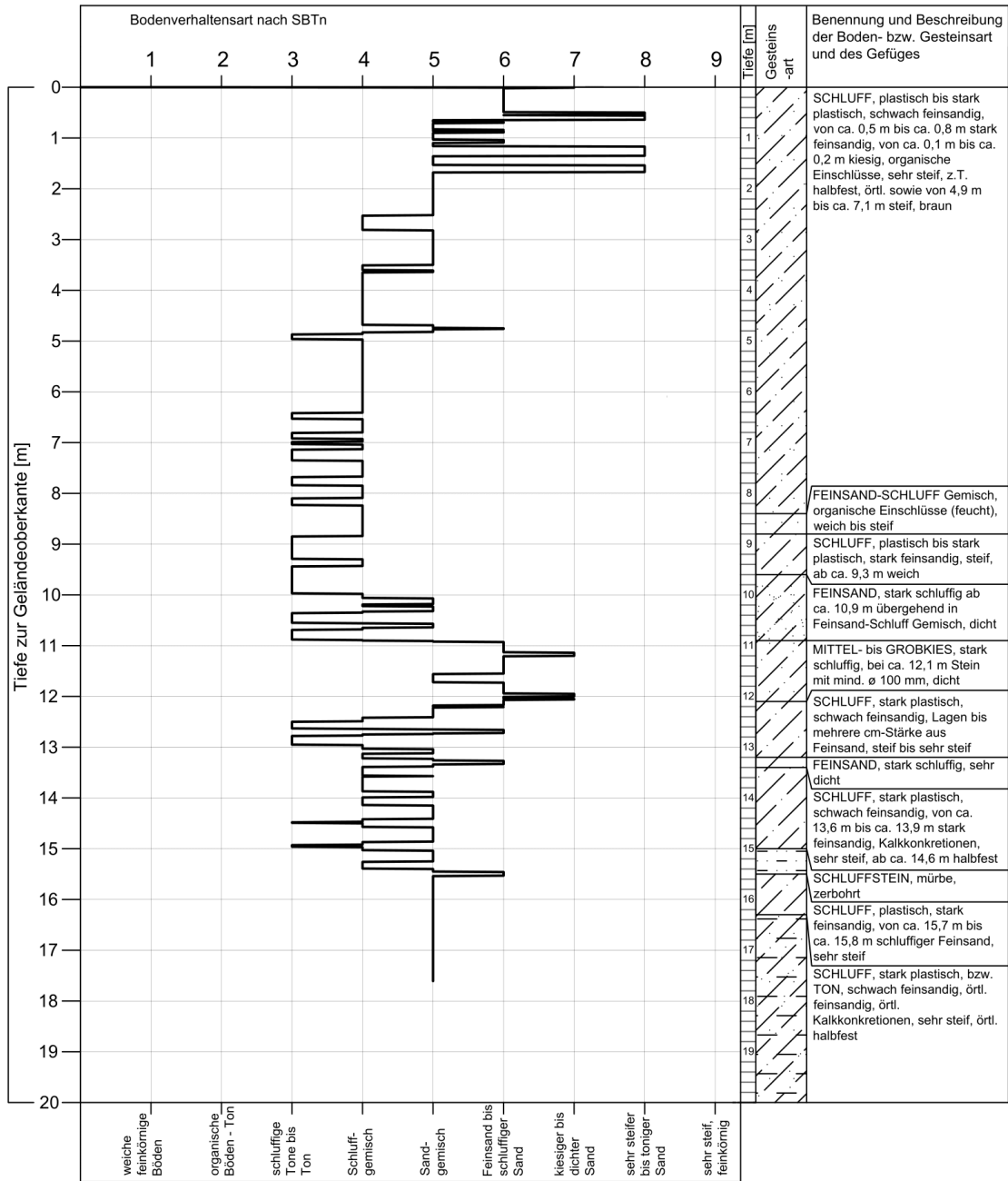
Fürstenfelder Schnellstraße S7, Abschnitt West

Drucksondierung CPTu_4_I_15_nfr					Kernbohrung KB 34A/08		
Aufgenommen von	Datum	Messtelle	Bereich	GOK	Aufgenommen von	Datum	Bereich
Premstaller Geotechnik ZT	09.10.2019	CPTu_4_I_15_nfr	von 0 bis -17,69 m	270,61 m.ü.A.	BGG Consult	04.11.2009	von -0,7 bis -20,7 m



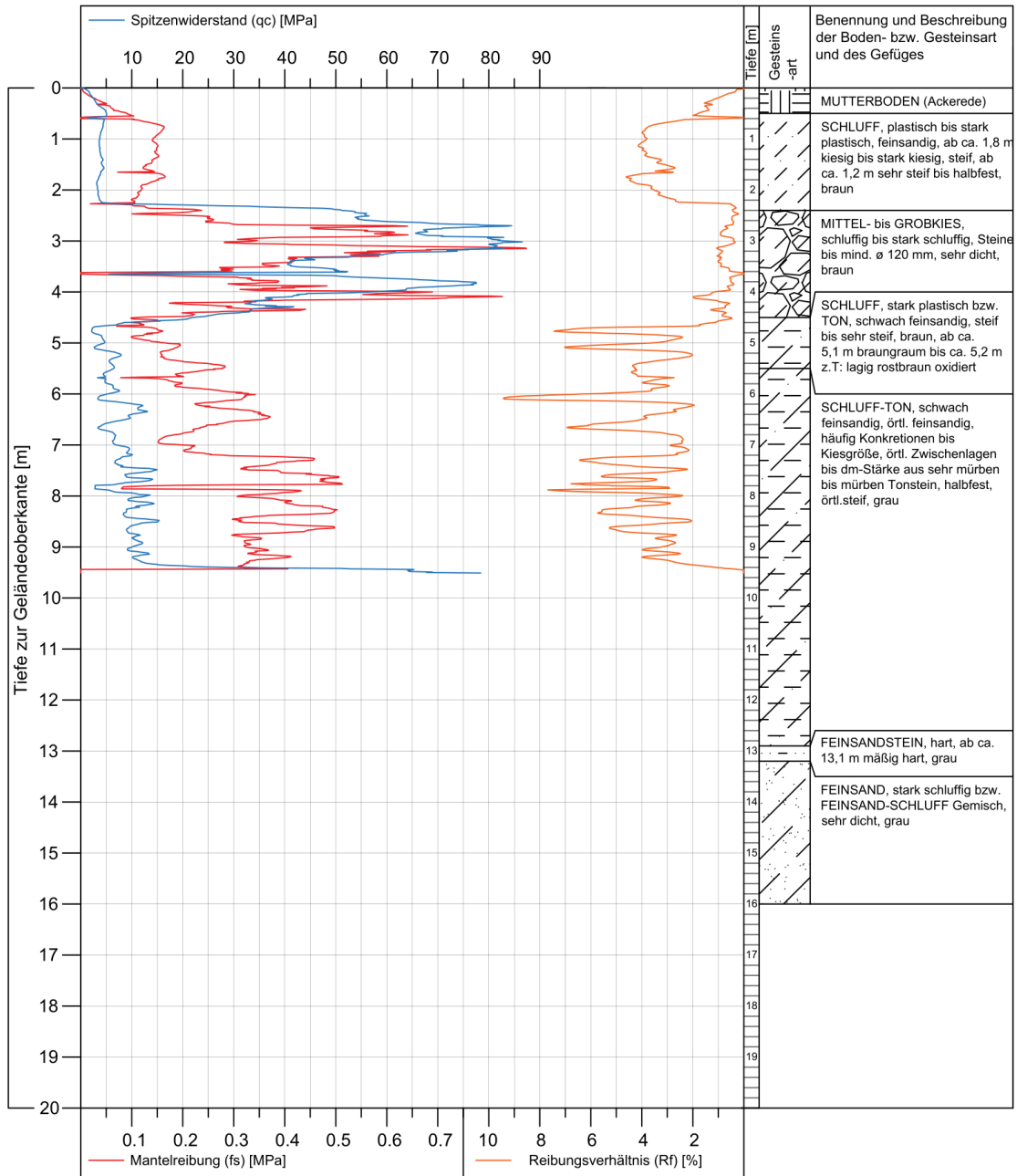
Fürstenfelder Schnellstraße S7, Abschnitt West

Drucksondierung CPTu_4_I_15_nfr					Kernbohrung KB 34A/08		
Aufgenommen von	Datum	Messtelle	Bereich	GOK	Aufgenommen von	Datum	Bereich
Premstaller Geotechnik ZT	09.10.2019	CPTu_4_I_15_nfr	von 0 bis -17,69 m	270,61 m.ü.A.	BGG Consult	04.11.2009	von -0,7 bis -20,7 m



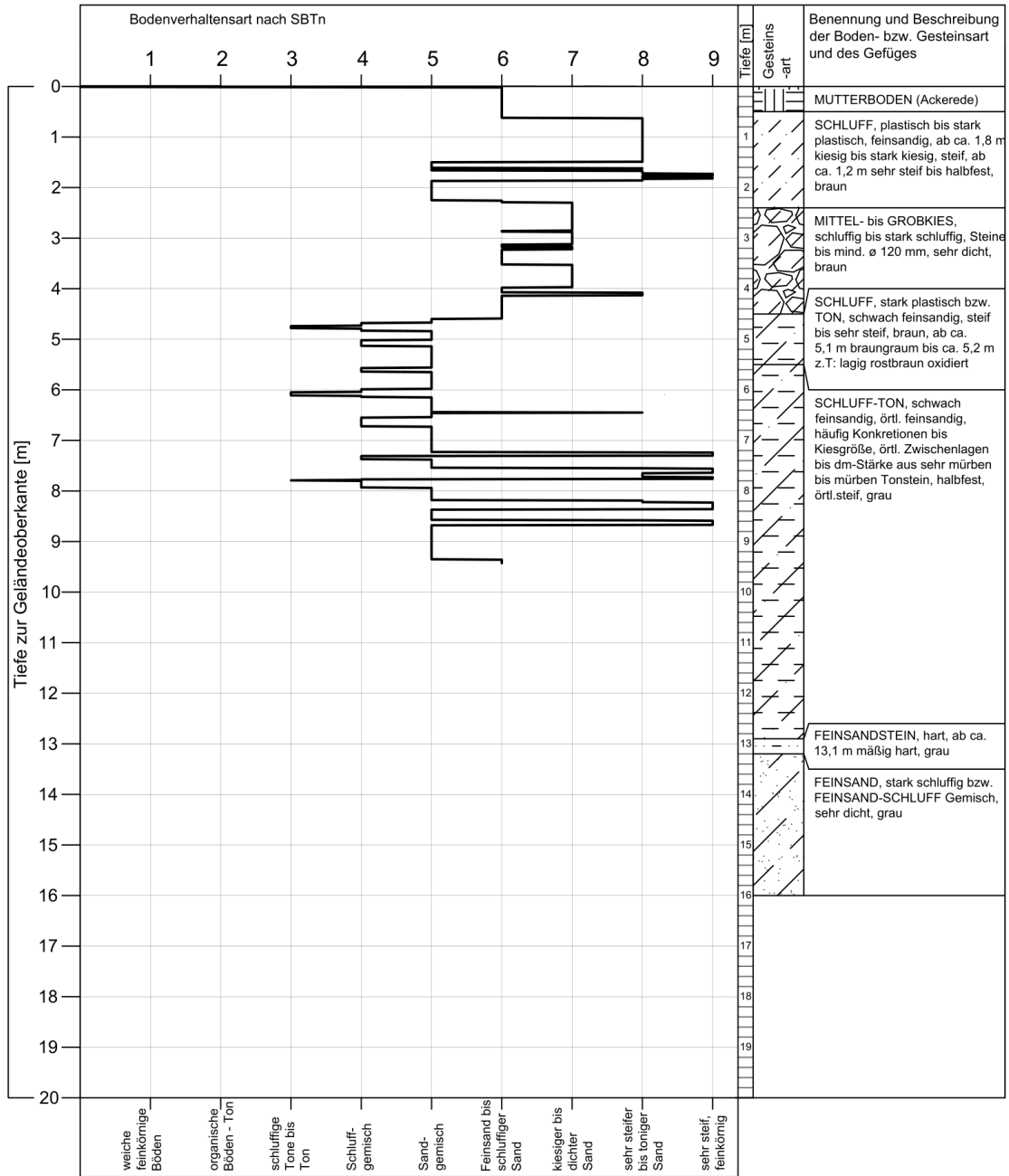
Fürstenfelder Schnellstraße S7, Abschnitt West

Drucksondierung CPTu_5_I_15_nfr					Kernbohrung KB 38/08		
Aufgenommen von	Datum	Messtelle	Bereich	GOK	Aufgenommen von	Datum	Bereich
Premstaller Geotechnik ZT	09.10.2019	CPTu_5_I_15_nfr	von 0 bis -9.51 m	260,73 m.ü.A.	BGG Consult	09.02.2009	von 0 bis -16 m



Fürstenfelder Schnellstraße S7, Abschnitt West

Drucksondierung CPTu_5_I_15_nfr					Kernbohrung KB 38/08		
Aufgenommen von	Datum	Messtelle	Bereich	GOK	Aufgenommen von	Datum	Bereich
Premstaller Geotechnik ZT	09.10.2019	CPTu_5_I_15_nfr	von 0 bis -9.51 m	260,73 m.ü.A.	BGG Consult	09.02.2009	von 0 bis -16 m



Anhang D

Tabelle 18: Lage der Messorte im GK M34 Koordinatensystem und zugehörige Aufschlussdarstellung

	Rechtswert	Hochwert	Höhe m ü.A.	Aufschlussdarstellung
Messort 1	-15515.0	212848.8	266.81	
Messort 2	-14387.4	211018.7	272.78	KB 105/08
Messort 3	-14277.8	210850.5	249.92	SS 47/08
Messort 4	-19721.7	215100.8	270.61	KB 34A/08
Messort 5	-19018.8	214770.3	260.73	KB 38/08