

## **Neues Verwaltungszentrum Kt. Zug und neuer Hauptstützpunkt der ZVB, An der Aa Zug**

### ***Geologisch-geotechnischer Bericht***



Zürich, 19. November 2014

**Bauherrschaft:** Hochbauamt des Kantons Zug, Aabachstrasse 5, 6301 Zug  
**Projektmanagement:** Fux+Partner GmbH, Glorihöchi 15, 6403 Küssnacht am Rigi

*Planergemeinschaft Neues Verwaltungszentrum des Kt. Zug:*

**Architekt:** Fiechter & Salzmann Architekten GmbH, Kernstrasse 37, 8004 Zürich  
**Bauingenieur:** WMM Ingenieure AG, Florenz-Strasse 1d, 4142 Münchenstein

*Planergemeinschaft Hauptstützpunkt ZVB:*

**Architekt:** Niklaus Graber & Christoph Steiger Architekten GmbH, Alpenstrasse 1,  
6004 Luzern  
**Bauingenieur:** Dr. Schwartz Consulting AG, Industriestrasse 31, 6300 Zug

## INHALT

1	ALLGEMEINES	4
1.1	Einleitung und Auftrag	4
1.2	Projektunterlagen	4
1.3	Ältere Untersuchungen	4
1.4	Ausgeführte Arbeiten	5
2	GEOLOGISCHE ÜBERSICHT	7
3	ANGETROFFENE UNTERGRUNDVERHÄLTNISSE	7
3.1	Künstliche Auffüllungen	7
3.2	Seeablagerungen	8
4	GRUNDWASSERVERHÄLTNISSE	9
4.1	Hydrogeologische Übersicht	9
4.2	Grundwasserspiegellage und -schwankungen	11
4.3	Durchlässigkeit der wasserführenden Schichten	12
5	LABORUNTERSUCHUNGEN	12
6	BAUTECHNISCHE VERHÄLTNISSE	13
6.1	Projekt	13
6.2	Baugrundwerte	13
6.3	Foundation	14
6.4	Aushub	16
6.5	Baugrubenabschluss	17
6.6	Sohlaufbruch «Clauage» und hydraulischer Grundbruch	18
6.7	Bauwasserhaltung	18
6.8	Trockenhaltung der Untergeschosse	19
6.9	Bauüberwachung	19
7	METEORWASSERVERSICKERUNG	20
8	WÄRMENUTZUNG AUS GRUNDWASSER UND UNTERGRUND	21

## TABELLEN

Tabelle 1:	Sondierungen	6
Tabelle 2:	Baugrundwerte für ungestörte Verhältnisse	14

## FIGUREN

Figur 1:	Ausschnitt aus der Grundwasserkarte 1:25'000 des Kantons Zug	10
----------	--	----

## **BEILAGEN**

Beilage 1: Situation 1:1000 mit Lage der Sondierstellen

Beilage 2: Einzelprotokolle der Kernbohrungen Nr. 14-1 bis 14-5, 1:100

Beilage 3: Resultate der Laboruntersuchungen (Kornverteilungskurven)

Beilage 4: Resultate der elektrischen Drucksondierungen (Bericht Geoprofile GmbH, Luzern)

## 1 ALLGEMEINES

### 1.1 Einleitung und Auftrag

Im Hinblick auf die Realisierung eines neuen Verwaltungszentrums für den Kanton Zug und eines neuen Hauptstützpunktes für die Zugerland Verkehrsbetriebe AG (ZVB) auf dem Areal «Fokus – An der Aa» in Zug waren mit Kernbohrungen und Drucksondierungen die geologisch-geotechnischen Verhältnisse abzuklären. Der diesbezügliche Auftrag wurde uns aufgrund unserer Offerte vom 4.7.2014 mit Planervertrag vom 11.7.2014 durch die Bauherrschaft erteilt.

Gegenstand des vorliegenden Berichtes ist ausschliesslich die Beurteilung der geologisch-geotechnischen und hydrogeologischen Verhältnisse im Zusammenhang mit dem geplanten Neubau. Die Altlastensituation wird durch die Firma Ecosens AG untersucht.

### 1.2 Projektunterlagen

Zur Ausarbeitung des vorliegenden Berichtes standen uns neben einem Situationsplan 1:1000 (GIS: ZugMap.ch) folgende Unterlagen zur Verfügung:

#### **Verwaltungszentrum Kt. Zug**

Plangrundlagen: Fiechter & Salzmann Architekten GmbH

- [1] Grundriss 3. UG, 1:200, Plan-Nr. 0-100, 11.9.2014, rev. 13.11.2014
- [2] Grundriss 2. UG, 1:200, Plan-Nr. 0-101, 11.9.2014, rev. 13.11.2014
- [3] Grundriss 1. UG, 1:200, Plan-Nr. 0-102, 11.9.2014, rev. 13.11.2014
- [4] Grundriss EG, 1:200, Plan-Nr. 0-103, 11.9.2014, rev. 13.11.2014
- [5] Schnittansichten, 1:200, ohne Plan-Nr., 6.11.2014

#### **Hauptstützpunkt ZVB**

Plangrundlagen: Niklaus Graber & Christoph Steiger Architekten GmbH

- [6] Grundriss 2. UG, 1:200, Plan-Nr. 126-E-100, 28.10.2014
- [7] Grundriss 1. UG, 1:200, Plan-Nr. 126-E-101, 29.10.2014
- [8] Grundriss EG und Zwischengeschoss, 1:200, Plan-Nr. 126-E-102/103, 28.10.2014
- [9] Querschnitt 1 / Längsschnitt 1, 1:200, Plan-Nr. 126-E-200, 24.9.2014

### 1.3 Ältere Untersuchungen

In der Umgebung des Projektareals sind in der Vergangenheit bereits verschiedene geologische und hydrogeologische Abklärungen erfolgt. Es standen uns vom Büro Dr. Lorenz Wyssling AG die Resultate von diversen älteren Kernbohrungen zur Verfügung (Lage, vgl. Situationsplan in *Beilage 1*). Die für das Bauvorhaben relevanten Ergebnisse der älteren Untersuchungen wurden in den vorliegenden Bericht integriert.

## 1.4 Ausgeführte Arbeiten

Zur Abklärung der Baugrundverhältnisse wurden folgende Feldarbeiten durchgeführt:

### **Kibag Bohrungen AG, Bäch**

- 5 verrohrte Kernbohrungen Nr. 14-1 bis 14-5 mit fortlaufender Entnahme des Bohrgutes, Sondiertiefen 25.0–30.3 m,
- 42 Standard-Penetration-Tests (SPT) in den Bohrlöchern zur Bestimmung der Lagerungsdichte der Schichten,
- Versetzen von Mehrfach-Piezometerrohren  $\varnothing 2''$  in den Kernbohrungen Nr. 14-1 bis 14-5 zur längerfristigen Beobachtung der Wasserspiegellage bzw. des Druckniveaus.

### **Erdbaulabor F. Steiger, Zürich**

- Klassifikation von 10 gestörten Bodenproben (Wassergehalt, Raumgewicht der Festsubstanz, Konsistenz und Kornverteilungskurven inklusive Schlämmanalyse).

### **Geoprofile GmbH, Luzern**

- Abteufen von 6 elektrischen Drucksondierungen Nr. 14-11 bis 14-16, Sondiertiefen 34.8–35.4 m.

### **Dr. Heinrich Jäckli AG, Zürich**

- Geologische Bauleitung über die Sondierarbeiten,
- Geologische Aufnahme der Bohrkerne,
- Nachkontrolle des Wasserspiegels in den versetzten Piezometerrohren am 22.9. und 8.10.2014,
- Einmessen und Nivellieren der Sondierstellen. Als Ausgangspunkt für das Nivellement diente der Kanalisationsschacht QK2281 (418.04 m ü.M.) in der Strasse «An der Aa» (*Beilage 1*).

In der nachfolgenden *Tabelle 1* sind die wichtigsten zahlenmässigen Angaben über die einzelnen Sondierungen zusammengestellt. Die Lage der Sondierungen ist aus dem Situationsplan 1:1000 ersichtlich (*Beilage 1*).

Tabelle 1: Sondierungen

Sondierung	Terrainhöhe	Sondierart, Piezometer- rohr	Sondiertiefe	Wasserspiegel		
				Tiefe	Kote	Datum
Nr.	m ü.M.	*)	m	m u.T.	m ü.M.	–
14-1	417.89	KB P **)	30.0	2.62 <sup>1)</sup>	415.27	22.09.2014
				2.42 <sup>1)</sup>	415.47	08.10.2014
				1.75 <sup>2)</sup>	416.14	22.09.2014
				1.57 <sup>2)</sup>	416.32	08.10.2014
14-2	418.42	KB P **)	25.0	2.73 <sup>1)</sup>	415.69	22.09.2014
				2.59 <sup>1)</sup>	415.83	08.10.2014
				2.48 <sup>2)</sup>	415.94	22.09.2014
				2.30 <sup>2)</sup>	416.12	08.10.2014
14-3	418.88	KB P **)	30.3	3.19 <sup>1)</sup>	415.69	22.09.2014
				3.00 <sup>1)</sup>	415.88	08.10.2014
				3.04 <sup>2)</sup>	415.84	22.09.2014
				2.71 <sup>2)</sup>	416.17	08.10.2014
14-4	418.94	KB P **)	25.0	3.16 <sup>1)</sup>	415.78	22.09.2014
				2.97 <sup>1)</sup>	415.97	08.10.2014
				2.99 <sup>2)</sup>	415.95	22.09.2014
				2.87 <sup>2)</sup>	416.07	08.10.2014
14-5	418.73	KB P **)	30.0	2.75 <sup>1)</sup>	415.98	08.10.2014
				2.68 <sup>2)</sup>	416.05	08.10.2014
14-11	418.06	D	35.4	–	–	18.08.2014
14-12	418.46	D	35.2	–	–	19.08.2014
14-13	418.91	D	35.3	–	–	19.08.2014
14-14	419.06	D	34.8	–	–	18.08.2014
14-15	418.72	D	35.2	–	–	20.08.2014
14-16	418.81	D	35.0	–	–	18.08.2014

\*) KB = Kernbohrung  
D = Elektrische Drucksondierung

P = Piezometerrohr

\*\*) OK Piezometerrohr

Nr. 14-1	417.76 m ü.M.	ø 2"	1) oberer, freier Grundwasserspiegel (Rohr kurz)
	417.71 m ü.M.	ø 2"	2) mittlerer, "subartesisch gespannter" Grundwasserspiegel (Rohr lang)
Nr. 14-2	418.31 m ü.M.	ø 2"	1) oberer, freier Grundwasserspiegel (Rohr kurz)
	418.34 m ü.M.	ø 2"	2) mittlerer, "subartesisch gespannter" Grundwasserspiegel (Rohr lang)
Nr. 14-3	418.59 m ü.M.	ø 2"	1) oberer, freier Grundwasserspiegel (Rohr kurz)
	418.56 m ü.M.	ø 2"	2) mittlerer, "subartesisch gespannter" Grundwasserspiegel (Rohr lang)
Nr. 14-4	418.78 m ü.M.	ø 2"	1) oberer, freier Grundwasserspiegel (Rohr kurz)
	418.77 m ü.M.	ø 2"	2) mittlerer, "subartesisch gespannter" Grundwasserspiegel (Rohr lang)
Nr. 14-5	418.62 m ü.M.	ø 2"	1) oberer, freier Grundwasserspiegel (Rohr kurz)
	418.56 m ü.M.	ø 2"	2) mittlerer, "subartesisch gespannter" Grundwasserspiegel (Rohr lang)

## 2 GEOLOGISCHE ÜBERSICHT

Das Projektareal wird gegen Norden durch die General-Guisan-Strasse, gegen Westen durch den Siehbach, gegen Osten durch das Grundstück mit der Kantonalen Verwaltung bzw. der Zuger Polizei und gegen Süden durch die Strasse «An der Aa» begrenzt.

Das Projektareal liegt im südlichen Bereich des Baarer-Beckens, einer durch die Gletscher geschaffenen tiefen Muldenzone im Molasse-Felsuntergrund. Die Füllung dieser bis gegen 200 m tiefen Felssmulde besteht aus vielschichtigen Lockergesteinen. Von unten nach oben besteht die Talfüllung aus Moränen, sandreichen Schottern, eiszeitlichen und nacheiszeitlichen Delta- und Seeablagerungen und den Ablagerungen des Lorzeschwemmkegels. Der kiesige Schotter des Lorzeschwemmkegels keilt südlich der Feldstrasse aus und fehlt im Projektbereich vollständig.

Den Abschluss des Schichtprofils bildeten ursprünglich feinkörnigen Überschwemmungs- und torfigen Sumpfablagerungen, welche im Zuge baulicher Tätigkeiten überall durch künstliche Auffüllungen ersetzt resp. mit solchen überschüttet wurden.

Das Projektareal wurde früher im westlichen Abschnitt vom Siehbach in einem offenen Bachbett durchflossen. Heute ist der Bachlauf grösstenteils eingedolt und das frühere Bachbett aufgefüllt.

## 3 ANGETROFFENE UNTERGRUNDVERHÄLTNISSSE

### 3.1 Künstliche Auffüllungen

- Vorkommen: ganzes Areal
- Obergrenze: 417.9–419.1 m ü.M. (Terrainobergrenze)
- Mächtigkeit: mehrheitlich 1.3–3.2 m,  
im Bereich von alten Tanks bis 7.9 m (Nr. 14-2)
- Material: siltiger bis tonig-siltiger Kies mit Sand, z.T. mit Steinen und Fremdbestandteilen (Beton- und Backsteinbruchstücke)  
sowie  
siltiger bis tonig-siltiger Sand mit unterschiedlichem Kiesgehalt
- Lagerung: locker (exkl. Kieskoffer)
- Tragfähigkeit: klein (exkl. Kieskoffer)
- Setzungsempfindlichkeit: gross (exkl. Kieskoffer)

### 3.2 Seeablagerungen

- Vorkommen: ganzes Areal
- Obergrenze: 1.3–3.2 m u.T., ca. 415.4–417.4 m ü.M.  
im Bereich von alten Tanks ca 7.9 m u.T. (410.5 m ü.M.)
- Mächtigkeit: sehr gross, Untergrenze in 30 m Tiefe mit Kernbohrungen Nr. 14-1 bis 14-5 noch nicht erreicht  
Übergang zu sandig-kiesigen Schichten mit artesisch gespanntem Grundwasser in ca. 60–70 m Tiefe (ältere Bohrung VZ1, Lage vgl. Situationsplan in *Beilage 1*).
- Material: vorwiegend siltfreier bis (tonig-)siltiger Sand, stellenweise vereinzelt Kies und organisches Material  
Zwischenschichten aus tonigem Silt mit Sand  
nicht bis wenig plastisch  
breiige bis sehr weiche Konsistenz  
(vgl. Kornverteilungskurven, *Beilage 3*)
- Lagerung: *bis ca. 20 m u.T.:*  
locker ( $N_{30}$ -Werte: 5–10) bis z.T. mitteldicht ( $N_{30}$ -Werte: 15–25, Kernbohrung Nr. 14-3)  
*unterhalb ca. 20 m u.T.:*  
mehrheitlich mitteldicht (aufgrund Befund in den Drucksondierungen Nr. 14-11 bis 14-16)
- Tragfähigkeit: klein
- Setzungsempfindlichkeit: gross
- Besonderheit: siltig-sandige Seeablagerungen sind unter dem Wasserspiegel äusserst empfindlich auf hydraulischen Grundbruch, erosionsanfällig und neigen zum Fliesen und Ausschwemmen

## 4 GRUNDWASSERVERHÄLTNISSE

### 4.1 Hydrogeologische Übersicht

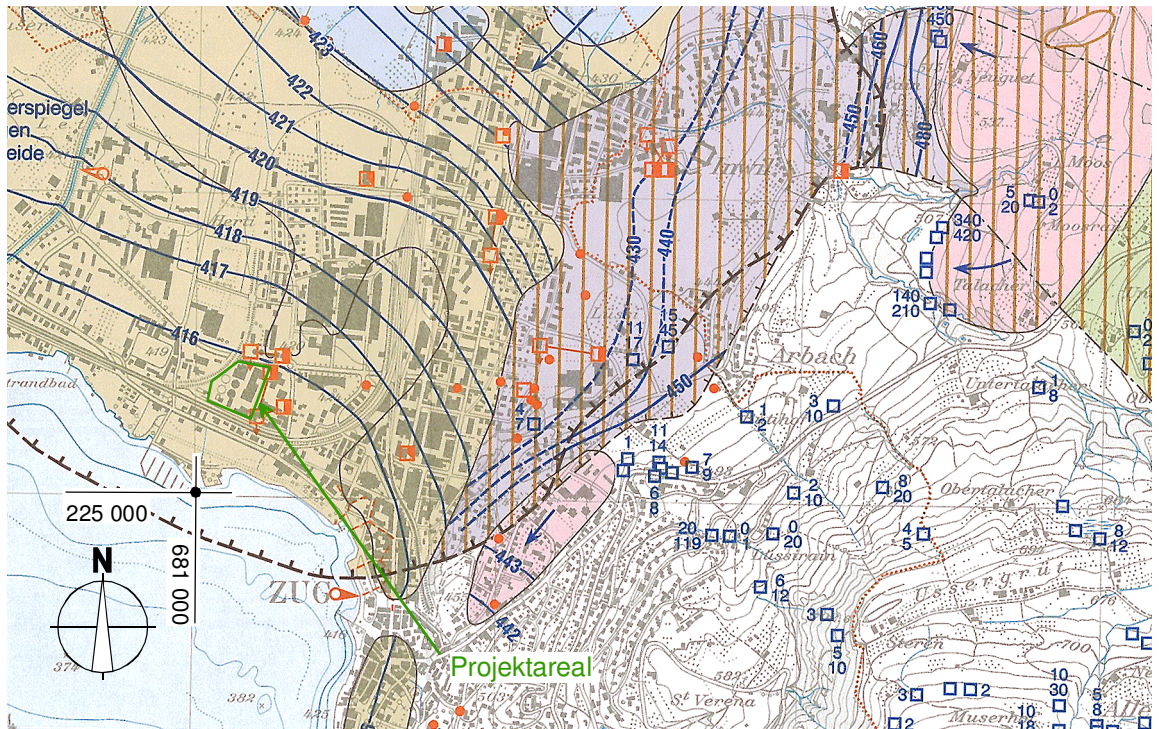
Im Baarer-Becken sind zwei Grundwasserstockwerke vorhanden (*Figur 1*). Das *untere Grundwasserstockwerk* umfasst den im Untergrund regional verbreiteten tief liegenden Schotterkomplex, welcher ein artesisch gespanntes Grundwasservorkommen beherbergt. Wegen Sauerstoffmangel ist dieses Grundwasservorkommen zur Trinkwasserversorgung nicht geeignet, wird aber intensiv zur Kühlung oder Beheizung von Gebäuden genutzt. Auf dem Projektareal liegt die Obergrenze des unteren Grundwasserleiters unter einer kompakten praktisch undurchlässigen Moränenschicht in einer Tiefe von ca. 60–70 m u.T. Das Grundwasser weist dort einen artesischen Überdruck von rund 10 m auf.

Das *obere Grundwasservorkommen* ist an den kiesigen Lorzeschwemmkegel gebunden. Im oberen Abschnitt des Lorzeschwemmkegels bei Baar besteht dieser aus mächtigen, gut durchlässigen, grundwasserführenden Schottern. Gegen Süden zum Zugersee hin wird der Lorzeschwemmkegel zunehmend feinkörniger, womit die Durchlässigkeit entsprechend abnimmt. Der Lorzeschotter keilt nördlich des Projektareals vollständig aus. Der obere Grundwasserspiegel liegt auf dem Projektareal in rund 2–3 m Tiefe innerhalb der künstlichen Auffüllungen bzw. der siltig-sandigen Seeablagerungen und weist ein flaches Gefälle in Richtung SSW auf.

Das Projektareal liegt im Abströmbereich des zur Trinkwasserversorgung genutzten Grundwasservorkommens von Baar. Im Abströmbereich des Projektareals wird das seichte, oberflächennahe Grundwasservorkommen nicht genutzt. Der teilweise eingedolte Siehbach im westlichen Arealteil wirkt für das Grundwasser als Vorfluter.

Gemäss Gewässerschutzkarte des Kantons Zug liegt das Projektareal ausserhalb nutzbarer Grundwasservorkommen im Gebiet üB (übrige Bereiche).

Figur 1: Ausschnitt aus der Grundwasserkarte 1:25'000 des Kantons Zug



### Schotter-Grundwasserleiter ausserhalb der Talsohlen

#### Oberflächennahe Grundwasservorkommen

nach-gewiesen	ver-mutet	Beschreibung
[Light Pink]	[Light Pink]	Gebiet geringer Grundwassermächtigkeit (0 bis 10m); Quellbildner an Talhängen oder auf Hochplateaux. Hochgelegene Quellgebiete: meist kleinere isolierte Vorkommen auf Geländekuppen und in oberflächennahen Moränenkomplexen
[Pink]	[Pink]	Gebiet grosser Grundwassermächtigkeit (10 bis 20m).
[Dark Pink]	[Dark Pink]	Gebiet sehr grosser Grundwassermächtigkeit (mehr als 20m).

#### Tiefere Grundwasserstockwerke (teilweise in mehrfacher Überlagerung)

Bedeutende Quell- und Grundwasserströme in tiefliegenden, teilweise rinnenförmigen Schottervorkommen.

nach-gewiesen	ver-mutet	Knonau - Blickensdorf	nach-gewiesen	ver-mutet	Lorze - Sihl - Gebiet
[Light Purple]	[Light Purple]	Höheres Grundwasservorkommen Uerzlikon - Blickensdorf - Inwil	[Light Purple]	[Light Purple]	Quellwasservorkommen Fürholz - Bethlehem - Schönbrunn - Hölltobel
[Dark Purple]	[Dark Purple]	Tieferes Grundwasservorkommen Steinhausen - Blickensdorf	[Dark Purple]	[Dark Purple]	Quellwasser im Sihl-Schotter und höheren Lorze-Schotter
[Green]	[Green]	Sauerstoffarmes Tiefengrundwasser in der Felsrinne von Maschwanden - Knonau - Blickensdorf und Inwil - Menzingen - Richterswil			Quellwasser im tiefen Lorze-Schotter

#### Randliche Begrenzung der Grundwasservorkommen bei Stockwerkbau

[Dashed Line]	Rand eines einmal überlagerten tieferen Grundwasserstockwerkes
[Dashed Line]	Rand eines bis zweimal überlagerten tieferen Grundwasserstockwerkes
[Dashed Line]	Rand eines bis dreimal überlagerten tieferen Grundwasserstockwerkes

#### Bemerkung zur Pliandstellung bei mehrfacher Überlagerung

Wo mehrere Grundwasserstockwerke einander überlagern, sind deren Umrundungen vollständig dargestellt, doch nur das oberste Stockwerk ist jeweils mit zugehörigem Farbton und Grundwasserisohypsen versehen.

### Schotter-Grundwasserleiter in Talsohlen

[Light Orange]	Gebiet geringer Grundwassermächtigkeit (meist weniger als 2m) od. geringer Durchlässigkeit. Randgebiet mit unterirdischer Entwässerung zum Grundwassernutzungsgebiet. Für vertikale Fassungen nur selten geeignet.
[Light Blue]	Gebiet mittlerer Grundwassermächtigkeit (2 bis 10m), für kleine bis mittelgrosse vertikale Fassungen geeignet.
[Medium Blue]	Gebiet grosser Grundwassermächtigkeit (10 bis 20m), für grosse vertikale Fassungen geeignet.
[Dark Blue]	Gebiet sehr grosser Grundwassermächtigkeit (mehr als 20m).

#### Bedeckung von Grundwasserleitern

[Vertical Lines]	Schlecht durchlässige Deckschichten von meist mehr als 5m Mächtigkeit (Moränen, Seebodenlehme, Schwemmlehme)
------------------	--

#### Hydrologische Angaben

[Solid Line]	Isohypsen des Grundwasserspiegels bei Mittelwasserstand
[Dashed Line]	Isohypsen der Grundwasser-Druckfläche (artesisch gespanntes Grundw.)
[Arrow]	Fliessrichtung des Grundwassers nachgewiesen / vermutet
[Dashed Line]	Linie gleicher nutzbarer Grundwassermächtigkeit (m)
[Dashed Line]	Begrenzung des Schotter - Grundwasserleiters im Seebereich
[Dashed Line]	Umrundung von artesischen Grundwasservorkommen unter mächtigen Deckschichten
[Arrow]	Oberflächengewässer wirkt als Vorfluter für das Grundwasser
[Arrow]	Oberflächengewässer wirkt als Infiltrant für das Grundwasser
[Circle]	Ungefasser Grundwasseraustritt oder ungefasste Quelle von Bedeutung
[Square]	Gefasste Quelle, mit Angabe des Minimal- und Maximalertrages oder des mittleren Ertrages (l/min)
[Square]	Brunnenstube mit Fassungsleitung / Stollenfassung

Ist bei Quellen in den Kantonen Luzern und Schwyz nur ein Schüttungswert vorhanden, handelt es sich meistens um den maximalen Ertrag.

## 4.2 Grundwasserspiegellage und -schwankungen

### ***Oberes, freies Grundwasser***

Während der Kernbohrarbeiten konnten im oberen Bereich der Bohrlöcher Nr. 14-1 bis 14-5 in unterschiedlicher Tiefe Wasserzutritte festgestellt werden. Zur längerfristigen Beobachtung des oberen, freien Grundwasserspiegels wurde in den Bohrlöchern je ein kurzes Piezometerrohr  $\varnothing$  2" eingebaut. Anlässlich der am 22.9. und 8.10.2014 ausgeführten Nachkontrollen lag der obere, freie Grundwasserspiegel in 2.4–3.2 m Tiefe, entsprechend ca. Kote 415.3–416.0 m ü.M. Die einzelnen gemessenen Wasserspiegellagen sind in der *Tabelle 1* zusammengestellt und in den Einzelprotokollen der Kernbohrungen Nr. 14-1 bis 14-5 eingezeichnet (*Beilage 2*).

Gemäss Grundwasserkarte des Kantons Zug (*Figur 1*) liegt der Grundwasserspiegel auf dem Projektareal bei Mittelwasser auf ca. Kote 415.5–416.0 m ü.M. Diese Angabe zeigt eine gute Übereinstimmung mit dem bisher gemessenen Grundwasserspiegel auf dem Projektareal.

Es ist zu erwarten, dass der obere, freie Grundwasserspiegel nach längeren resp. intensiven Niederschlagsperioden oder nach einer Schneeschmelze noch ansteigen kann. Es ist aber auch denkbar, dass der Schwankungsbereich in diesem Gebiet stark durch bestehende Drainagen und Leitungsgräben beeinflusst resp. begrenzt wird. Sicherheitshalber ist davon auszugehen, dass nach Wegfall dieser Drainageleitungen im Projektbereich bei extremen Hochwasserständen mit einem Grundwasserspiegel nahe an der Geländeoberfläche gerechnet werden muss.

Zur Erfassung der Grundwasserspiegelschwankungen werden in den Piezometerrohren noch Datenlogger versetzt, welche den Grundwasserspiegel kontinuierlich aufzeichnen.

### ***Mittleres, "subartesisch gespanntes" Grundwasser***

Während der Bohrarbeiten wurde im tieferen Bereich der Bohrlöcher leicht *gespanntes Grundwasser* festgestellt, welches in den Bohrlöchern aufstieg.

Zur Erfassung des Druckniveaus in den unter der Bodenplatte vorhandenen, siltig-sandigen Seeablagerungen wurden in den Kernbohrungen Nr. 14-1 bis 14-5 zusätzliche, tiefe Piezometerrohre  $\varnothing$  2" eingebaut, deren Filterstrecken zwischen 11 und 24 m u.T. liegen. Dazu wurden die Bohrlöcher über der Filterstrecke mit Compactonit abgedichtet.

In der Folge zeigte sich aber kein markanter Anstieg des Grundwasserspiegels in den tieferen Piezometerrohren. Am 22.9. und 8.10.2014 lag der Grundwasserspiegel einheitlich ca. 1.6–3.0 m *unter* Terrain, entsprechend ca. Kote 415.8–416.3 m ü.M. Das Druckniveau in diesen tieferen Schichten liegt damit lediglich ca. 0.1–0.9 m *über* dem oberen, freien Grundwasserspiegel. Es kann deshalb davon ausgegangen werden, dass unterhalb der Bodenplatte ein durchgehendes, *subartesisch* gespanntes Grundwasserstockwerk mit einem relativ einheitlichen Druckniveau auf ca. Kote 416 m ü.M. vorhanden ist.

### **Unteres, "gespanntes" Grundwasser**

Artesisch gespanntes Grundwasser ist im Projektbereich demnach bis in rund 30–35 m Tiefe nicht zu erwarten. Das noch tiefere, artesisch gespannte Grundwasservorkommen ist aufgrund von älteren Kernbohrungen erst in rund 60–70 m Tiefe zu erwarten.

## **4.3 Durchlässigkeit der wasserführenden Schichten**

Erfahrungsgemäss ist in den vorwiegend *siltig-sandigen* Seeablagerungen mit einem Durchlässigkeitsbeiwert  $K$  von ca.  $10^{-5}$ – $10^{-6}$  m/s zu rechnen. Dies entspricht einer sehr geringen Wasserdurchlässigkeit. Die *tonig-siltigen* Partien der Seeablagerungen sind generell noch schlechter durchlässig. Die Durchlässigkeit dieser Schichten dürfte in der Grössenordnung von ca.  $10^{-7}$ – $10^{-9}$  m/s liegen.

## **5 LABORUNTERSUCHUNGEN**

Aus den Kernbohrungen Nr. 14-1 bis 14-5 wurden im Tiefenbereich von ca. 6–20 m u.T. insgesamt 10 gestörte Proben entnommen und im Erdbaulabor F. Steiger, Zürich, im Hinblick auf die Klassifikation untersucht. Die Laborresultate sind im Detail aus der Zusammenstellung in der *Beilage 3* ersichtlich. An dieser Stelle soll jedoch auf einzelne Charakteristiken der Seeablagerungen hingewiesen werden.

Die Kornverteilung in den Summationskurven zeigt mit Ausnahme der Probe Nr. 15175 einen ähnlichen Verlauf. 9 von 10 Proben entsprechen gemäss USCS-Klassifikation einem SW-SM oder SM (gut abgestufter Sand mit Silt und siltiger Sand). Die Probe Nr. 15175 ist etwas feinkörniger ausgebildet und entspricht einem CL-ML (toniger Silt mit Sand).

Der natürliche Wassergehalt  $w$  variiert in den Proben zwischen 12.6 und 25.9%. Die Fließgrenze  $w_L$  liegt in einer Bandbreite zwischen 14.0 und 24.6%, die Ausrollgrenze  $w_P$  zwischen 11.7 und 22.7%, was einen Plastizitätsindex  $I_P$  von 0.8–4.6% ergibt. Aus diesen Werten resultiert ein Konsistenzindex  $I_c$  von mehrheitlich deutlich unter 0.5, was einer breiigen bis sehr weichen Konsistenz entspricht.

Im Hinblick auf die Herstellung einer Schlitzwand wurde aus den Kornverteilungskurven zudem die massgebende Korngrösse  $d_{10}$  ermittelt (10 Gew.-% aller Körner in der untersuchten Probe haben kleineren Korndurchmesser als  $d_{10}$ ). Die  $d_{10}$ -Werte sind in den Einzelprotokollen der Kernbohrungen bei den einzelnen Proben angegeben (*Beilage 2*). Sie liegen in der Bandbreite von ca. 0.003 und 0.05 mm.

## 6 BAUTECHNISCHE VERHÄLTNISSE

### 6.1 Projekt

Gemäss den uns zur Verfügung stehenden Planunterlagen sind auf dem Areal «Fokus – An der Aa» ein neues Verwaltungszentrum für den Kanton Zug und ein neuer Hauptstützpunkt für die Zugerland Verkehrsbetriebe AG (ZVB) geplant.

#### **Verwaltungszentrum Kt. Zug**

Das neue Verwaltungszentrum im nördlichen Arealteil, bestehend aus drei Hochbauten, umfasst ein partielles 3. Untergeschoss, zwei grossflächig durchziehende Untergeschosse (1. und 2. UG), je ein Erdgeschoss und 5–7 Obergeschosse. Im partiellen 3. Untergeschoss sind Lüftungs- und Kältezentralen untergebracht, während im 1. und 2. Untergeschoss neben weiteren Haustechnikräumen auch zwei Tiefgaragen vorgesehen sind, welche über eine Rampe auf der Südseite des Neubaus erschlossen werden sollen. In der nachfolgenden Zusammenstellung sind die ungefähren Koten der einzelnen Gebäudesohlen (UK Bodenplatte) zusammengestellt:

- 3. Untergeschoss ca. 408.3–410.7 m ü.M.
- 2. Untergeschoss ca. 411.7–412.4 m ü.M.

#### **Hauptstützpunkt ZVB**

Der neue Hauptstützpunkt ZVB im südlichen Arealteil umfasst zwei grossflächig durchziehende, überhohe Untergeschosse (1. und 2. UG), ein Erdgeschoss und zwei Obergeschosse. In den Untergeschossen sind Abstellplätze für die Busse vorgesehen, während im Erdgeschoss Prüfstände, Waschanlagen, Lagerräume etc. geplant sind. Die beiden Untergeschosse kragen unter dem Hochbau aus. Die Gebäudesohle (UK Bodenplatte) kommt einheitlich auf ca. Kote 408.6 m ü.M. zu liegen.

Die Umriss der Untergeschosse und der Hochbauten sind aus dem Situationsplan 1:1000 der *Beilage 1* ersichtlich. In den Einzelprotokollen der Kernbohrungen (*Beilage 2*) ist UK Bodenplatte der den Sondierstellen nächstgelegenen Gebäudeteile mit einem Signaturreaster eingezeichnet.

### 6.2 Baugrundwerte

Für erdstatische Berechnungen können die aufgrund der Sondierergebnisse geschätzten Baugrundwerte gemäss SIA-Norm 267 (Geotechnik) der nachfolgenden *Tabelle 2* verwendet werden. Es handelt sich dabei um geschätzte Erwartungswerte mit Angabe von Extremwerten.

Tabelle 2: Baugrundwerte für ungestörte Verhältnisse  
 (geschätzte Erwartungswerte  $X_m$ , in Klammer Extremwerte  $X_{extr}$ )

Bodenbeschreibung	Raumlast	Kohäsion	Reibungswinkel	Zusammendrückungsmodul	
				Erstbelastung	Wiederbelast.
	$\gamma$	$c'$	$\phi'$	ME	ME'
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[°]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]
<i>künstliche Auffüllungen</i>					
– (tonig-)siltiger Kies mit Sand, Steinen	20	0	(31) 33	–	–
– (tonig-)siltiger Sand	19.5	0	(26) 28	–	–
<i>Seeablagerungen</i>					
– siltfreier bis (tonig-)siltiger Sand	19.5	0	(25) 28	(5) 15 (30)	45
– toniger Silt mit Sand	19	(3) 5 (20) 30 **)	(22) 24 *) 0	(5) 10	30

Umrechnung Einheiten:

$$1 \text{ kN/m}^3 = 0.1 \text{ t/m}^3 \quad 1 \text{ kN/m}^2 = 0.1 \text{ t/m}^2 = 0.01 \text{ kg/cm}^2 \quad 1 \text{ MN/m}^2 = 100 \text{ t/m}^2 = 10 \text{ kg/cm}^2$$

Bestimmung der charakteristischen Werte  $X_k = X_m - \alpha (X_m - X_{extr})$

Faktor für Zuverlässigkeit  $\alpha = 0.20$

\*) Scherfestigkeiten im *drainierten* Zustand (ungestörter Zustand): Restscherfestigkeiten, d.h. Scherfestigkeiten, welche nach eingetretenem Bruch noch wirksam sind, liegen bei  $\phi' = 14\text{--}18^\circ$

\*\*) Undrainierte Scherfestigkeit  $s_u$  im ungestörten Zustand; Mittelwert für tonig-siltige Schichten in 10–20 m Tiefe

### Erdbeben

Für die erdbebengerechte Projektierung gemäss SIA-Norm 261 (Einwirkungen auf Tragwerke) ist der Untergrund im Projektgebiet aufgrund der Sondiererergebnisse der Baugrundklasse D zuzuordnen.

## 6.3 Foundation

### 6.3.1 Flachfundation

Die Sohlen der Untergeschosse liegen praktisch durchwegs innerhalb der locker gelagerten, schlecht tragfähigen und setzungsempfindlichen Seeablagerungen. Bei einer *Flachfundation* wären zwangsläufig Setzungen und Setzungsdifferenzen in der Grössenordnung von einigen Zentimetern zu erwarten. Solche Setzungsdifferenzen führen zu nennenswerten Zwängungen in den Übergangsbereichen zwischen den Hochbauten und den auskragenden Untergeschossen, welche selbst mit aufwändigen konstruktiven Massnahmen nicht mit Sicherheit schadlos aufgenommen werden können. Risse in der Bodenplatte und in den Aussenwänden und damit verbundene Wasserundichtigkeiten wären die Folge davon. Wir empfehlen daher, auf eine Flachfundation zu verzichten und die Neubauten konsequent auf Pfähle zu fundieren (Kapitel 6.3.2).

Da insbesondere beim geplanten Hauptstützpunkt ZVB das Gebäudegewicht im Bereich der auskragenden Untergeschosse deutlich kleiner als der Wasserdruck resp. der Auftrieb ist, sind zur Aufnahme der Auftriebskräfte dort vermutlich ohnehin Zugpfähle erforderlich, um ein Aufschwimmen des Gebäudes zu verhindern.

### 6.3.2 Pfahlfundation

Bei den beiden Bauvorhaben drängt sich wegen der zu erwartenden hohen Stützenlasten eine *Pfahlfundation* mit grosskalibrigen Bohrpfählen oder Verdrängungsbohrpfählen auf. Da auf dem Projektareal erst in grosser Tiefe kompakter gelagerte Schichten zu erwarten sind, steht eine «schwimmende» Pfahlfundation im Vordergrund, bei welcher die Pfahllasten grösstenteils über Mantelreibung an den Untergrund abgegeben werden. Im Bereich der auskragenden Untergeschosse werden die Pfähle während der Bauphase, wo der Grundwasserspiegel im Innern der Baugrube abgesenkt ist, zunächst auf «Druck», im endgültigen Zustand aber auf «Zug» beansprucht.

Als Dimensionierungsgrundlage für die Bohrpfähle können für den Lastfall «Druck» im ungestörten Untergrund folgende *äussere Tragwiderstände* (Bruch des anstehenden Untergrundes) in Rechnung gesetzt werden:

*Seeablagerungen (bis ca. 20 m u.T.):*

Mantelreibung: 30–40 kN/m<sup>2</sup>

Spitzenwiderstand: –

*Seeablagerungen (unterhalb ca. 20 m u.T.):*

Mantelreibung: 50–80 kN/m<sup>2</sup>

Spitzenwiderstand: Abschätzung mit Tragfähigkeitsformel (z.B. nach Lang/Huder)  
maximal: 2'000 kN/m<sup>2</sup>

Für den Lastfall «Zug» müssen die genannten Werte für die Mantelreibung um rund 30–40% reduziert werden.

Bei konventionellen *Bohrpfählen* ist innerhalb kohäsionsloser, siltig-sandiger Schichten mit Grundbrucherscheinungen im Bohrloch zu rechnen. Beim Abteufen der Bohrpfähle muss deshalb darauf geachtet werden, dass im Bohrloch keine hydraulischen Grundbrüche auftreten, da sonst die Mantelreibung und damit die Tragfähigkeit des Einzelpfahles reduziert werden. Dies bedeutet, dass die Bohrpfähle konsequent unter Wasserüberdruck gebohrt, armiert und betoniert werden müssen. Zudem hat es sich in der Vergangenheit immer wieder gezeigt, dass das Bohrwerkzeug einen deutlich kleineren Durchmesser als die Verrohrung haben sollte, damit bei dessen Rückzug ein problemloser Wassernachlauf gewährleistet und ein so genannter Sogeffekt mit damit verbundenen Grundbrucherscheinungen vermieden werden können. Bei *Verdrängungsbohrpfählen* ist diese Problematik nicht relevant.

Bei der Dimensionierung der Pfähle müssen allfällige Aufschüttungen, welche nachträglich im Zuge der Umgebungsgestaltung aufgebracht werden, berücksichtigt werden, da diese zu einer zusätzlichen Beanspruchung der randlichen Pfähle in horizontaler und vertikaler Richtung führen.

Die Pfähle sollten unter Inkaufnahme von verlorenen Pfahllängen ab dem heutigen Terrain abgeteuft werden. In jedem Fall muss ein Planum (z.B. mit Vlies unterlegter Kieskoffer) erstellt

werden. Ein Pfahlplanum kann nur dort entfallen, wo heute bereits ein genügend mächtiger Kieskoffer besteht.

## 6.4 Aushub

### ***Baggerfähigkeit und Aushubvorgang***

Im Hinblick auf den maschinellen Aushub der Baugrube sind in den auszuhebenden Schichten von der Lagerungsdichte her gesehen keine Probleme zu erwarten. Das Aushubmaterial darf durchwegs als normal baggerfähig bezeichnet werden. Gewisse Probleme sind nur dann zu erwarten, wenn in den künstlichen Auffüllungen grössere Blöcke oder andere Hindernisse angetroffen werden.

In den wassergesättigten, feinkörnigen Seeablagerungen sind Begeh- und Befahrbarkeitsprobleme zu erwarten. Von diesem Gesichtspunkt her gesehen ist deshalb eine möglichst trockene Baugrubensohle anzustreben (*Kapitel 6.7*). Der Aushub sollte zudem «vor Kopf» mit einem Bagger ab dem heutigen natürlichen Terrain realisiert werden. Im tieferen Baugrubenbereich muss dazu allenfalls ein zusätzliches Aushubplanum vorgesehen werden. Im Weiteren empfehlen wir, die definitive Aushubsohle sofort nach deren Freilegung mit einer schützenden Drainage- resp. Filterschicht (z.B. mit Vlies unterlegter Kieskoffer) abzudecken, welche für die Wasserhaltung mitverwendet werden kann.

### ***Verwendung des Aushubmaterials***

*Unverschmutztes* sandig-kiesiges Material innerhalb der künstlichen Auffüllungen kann im trockenen Zustand als Hinterfüllungsmaterial weiter verwendet werden. Allfällig vorhandene belastete Aushubmaterialien (z.B. bauschutthaltige künstliche Auffüllungen) müssen aber einer gesetzes- und vollzugskonformen Weiterverwendung resp. Entsorgung zugeführt werden. Wie bereits erwähnt, wird die Altlastensituation durch die Firma Ecosens AG abgeklärt. An dieser Stelle sei lediglich darauf hingewiesen, dass in der Kernbohrung Nr. 14-2 ein erdverlegter Tank durchbohrt wurde, welcher mit sandig-kiesigem Material verfüllt wurde. Dieses Material wurde visuell und geruchlich als unverdächtig beurteilt. Zudem konnte in der Kernbohrung Nr. 14-1 an der Basis der künstlichen Auffüllungen bzw. im Schwankungsbereich des Grundwasserspiegels in ca. 2–3 m Tiefe ein Öl- oder Benzingeruch festgestellt werden.

Die feinkörnigen Seeablagerungen sind erdbaumechanisch minderwertig und müssen deshalb abgeführt werden. In diesem Zusammenhang ist zu erwähnen, dass sich wassergesättigte Silt- und Sandschichten beim Transport rasch verflüssigen und zu damit verbundenen Schwierigkeiten führen können. Es ist deshalb empfehlenswert, das feinkörnige Aushubmaterial innerhalb der Baugrube mit Wellpoint-Strängen vorgängig zu entwässern (*Kapitel 6.7*). Falls die auszuhebenden Schichten im Innern der Baugrube nicht trocken gelegt werden können, darf nur mit einem partiellen Füllungsgrad der Lastwagen gerechnet werden. Stark durchnässtes Aushubmaterial führt zudem zu Problemen in den Deponien und wird deshalb vielfach nicht angenommen.

## 6.5 Baugrubenabschluss

Die Aushubsohle reicht im Bereich des neuen Verwaltungszentrums rund 7–9 m, beim Hauptstützpunkt ZVB bis maximal ca. 12 m unter das bestehende Terrain. Bei derart grossen Baugrubentiefen kommt zum vornherein nur ein deformationsarmer, *vertikaler Baugrubenabschluss* in Frage. Da die Aushubsohlen durchwegs *unter* den Grundwasserspiegel zu liegen kommen, steht im vorliegenden Fall ein wasserdichter Baugrubenabschluss in Form einer gerammten resp. einvibrierten *Spundwand*, einer *überschnittenen Bohrpfahlwand* oder einer *Schlitzwand* im Vordergrund. Der vertikale Baugrubenabschluss kann über dem Grundwasserspiegel je nach Platzverhältnissen lokal mit einem kleinen, frei abgeböschten Voraushub (Böschungsneigung 2:3 bzw. 33°, ca. 1 m breite Berme zwischen Böschungsfuss und Wandkopf) kombiniert werden.

Als Dimensionierungsgrundlage für den vertikalen Baugrubenabschluss können die Baugrundwerte der *Tabelle 2* in Rechnung gesetzt werden. Der wasserdichte Baugrubenabschluss muss neben dem Erddruck auch auf den vollen Wasserdruck und den hydraulischen Grundbruch dimensioniert werden (Annahme: verlustfreie horizontale Anströmung mit Druckabbau nur auf der passiven Seite). Die siltig-sandigen Seeablagerungen sind in höchstem Mass hydraulisch grundbruchgefährdet. Zur Abstützung der Baugrubenwand kommen vorgespannte Anker oder Spriesse in Frage. Insbesondere beim Hauptstützpunkt ZVB steht aufgrund der grossen Geschosshöhen und Spannweiten eine sogenannte Deckelbauweise in Kombination mit einer Schlitzwand im Vordergrund. Bei der Dimensionierung von Ankern empfehlen wir davon auszugehen, dass in den locker gelagerten Seeablagerungen eine maximale Ankertraglast (Bruch des Untergrundes im Bereich des Verankerungskörpers) von nur ca. 400–500 kN möglich ist. Diesbezügliche genauere Angaben werden die Spannprotokolle der ersten Anker liefern. Wir empfehlen, in jedem Fall mehrfach injizierbare Anker und die Verankerungsstrecke nicht kleiner als 6 m zu wählen.

Beim Einvibrieren resp. Rammen von Spundwandprofilen entstehen neben Lärm- auch Erschütterungs-Immissionen. Es existieren heute allerdings so genannte resonanzfreie resp. frequenz-gesteuerte Vibratoren, welche die Erschütterungen auf ein im Allgemeinen erträgliches Mass zu reduzieren vermögen. Trotzdem empfehlen wir, im Sinne einer vorsorglichen Beweisaufnahme von den umliegenden Nachbarbauten und Strassen vor Baubeginn eine Zustandsaufnahme durchführen zu lassen. Beim Einvibrieren und Ziehen der Spundwandprofile sind Setzungen im näheren Wandbereich unvermeidlich, was insbesondere an nahe gelegenen Gebäuden, Strassen und darin verlegten Werkleitungen zu Schäden führen kann. Es empfiehlt sich deshalb, umliegende Strassen und Gebäude mit einem Präzisionsnivelement vor, während und nach der Bauphase periodisch zu überwachen (*Kapitel 6.9*). Bei der Wahl einer Spundwand muss damit gerechnet werden, dass diese bei Antreffen von grösseren Hindernissen innerhalb der künstlichen Auffüllungen zumindest örtlich *vorgebohrt* werden muss, damit die Bohlen überhaupt eingebracht werden können. Das Ausmass dieser Vorbohrungen ist nur schwer abschätzbar. Eine überschnittene Bohrpfahlwand oder eine Schlitzwand sind diesbezüglich deutlich risikoärmere, dafür teurere Lösungen.

## 6.6 Sohlaufbruch «Claquage» und hydraulischer Grundbruch

In den Kernbohrungen wurden unter den projektierten Bodenplatten wasserführende, siltig-sandige Schichten angetroffen, deren bisher gemessenes piezometrisches Druckniveau auf maximal ca. Kote 416.3 m ü.M. liegt (*Kapitel 4.2*). Die tiefste Aushubsohle liegt auf ca. Kote 406.8 m ü.M. Da unter der Bodenplatte auch abdichtende, tonig-siltige Schichten vorhanden sind, ist die Sicherheit gegen Sohlaufbruch («Claquage») bei Erreichen der Aushubsohle nicht mehr gewährleistet.

Wir empfehlen deshalb, das unter der Bodenplatte zirkulierende Grundwasser mittels KleinfILTERbrunnen vorgängig zu entspannen bzw. die entsprechenden Schichten zu perforieren. Die KleinfILTERbrunnen können ab der heutigen Terrainoberfläche oder ab einem Voraushubniveau (oberhalb ca. Kote 416) gebohrt und in Betrieb genommen werden. Da eine solche Entspannung grundsätzlich mit Setzungen in der näheren und weiteren Umgebung verbunden ist, empfehlen wir, diese nicht grösser als absolut notwendig zu wählen. Bei der Wahl eines wasserdichten Baugrubenabschlusses, welcher relativ tief in die feinkörnigen Seeablagerungen einbindet, dürfte eine solche Entspannung ausserhalb der Baugrube aber kaum spürbar sein. Dennoch empfiehlt es sich, die Entspannung mittels tief reichenden Piezometerrohren zu überwachen und im Rahmen des Überwachungskonzeptes auch Messbolzen in grösserer Entfernung der Baugrube zu versetzen und diese mit einem Präzisionsnivellement zu überwachen (*Kapitel 6.9*). Die KleinfILTERbrunnen wie auch die Kernbohrungen müssen nachträglich wieder vollständig abgedichtet werden, um eine permanente Entspannung des Grundwassers zu vermeiden.

Grundsätzlich muss ein wasserdichter Baugrubenabschluss neben rein statischen Gesichtspunkten auch auf hydraulischen Grundbruch bemessen werden. Wird der Grundwasserspiegel wie im vorliegenden Fall aber im Innern des wasserdichten Baugrubenabschlusses mit Filterbrunnen vorgängig abgesenkt resp. entspannt, so muss dieser nicht noch zusätzlich auf hydraulischen Grundbruch bemessen werden. Die Einbindetiefe ist dann eine Funktion des passiven Widerlagers der Baugrubenwand unter der Baugrubensohle. Es muss deshalb sichergestellt werden, dass die Wasserhaltung im Innern der Baugrube während der kritischen Bauphasen permanent in Betrieb bleibt (Notstromaggregate).

## 6.7 Bauwasserhaltung

Die Aushubsohle kommt durchwegs *unter* den bisher gemessenen, oberen Grundwasserspiegel zu liegen.

Bei der Wahl einer geschlossenen *Spund-, Schlitz- oder Bohrpfahlwand* ist mit einem vernachlässigbaren Grundwasseranfall in der Baugrube zu rechnen. Bei einem wasserdichten Baugrubenabschluss wird zudem der Grundwasserspiegel nur innerhalb der Baugrube abgesenkt, so dass eine weiter reichende Wasserspiegelabsenkung ausserhalb der Baugrube praktisch ausgeschlossen werden kann. Zur Trockenhaltung der Baugrubensohle genügt neben den zur Grundwasserentspannung empfohlenen KleinfILTERbrunnen (*Kapitel 6.6*) eine auf den massgebenden Meteorwasseranfall dimensionierte, offene Wasserhaltung mit einer grösseren Anzahl Pumpensämpfe und Drainagegräben. Zur Entwässerung des siltig-sandigen Aushubmaterials ist es empfehlenswert, noch einige Wellpoint-Stränge im Innern der Baugrube anzuordnen.

Falls zum Schutz der Aushubsole die in *Kapitel 6.4* erwähnte Drainage- resp. Filterschicht gewählt würde, könnte diese gerade die Funktion eines grossflächigen *Entwässerungstep-pichs* übernehmen. Bei dieser Lösung könnte nach erfolgtem Endaushub sofort eine Vliesmatte und eine erste Schicht Kies resp. Geröll eingebracht werden und so die Baugrubensole im Zuge des fortschreitenden Aushubes laufend abgetrocknet werden.

Die Ableitung des in der Baugrube anfallenden Wassers hat nach SIA-Empfehlung 431 zu erfolgen. Danach sollte das Baugrubenabwasser unter Vorschaltung eines Absetzbeckens in die Schmutzwasserkanalisation bzw. in die Kläranlage abgeleitet werden. Eine Einleitung in einen Meteor- oder Reinabwasserkanal oder in den nahe Siehbach ist nur mit Bewilligung der zuständigen Behörde und unter Einhaltung der Einleitbedingungen gestattet.

## 6.8 Trockenhaltung der Untergeschosse

Wie bereits erwähnt, kommen die Gebäudesohlen deutlich *unter* den Grundwasserspiegel zu liegen. Dies bedeutet, dass die Untergeschosse bis über das Niveau eines mutmasslichen Höchsthochwasserstandes isoliert und vollständig wasserdicht ausgebildet sowie auf den entsprechenden Wasserdruck resp. Auftrieb dimensioniert werden müssen.

Angaben über mögliche Hochwasserstände sind per dato (noch) nicht vorhanden. Die in den Piezometerrohren versetzten Datenlogger werden Anhaltspunkte zum Schwankungsbereich des Grundwasserspiegels und zu Hochwasserständen liefern. Es empfiehlt sich vorderhand sicherheitshalber davon auszugehen, dass nach Wegfall von bestehenden Drainageleitungen der obere, freie Grundwasserspiegel bei extremen Hochwasserständen bis auf schätzungsweise ca. Kote 417 m ü.M. ansteigen kann.

## 6.9 Bauüberwachung

Im Rahmen der Bauüberwachung sind vor, während und nach Abschluss der Bauarbeiten die notwendigen Messungen und Beobachtungen durchzuführen. Die Ausarbeitung des entsprechenden Überwachungskonzeptes liegt im Verantwortungsbereich des projektierenden Ingenieurs.

Zu einer einwandfreien Überwachung der rund 7–12 m tiefen Baugruben gehören während der Bauphase periodische Kontrollen der Verformungen des Baugrubenabschlusses (geodätische Messungen, Inklinometermessungen), die Überprüfung der Ankerkräfte und eine Überwachung des Wasserspiegels innerhalb und ausserhalb der Baugrube.

Bei einer Baugrubentiefe von bis zu 12 m ist selbst bei der Wahl eines deformationsarmen Baugrubenabschlusses in der näheren Umgebung der Baugrube mit gewissen Setzungen und Verschiebungen zu rechnen. Es empfiehlt sich deshalb, von den Nachbargebäuden im Sinne einer vorsorglichen Beweisaufnahme vor Beginn der Bauarbeiten eine amtliche Zustandsaufnahme bezüglich Risse durchführen zu lassen. Ferner sollten an exponierten Nachbarbauwerken und Strassen sowie im südlichen SBB-Gleisbereich Messbolzen versetzt werden, welche vor, während und nach den Bauarbeiten geodätisch überwacht werden.

Mit der Überwachung können kritische Bauphasen frühzeitig erkannt und allfällige nötige Gegenmassnahmen rechtzeitig eingeleitet werden. Zudem lassen sich ungerechtfertigte

nachträgliche Forderungen zurückweisen und berechtigte Forderungen können quantifiziert werden.

## 7 METEORWASSERVERSICKERUNG

### **Allgemeine Hinweise**

Zur Gewährleistung der Grundwasserneubildung und zur Entlastung der Kanalisation muss nicht verschmutztes Abwasser von Dachflächen, Strassen, Wegen und Plätzen wenn immer möglich an Ort und Stelle zur Versickerung gebracht werden (Eidg. Gewässerschutzgesetz GSchG vom 24.1.1991, Art. 7.2). Ist eine Versickerung aufgrund der örtlichen Verhältnisse nicht möglich, so kann das anfallende Meteorabwasser mit Bewilligung der kantonalen resp. kommunalen Behörde in einen Meteor- bzw. einen Reinabwasserkanal oder direkt in ein oberirdisches Gewässer eingeleitet werden. Dabei sind nach Möglichkeit Rückhaltmassnahmen zu treffen, damit das Wasser bei grossem Anfall gleichmässig abfliessen kann.

Die «Richtlinie zur Versickerung, Retention und Ableitung von Niederschlagswasser in Siedlungsgebieten» (VSA, 2002 mit Ergänzungen 2004/2008) enthält die wichtigsten Grundsätze zur Entsorgung von Regenwasser und praktische Hilfen zu deren Umsetzung.

### **Beurteilung**

Die künstlichen Auffüllungen und Seeablagerungen weisen aufgrund ihrer feinkörnigen Zusammensetzung nur eine geringe Wasserdurchlässigkeit und damit auch nur ein sehr kleines Schluckvermögen auf. Zudem ist zu erwarten, dass der bereits im natürlichen Zustand relativ hoch liegende Grundwasserspiegel nach längeren Niederschlagsperioden oder nach einer Schneeschmelze noch über das bisher gemessene Niveau ansteigen wird. Dadurch werden die Versickerungsmöglichkeiten weiter eingeschränkt. Aus diesen Gründen ist im vorliegenden Fall eine Versickerung des Dachwassers auf dem Projektareal nicht möglich. Wir empfehlen deshalb, das anfallende Dachwasser einer geeigneten Vorflut, z.B. einer Meteorwasserleitung oder dem nahen Siehbach, zuzuleiten.

Für die Schaffung von oberflächlichem Retentionsvolumen kämen z.B. *nicht begehbare* Flachdach-Flächen in Frage. Diese könnten zudem extensiv begrünt werden. Wege und Plätze können mit durchlässigen Belägen versehen werden, so dass das Wasser via die sandig-kiesige Foundationsschicht flächenhaft im Untergrund versickern kann. Der nicht versickerbare Anteil des Wassers ist auf angrenzende Grünflächen zu leiten, wo das Wasser verlaufen und diffus versickern kann. Dabei ist das Gelände niveaumässig so zu gestalten, dass das Wasser überall vom Gebäude weg fliesst. Dies gilt insbesondere auch für die Bereiche mit Lichtschächten, welche im Hinblick auf eine Überflutung der Untergeschosse ein Risiko darstellen.

## 8 WÄRMENUTZUNG AUS GRUNDWASSER UND UNTERGRUND

Gemäss der Machbarkeitsstudie Energieverbund Zug (2014) kommt für die Wärme- und Kälteversorgung der geplanten Neubauten auf dem Areal «Fokus – An der Aa» eine Nutzung des gespannten Tiefengrundwassers sowie zusätzlich eine thermische Nutzung von Seewasser in Betracht.

Auf dem Areal der kantonalen Verwaltung und des kaufmännischen Bildungszentrums sind heute bereits mehrere Entnahme- und Rückgabeburgen für die thermische Nutzung des vorhandenen Tiefengrundwassers in Betrieb. Die Voraussetzungen für eine Grundwassernutzung zum Heizen und Kühlen dürfen somit grundsätzlich als günstig beurteilt werden. Allerdings müssen bei der Planung die thermischen Auswirkungen und die gegenseitige Beeinflussung der verschiedenen Anlagen im Betrieb berücksichtigt werden. Entsprechende Abklärungen sind im Gang.

Zürich, 19. November 2014

140944 Bericht\_Fokus.doc (PDF-Ausdruck) Km/La/W

**Dr. Heinrich Jäckli AG**

**Sachbearbeiter:**

Manuel Kormann, dipl. Bauingenieur ETH

Neues Verwaltungszentrum Kt. Zug und neuer Hauptstützpunkt der ZVB, An der Aa  
Zug

### **Beilagen**

Beilage 1: Situation 1:1000 mit Lage der Sondierstellen

Beilage 2: Einzelprotokolle der Kernbohrungen Nr. 14-1 bis 14-5, 1:100

Beilage 3: Resultate der Laboruntersuchungen (Kornverteilungskurven)








Beilage 4: Resultate der elektrischen Drucksondierungen (Bericht Geoprofile GmbH, Luzern)

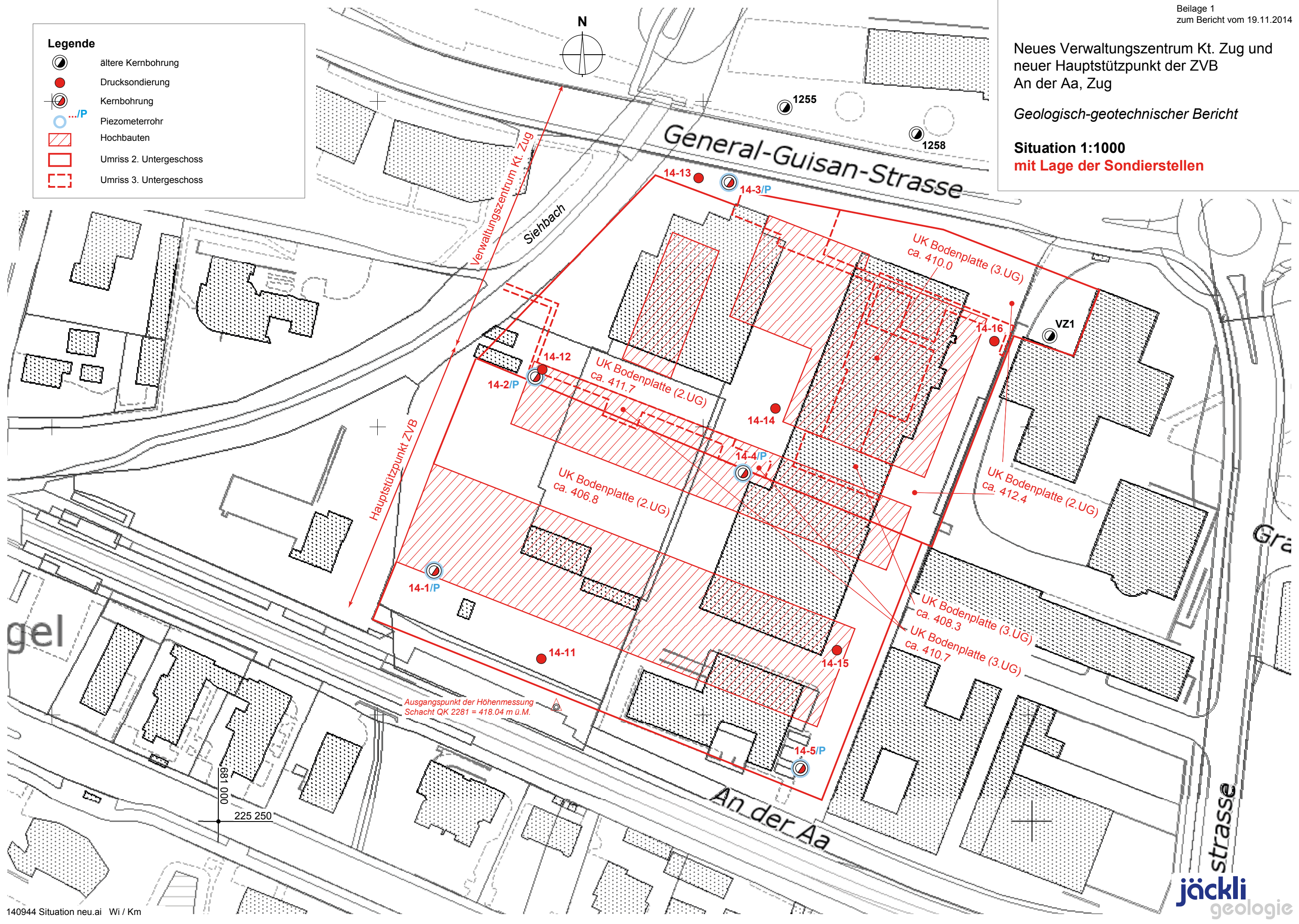
Neues Verwaltungszentrum Kt. Zug und  
neuer Hauptstützpunkt der ZVB  
An der Aa, Zug

Geologisch-geotechnischer Bericht

Situation 1:1000  
mit Lage der Sondierstellen

Legende

-  ältere Kernbohrung
-  Drucksondierung
-  Kernbohrung
-  Piezometerrohr
-  Hochbauten
-  Umriss 2. Untergeschoss
-  Umriss 3. Untergeschoss



Neues Verwaltungszentrum Kt. Zug und neuer Hauptstützpunkt der ZVB  
Zug

***Geologisch-geotechnischer Bericht***

***Einzelprotokolle der Kernbohrungen Nr. 14-1 bis 14-5, 1:100***

# Neues Verwaltungszentrum Kt. Zug und neuer Hauptstützpunkt der ZVB, An der Aa Zug

## Bohrung 14-1

Masstab 1:100

Bauherrschaft: Hochbauamt des Kt. Zug, Planung und Bau, Aabachstrasse 5, Postfach, 6301 Zug  
 Bohrfirma: Kibag Bohrungen AG, Bächaustrasse 73, 8806 Bäch  
 Bohrmeister: Herr Halid Gehaja  
 Geologische Aufnahme: Dr. Heinrich Jäckli AG, Zürich, P. Schatzmann, dipl. Natw. ETH, Geologe  
 Ausführungsdatum: 02. - 03.09.2014  
 Koordinaten: 681 067 / 225 326  
 OK Terrain (OKT): 417.89 m ü.M.  
 OK Rohr kurz (OKR): 417.76 m ü.M.  
 OK Rohr lang (OKR): 417.71 m ü.M.



Dr. Heinrich Jäckli AG www.jaeckli.ch

Datei: 140944 KB1-5.dsf / Sp / FS

Bohrart und ø	Geologische Identifikation	Kote m ü.M.	Tiefen ab OKT (m)	Materialbeschreibung	Bohrlochversuche Einbauten
Einfachkernrohr, Bohr-ø 168 mm	künstliche Auffüllungen	415.4		brauner, mässig siltiger Feinsand, durchwurzelt (Oberboden) brauner, leicht siltiger Kies, viel Sand, Fremdstoffe (ca. 40%): Betonbruchstücke, 0.9 m: Vlies dunkelbrauner, mässig tonig-siltiger Feinsand, reichlich Kies, Kiesgehalt gegen unten abnehmend grauer, leicht toniger, mässig siltiger Kies, viel Sand grauer, leicht siltiger Mittelsand, leichter Geruch nach Öl/Benzin(?) graugrüner, leicht siltiger Feinsand, leichter Geruch nach Öl/Benzin(?) grüner, leicht siltiger Mittelsand grauer, leicht siltiger Mittel- bis Grobsand grauer, leicht siltiger Feinsand grauer, siltfreier Mittelsand beige, mässig tonig-siltiger Fein- bis Mittelsand, horizontale Schichtung, organische Lagen Nr. 15174 d10: 0.052 mm grauer, leicht siltiger Mittelsand, Feinsandlagen im dm-Bereich UK Bodenplatte (Hauptstützpunkt ZVB) ca. 406.8	<p>Standard-Penetration-Test (SPT) (Anzahl Schläge / 15 cm Eindringung)</p> <p>3.00-3.90 m u.T. Gwsp. 22.9.2014 1.75 m u.T. 416.14 m ü.M.</p> <p>7 9 3 4 15 N30=19 PVC ø 2"</p> <p>6.00-6.90 m u.T. Filterkies</p> <p>9.00-9.90 m u.T. 1 2 N30=3</p> <p>12.00-12.90 m u.T. 1 2 3 N30=5</p> <p>15.00-15.90 m u.T. 3 N30=5</p> <p>18.00-18.90 m u.T. 4 N30=7</p> <p>21.00-21.80 m u.T. 1 2 4 5 N30=9</p> <p>24.00-24.90 m u.T. 7 9 N30=16</p> <p>Ton-Abdichtung</p>
	Seeablagerungen	387.9		grauer, mässig toniger Silt bis siltiger Ton, mittlerer Plastizität, wenig Feinsand grauer, leicht toniger, mässig siltiger Feinsand grauer, leicht toniger Silt geringer Plastizität, reichlich Feinsand, Feinsandlagen im dm-Bereich, horizontale Schichtung, Nr. 15175 d10: 0.003 mm grauer, leicht toniger Silt geringer Plastizität, viel Feinsand, Lagen aus Mittelsand im cm-Bereich, horizontale Schichtung Wechsellagerung aus grauem, leicht siltigem Mittel- und Feinsand grauer, leicht siltiger Feinsand, gegen unten Übergang in grauen, leicht tonigen Silt geringer Plastizität, horizontale bis leicht schräge Schichtung grauer, siltfreier bis leicht siltiger Feinsand in Wechsellagerung mit grauem leicht tonigem Silt geringer Plastizität, 29.0-30.0 m: Lagen aus Mittelsand im cm-Bereich	<p>11.1</p> <p>15.7 16.2</p> <p>19.3 20.3</p> <p>24.1 25.1</p> <p>30.0</p> <p>gestörte Bodenprobe mit Labor Nr.</p>

# Neues Verwaltungszentrum Kt. Zug und neuer Hauptstützpunkt der ZVB, An der Aa Zug

## Bohrung 14-2

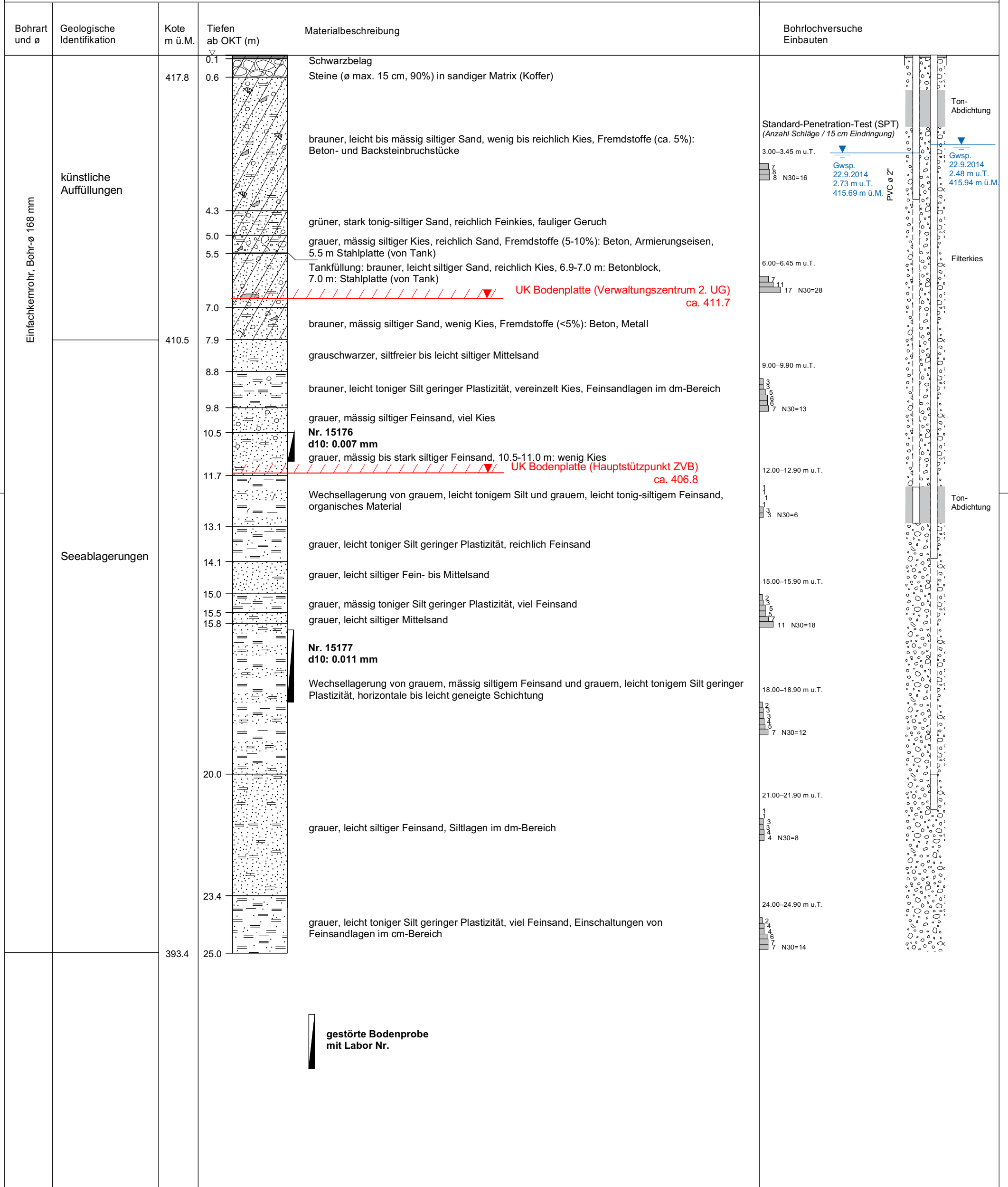
Masstab 1:100

Bauherrschaft: Hochbauamt des Kt. Zug, Planung und Bau, Aabachstrasse 5, Postfach, 6301 Zug  
 Bohrfirma: Kibag Bohrungen AG, Bächaustrasse 73, 8806 Bäch  
 Bohrmeister: Herr Halid Gehaja  
 Geologische Aufnahme: Dr. Heinrich Jäckli AG, Zürich, P. Schatzmann, dipl. Natw. ETH, Geologe  
 Ausführungsdatum: 05. - 08.09.2014  
 Koordinaten: 681 098 / 225 387  
 OK Terrain (OKT): 418.42 m ü.M.  
 OK Rohr kurz (OKR): 418.31 m ü.M.  
 OK Rohr lang (OKR): 418.34 m ü.M.



Dr. Heinrich Jäckli AG www.jaeckli.ch

Datei: 140944 KB1-5.dsf / Sp / FS



gestörte Bodenprobe mit Labor Nr.

# Neues Verwaltungszentrum Kt. Zug und neuer Hauptstützpunkt der ZVB, An der Aa Zug

## Bohrung 14-3

Masstab 1:100

Bauherrschaft: Hochbauamt des Kt. Zug, Planung und Bau, Aabachstrasse 5, Postfach, 6301 Zug  
 Bohrfirma: Kibag Bohrungen AG, Bächaustrasse 73, 8806 Bäch  
 Bohrmeister: Herr Halid Gehaja  
 Geologische Aufnahme: Dr. Heinrich Jäckli AG, Zürich, P. Schatzmann, dipl. Natw. ETH, Geologe  
 Ausführungsdatum: 26. - 27.08.2014  
 Koordinaten: 681 157 / 225 446  
 OK Terrain (OKT): 418.88 m ü.M.  
 OK Rohr kurz (OKR): 418.59 m ü.M.  
 OK Rohr lang (OKR): 418.56 m ü.M.



Dr. Heinrich Jäckli AG www.jaeckli.ch

Datei: 140944 KB1-5.dsf / Sp / FS

Bohrart und ø	Geologische Identifikation	Kote m ü.M.	Tiefen ab OKT (m)	Materialbeschreibung	Bohrlochversuche Einbauten
Einfachkernrohr, Bohr-ø 168 mm	künstliche Auffüllungen	415.7		grauer Split brauner, mässig tonig-siltiger Feinsand, reichlich bis viel Kies, Steine (ø max. 10cm, 5%), 1 Betonbruchstück dunkelbrauner, stark tonig-siltiger Feinsand, reichlich Kies grauer, leicht siltiger Mittelsand	
	Seeablagerungen	388.6		grauer, leicht siltiger Mittelsand, feucht mit Feinsandlagen im dm-Bereich UK Bodenplatte (Verwaltungszentrum 2. UG) ca. 411.7 UK Bodenplatte (Verwaltungszentrum 3. UG) ca. 410.0 grauer, siltfreier Mittelsand grauer, mässig siltiger Feinsand grauer, leicht toniger, mässig siltiger Mittelsand grauer, leicht siltiger Grobsand, gegen unten übergehend in Feinsand grauer, leicht siltiger Feinsand, horizontale Schichtung, etwas kompakter gelagert grauer, mässig siltiger Feinsand grauer, stark tonig-siltiger Feinsand und leicht toniger Silt, geringer Plastizität, reichlich Feinsand, horizontale Schichtung Nr. 15179 d10: 0.007 mm grauer, siltfreier Feinsand grauer, leicht toniger Silt, horizontale Schichtung grauer, leicht siltiger Feinsand, ab 21.0 m Siltgehalt zunehmend Wechsellagerung von grauem, leicht siltigem Mittel- und Feinsand grauer, mässig toniger Silt geringer Plastizität, reichlich Feinsand Wechsellagerung von grauem, leicht siltigem Feinsand und leicht tonigem Silt geringer Plastizität, horizontale bis leicht geneigte Schichtung gestörte Bodenprobe mit Labor Nr.	

# Neues Verwaltungszentrum Kt. Zug und neuer Hauptstützpunkt der ZVB, An der Aa Zug

## Bohrung 14-4

Masstab 1:100

Bauherrschaft: Hochbauamt des Kt. Zug, Planung und Bau, Aabachstrasse 5, Postfach, 6301 Zug  
 Bohrfirma: Kibag Bohrungen AG, Bächaustrasse 73, 8806 Bäch  
 Bohrmeister: Herr Halid Gehaja  
 Geologische Aufnahme: Dr. Heinrich Jäckli AG, Zürich, P. Schatzmann, dipl. Natw. ETH, Geologe  
 Ausführungsdatum: 29.08.- 01.09.2014  
 Koordinaten: 681 161 / 225 357  
 OK Terrain (OKT): 418.94 m ü.M.  
 OK Rohr kurz (OKR): 418.78 m ü.M.  
 OK Rohr lang (OKR): 418.77 m ü.M.



Dr. Heinrich Jäckli AG www.jaeckli.ch

Datei: 140944 KB1-5.dsf / Sp / FS

Bohrart und ø	Geologische Identifikation	Kote m ü.M.	Tiefen ab OKT (m)	Materialbeschreibung	Bohrlochversuche Einbauten
Einfachkernrohr, Bohr-ø 168 mm	künstliche Auffüllungen	415.8	0.1 0.5 1.3 1.6 2.1 3.1 3.5 4.0 4.3 5.5 6.0 6.5 8.0 9.0 10.0 10.4 11.0 12.0 12.7 13.3 14.0 18.8 21.7 22.3 25.0	Schwarzbelag dunkelbrauner, leicht siltiger Kies, viel Sand grauer, leicht tonig-siltiger Kies, reichlich Sand, Steine (ø max. 8cm, 20%) brauner, mässig toniger, stark siltiger Feinsand, wenig Kies beiger, leicht siltiger Feinsand, wenig Feinkies beiger, siltfreier bis leicht siltiger Mittelsand beiger, leicht tonig-siltiger Feinsand grauer, leicht tonig-siltiger Mittelsand, vereinzelt Feinkies brauner, leicht tonig-siltiger Feinsand, torfreiche Lagen beige-grauer, leicht tonig-siltiger Mittelsand, vereinzelt Feinkies, gegen unten in Grobsand übergehend grauer, mässig siltiger Feinsand, vereinzelt Feinkies grauer, leicht toniger, mässig siltiger Mittel- bis Grobsand <b>Nr. 15180</b> <b>d10: 0.026 mm UK Bodenplatte (Verwaltungszentrum 2. UG)</b> <b>ca. 411.7</b> grauer, leicht siltiger Feinsand, vereinzelt Feinkies <b>UK Bodenplatte (Verwaltungszentrum 3. UG)</b> <b>ca. 410.7</b> grauer, mässig siltiger Feinsand, vereinzelt Kies, Lagen mit organischem Material brauner, leicht toniger Silt geringer Plastizität, viel Feinsand graubrauner, leicht siltiger Mittelsand, wenig Kies grauer, mässig toniger Silt geringer Plastizität, reichlich Feinsand <b>UK Bodenplatte (Hauptstützpunkt ZVB)</b> <b>ca. 406.8</b> grauer, leicht bis mässig siltiger Mittelsand, vereinzelt Feinkies grauer, mässig siltiger Feinsand grauer, leicht toniger Silt geringer Plastizität, reichlich Feinsand <b>Nr. 15181</b> <b>d10: 0.012 mm</b> grauer, leicht bis mässig siltiger Feinsand grauer, leicht toniger Silt geringer Plastizität, reichlich Feinsand grauer, leicht siltiger Feinsand grauer, leicht toniger Silt geringer Plastizität, reichlich Feinsand, ab 24 m Einschaltungen von Feinsand im dm-Bereich	Standard-Penetration-Test (SPT) (Anzahl Schläge / 15 cm Eindringung) 3.00–3.45 m u.T. 2 4 6 N30=10 Gwsp. 22.9.2014 3.16 m u.T. 415.78 m ü.M. 6.00–6.45 m u.T. 1 2 3 N30=5 Filterkies 9.00–9.45 m u.T. 1 1 N30=2 12.00–12.45 m u.T. 1 2 N30=4 Ton-Abdichtung 15.00–15.90 m u.T. 2 3 4 N30=9 18.00–18.90 m u.T. 3 4 4 N30=7 21.00–21.90 m u.T. 2 4 6 8 N30=13 24.00–24.90 m u.T. 2 3 6 9 N30=15
	Seeablagerungen	393.9	25.0	gestörte Bodenprobe mit Labor Nr.	

# Neues Verwaltungszentrum Kt. Zug und neuer Hauptstützpunkt der ZVB, An der Aa Zug

## Bohrung 14-5

Masstab 1:100

Bauherrschaft: Hochbauamt des Kt. Zug, Planung und Bau, Aabachstrasse 5, Postfach, 6301 Zug  
 Bohrfirma: Kibag Bohrungen AG, Bächaustrasse 73, 8806 Bäch  
 Bohrmeister: Herr Halid Gehaja  
 Geologische Aufnahme: Dr. Heinrich Jäckli AG, Zürich, P. Schatzmann, dipl. Natw. ETH, Geologe  
 Ausführungsdatum: 18.-22.09.2014  
 Koordinaten: 681 178 / 225 267  
 OK Terrain (OKT): 418.73 m ü.M.  
 OK Rohr kurz (OKR): 418.62 m ü.M.  
 OK Rohr lang (OKR): 418.56 m ü.M.



Dr. Heinrich Jäckli AG www.jaeckli.ch

Datei: 140944 KB1-5.dsf / Sp / FS

Bohrart und ø	Geologische Identifikation	Kote m ü.M.	Tiefen ab OKT (m)	Materialbeschreibung	Bohrlochversuche Einbauten
Einfachkernrohr, Bohr-ø 168 mm	künstliche Auffüllungen	417.4	0.1 1.0 1.3	0.1-1.0 m: Schwarzbelag 1.0-1.3 m: grauer, leicht siltiger Kies, viel Sand 1.3-2.2 m: dunkelbrauner, leicht siltiger Sand, viel Kies 2.2-2.9 m: grauer, siltfreier bis leicht siltiger Feinsand 2.9-4.0 m: grauer, leicht siltiger Mittelsand, wenig Kies 4.0-5.0 m: graubrauner, leicht siltiger Feinsand, gegen unten Übergang in graubraunen, leicht tonigen Silt geringer Plastizität, kleine Holzstücke 5.0-5.5 m: graubrauner, leicht siltiger Feinsand, cm-Lagen von gelblichem Mittelsand 5.5-8.2 m: Wechsellagerung aus grauem, leicht bis mässig siltigem Feinsand und grauem, leicht tonigem Silt geringer Plastizität 5.0-5.5 m: Grobsandlagen im cm-Bereich Nr. 15182 d10: 0.006 mm	Standard-Penetration-Test (SPT) (Anzahl Schläge / 15 cm Eindringung) Gwsp. 08.10.2014 2.75 m u.T. 415.98 m ü.M. 3.00-3.45 m u.T. N30=6 6.00-6.90 m u.T. - hydraulischer Grundbruch 9.00-9.60 m u.T. N30=2 12.00-12.45 m u.T. N30=12 15.00-15.90 m u.T. - hydraulischer Grundbruch 18.00-18.90 m u.T. N30=2 21.00-21.45 m u.T. N30=6 24.00-24.45 m u.T. N30=7 27.00-27.45 m u.T. N30=4 Ton-Abdichtung Filterkies PVC ø 2"
	Seeablagerungen	388.7	8.2 12.0 14.4 15.0 16.3 17.3 19.3 20.7 22.0 23.6 24.0 27.2 28.0 30.0	8.2-12.0 m: grauer, leicht bis mässig siltiger Mittelsand, wenig Kies, Feinsandlagen im dm-Bereich UK Bodenplatte (Hauptstützpunkt ZVB) ca. 406.8 12.0-14.4 m: Wechsellagerung von grauem, leicht bis mässig siltigem Feinsand und grauem, leicht tonigem Silt geringer Plastizität, Grobsandlagen im cm-Bereich, organische Einlagerungen 14.4-15.0 m: grauer, mässig toniger Silt bis siltiger Ton, mittlerer Plastizität, Mittelsandlagen im cm-Bereich, organische Einlagerungen 15.0-16.3 m: grauer, leicht toniger Silt geringer Plastizität, Mittelsandlagen im cm-Bereich, organische Einlagerungen 16.3-17.3 m: grauer, mässig toniger Silt mittlerer Plastizität, organische Einlagerungen 17.3-19.3 m: Nr. 15183 d10: 0.005 mm grauer, stark tonig-siltiger Feinsand und mässig toniger Silt bis siltiger Ton, mittlerer Plastizität, vereinzelt Kies, Mittelsandlagen im cm-Bereich 19.3-20.7 m: grauer, mässig siltiger Mittelsand, wenig Kies 20.7-22.0 m: grauer, leicht bis mässig toniger Silt geringer Plastizität, vereinzelt Feinkies 22.0-23.6 m: grauer, mässig toniger Silt bis siltiger Ton, mittlerer Plastizität, organische Einlagerungen 23.6-24.0 m: grauer, leicht tonig-siltiger Feinsand 24.0-27.2 m: Wechsellagerung von grauem, leicht tonigem Silt geringer Plastizität (übergeordnet) und grauem, leicht siltigem Feinsand (untergeordnet) 27.2-28.0 m: grauer, leicht bis mässig siltiger Feinsand 28.0-30.0 m: grauer, leicht toniger Silt geringer Plastizität, Feinsandlagen im cm-Bereich gestörte Bodenprobe mit Labor Nr.	12.00-12.45 m u.T. N30=12 15.00-15.90 m u.T. - hydraulischer Grundbruch 18.00-18.90 m u.T. N30=2 21.00-21.45 m u.T. N30=6 24.00-24.45 m u.T. N30=7 27.00-27.45 m u.T. N30=4 Ton-Abdichtung

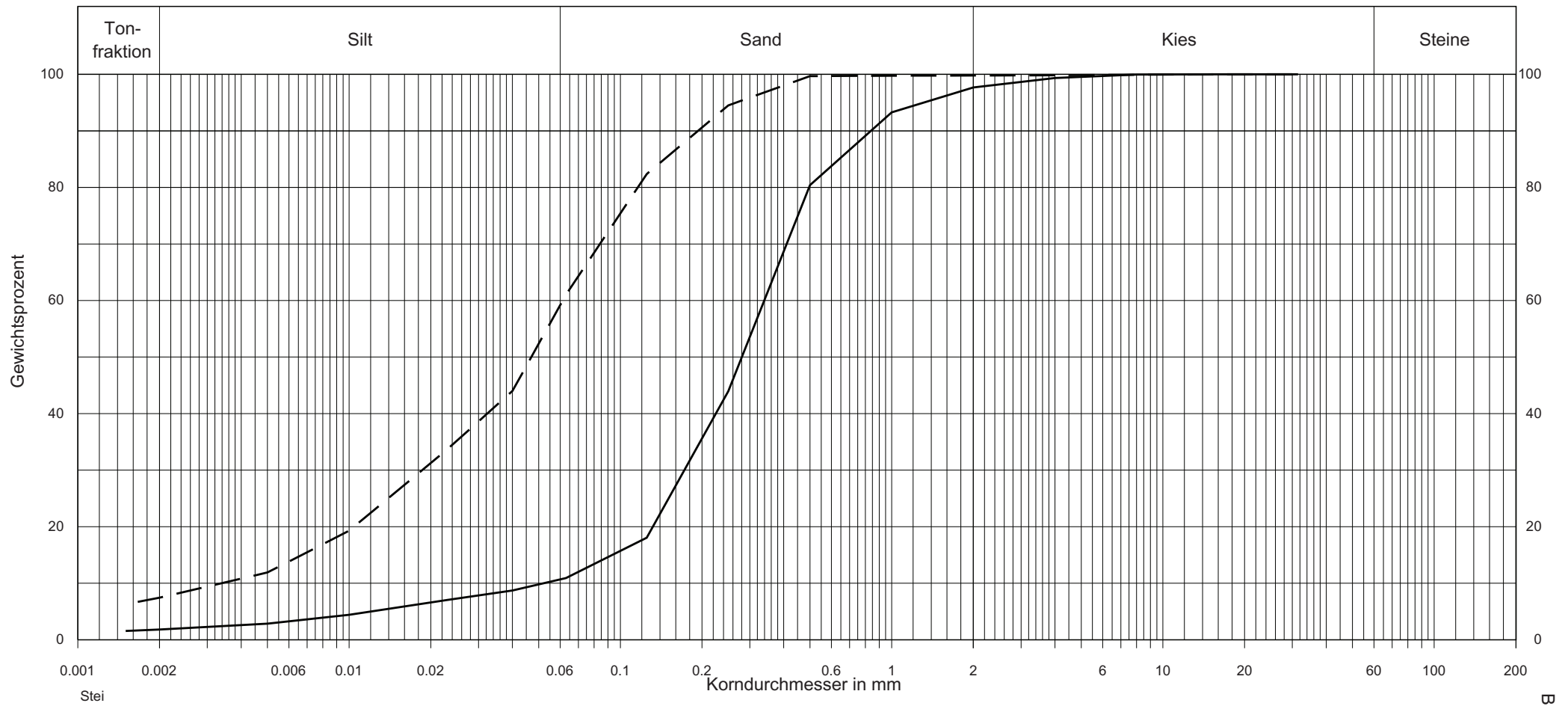
Neues Verwaltungszentrum Kt. Zug und neuer Hauptstützpunkt der ZVB  
Zug

***Resultate der Laboruntersuchungen (Kornverteilungskurven)***

# Kornverteilung in Summationskurven

Auftrag: 11034 Fokus-Neues Verwaltungszentrum Kt. Zug und neuer Hauptstützpunkt ZVB

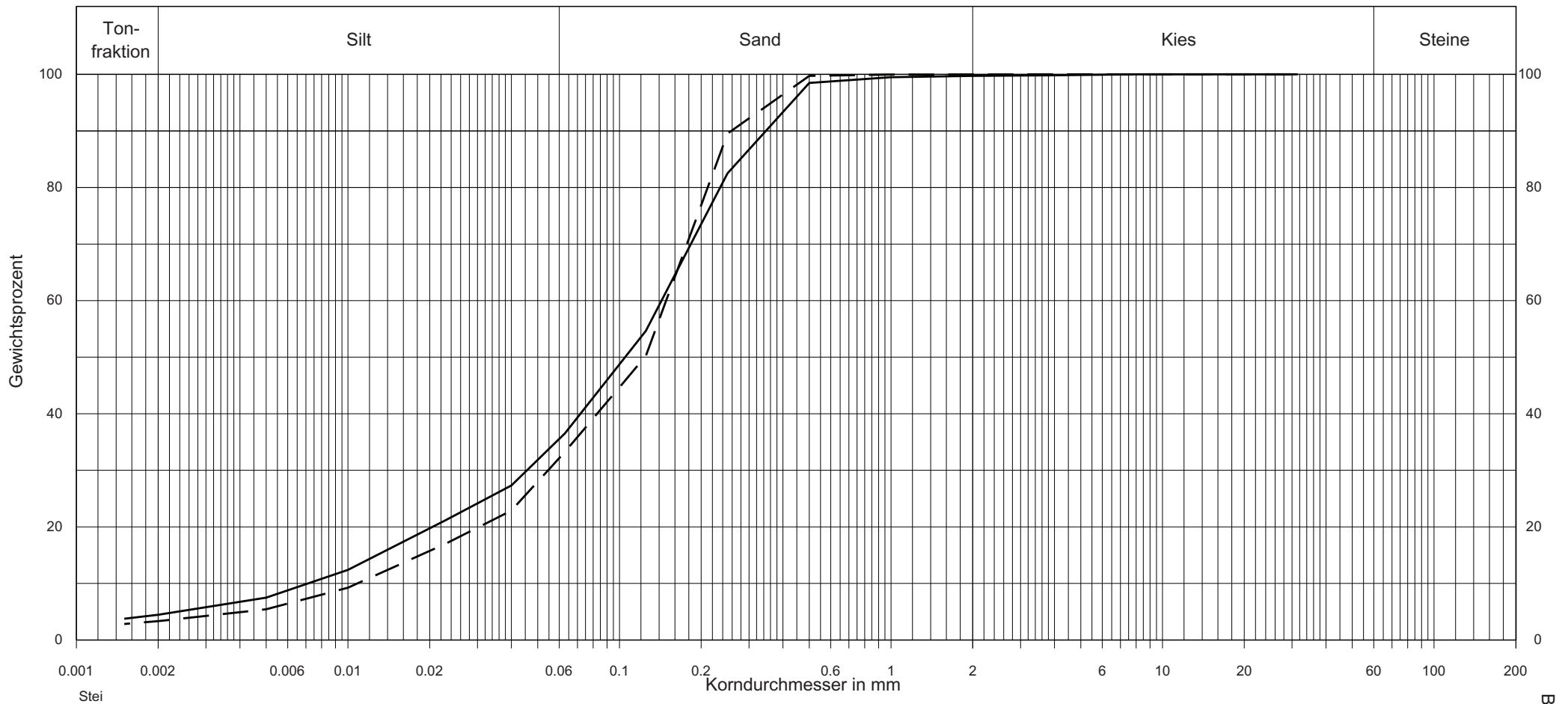
Material- und Feldbezeichnung				Anlieferungszustand				Konsistenz			USCS
Bohrung	Labor Nr.	Tiefe m	Signatur	w %	$\rho$ g/cm <sup>3</sup>	$\rho_d$ g/cm <sup>3</sup>	$\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>	w <sub>L</sub> %	w <sub>P</sub> %	I <sub>P</sub>	
14-1	15174	7.5-9.5	—————	17.7			2.71	14.8	11.7	3.2	SW-SM
14-1	15175	18.0-20.0	- - - - -	25.9			2.71	23.6	19.0	4.6	CL-ML



# Kornverteilung in Summationskurven

Auftrag: 11034 Fokus-Neues Verwaltungszentrum Kt. Zug und neuer Hauptstützpunkt ZVB

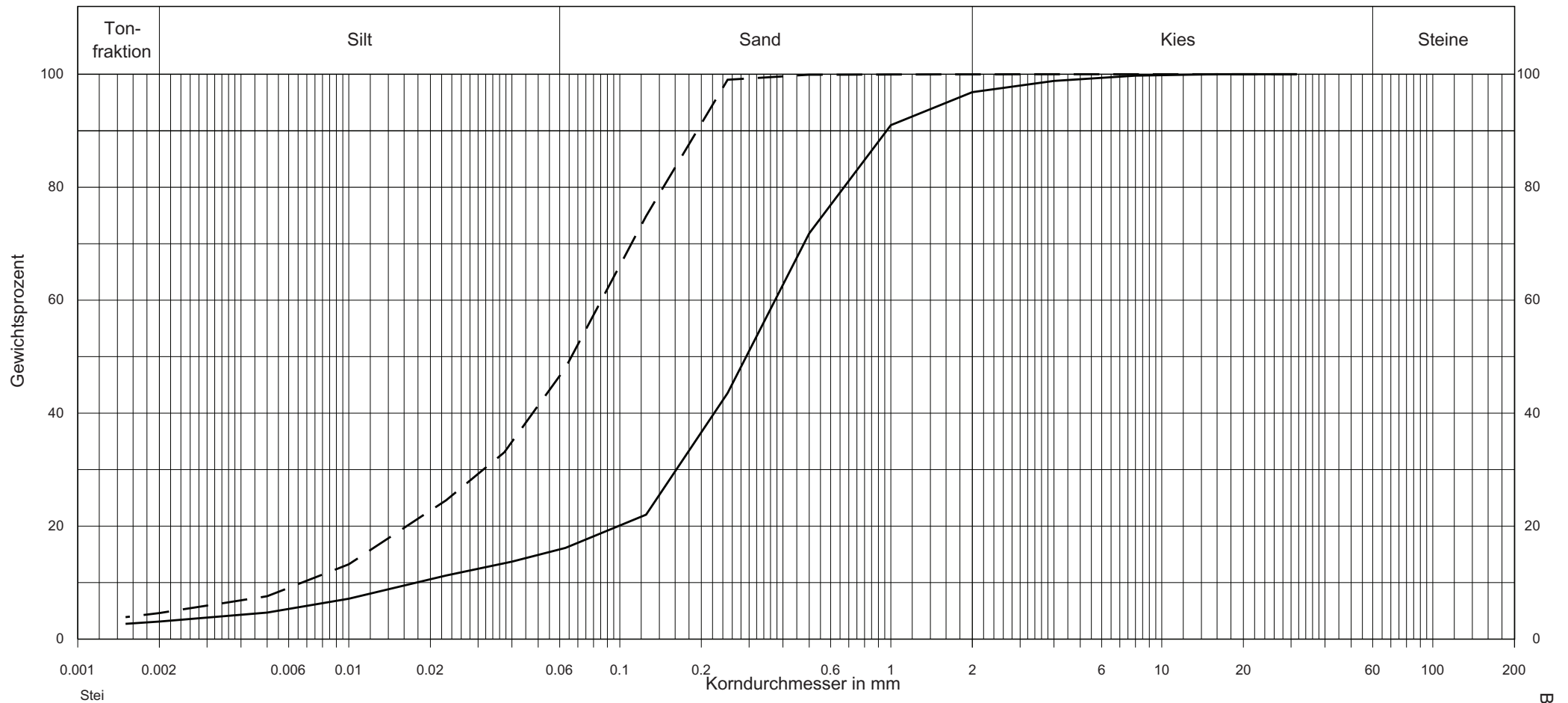
Material- und Feldbezeichnung				Anlieferungszustand				Konsistenz			USCS
Bohrung	Labor Nr.	Tiefe m	Signatur	w %	$\rho$ g/cm <sup>3</sup>	$\rho_d$ g/cm <sup>3</sup>	$\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>	w <sub>L</sub> %	w <sub>P</sub> %	I <sub>P</sub>	
14-2	15176	10.5-11.5	—————	23.9			2.72	22.0	19.3	2.7	SM
14-2	15177	16.0-18.0	- - - - -	21.4			2.72	19.8	18.7	1.1	SM



# Kornverteilung in Summationskurven

Auftrag: 11034 Fokus-Neues Verwaltungszentrum Kt. Zug und neuer Hauptstützpunkt ZVB

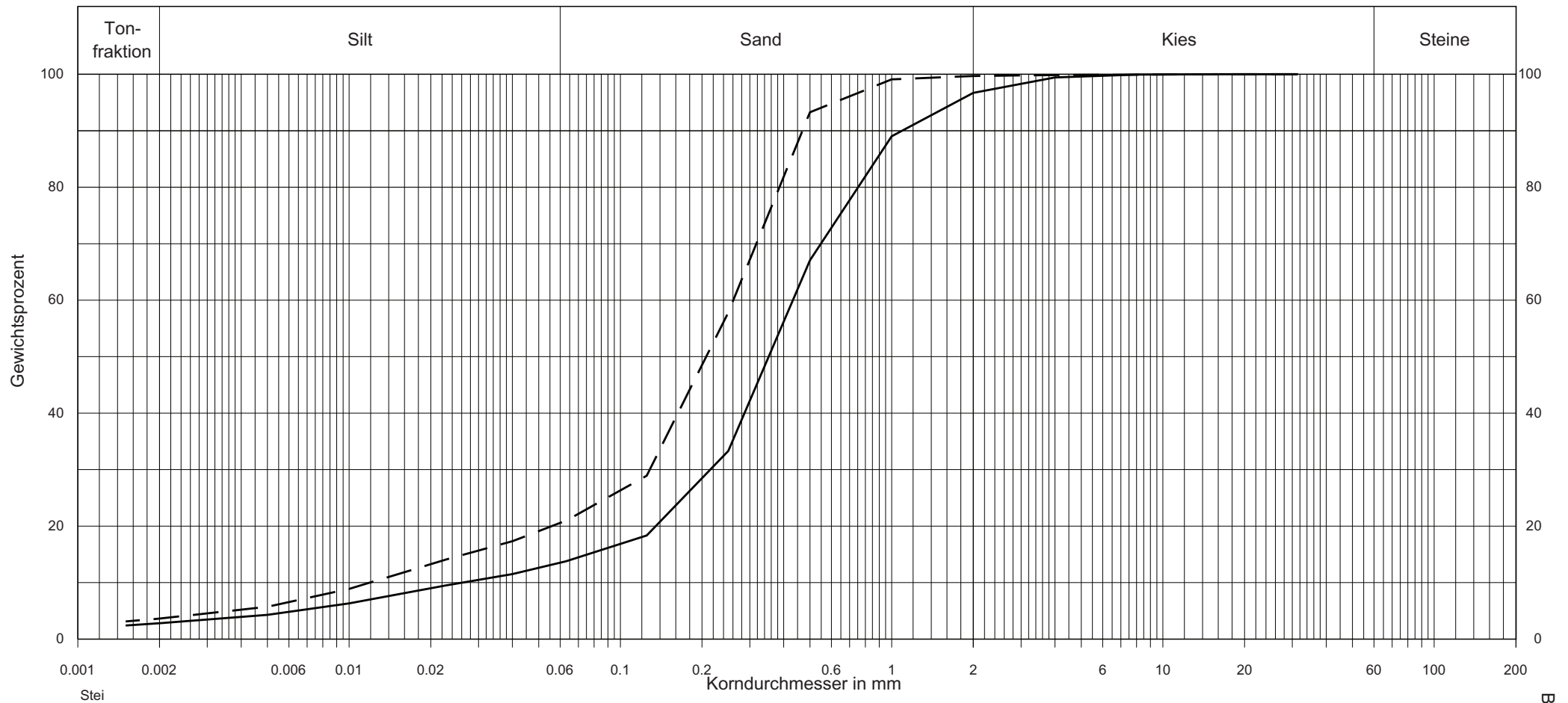
Material- und Feldbezeichnung				Anlieferungszustand				Konsistenz			USCS
Bohrung	Labor Nr.	Tiefe m	Signatur	w %	$\rho$ g/cm <sup>3</sup>	$\rho_d$ g/cm <sup>3</sup>	$\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>	w <sub>L</sub> %	w <sub>P</sub> %	I <sub>P</sub>	
14-3	15178	6.0-7.5	—————	12.6			2.72	16.0	14.6	1.4	SM
14-3	15179	16.5-17.5	- - - - -	20.8			2.72	20.5	18.4	2.1	SM



# Kornverteilung in Summationskurven

Auftrag: 11034 Fokus-Neues Verwaltungszentrum Kt. Zug und neuer Hauptstützpunkt ZVB

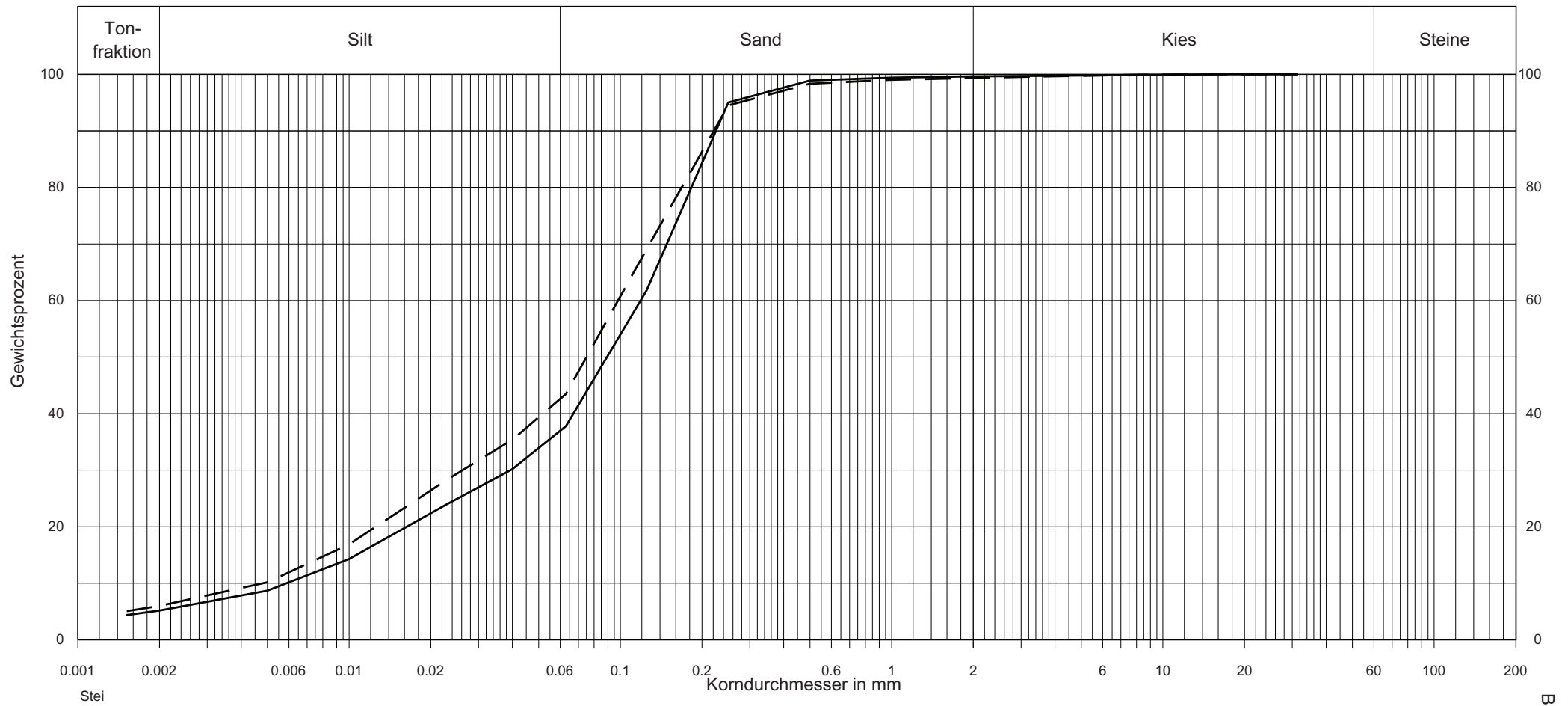
Material- und Feldbezeichnung				Anlieferungszustand				Konsistenz			USCS
Bohrung	Labor Nr.	Tiefe m	Signatur	w %	$\rho$ g/cm <sup>3</sup>	$\rho_d$ g/cm <sup>3</sup>	$\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>	w <sub>L</sub> %	w <sub>P</sub> %	I <sub>P</sub>	
14-4	15180	6.5-7.5	—————	14.3			2.72	14.0	12.2	1.9	SM
14-4	15181	14.5-15.5	- - - - -	16.8			2.72	16.9	16.0	0.8	SM



# Kornverteilung in Summationskurven

Auftrag: 11034 Fokus-Neues Verwaltungszentrum Kt. Zug und neuer Hauptstützpunkt ZVB

Material- und Feldbezeichnung				Anlieferungszustand				Konsistenz			USCS
Bohrung	Labor Nr.	Tiefe m	Signatur	w %	$\rho$ g/cm <sup>3</sup>	$\rho_d$ g/cm <sup>3</sup>	$\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>	w <sub>L</sub> %	w <sub>P</sub> %	I <sub>P</sub>	
14-5	15182	6.0-7.5	—————	25.9			2.71	24.6	22.7	1.9	SM
14-5	15183	17.5-19.0	- - - - -	24.4			2.71	21.8	18.4	3.4	SM



Neues Verwaltungszentrum Kt. Zug und neuer Hauptstützpunkt der ZVB  
Zug

***Resultate der elektrischen Drucksondierungen  
(Bericht Geoprofile GmbH, Luzern)***

**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNGEN**

**NEUBAU VERWALTUNGSZENTRUM UND  
HAUPTSTÜTZPUNKT ZVB,  
PROJEKT „FOKUS“,  
PARZELLE NR. 216 UND 287,  
6300 ZUG**

---

**Projekt Nr.: 60-486  
Band 1 von 1**

---

Geoprofile GmbH

**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNGEN  
NEUBAU VERWALTUNGSZENTRUM UND HAUPTSTÜTZPUNKT ZVB,  
PROJEKT „FOKUS“,  
PARZELLE NR. 216 UND 287,  
6300 ZUG**

Bauherrschaft	Kanton Zug / Zugerland Verkehrsbetriebe
Auftraggeber	Dr. Heinrich Jäckli AG
Adresse	Geologie Geotechnik Grundwasser Albulastrasse 55 8048 Zürich
Referenz Nr. des Auftraggebers	-
Projekt Nr. Geoprofile GmbH	<b>60-486</b>
Band	1 von 1
Vertraulichkeit	Verteilung des Berichts beschränkt auf vom Auftraggeber genehmigten Projektteilnehmer

**Kurzbeschreibung**

Die Verwaltung des Kantons Zug und die Zugerland Verkehrsbetriebe AG (ZVB) planen zwischen der General-Guisan-Strasse und In der Aa auf den Parzellen Nr. 216 und 287 in 6300 Zug das gemeinsame Projekt „Fokus“. Es umfasst Neubauten für die kantonale Verwaltung und Dritte sowie den neuen Hauptstützpunkt der Zugerland Verkehrsbetriebe AG.

Zur erweiterten Abklärung der lokalen Baugrundverhältnisse sowie zur Vordimensionierung der Pfahlfundation wurde Geoprofile GmbH vom Auftraggeber beauftragt, sechs elektrische Drucksondierungen abzuteufen.

Der vorliegende Bericht dokumentiert die folgenden geotechnischen Leistungen:

- Abteufen von 6 elektrische Drucksondierungen mit einer Länge von insgesamt 210.85 m, inklusive Messung des Porenwasserüberdrucks (CPTU14-11 bis CPTU14-16);
- Auswertung der Messdaten;
- Geotechnische Interpretation der elektrischen Drucksondierungen und Herleitung von geotechnischen Kennwerten
- Berechnung des äusseren axialen Tragwiderstandes eines Vollverdrängungspfahls und eines Bohrpfahls basierend auf CPTU 14- 11 und CPTU 14-12.

Feldarbeiten: 18. – 20. August 2014

Version	Datum	Beschreibung	Kontrolliert	Genehmigt
2	14.10.2014	Abschlussbericht	bshs	hjt
1	16.09.2014	Sondierergebnisse	hjt	hha

**INHALTSVERZEICHNIS**

Seite

Situation mit Lage der Sondierstellen

1

**BEILAGEN**

Beilage A: Ausführungspraxis

Beilage B: Elektrische Drucksondierung – Messdaten

Beilage C: Elektrische Drucksondierung – Interpretation

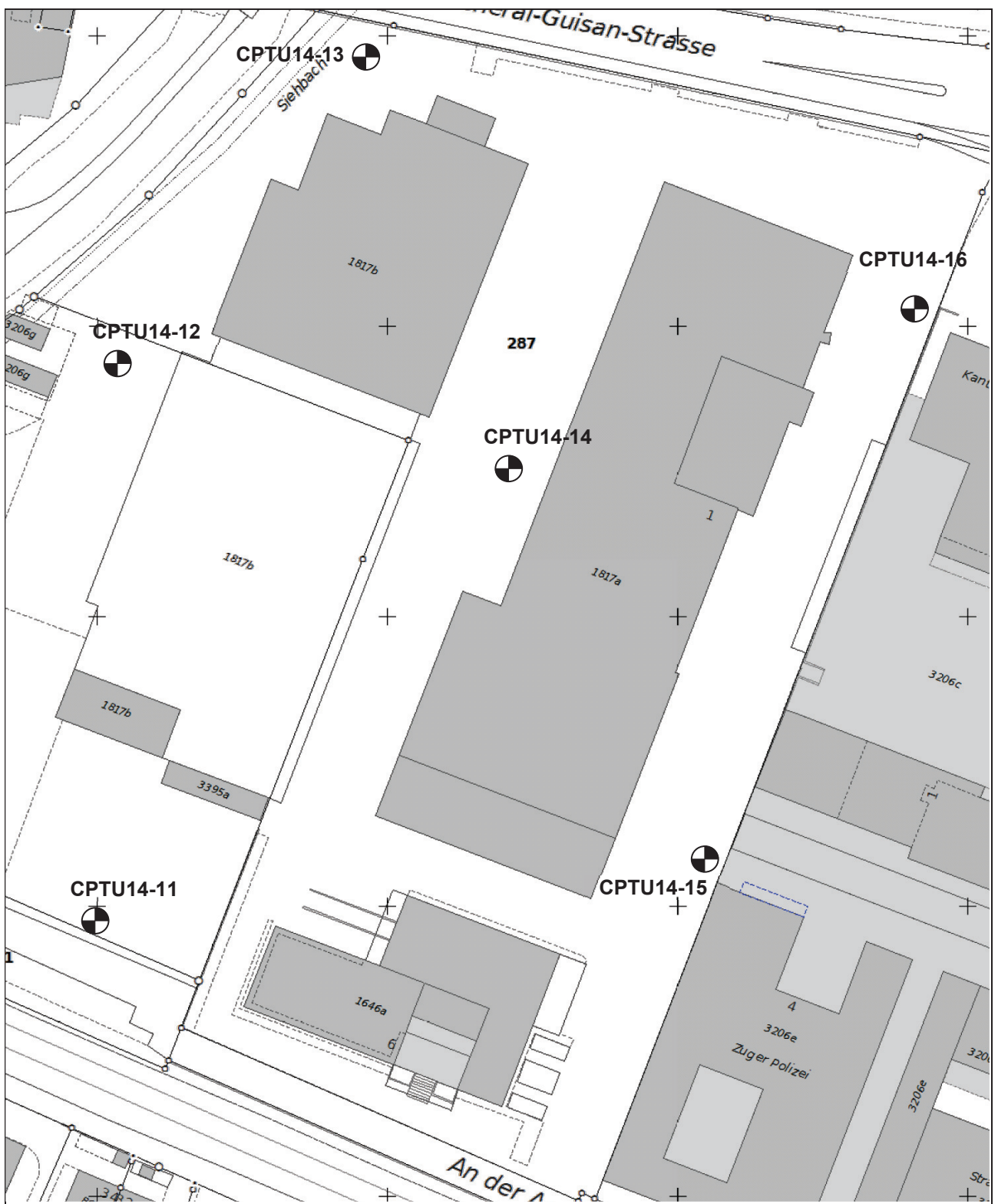
Beilage D: Äusserer axialer Tragwiderstand eines Einzelpfahls

Beilage E: Dissipationstests – Messergebnisse

**ANHÄNGE** (allgemeine Hintergrundinformationen)

Anhang 1: Elektrische Drucksondierung (CPT)

Anhang 2: Interpretation der elektrischen Drucksondierung



M. 1:1500

**SITUATION MIT LAGE DER SONDIERSTELLEN**

Neubau Büro- und Produktionsgebäude, Parzelle Nr. 2179, 6300 Zug

**BEILAGE A**  
**AUSFÜHRUNGSPRAXIS**

**INHALT**

Beilage

Ausführungspraxis der elektrischen Drucksondierung

A1

### TESTSTEUERUNG – PENETRATION

Generelle Testablauf:	Siehe Anhang 1, "elektrische Drucksondierung (CPT)" (GEO/APP/001)
Vorbereitungsphase:	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Bestimmung der Sondierstandorte durch Auftraggeber</li> <li>– Auswahl der Messsonde durch Geoprofile GmbH</li> <li>– Vorherige Sättigung des Filter-Elementes durch Vakuum-Lagerung in Sonnenblumen-Öl während 24 Stunden</li> <li>– Nachsättigung vor Ort vor jeder Prüfung</li> </ul>
Einmessen und Nivellement:	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Einmessen der Sondierstandorte durch Auftraggeber</li> <li>– Nivellement durch Auftraggeber</li> </ul>
Testphase:	Keine projektspezifischen Vorkehrungen
Testabbruch:	Siehe Anhang 1, "elektrische Drucksondierung (CPT)" (GEO/APP/001)
Zusätzliche Messungen:	keine
Vorbohren:	Jeweils 1 m

### SONDIERGERÄT

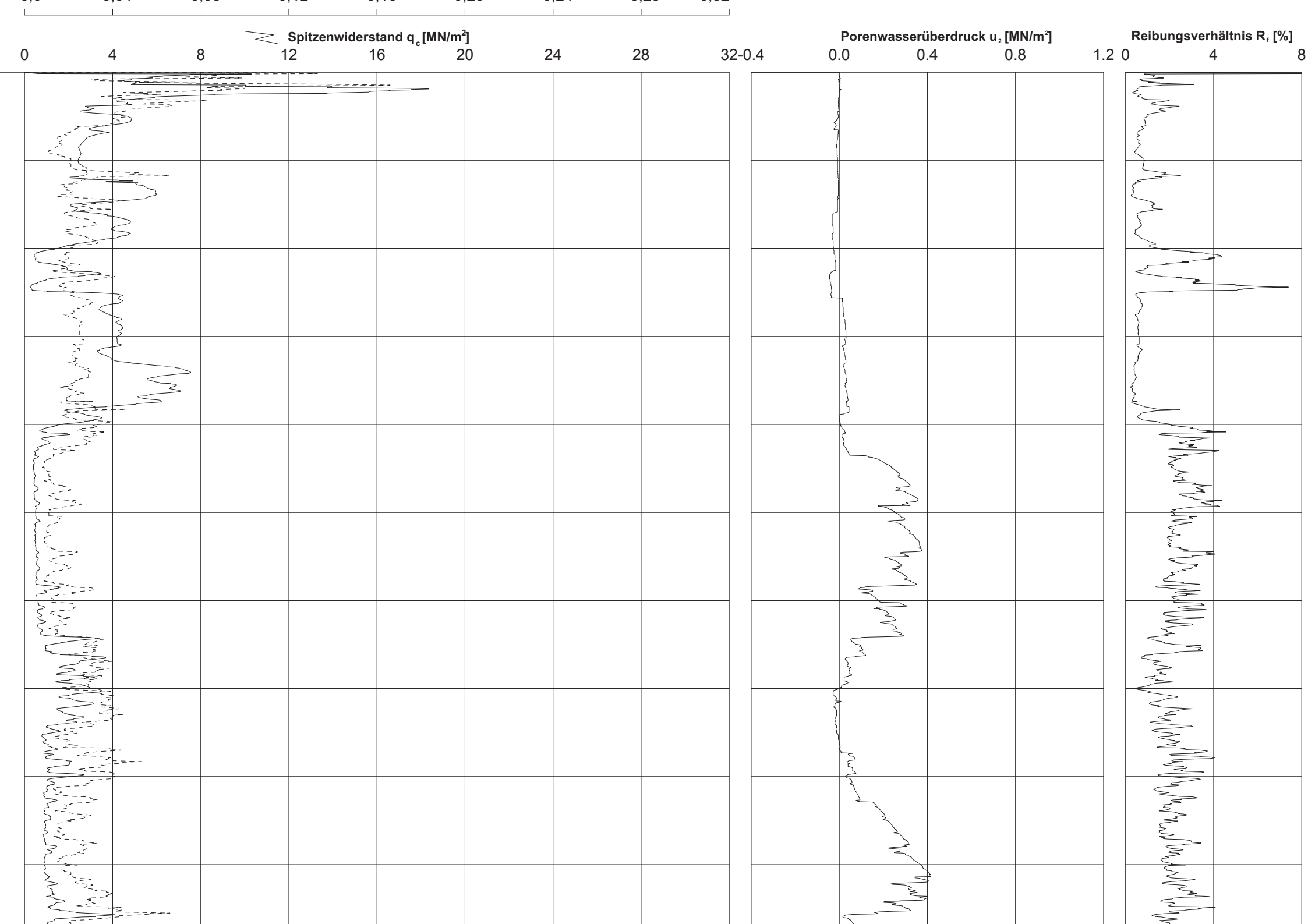
Schubvorrichtung:	Hydraulische Schubeinheit mit einem maximalen Druck von 150 kN und einem Hub von 1 m
Aufbau der Schubvorrichtung:	Allein stehend
Reaktionsmasse:	Raupenbagger
Schubgestänge:	36 mm A.D.
Schutzverrohrung:	Nicht zutreffend
Reibungsminderer:	Integriert in der Messsonde
Penetrometer:	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Typ S15CFIIP15</li> <li>– Unabhängige Messung des Spitzenwiderstands <math>q_c</math>, lokale Mantelreibung <math>f_s</math>, Porenwasserüberdruck <math>u_2</math>, Abweichung von der Vertikale in X- und Y-Richtung (<math>i_x</math> und <math>i_y</math>)</li> <li>– Spitzenquerschnitt 15 cm<sup>2</sup></li> <li>– Oberfläche des Reibungsmantels 225 cm<sup>2</sup></li> <li>– Netto Flächenverhältnis a: 0.60</li> </ul>

### DATENAUFZEICHNUNG UND -BEARBEITUNG

Datenaufzeichnung:	Digitale Aufzeichnung, 1 Messung pro cm Eindringung
Tiefenkorrektur:	Korrektion der Sondiertiefe für der Abweichung von der Vertikale

**BEILAGE B**  
**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG - MESSDATEN**

<b>INHALT</b>	Beilage
Elektrische Drucksondierung CPTU 14-11	B1 – B2
Elektrische Drucksondierung CPTU 14-12	B3 – B4
Elektrische Drucksondierung CPTU 14-13	B5 – B6
Elektrische Drucksondierung CPTU 14-14	B7 – B8
Elektrische Drucksondierung CPTU 14-15	B9 – B10
Elektrische Drucksondierung CPTU 14-16	B11 – B12



Spitzenwiderstand  $q_c$  [MN/m<sup>2</sup>]



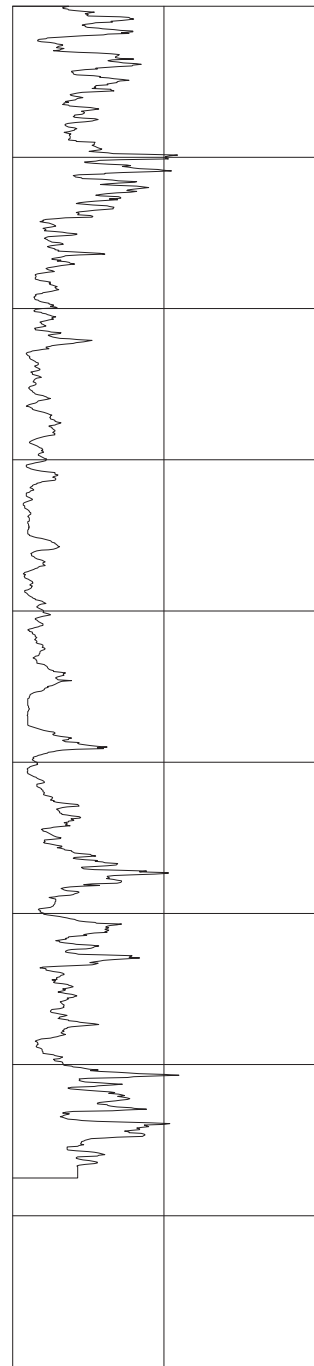
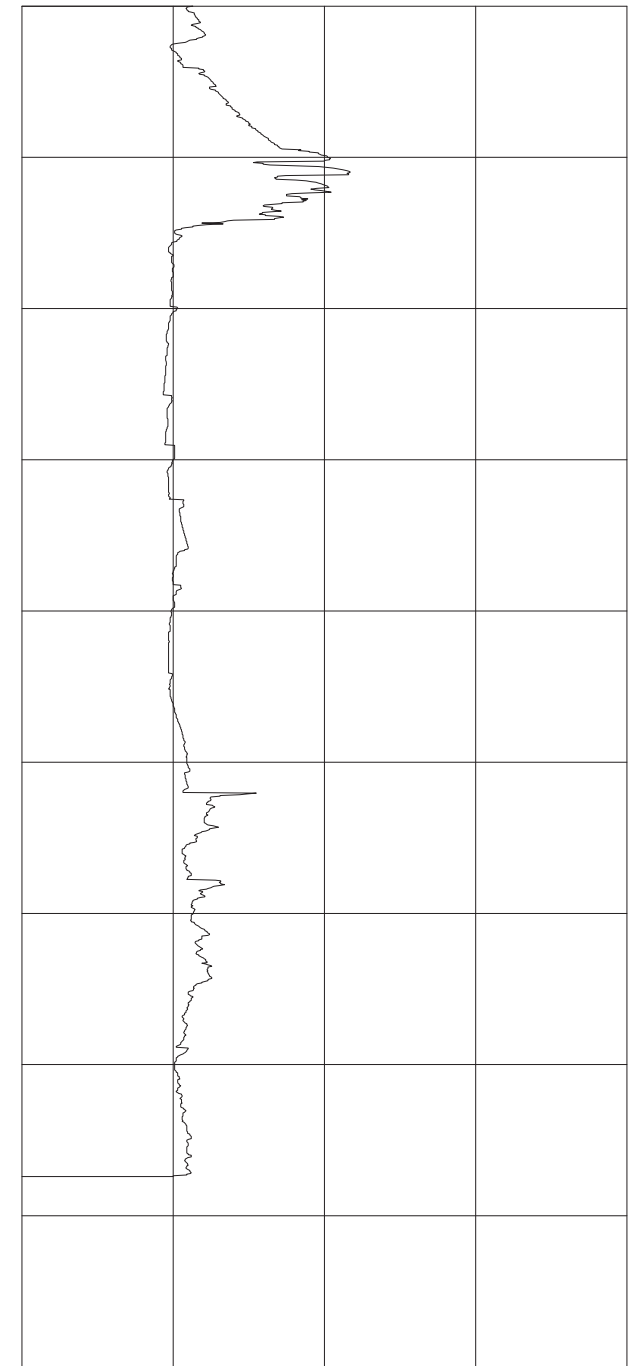
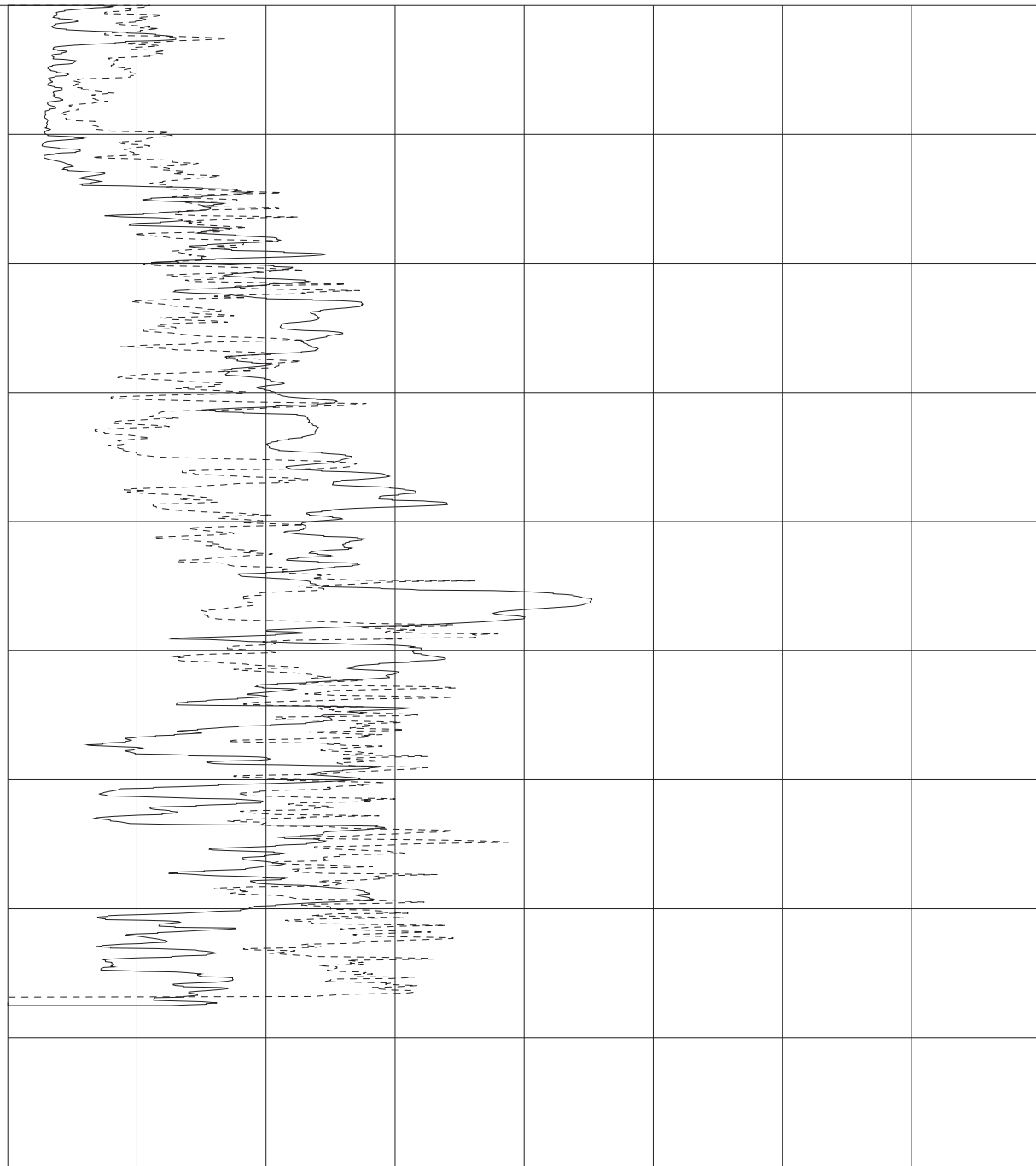
0 4 8 12 16 20 24 28 32-0.4

Porenwasserüberdruck  $u_2$  [MN/m<sup>2</sup>]

0.0 0.4 0.8 1.2 0

Reibungsverhältnis  $R_v$  [%]

0 4 8



Spitzenwiderstand  $q_c$  [MN/m<sup>2</sup>]

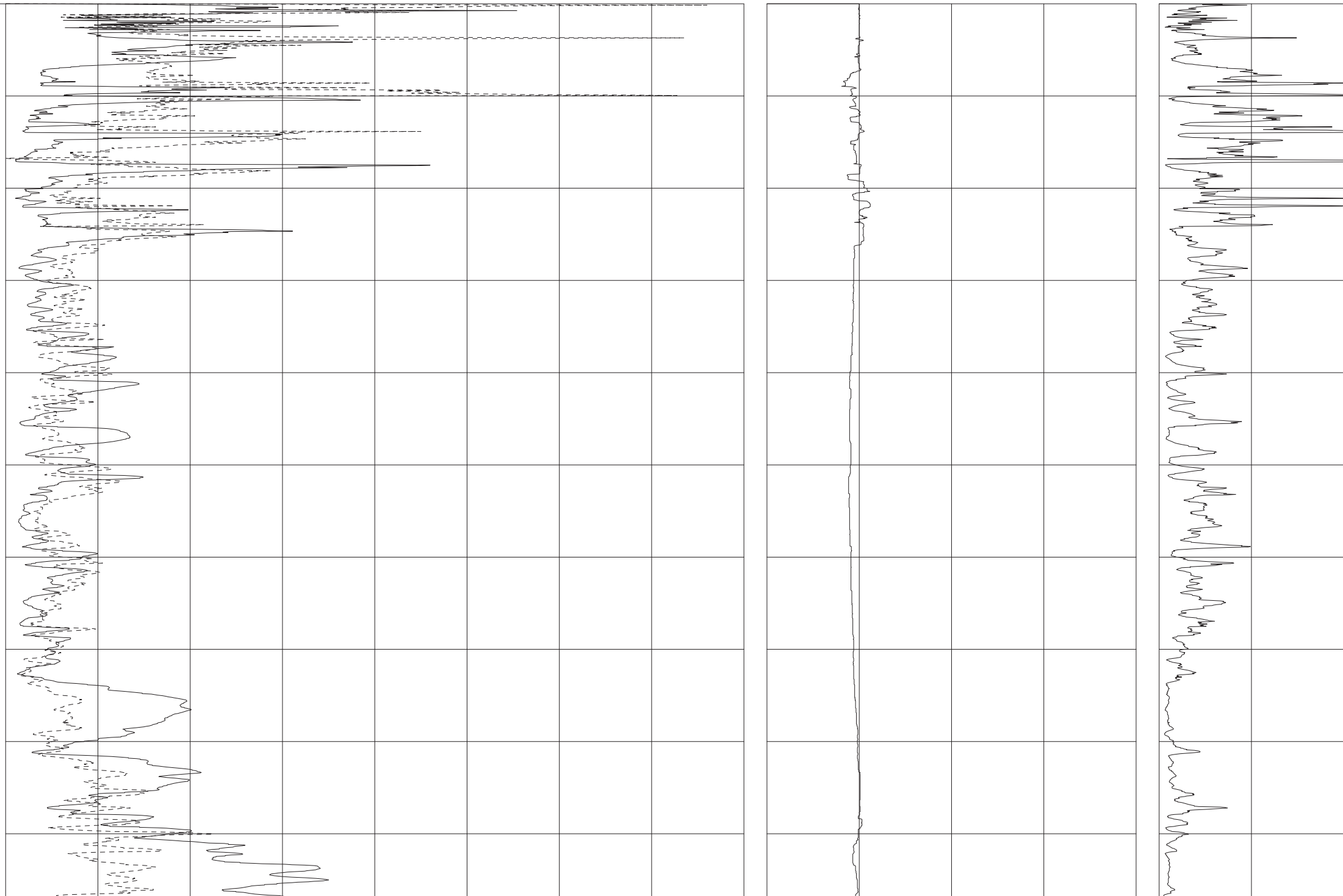
0 4 8 12 16 20 24 28 32-0.4

Porenwasserüberdruck  $u_2$  [MN/m<sup>2</sup>]

0.0 0.4 0.8 1.2 0

Reibungsverhältnis  $R$ , [%]

0 4 8



Spitzenwiderstand  $q_c$  [MN/m<sup>2</sup>]

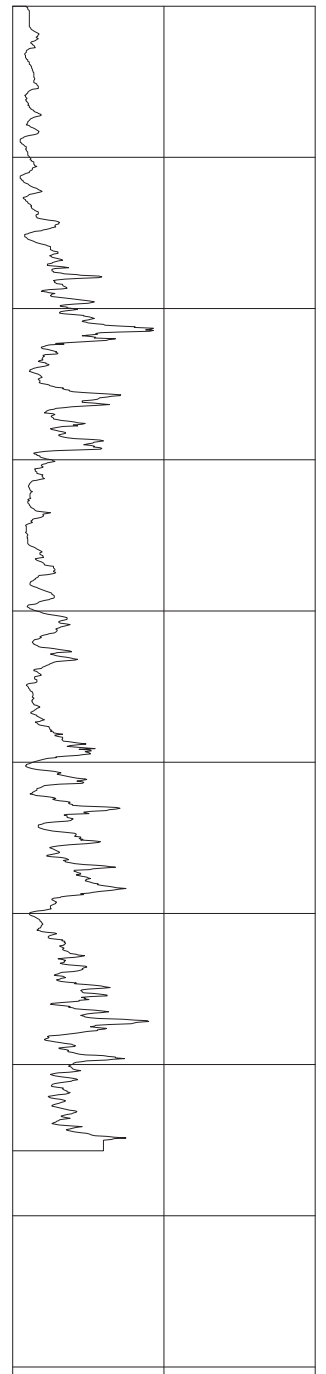
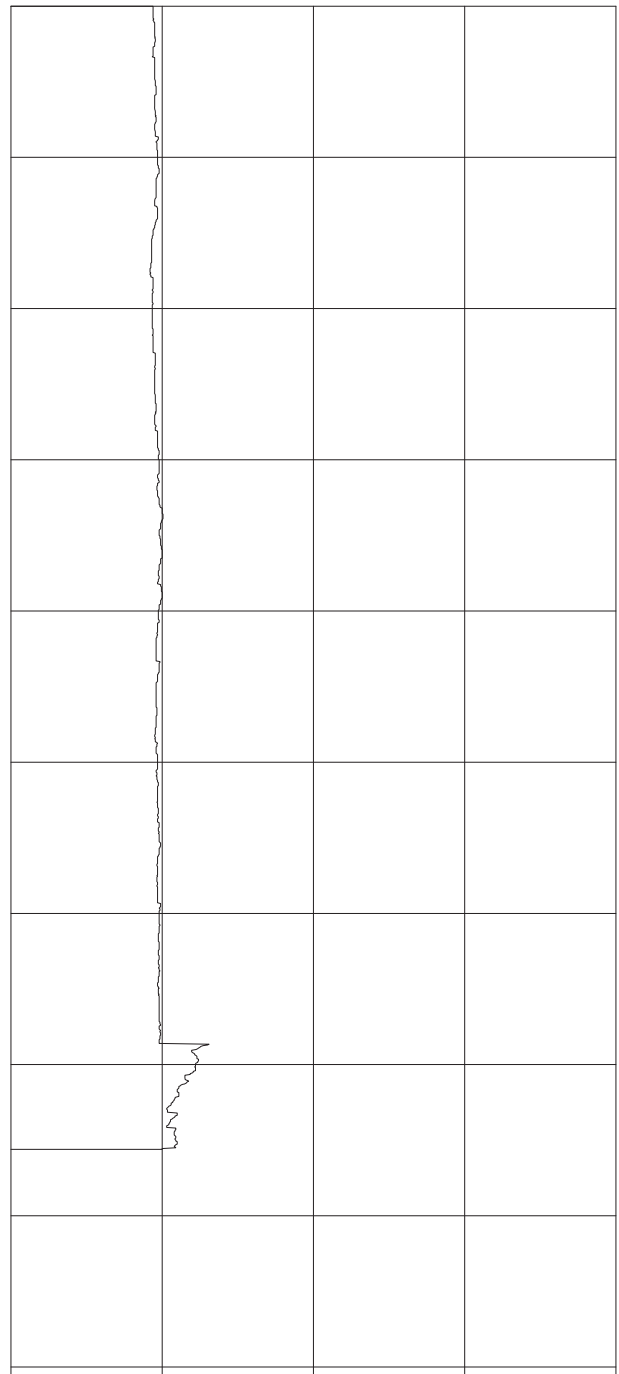
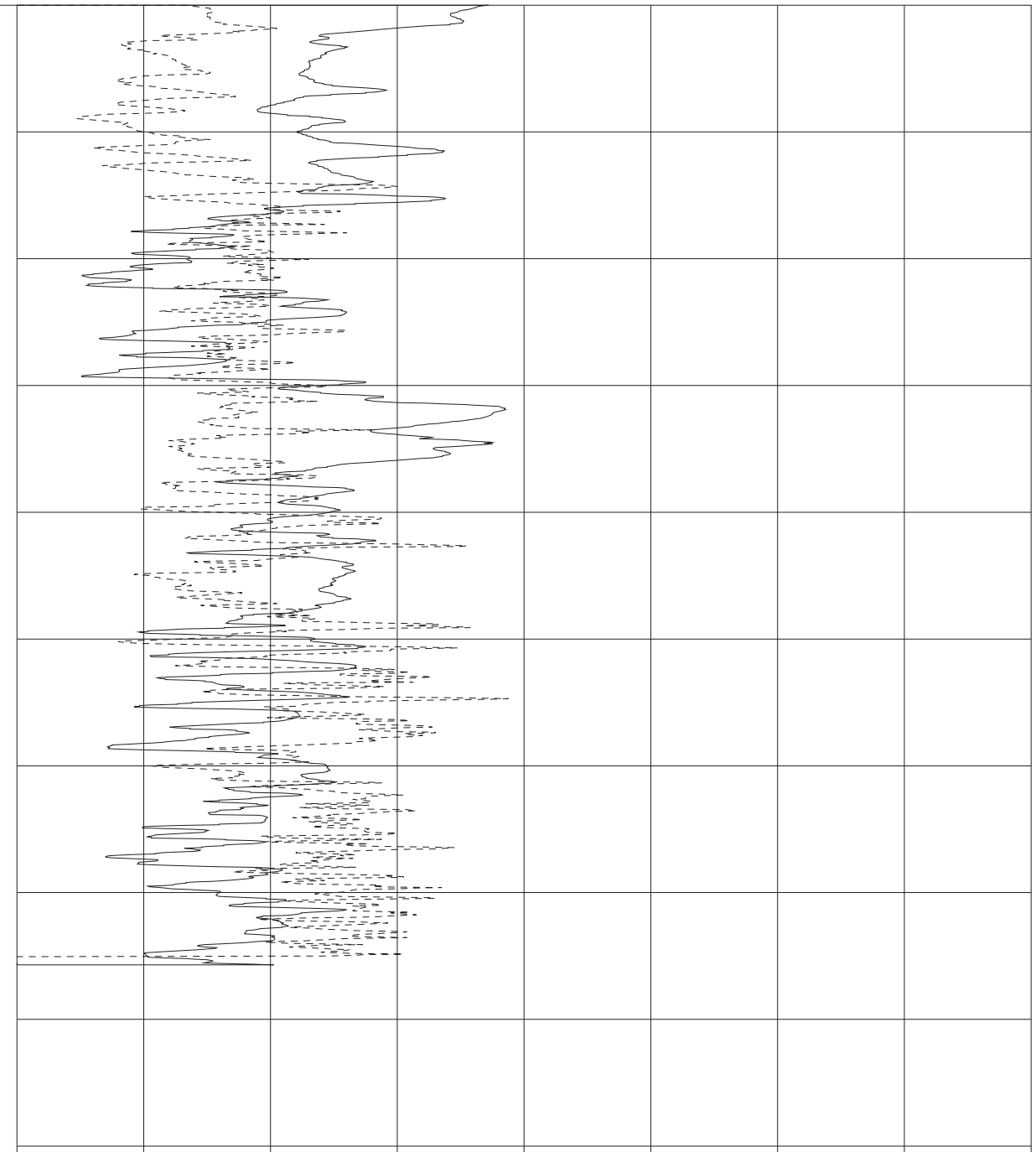
0 4 8 12 16 20 24 28 32-0.4

Porenwasserüberdruck  $u_2$  [MN/m<sup>2</sup>]

0.0 0.4 0.8 1.2 0

Reibungsverhältnis  $R_v$  [%]

0 4 8



Spitzenwiderstand  $q_c$  [MN/m<sup>2</sup>]

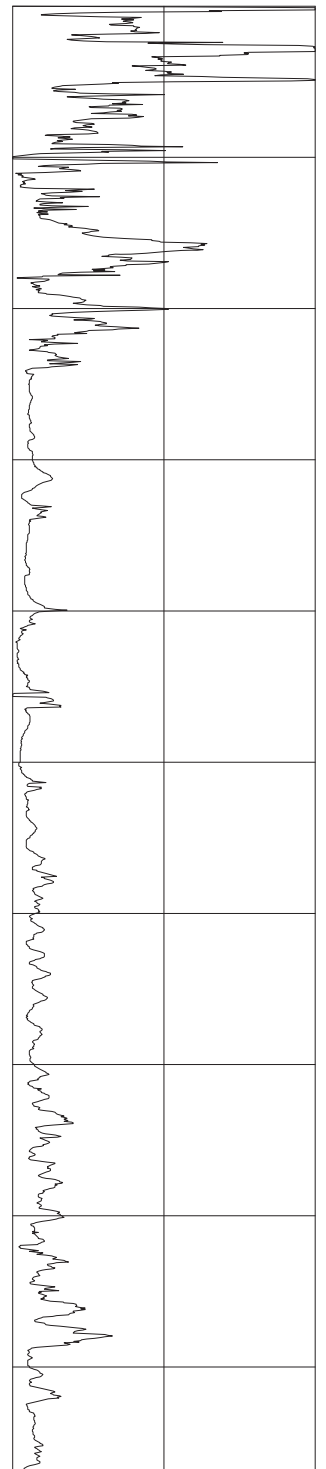
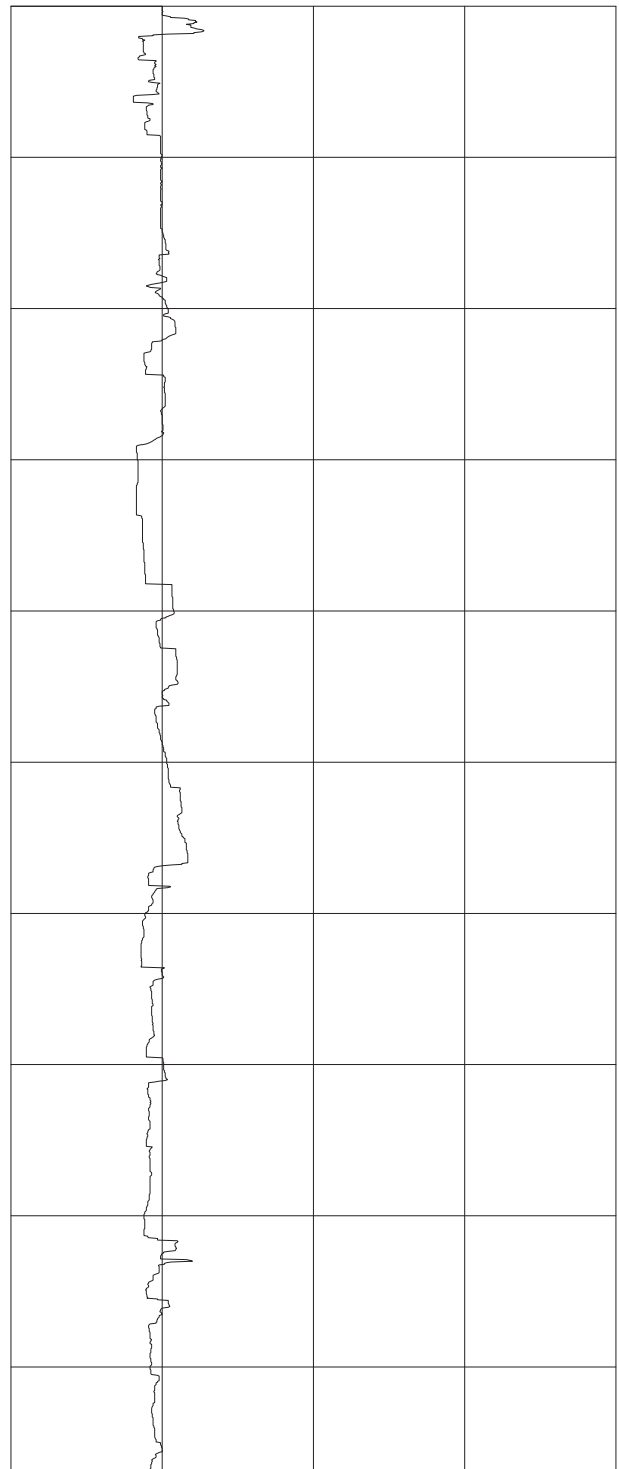
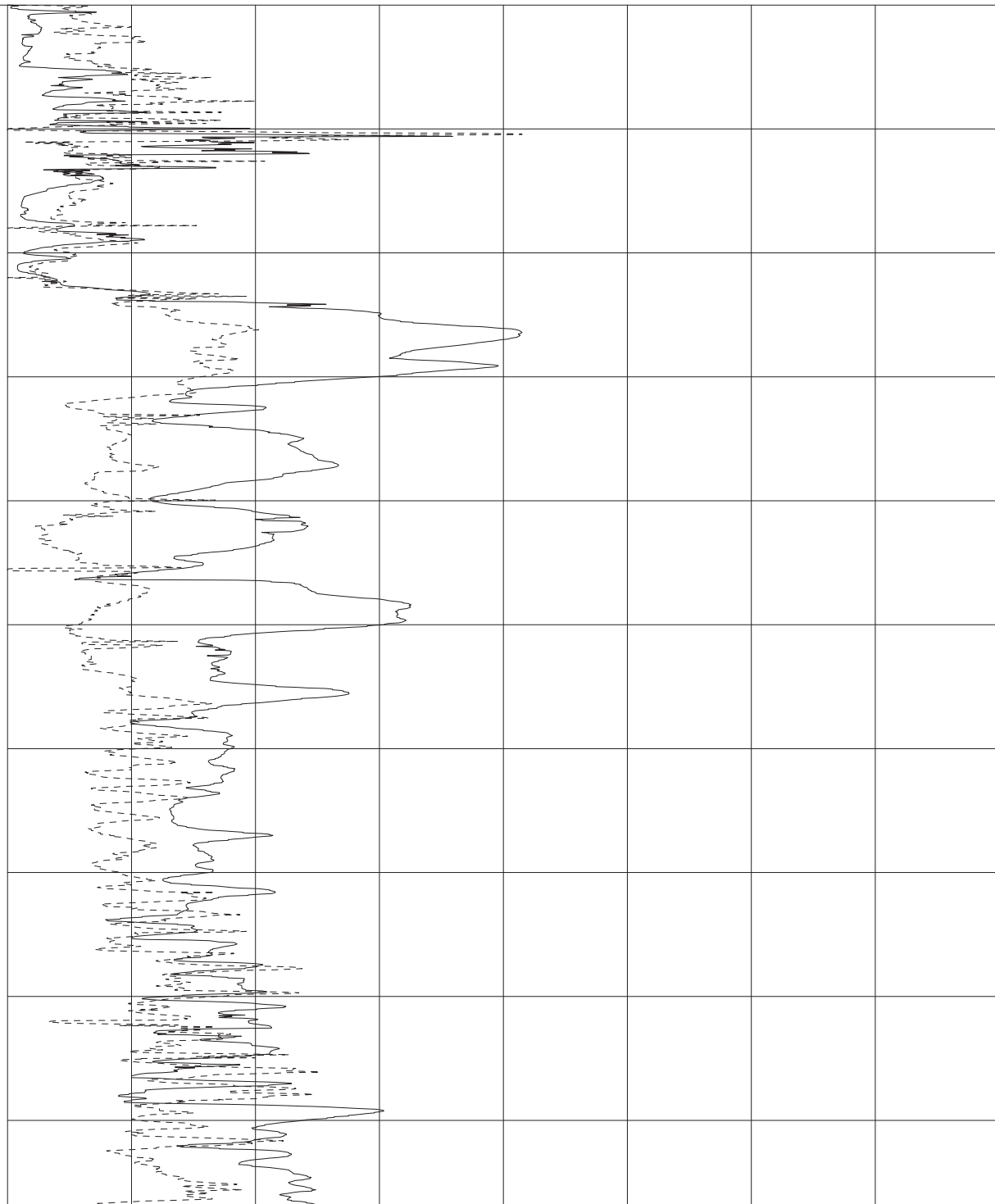
0 4 8 12 16 20 24 28 32-0.4

Porenwasserüberdruck  $u_2$  [MN/m<sup>2</sup>]

0.0 0.4 0.8 1.2 0

Reibungsverhältnis  $R$ , [%]

0 4 8



Spitzenwiderstand  $q_c$  [MN/m<sup>2</sup>]

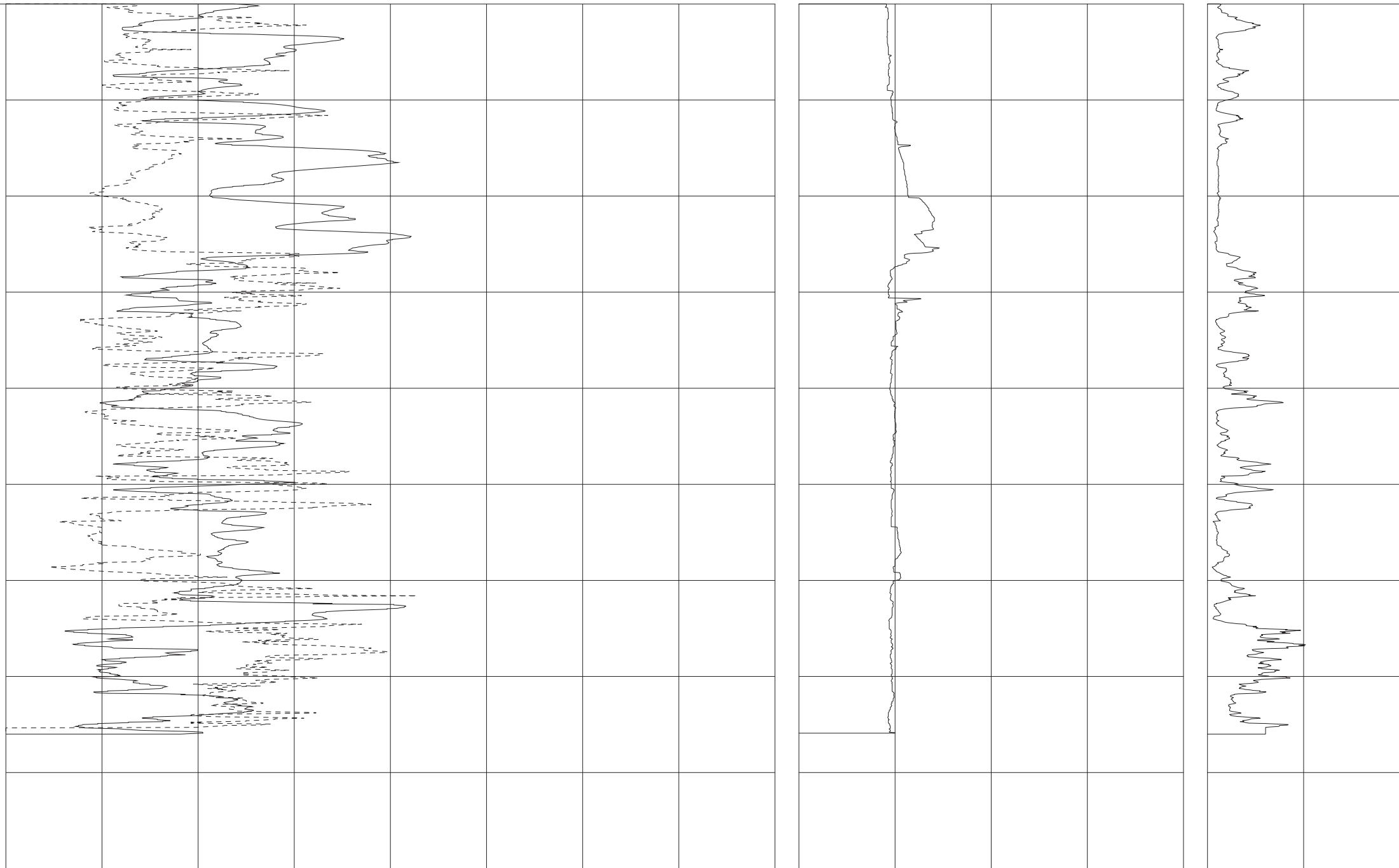
0 4 8 12 16 20 24 28 32-0.4

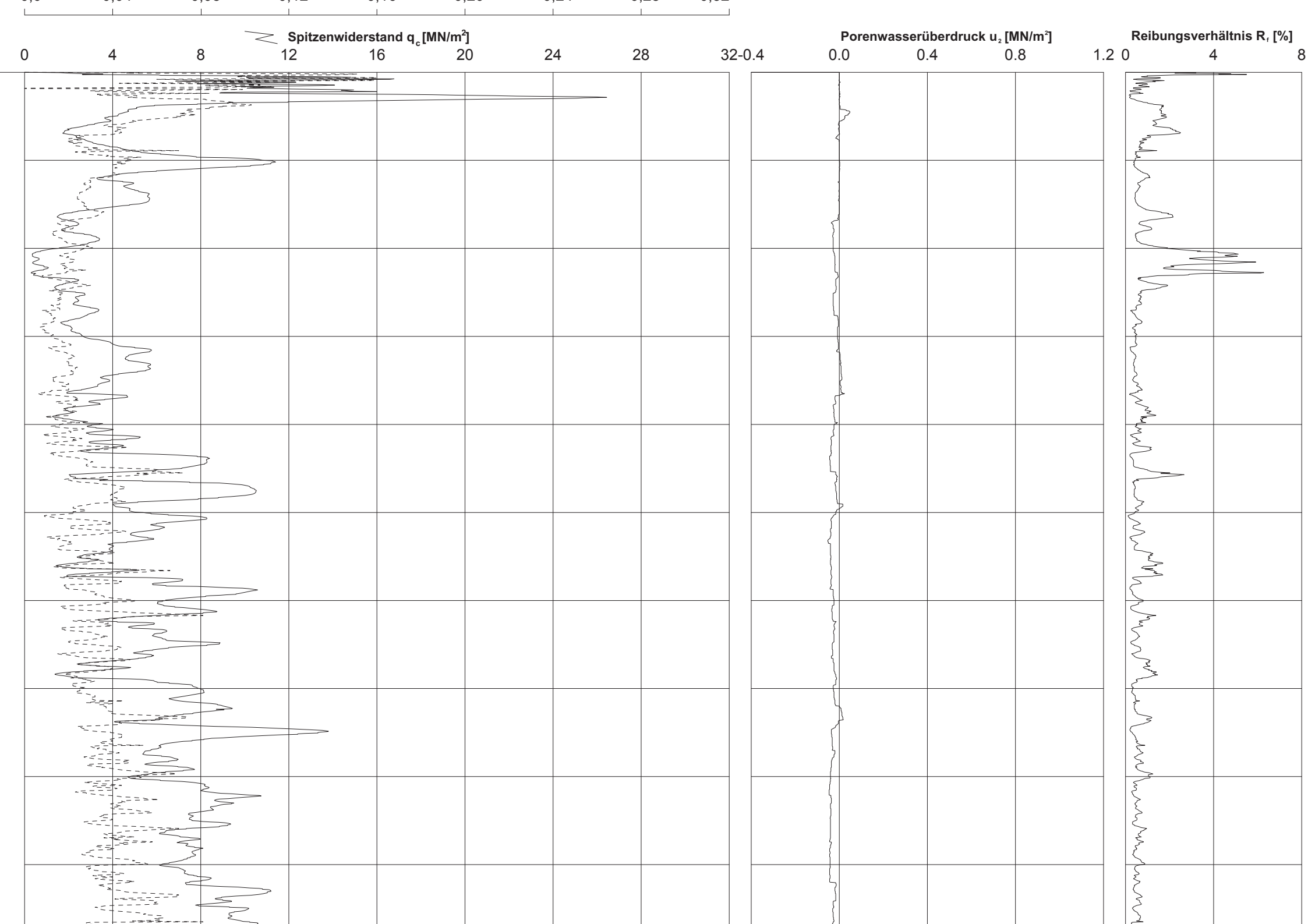
Porenwasserüberdruck  $u_2$  [MN/m<sup>2</sup>]

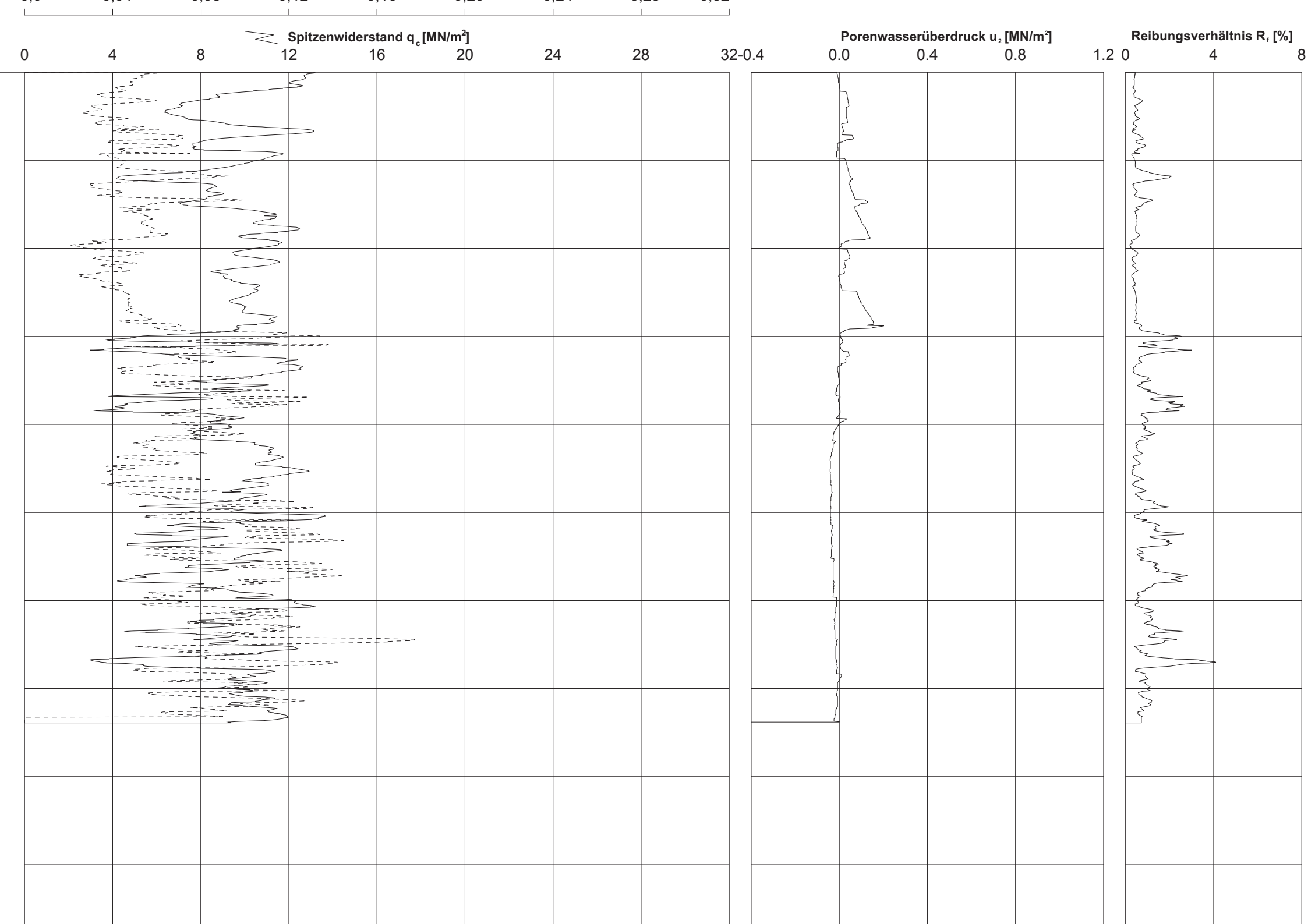
0.0 0.4 0.8 1.2 0

Reibungsverhältnis  $R_r$  [%]

0 4 8







Spitzenwiderstand  $q_c$  [MN/m<sup>2</sup>]

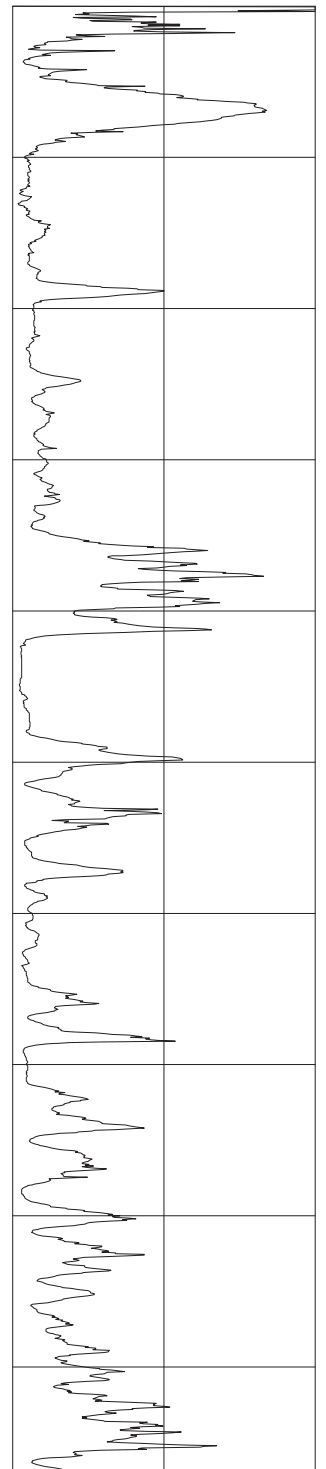
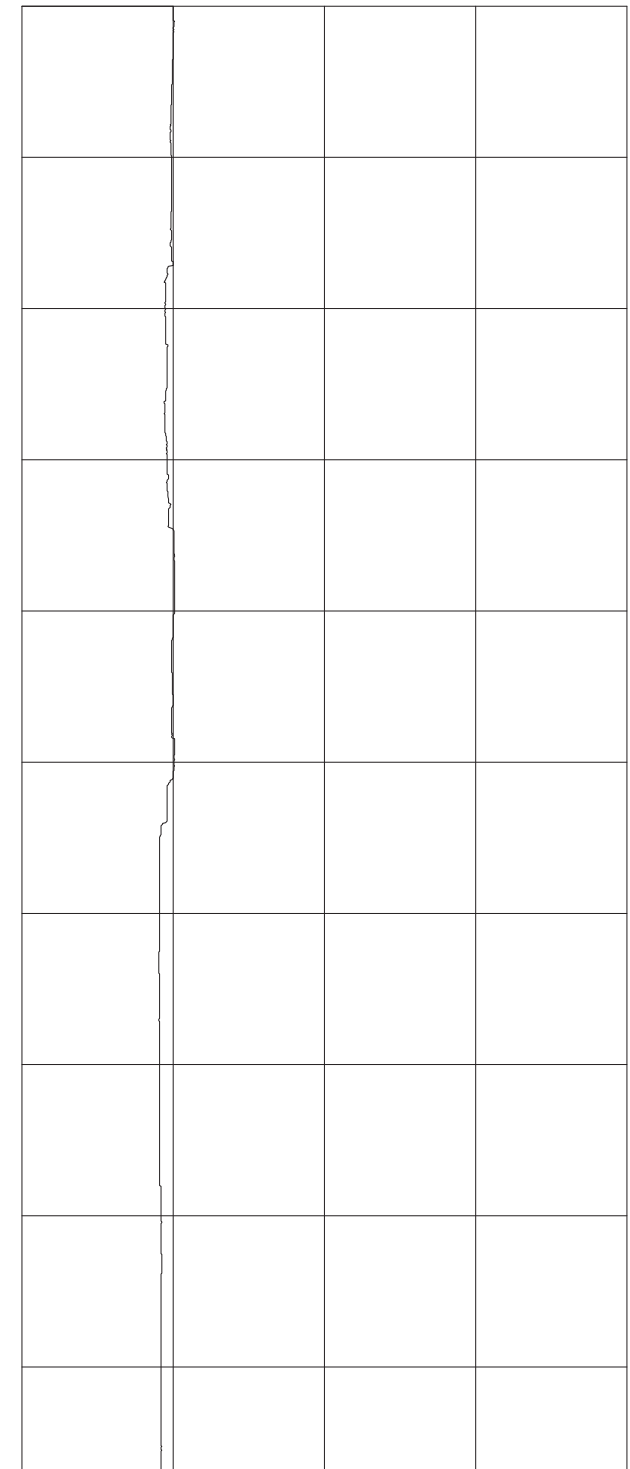
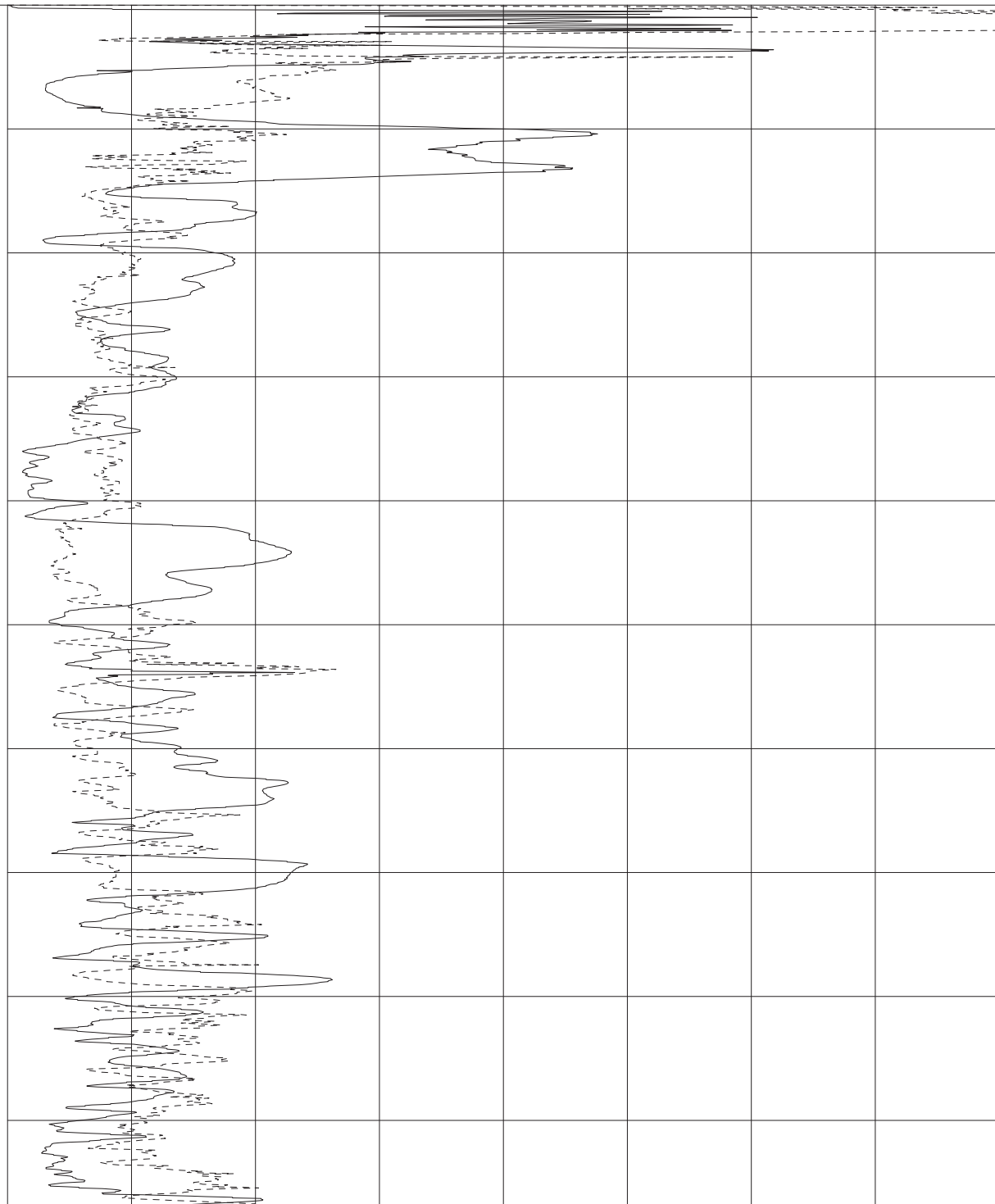
0 4 8 12 16 20 24 28 32-0.4

Porenwasserüberdruck  $u_2$  [MN/m<sup>2</sup>]

0.0 0.4 0.8 1.2 0

Reibungsverhältnis  $R_v$  [%]

0 4 8



Spitzenwiderstand  $q_c$  [MN/m<sup>2</sup>]



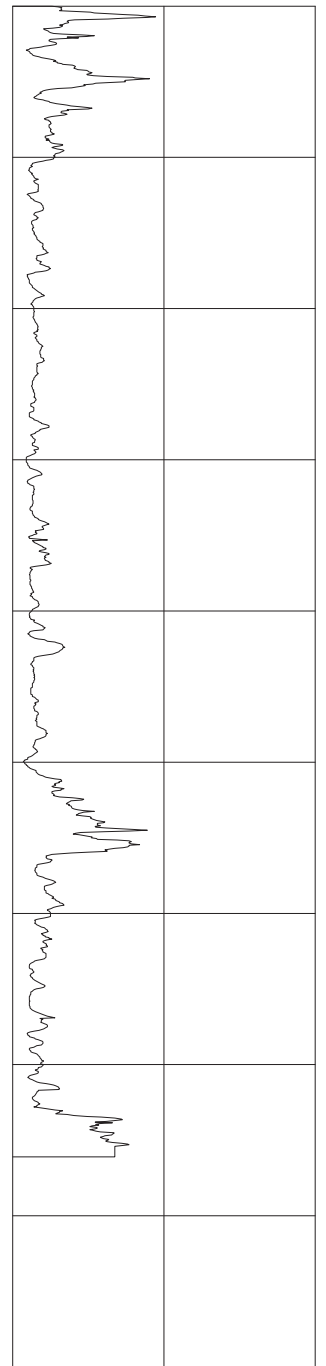
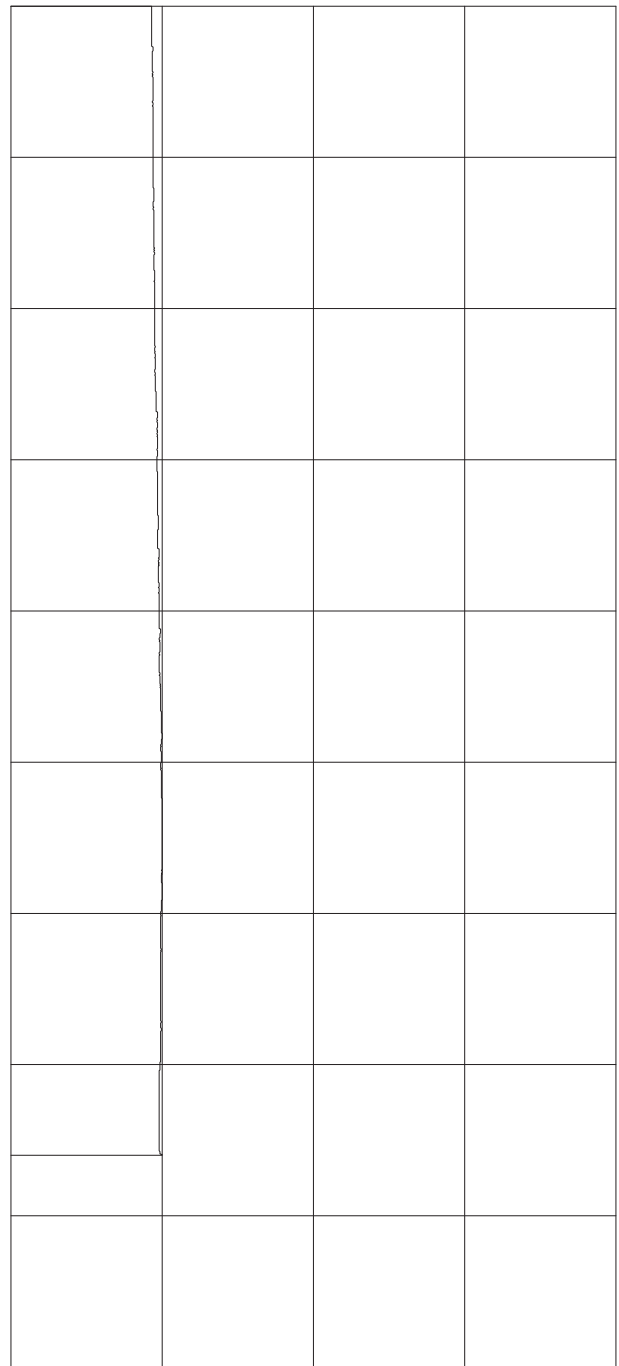
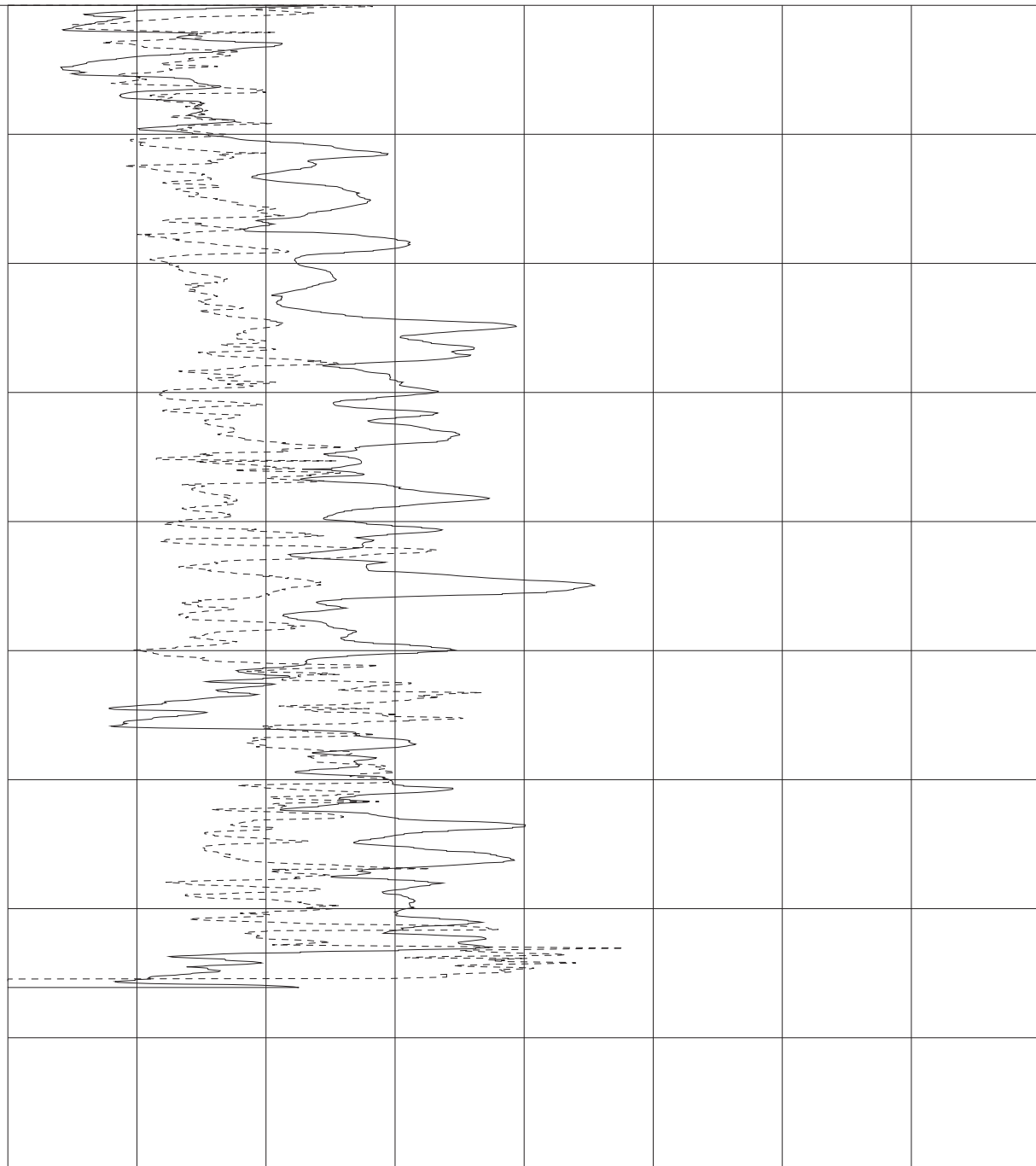
0 4 8 12 16 20 24 28 32-0.4

Porenwasserüberdruck  $u_2$  [MN/m<sup>2</sup>]

0.0 0.4 0.8 1.2 0

Reibungsverhältnis  $R_v$  [%]

0 4 8



Spitzenwiderstand  $q_c$  [MN/m<sup>2</sup>]



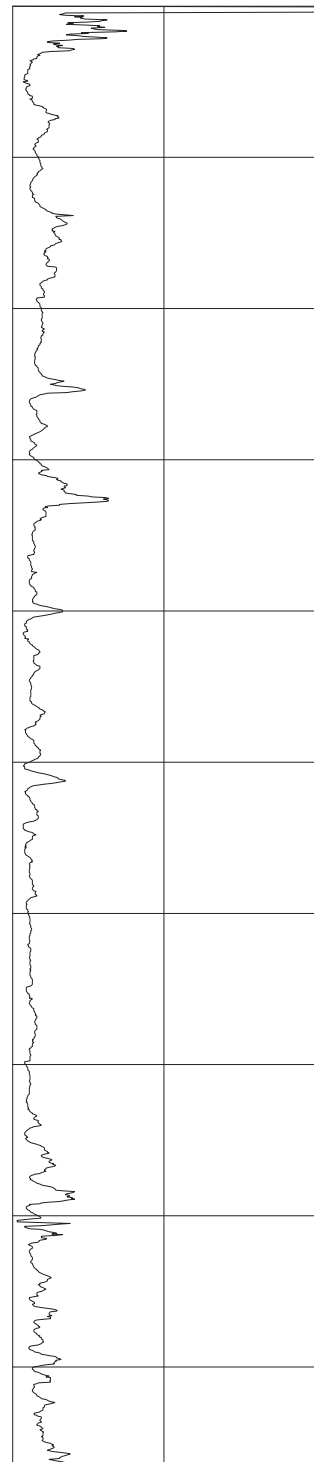
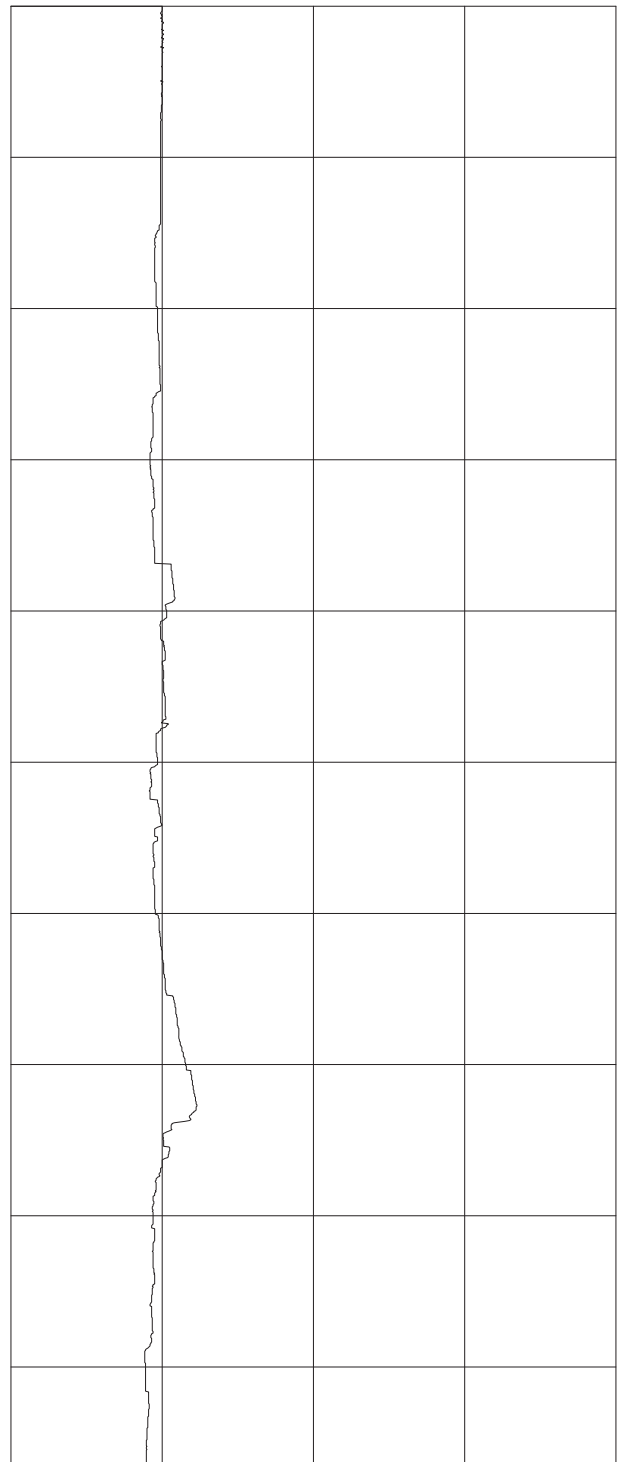
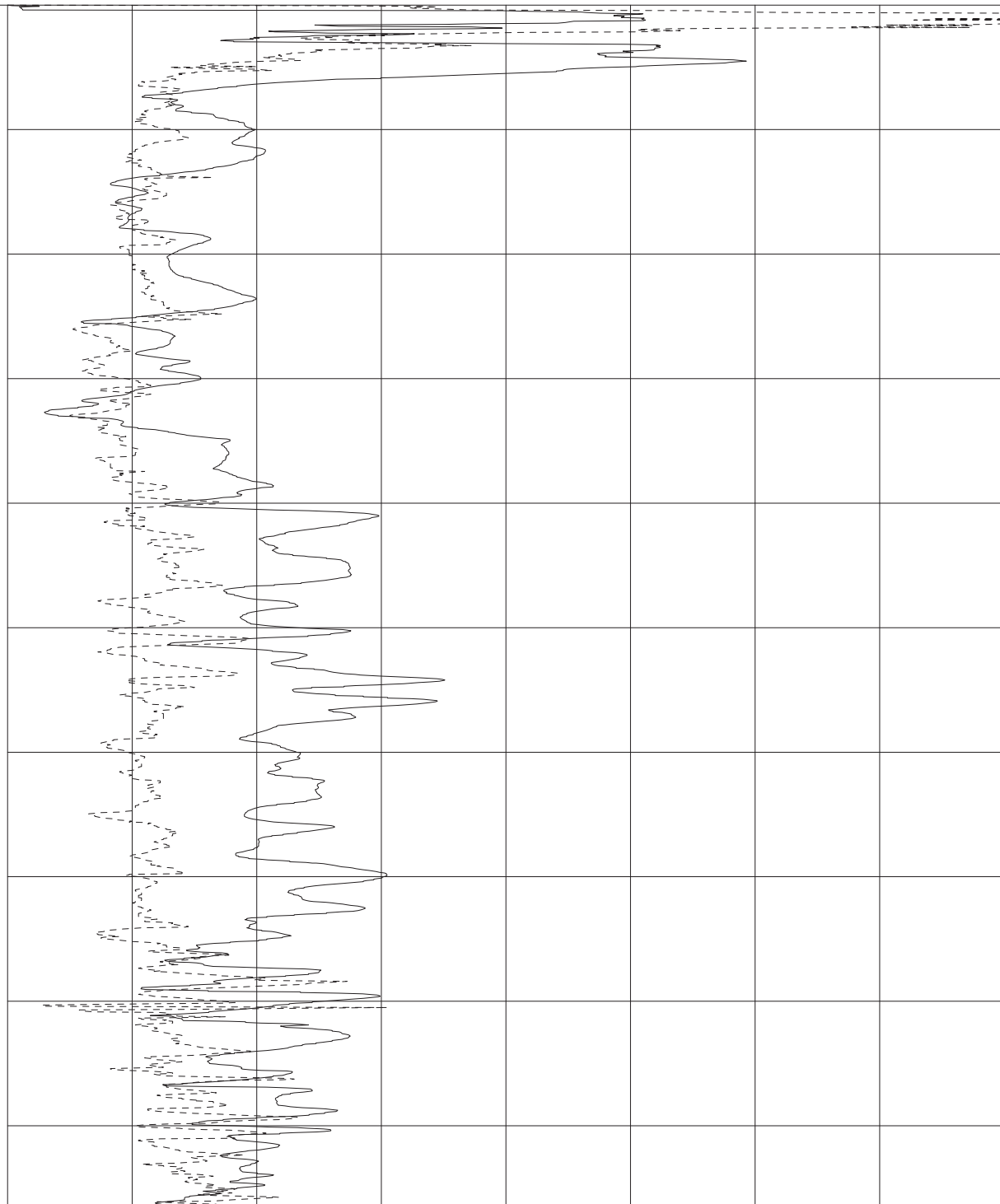
Porenwasserüberdruck  $u_2$  [MN/m<sup>2</sup>]

Reibungsverhältnis  $R_f$  [%]

0 4 8 12 16 20 24 28 32-0.4

0.0 0.4 0.8 1.2 0

0 4 8



Spitzenwiderstand  $q_c$  [MN/m<sup>2</sup>]



0 4 8 12 16 20 24 28 32-0.4

Porenwasserüberdruck  $u_2$  [MN/m<sup>2</sup>]

0.0 0.4 0.8 1.2 0

Reibungsverhältnis  $R$ , [%]

0 4 8



**BEILAGE C**  
**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG - INTERPRETATION**

<b>INHALT</b>	Beilage
Elektrische Drucksondierung CPTU 14-11	C1 – C2
Elektrische Drucksondierung CPTU 14-12	C3 – C4
Elektrische Drucksondierung CPTU 14-13	C5 – C6
Elektrische Drucksondierung CPTU 14-14	C7 – C8
Elektrische Drucksondierung CPTU 14-15	C9 – C10
Elektrische Drucksondierung CPTU 14-16	C1 – C12

geotechnische Beschreibung

undrainierte Scherfestigkeit

drainierte Scherfestigkeit

Lagerungsdichte

In-situ Spannungs-Deformations

0.00 m: ASPHALTBELAG  
 0.10 m: KIES, sandig, dicht gelagert (Platzkoffer, vorgebohrt)  
 0.60 m: SAND, siltig bis lagenweise stark siltig, locker bis mitteldicht gelagert

4.00 m: TON, siltig, weich, mit Zwischenschichten aus siltigem Sand

5.00 m: SAND, schwach siltig, schwach geschichtet, locker bis mitteldicht gelagert

8.00 m: TON, siltig, dünn geschichtet, weich zunehmend bis mittelsteif, lokal mit Zwischenschichten aus mittelsteifem Silt und siltigem Sand

13.25 m: SILT, dünn geschichtet, steif, mit vielen Zwischenschichten aus siltigem Sand

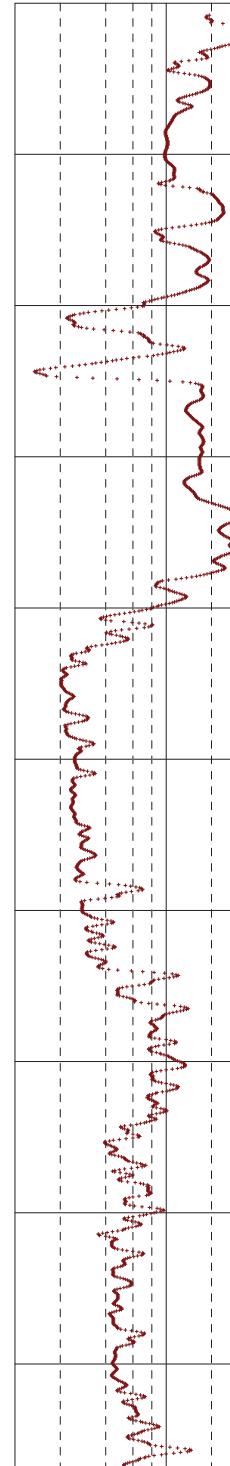
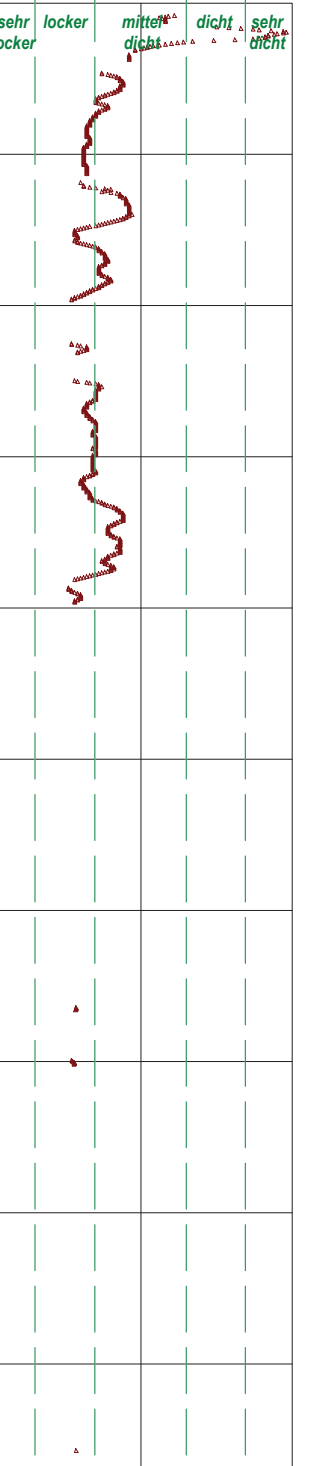
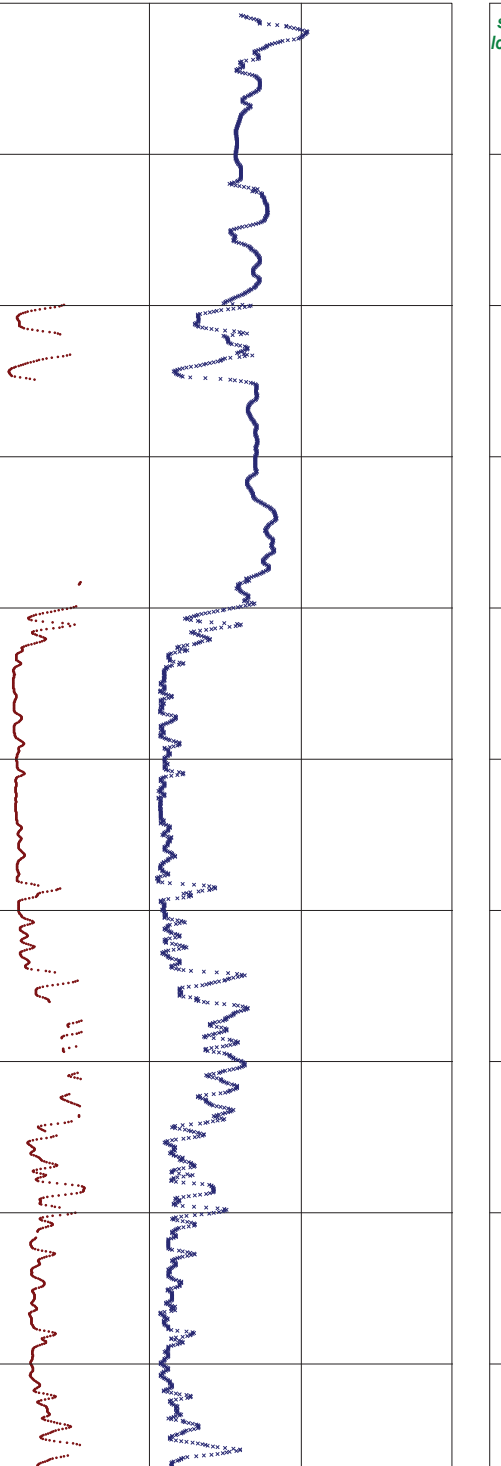
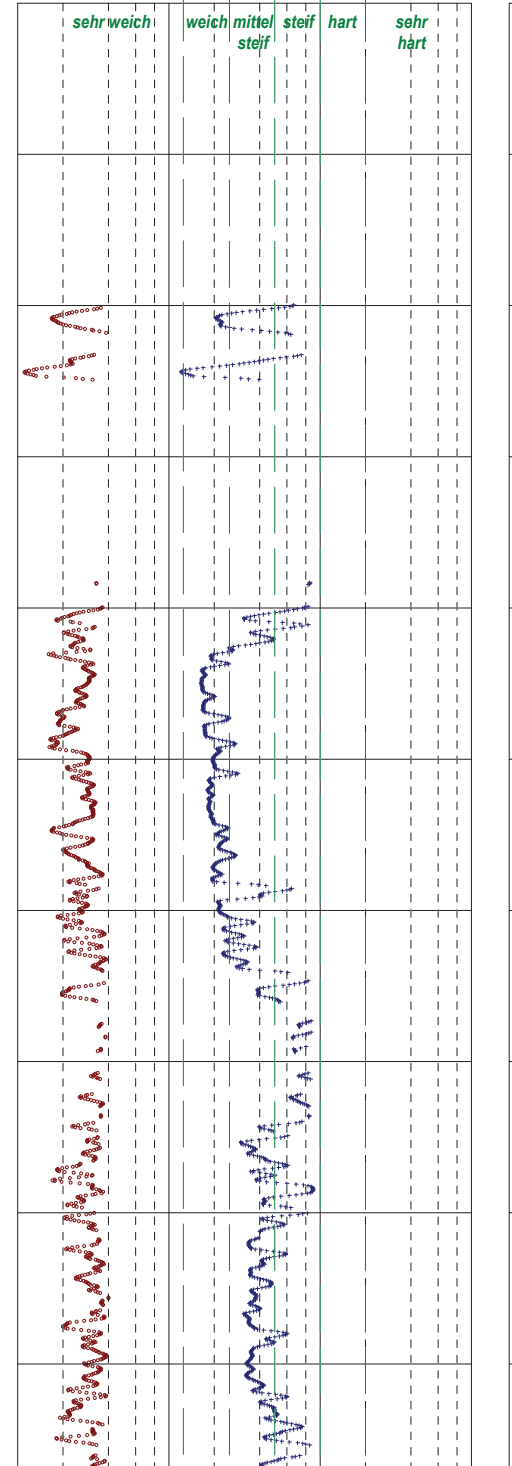
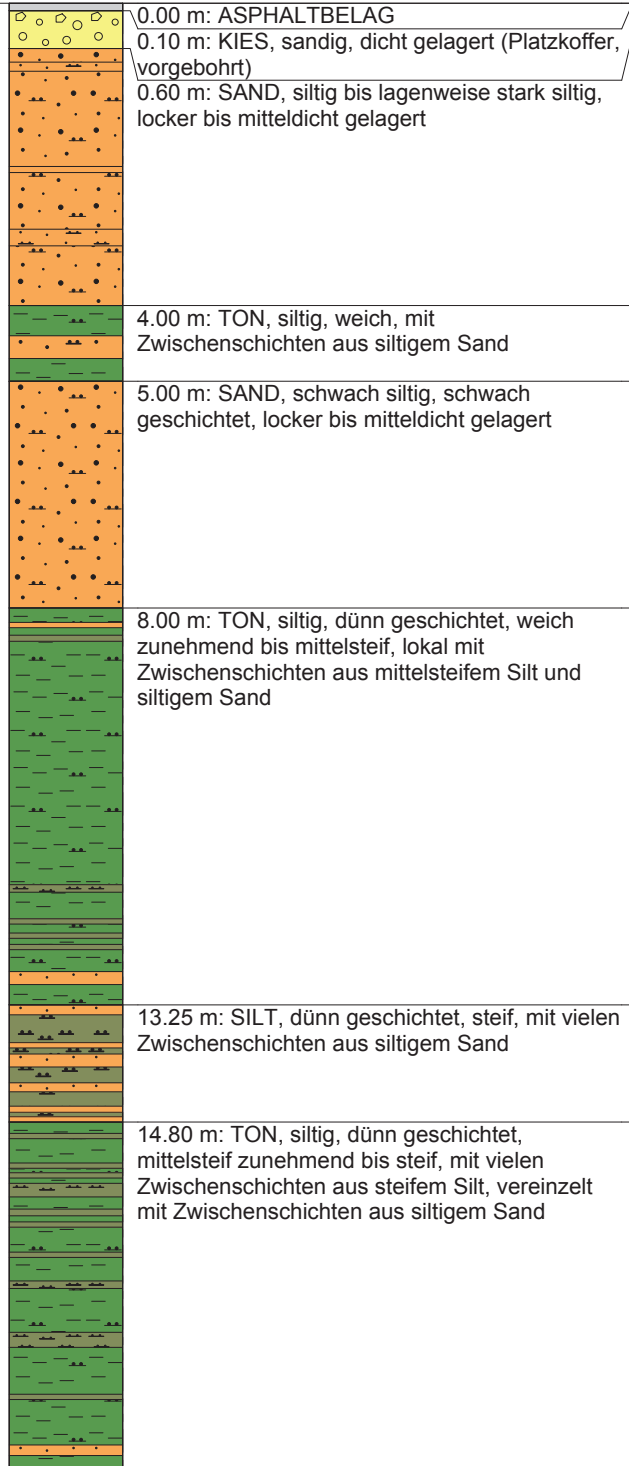
14.80 m: TON, siltig, dünn geschichtet, mittelsteif zunehmend bis steif, mit vielen Zwischenschichten aus steifem Silt, vereinzelt mit Zwischenschichten aus siltigem Sand

1 10 100 1000 0

20 40 60 0.0

0.5 1.0

1 10



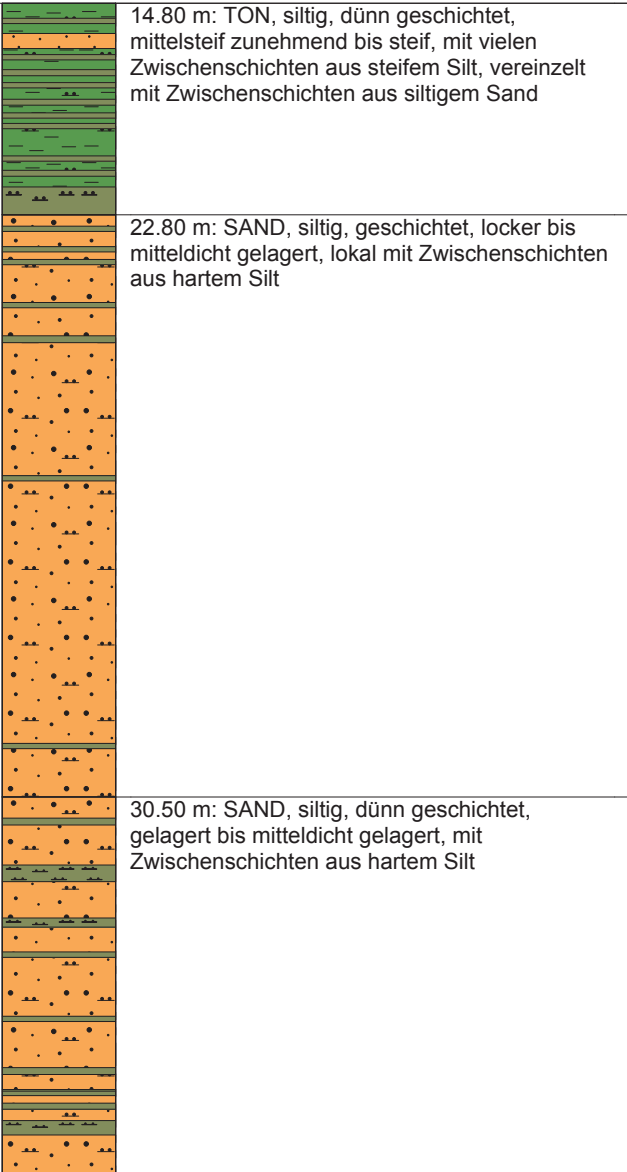
geotechnische Beschreibung

undrainierte Scherfestigkeit

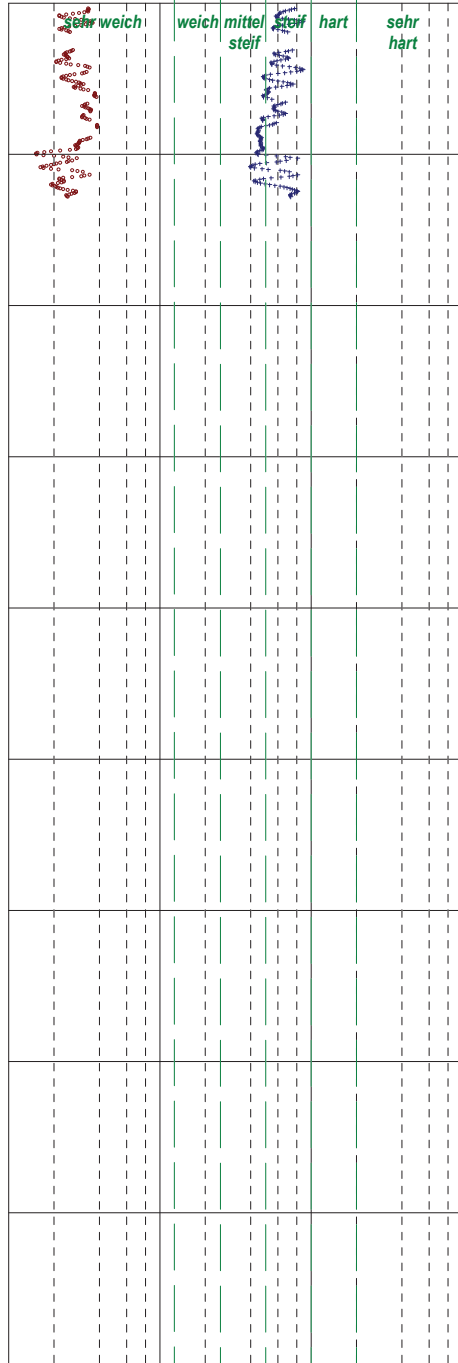
drainierte Scherfestigkeit

Lagerungsdichte

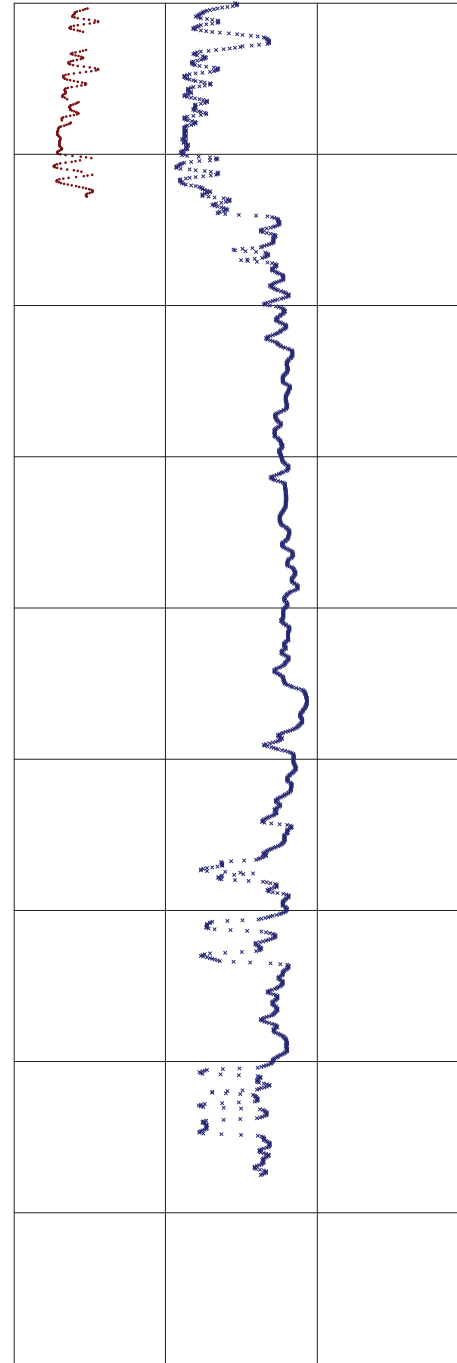
In-situ Spannungs-Deformations



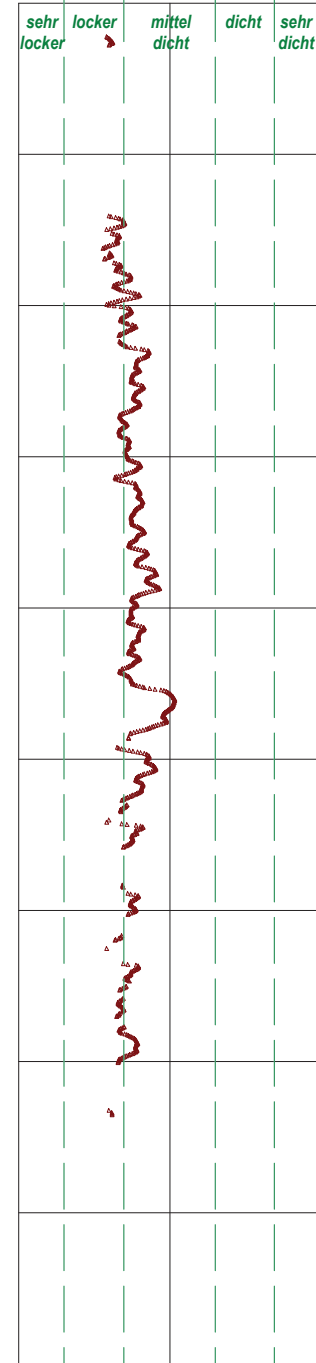
1 10 100 1000 0



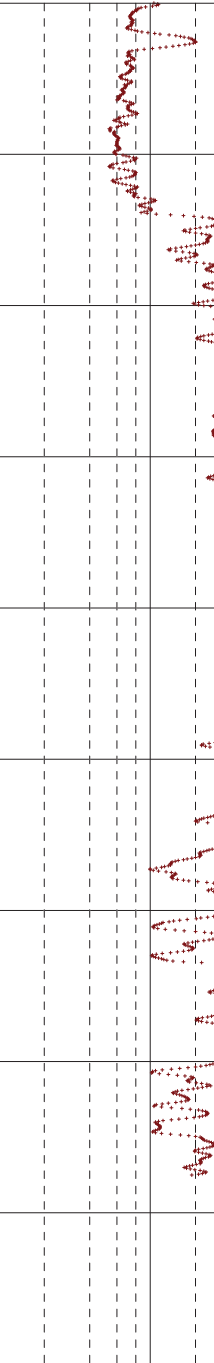
20 40 60 0.0



0.0 0.5 1.0



1 10



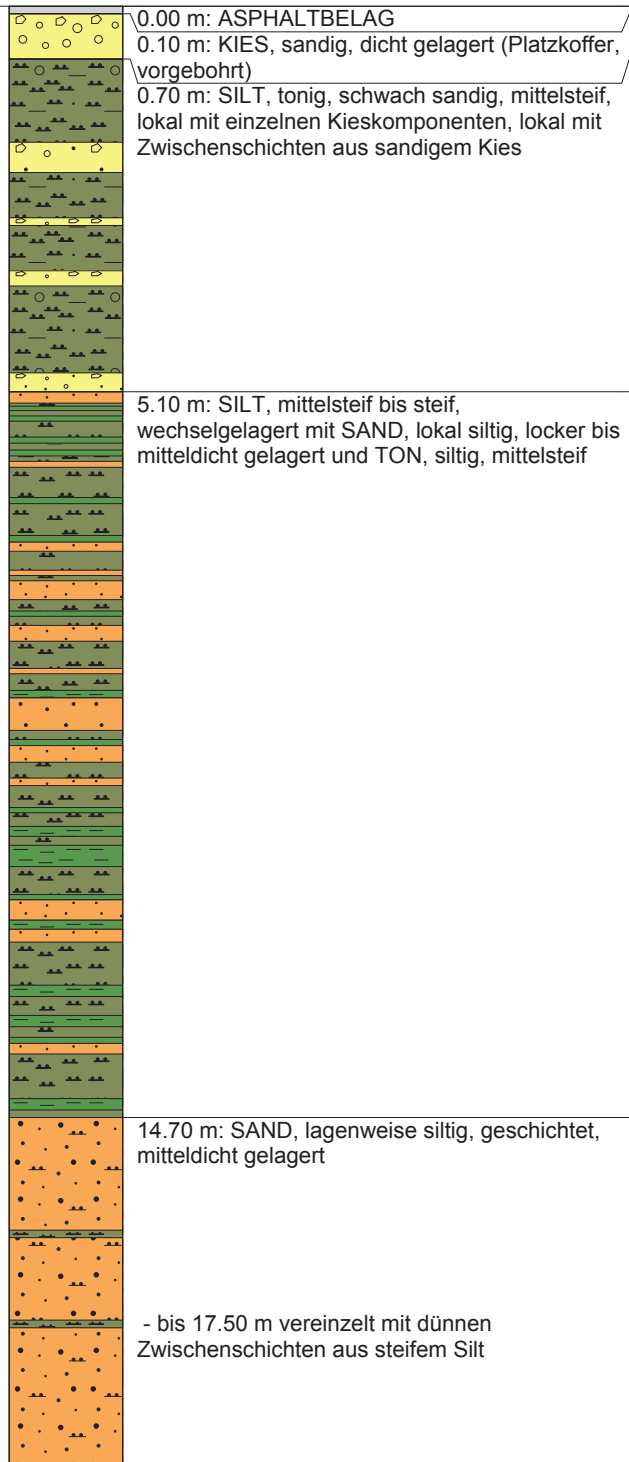
geotechnische Beschreibung

undrainierte Scherfestigkeit

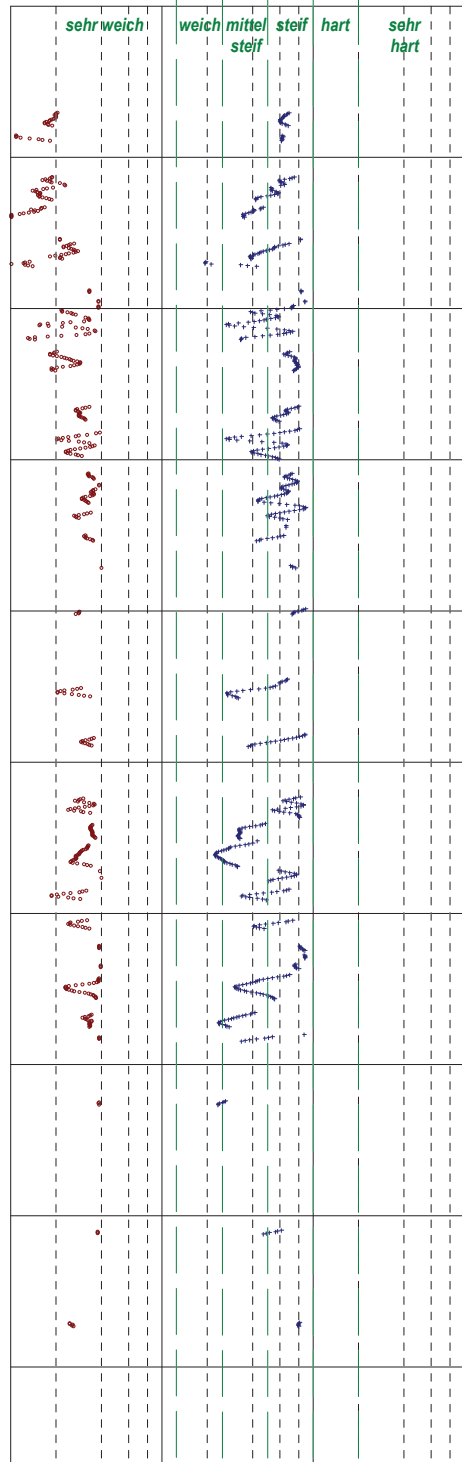
drainierte Scherfestigkeit

Lagerungsdichte

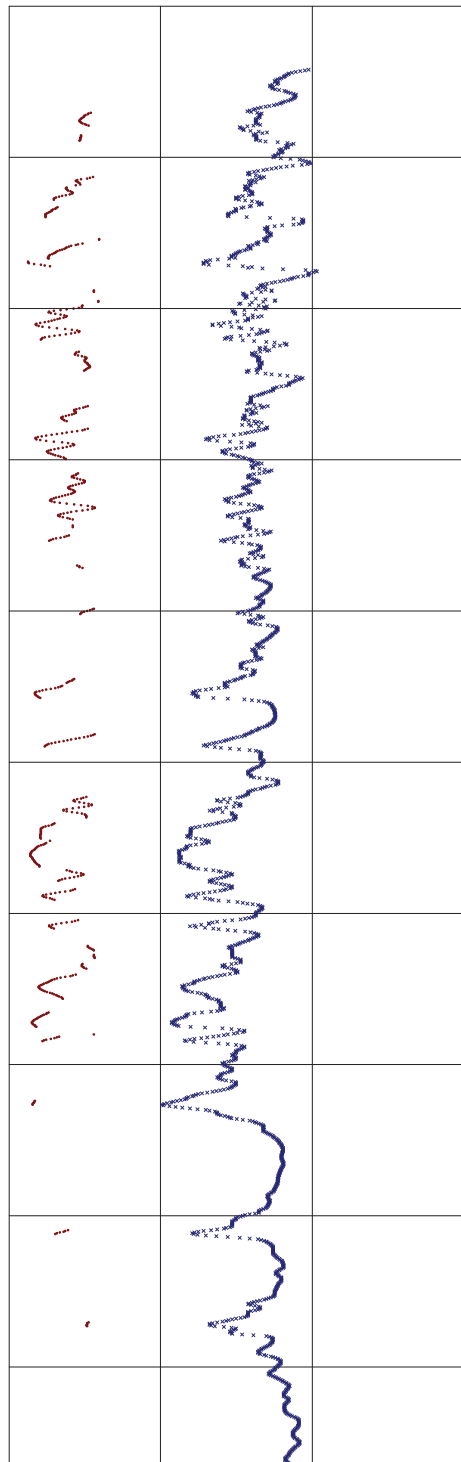
In-situ Spannungs-Deformations



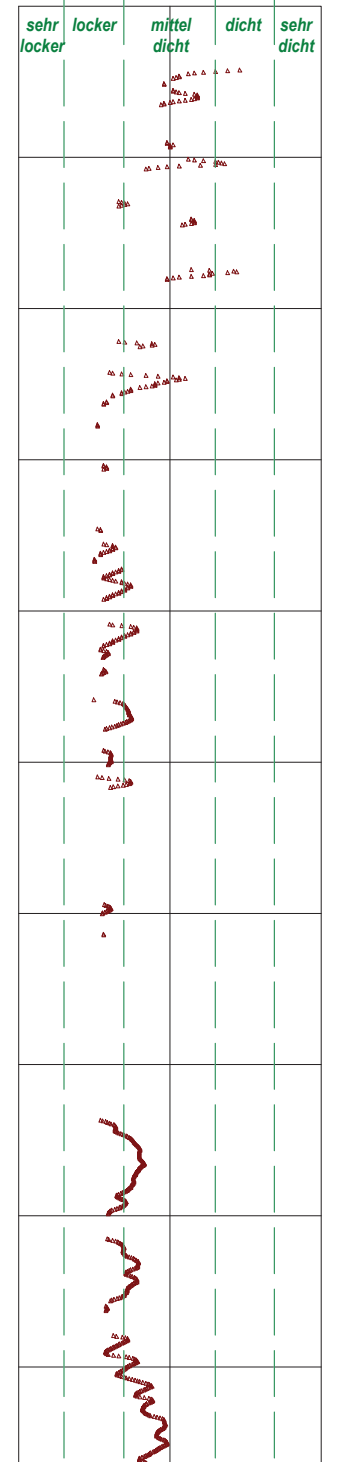
1 10 100 1000 0



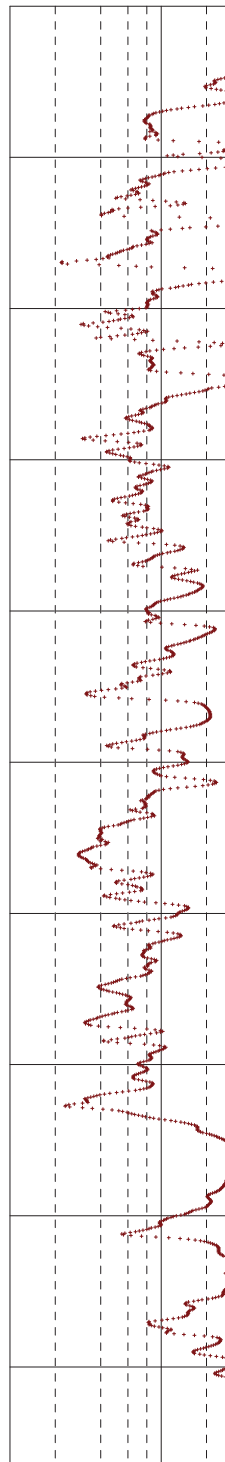
20 40 60 0.0 0.5 1.0



1 10



1 10



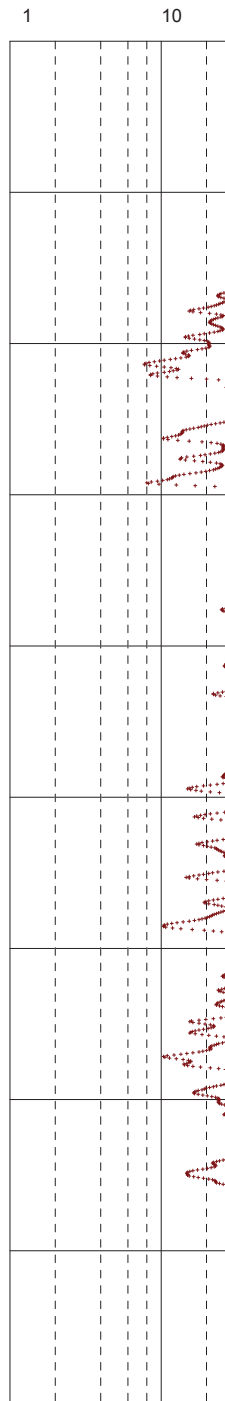
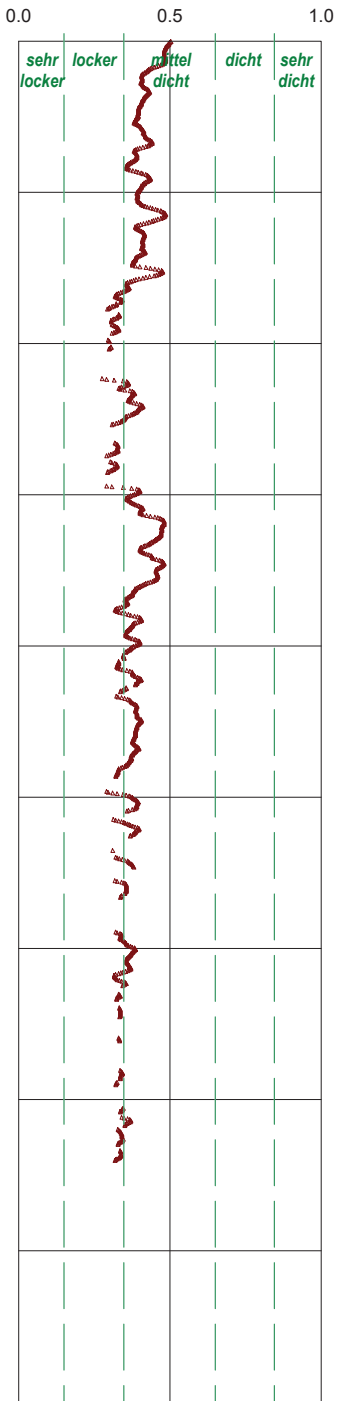
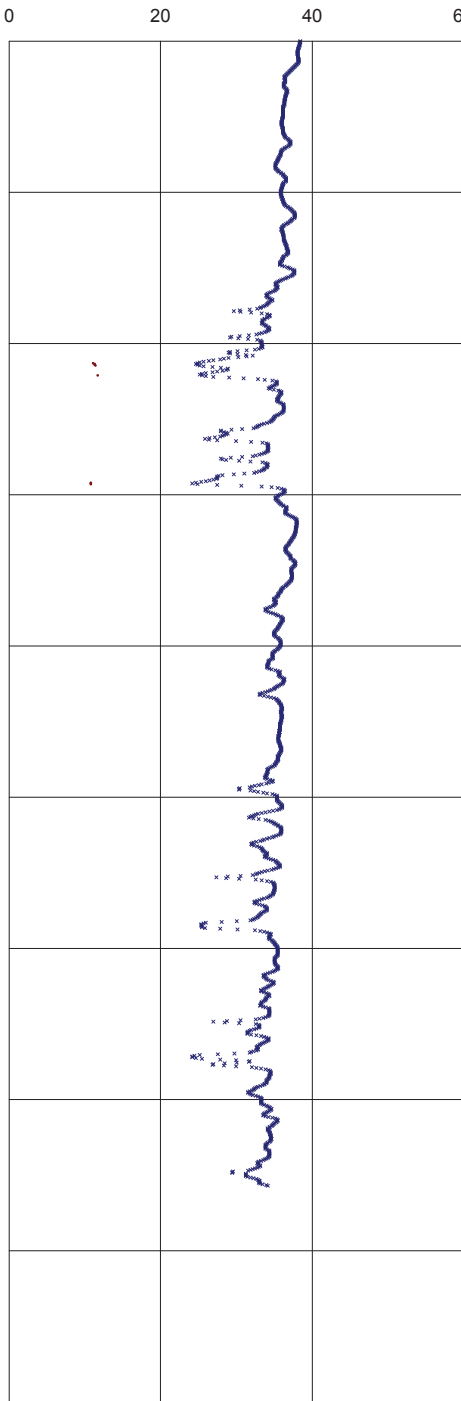
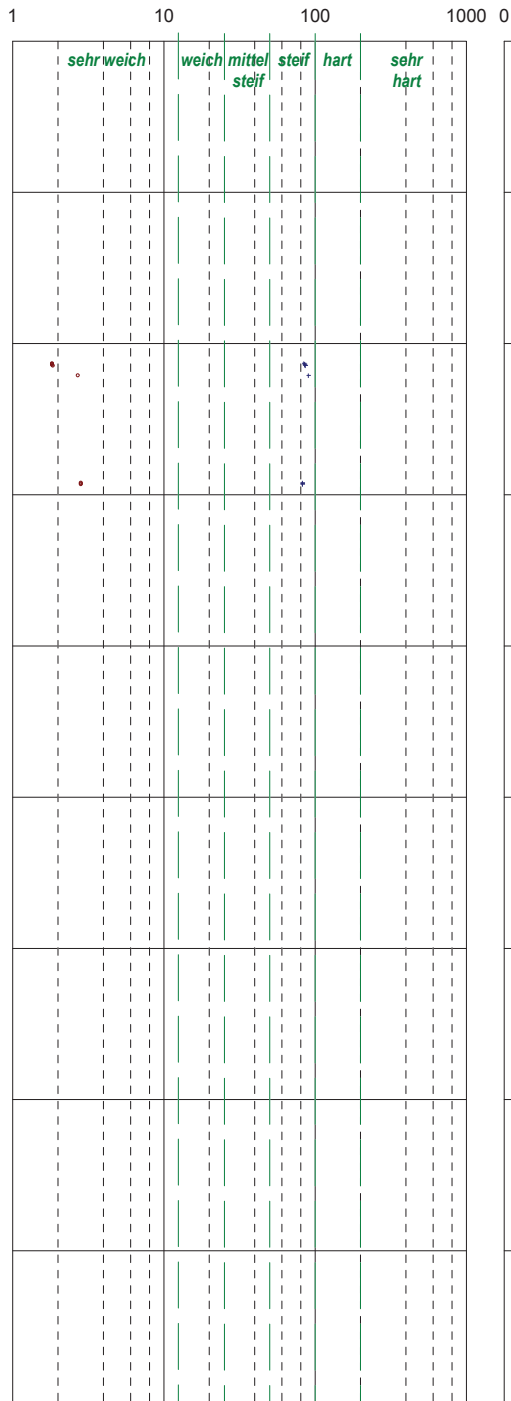
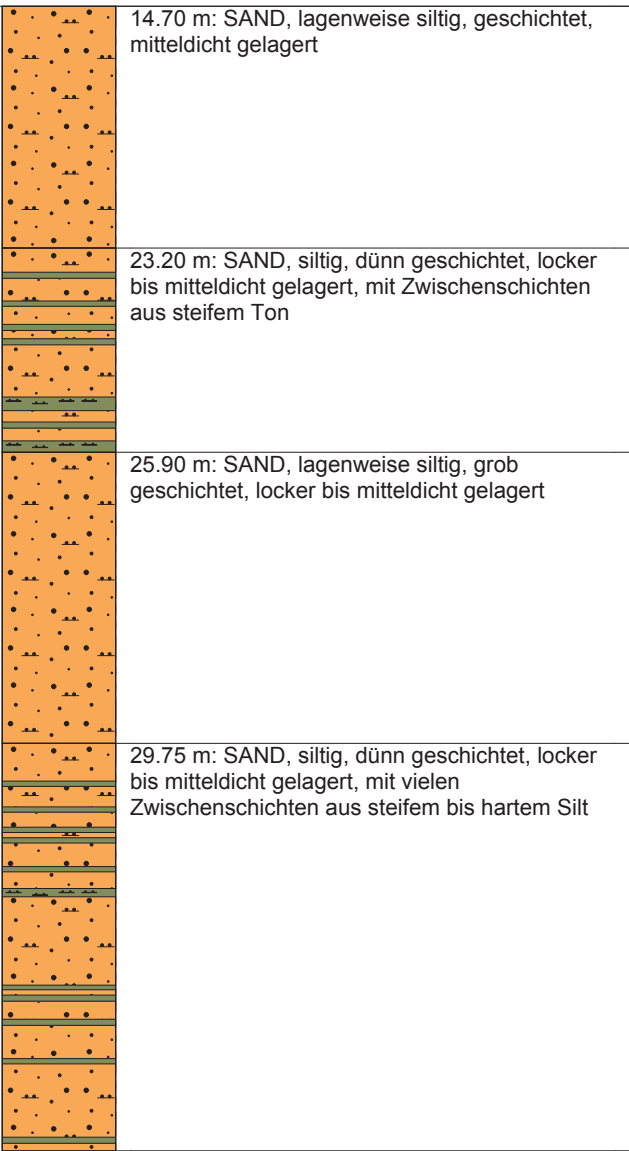
geotechnische Beschreibung

undrainierte Scherfestigkeit

drainierte Scherfestigkeit

Lagerungsdichte

In-situ Spannungs-Deformations



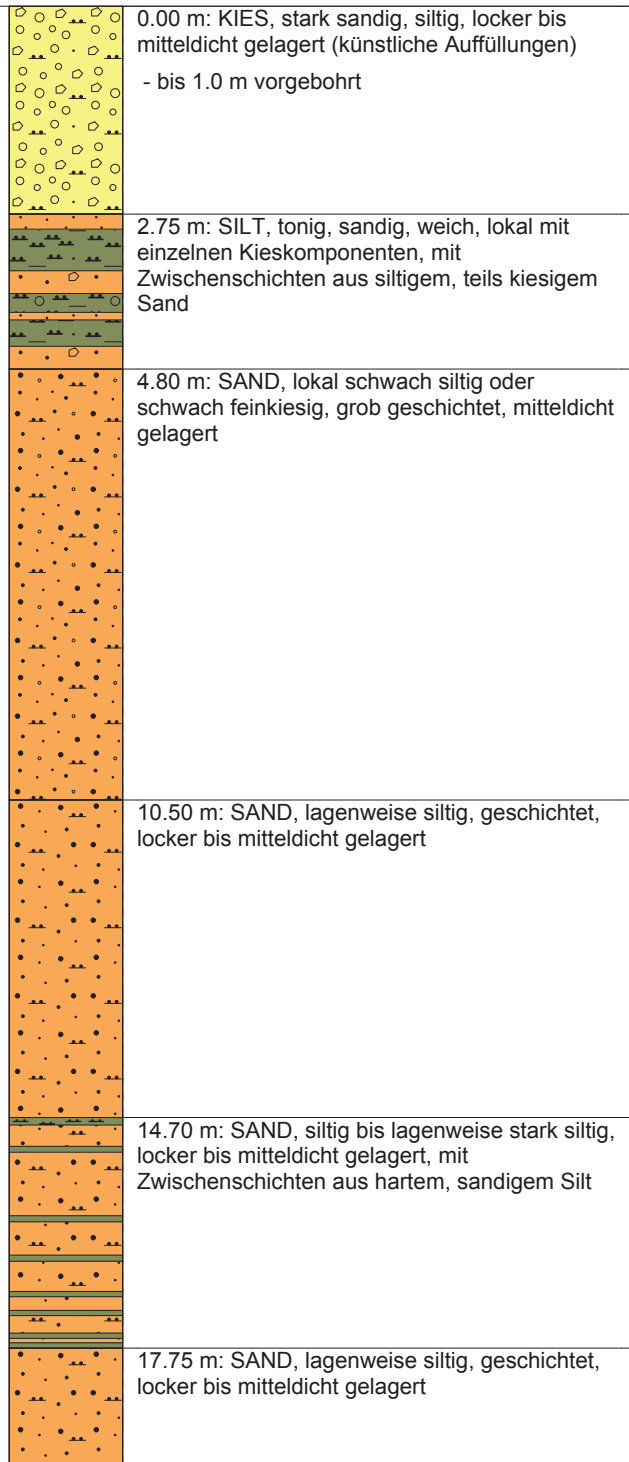
**geotechnische Beschreibung**

**undrainierte Scherfestigkeit**

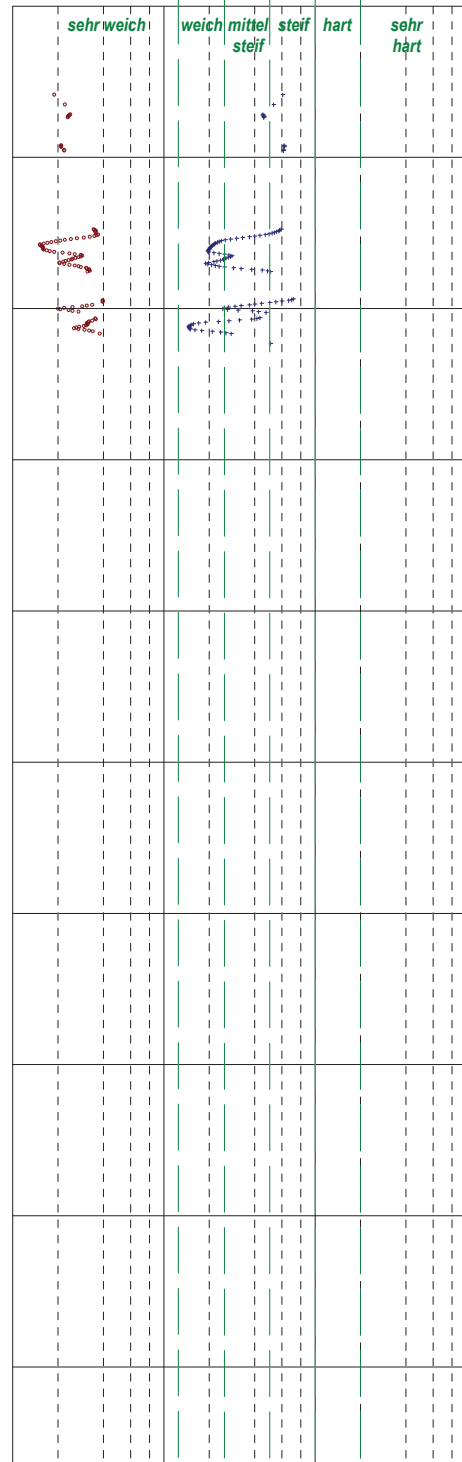
**drainierte Scherfestigkeit**

**Lagerungsdichte**

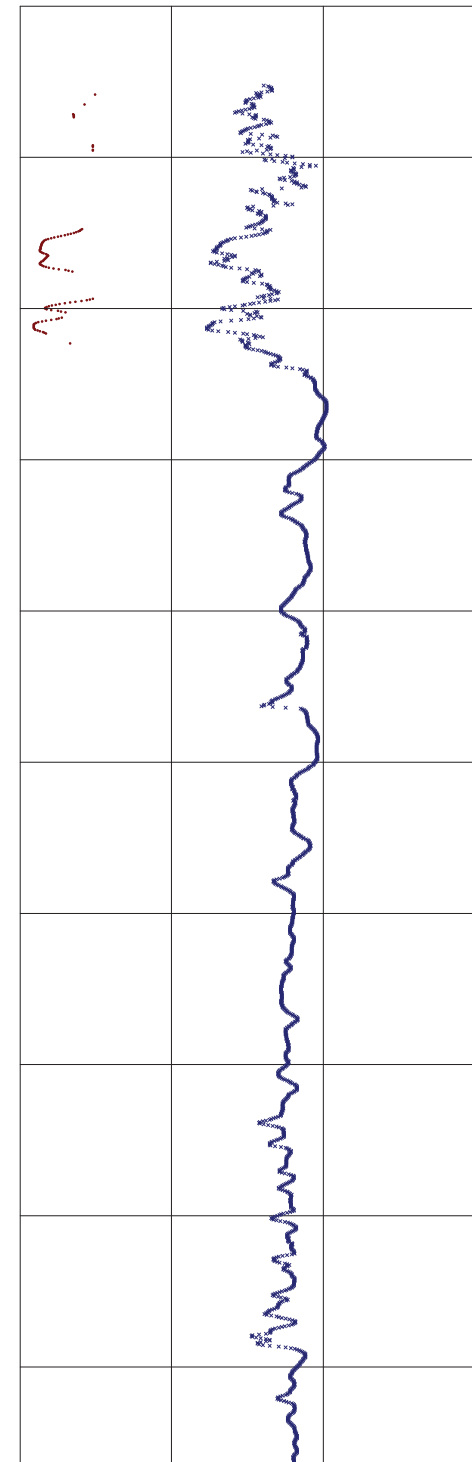
**In-situ Spannungs-Deformations**



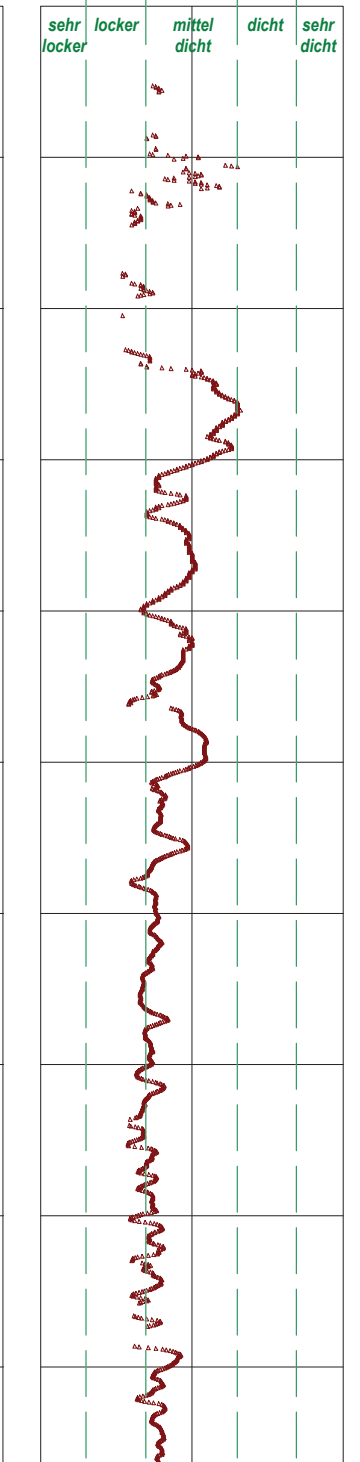
1 10 100 1000 0



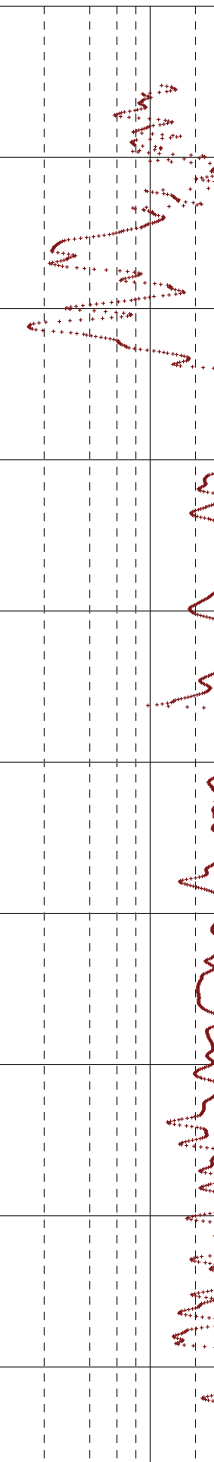
20 40 60 0.0



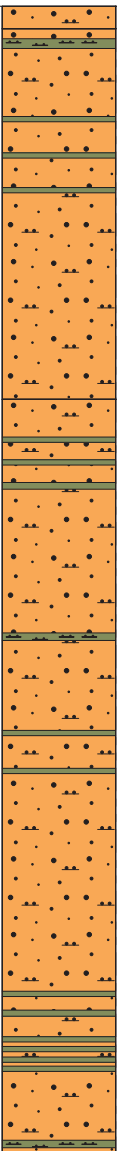
0.0 0.5 1.0



1 10



geotechnische Beschreibung



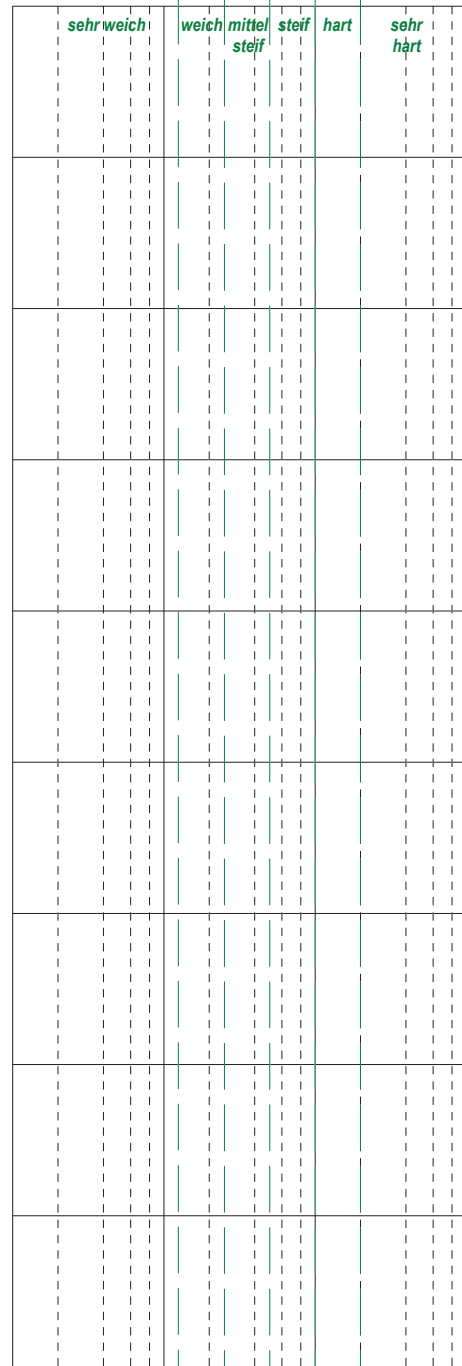
17.75 m: SAND, lagenweise siltig, geschichtet, locker bis mitteldicht gelagert  
 20.30 m: SAND, schwach siltig, mitteldicht gelagert, grob geschichtet

- bis ca. 22.50 m mit dünnen Zwischenschichten aus hartem, sandigem Silt

25.20 m: SAND, lagenweise siltig bis stark siltig, dünn geschichtet, locker bis mitteldicht gelagert, mit Zwischenschichten aus hartem, sandigem Silt

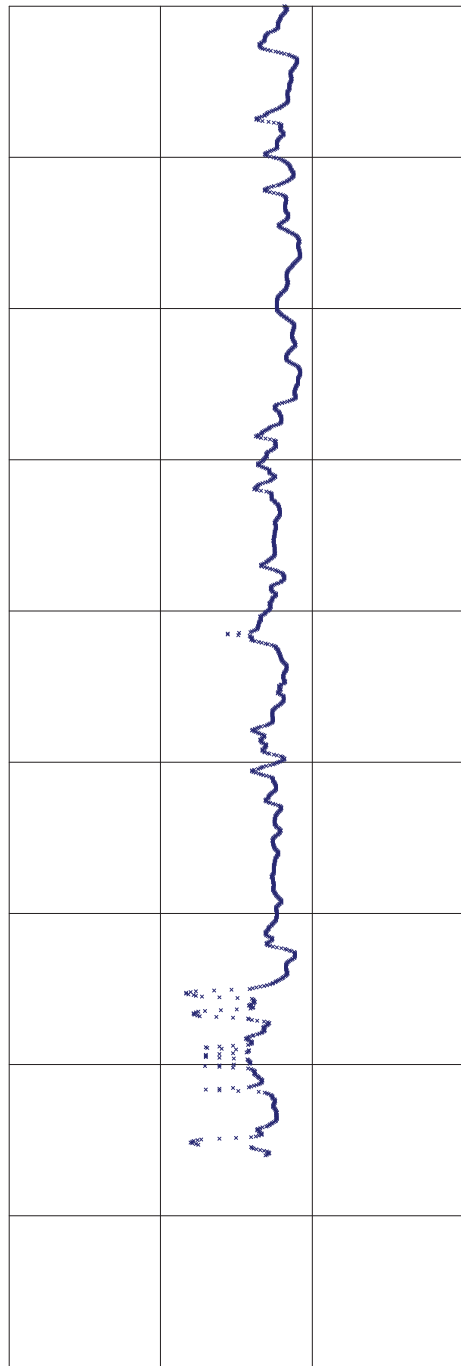
undrainierte Scherfestigkeit

1 10 100 1000 0



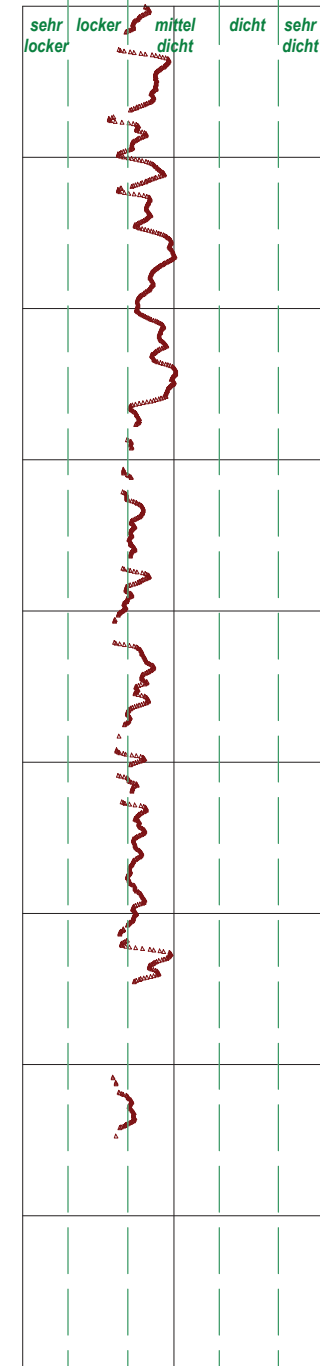
drainierte Scherfestigkeit

20 40 60 0.0



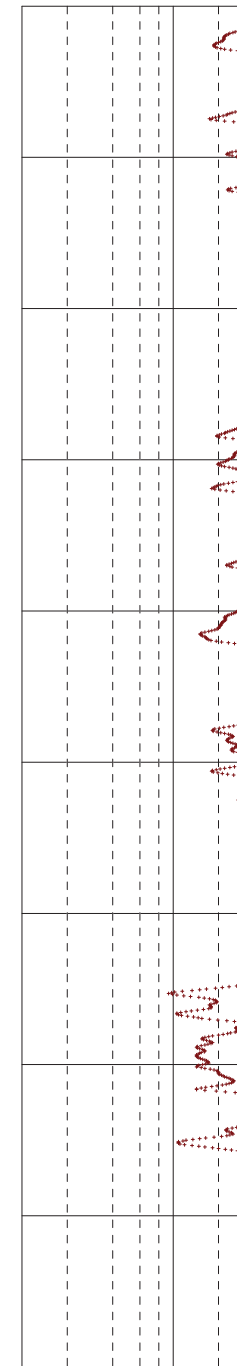
Lagerungsdichte

0.0 0.5 1.0



In-situ Spannungs-Deformations

1 10



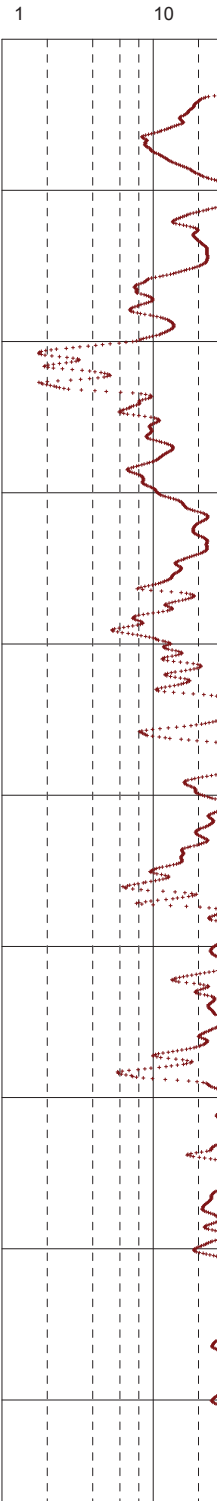
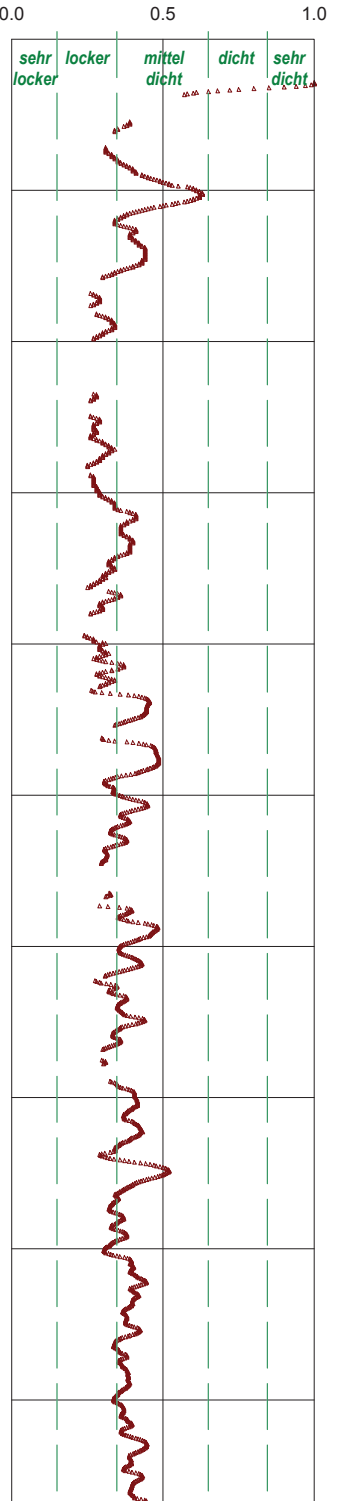
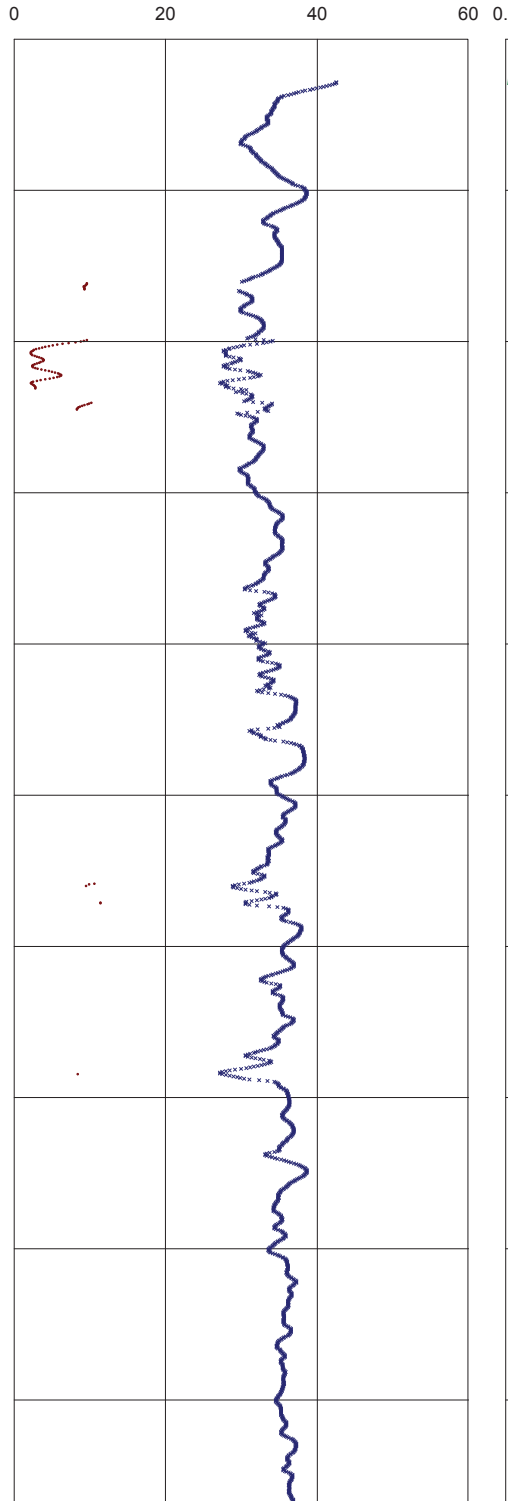
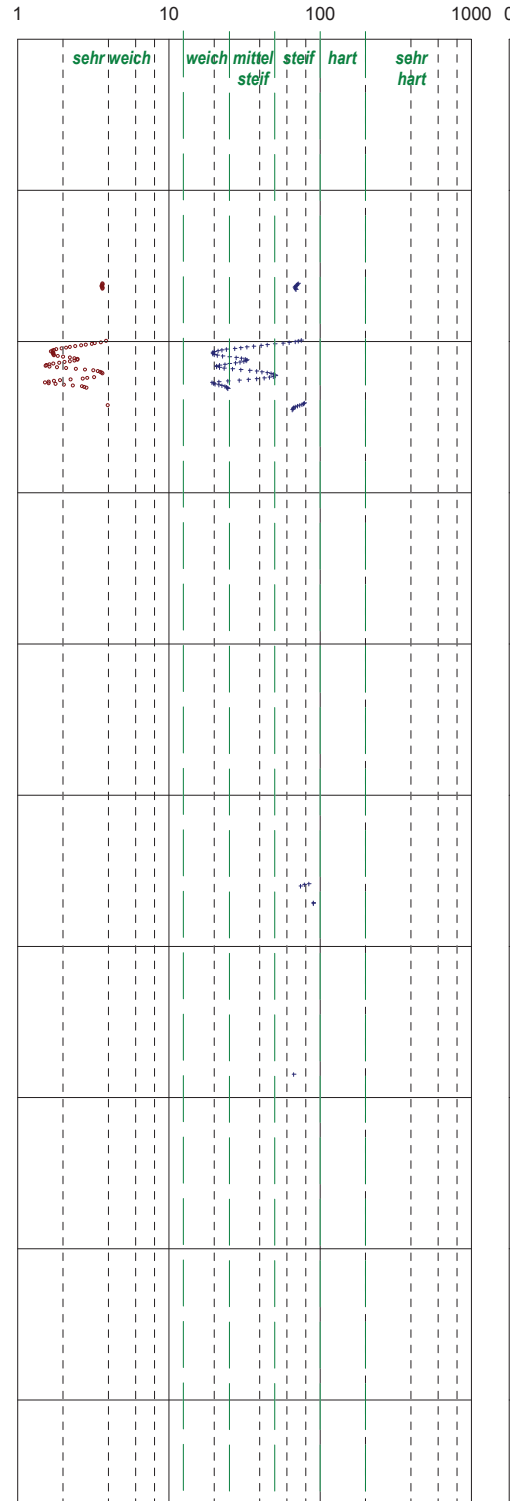
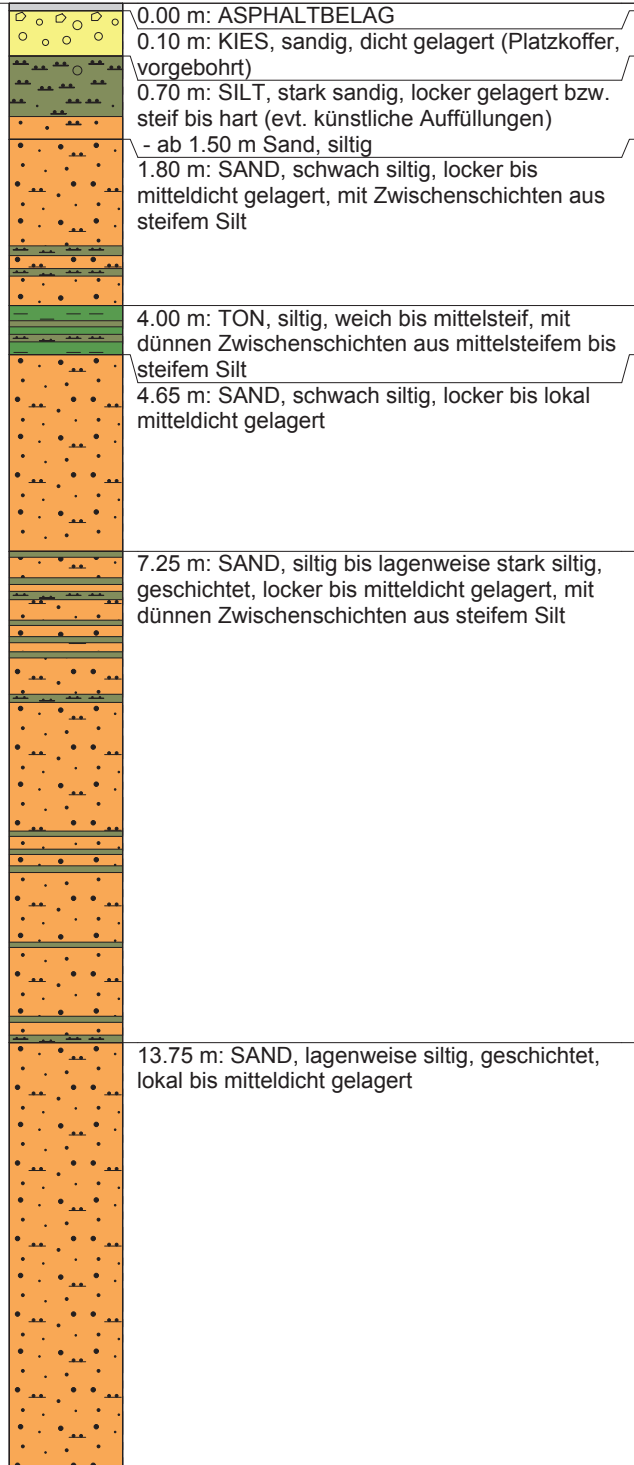
geotechnische Beschreibung

undrainierte Scherfestigkeit

drainierte Scherfestigkeit

Lagerungsdichte

In-situ Spannungs-Deformations





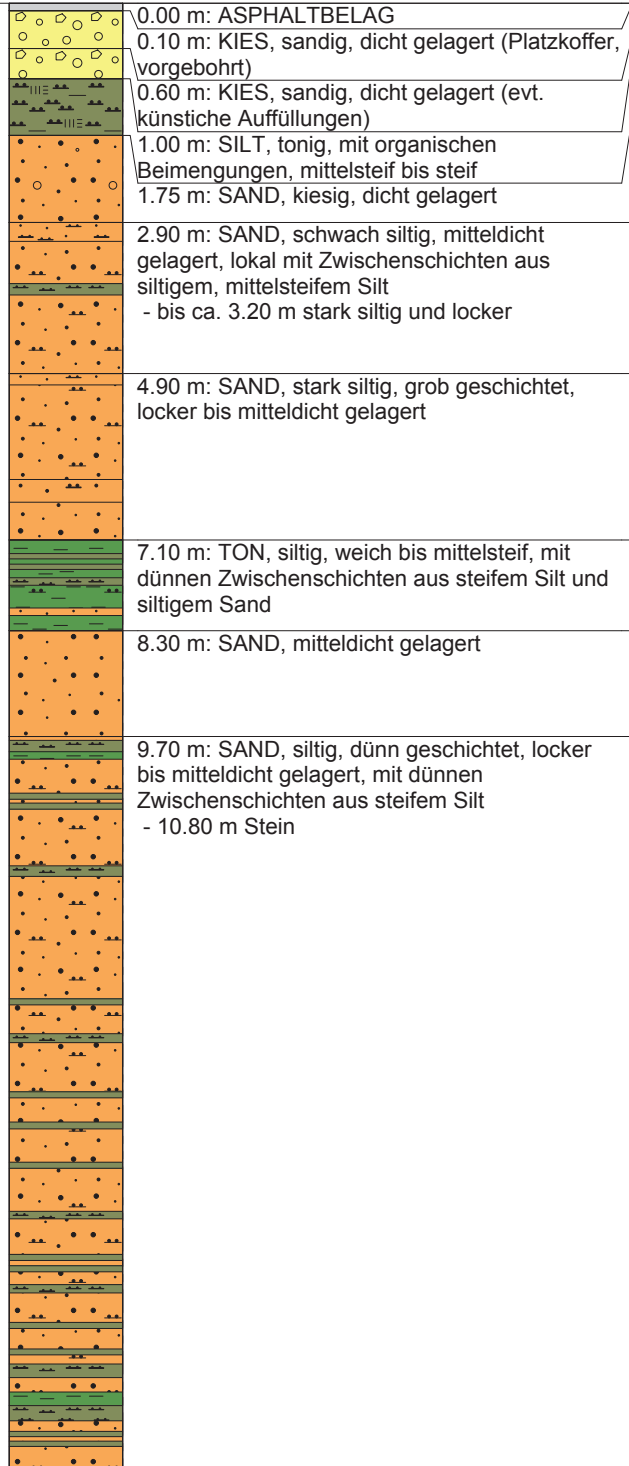
geotechnische Beschreibung

undrainierte Scherfestigkeit

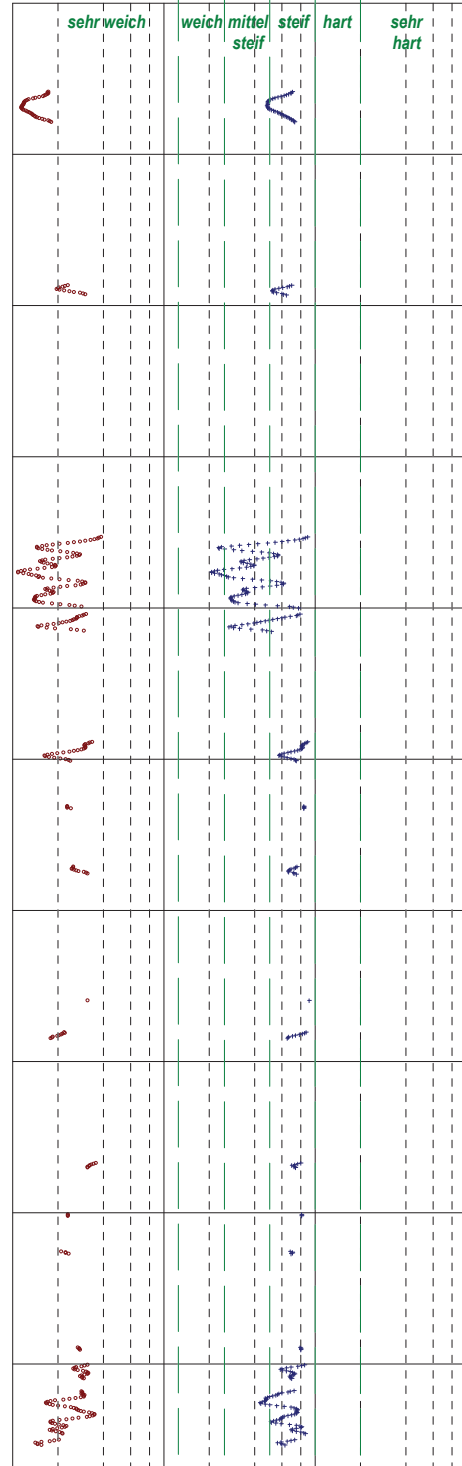
drainierte Scherfestigkeit

Lagerungsdichte

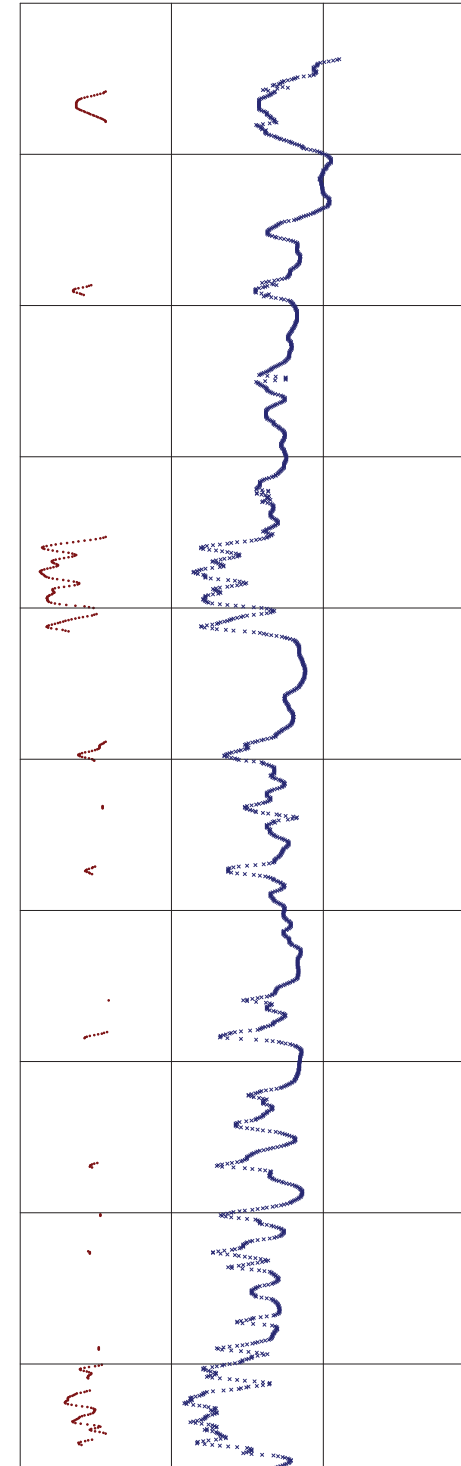
In-situ Spannungs-Deformations



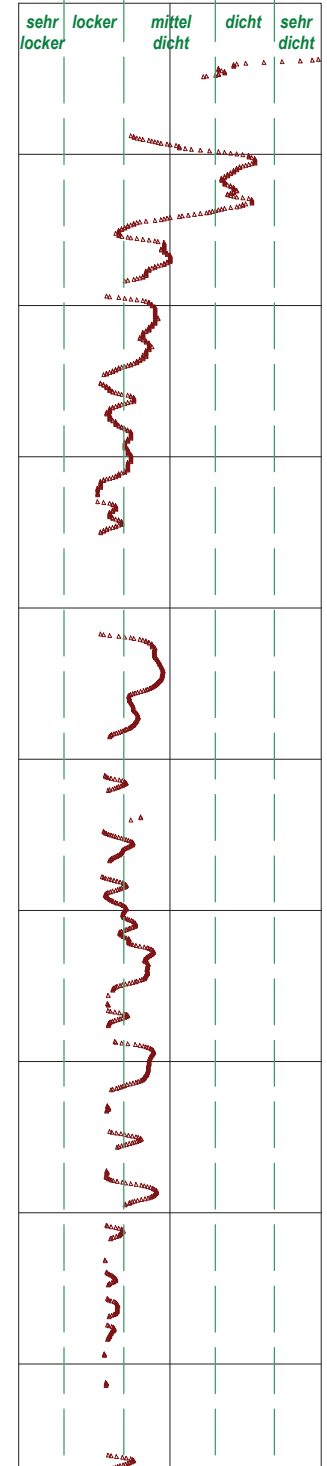
1 10 100 1000 0



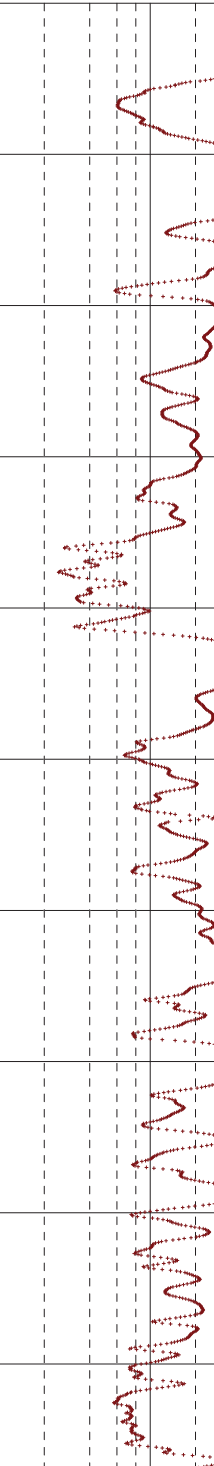
20 40 60 0.0



0.5 1.0



1 10



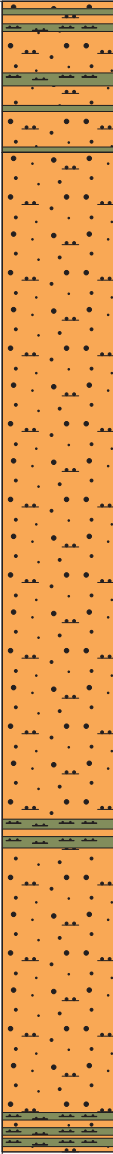
geotechnische Beschreibung

undrainierte Scherfestigkeit

drainierte Scherfestigkeit

Lagerungsdichte

In-situ Spannungs-Deformations



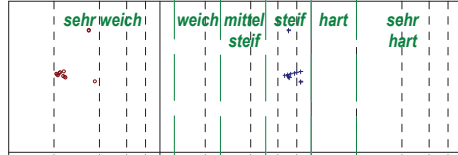
9.70 m: SAND, siltig, dünn geschichtet, locker bis mitteldicht gelagert, mit dünnen Zwischenschichten aus steifem Silt

22.00 m: SAND, schwach siltig bis lagenweise siltig, dünn geschichtet, mitteldicht gelagert

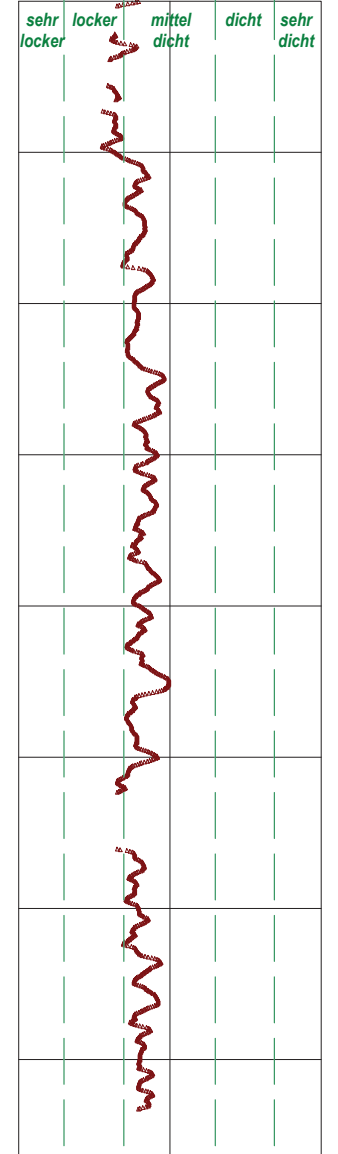
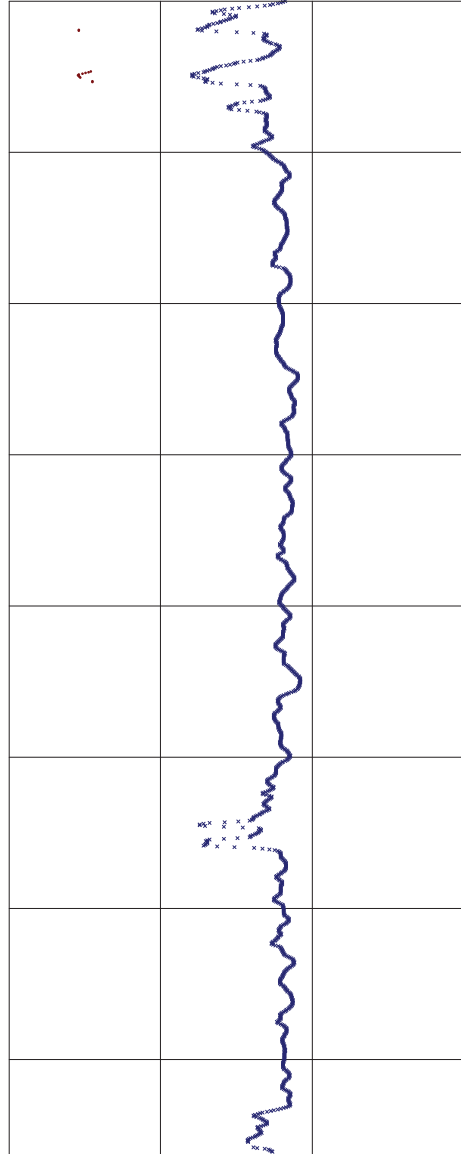
- 30.80 m - 31.20 m mit vielen Zwischenschichten aus hartem Silt

- ab 34.70 m mit vielen Zwischenschichten aus hartem, sandigem Silt

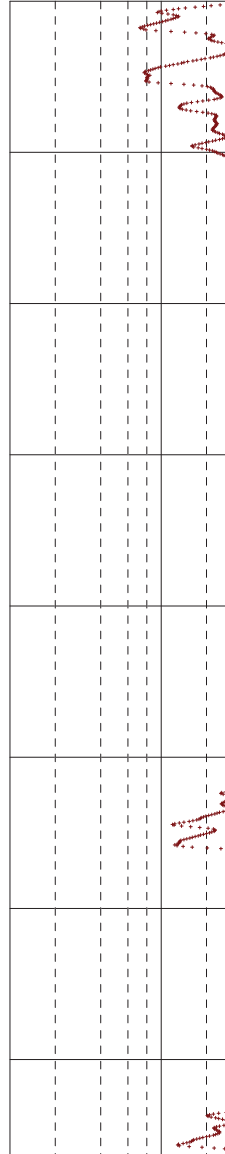
1 10 100 1000 0



20 40 60 0.0 0.5 1.0



1 10



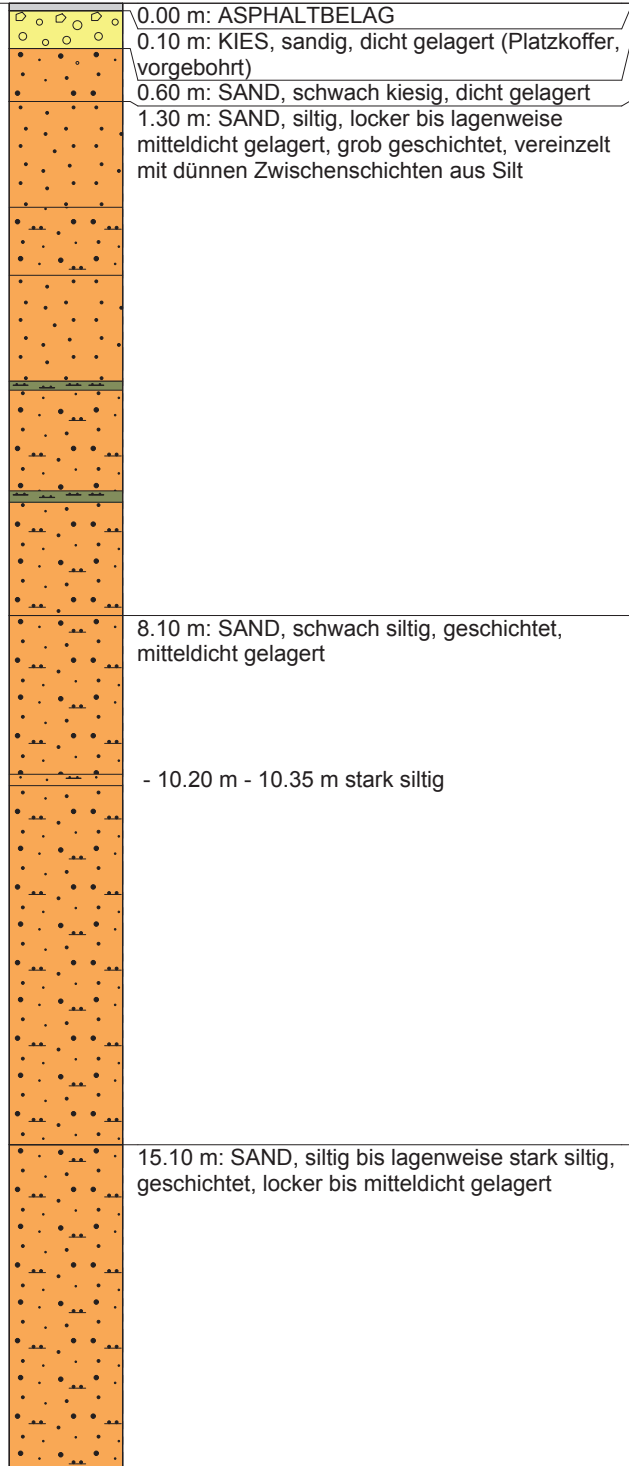
geotechnische Beschreibung

undrainierte Scherfestigkeit

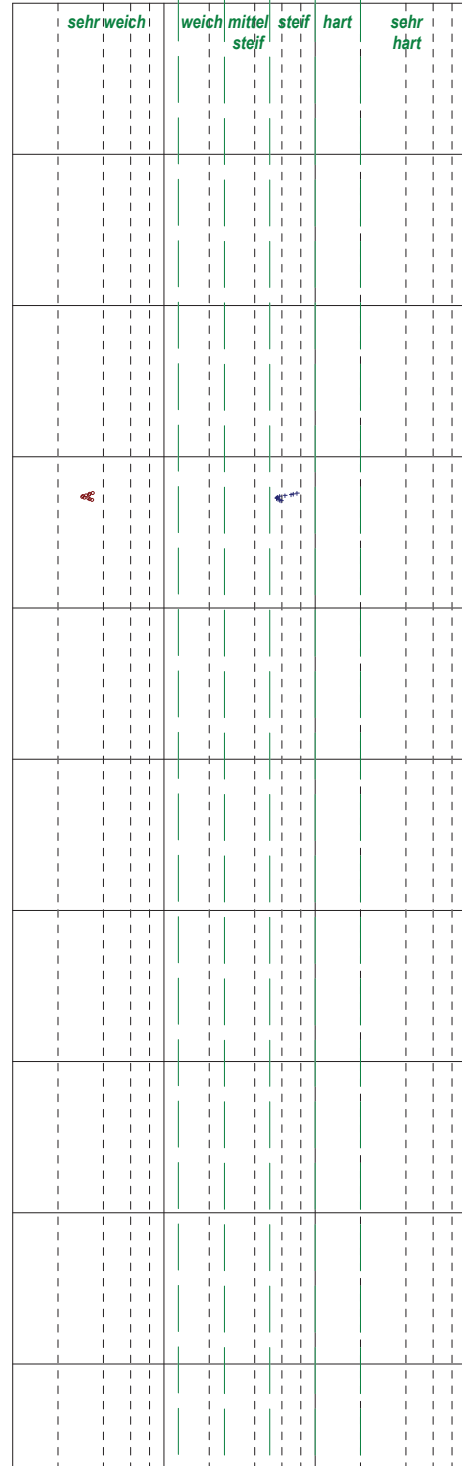
drainierte Scherfestigkeit

Lagerungsdichte

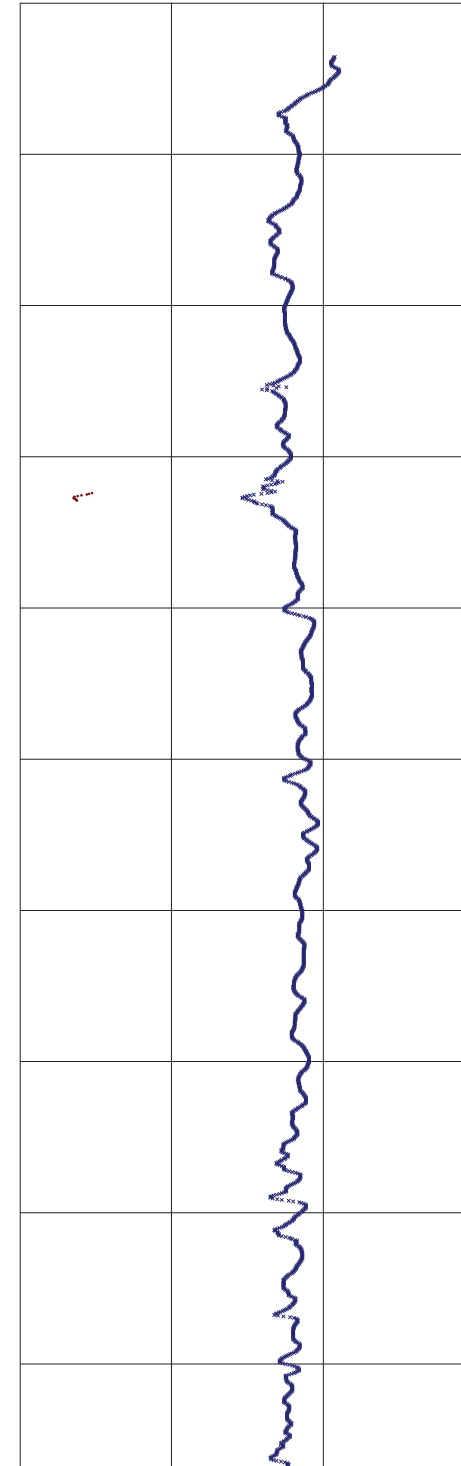
In-situ Spannungs-Deformations



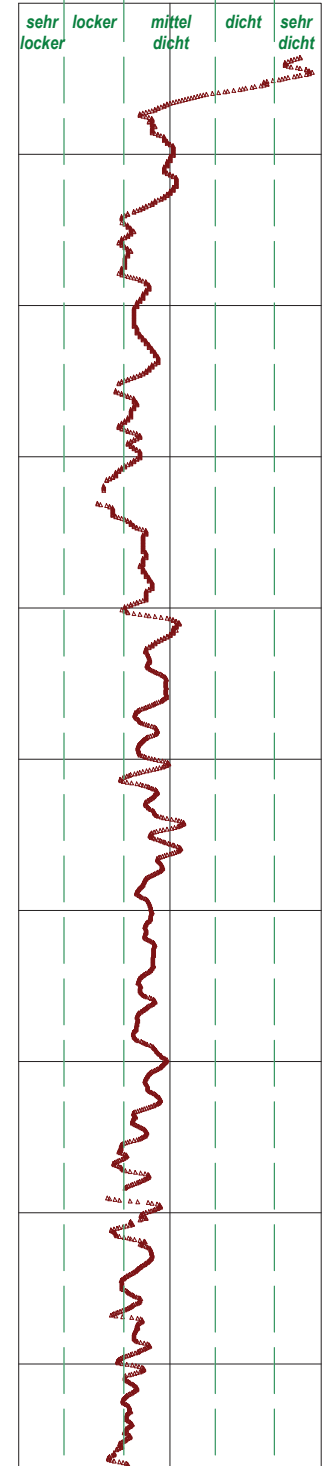
1 10 100 1000 0



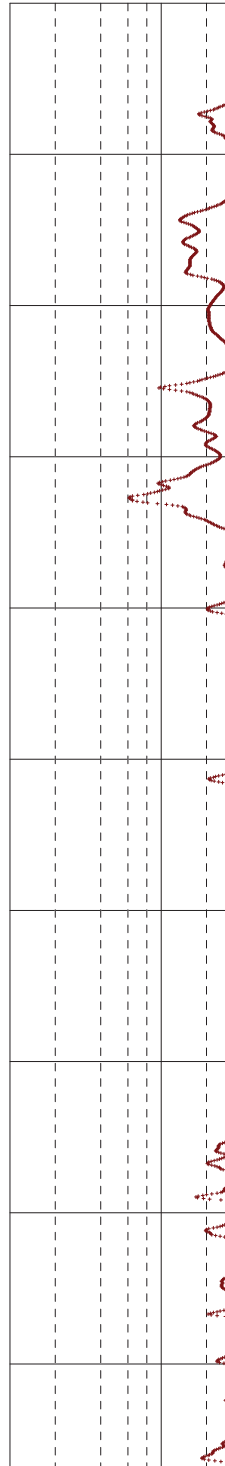
20 40 60 0.0



0.0 0.5 1.0



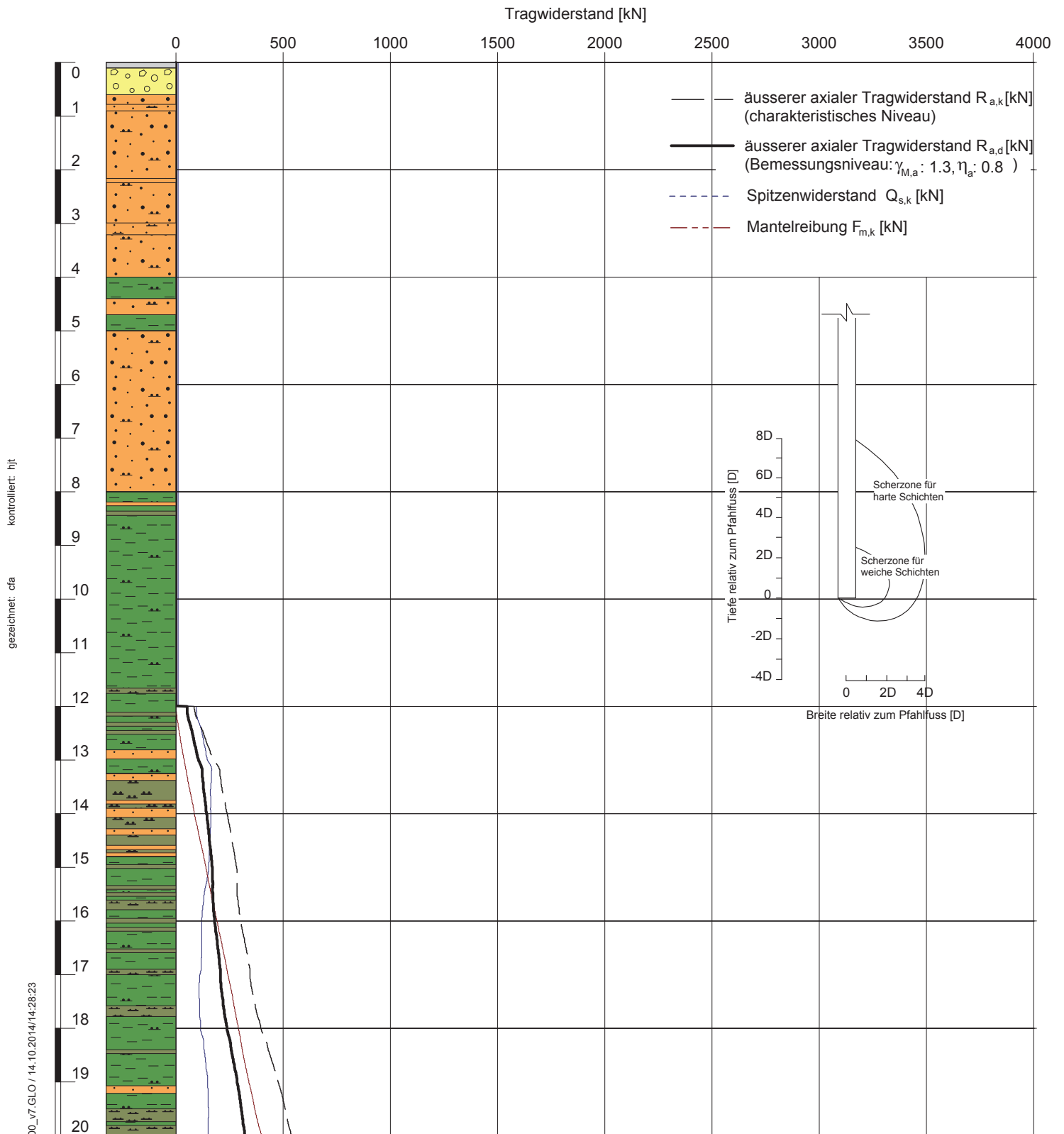
1 10





**BEILAGE D**  
**ÄUSSERER AXIALER TRAGWIDERSTAND EINEN EINZELPFAHLS**

<b>INHALT</b>	Beilage
Äusserer axialer Tragwiderstand eines Verdrängungspfahls $\varnothing$ 500 mm, CPTU 14-11	D1 – D2
Äusserer axialer Tragwiderstand eines Bohrpfahls $\varnothing$ 1000 mm, CPTU 14-11	D3 – D4
Äusserer axialer Tragwiderstand eines Verdrängungspfahls $\varnothing$ 500 mm, CPTU 14-12	D5 – D6
Äusserer axialer Tragwiderstand eines Bohrpfahls $\varnothing$ 1000 mm, CPTU 14-12	D7 – D8



Negative Mantelreibung : In Setzungsanalyse einbeziehen (EN 1997-1:2004, Abschnitt 7.6.4)

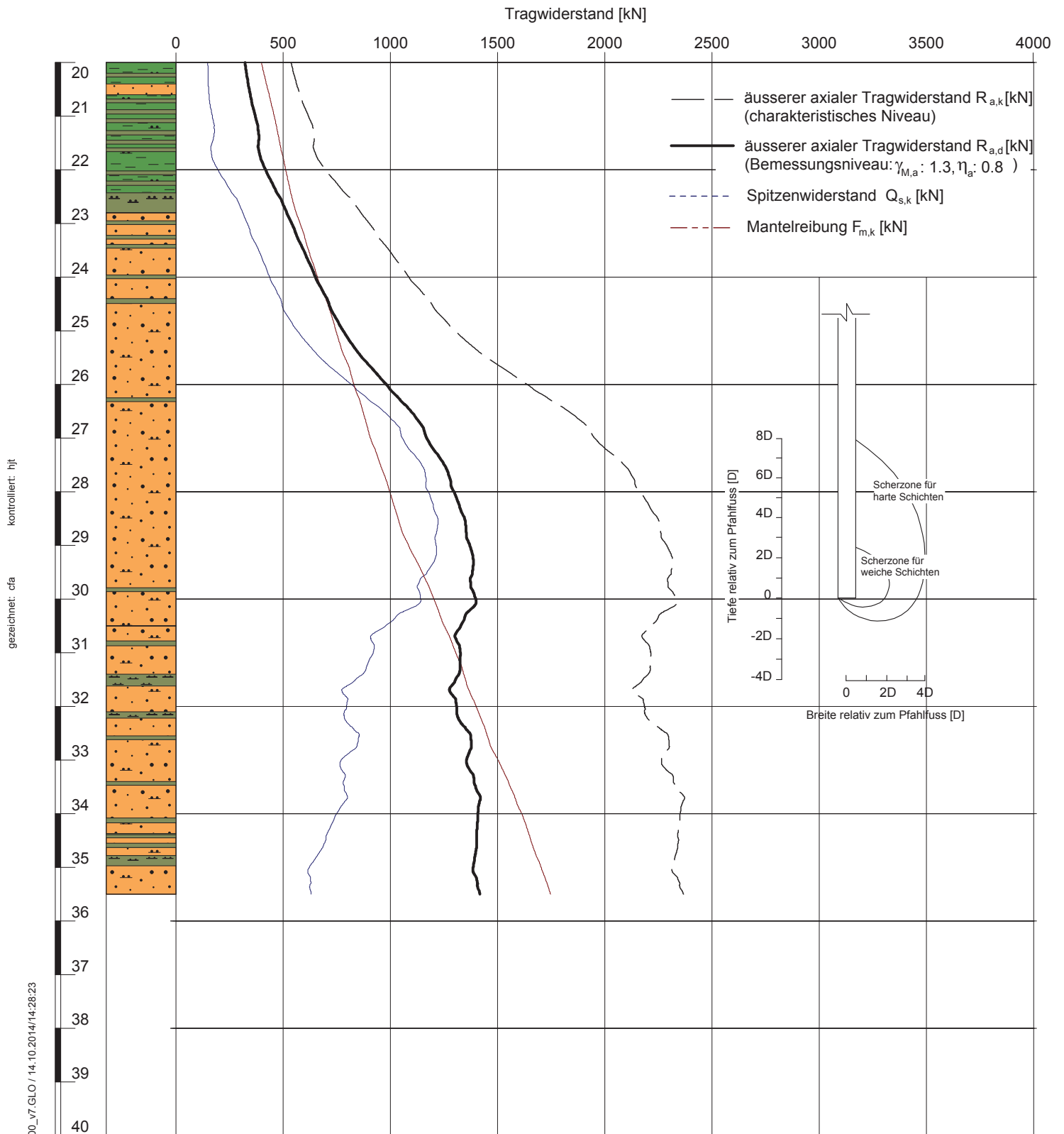
Durchstanzen : Separate Analyse erforderlich, wenn eine weichere Schicht in einer Tiefe von weniger als 4 Pfahlfussdurchmesser unter dem Pfahlfuss vorhanden ist (EN 1997-1:2004, Abschnitt 7.6.2)

**Bedingung: CPTU 14-11**

**ÄUSSERER AXIALER TRAGWIDERSTAND EINES VERDRÄNGUNGSPFAHLS  $\varnothing$  500 MM**  
**Berechnung gemäss Eslami und Fellenius (1997)**

Verwaltungszentrum und Hauptstützpunkt ZVB, Projekt "Fokus", 6300 Zug

GeODin-System / CPT Pfahl A4 1\_100\_v7.GLO / 14.10.2014/14:28:23



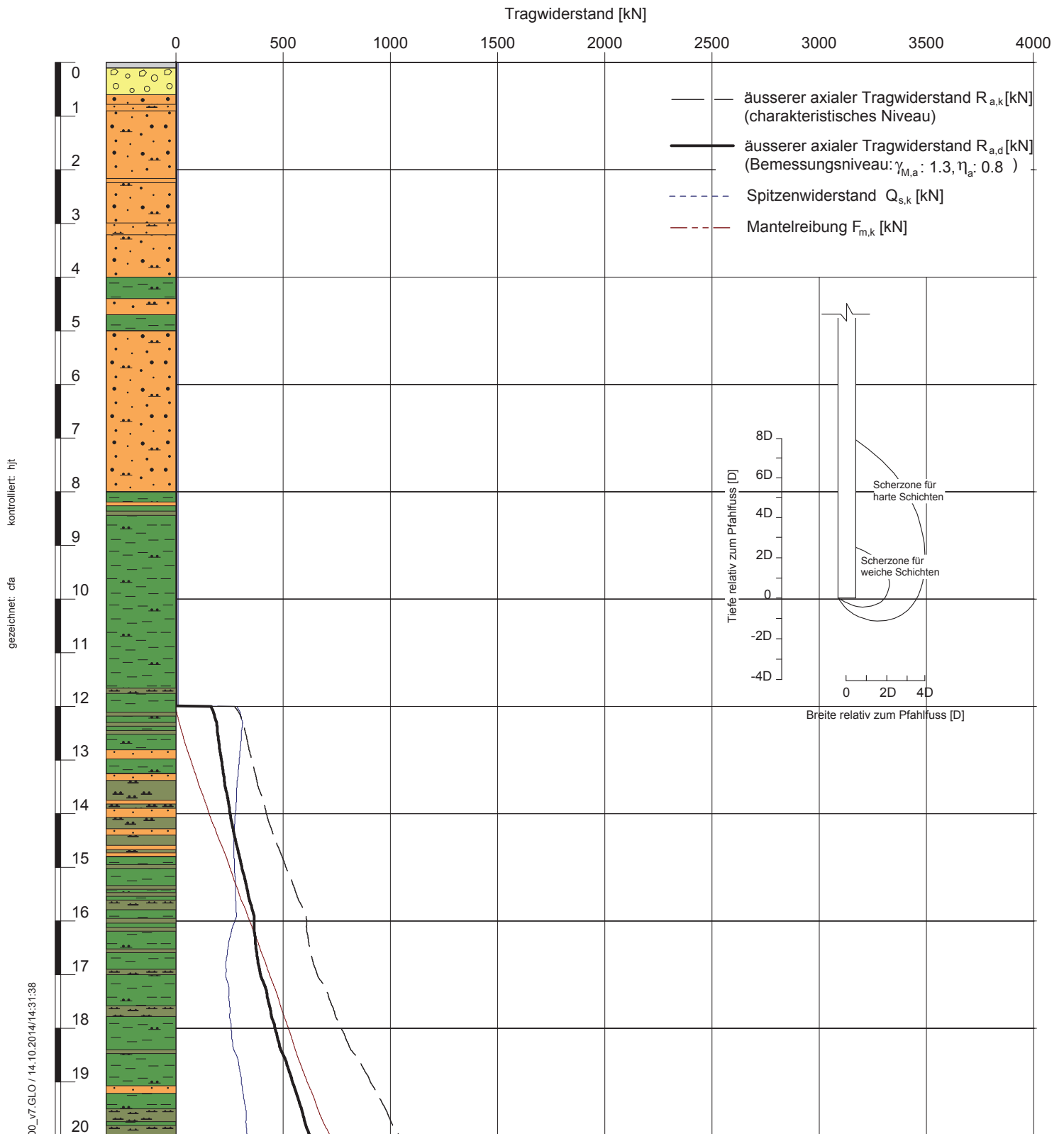
Negative Mantelreibung : In Setzungsanalyse einbeziehen (EN 1997-1:2004, Abschnitt 7.6.4)

Durchstanzen : Separate Analyse erforderlich, wenn eine weichere Schicht in einer Tiefe von weniger als 4 Pfahlfussdurchmesser unter dem Pfahlfuss vorhanden ist (EN 1997-1:2004, Abschnitt 7.6.2)

Bedingung: CPTU 14-11

### ÄUSSERER AXIALER TRAGWIDERSTAND EINES VERDRÄNGUNGSPFAHLS $\varnothing$ 500 MM Berechnung gemäss Eslami und Fellenius (1997)

Verwaltungszentrum und Hauptstützpunkt ZVB, Projekt "Fokus", 6300 Zug



kontrolliert: hjt  
gezeichnet: cfa

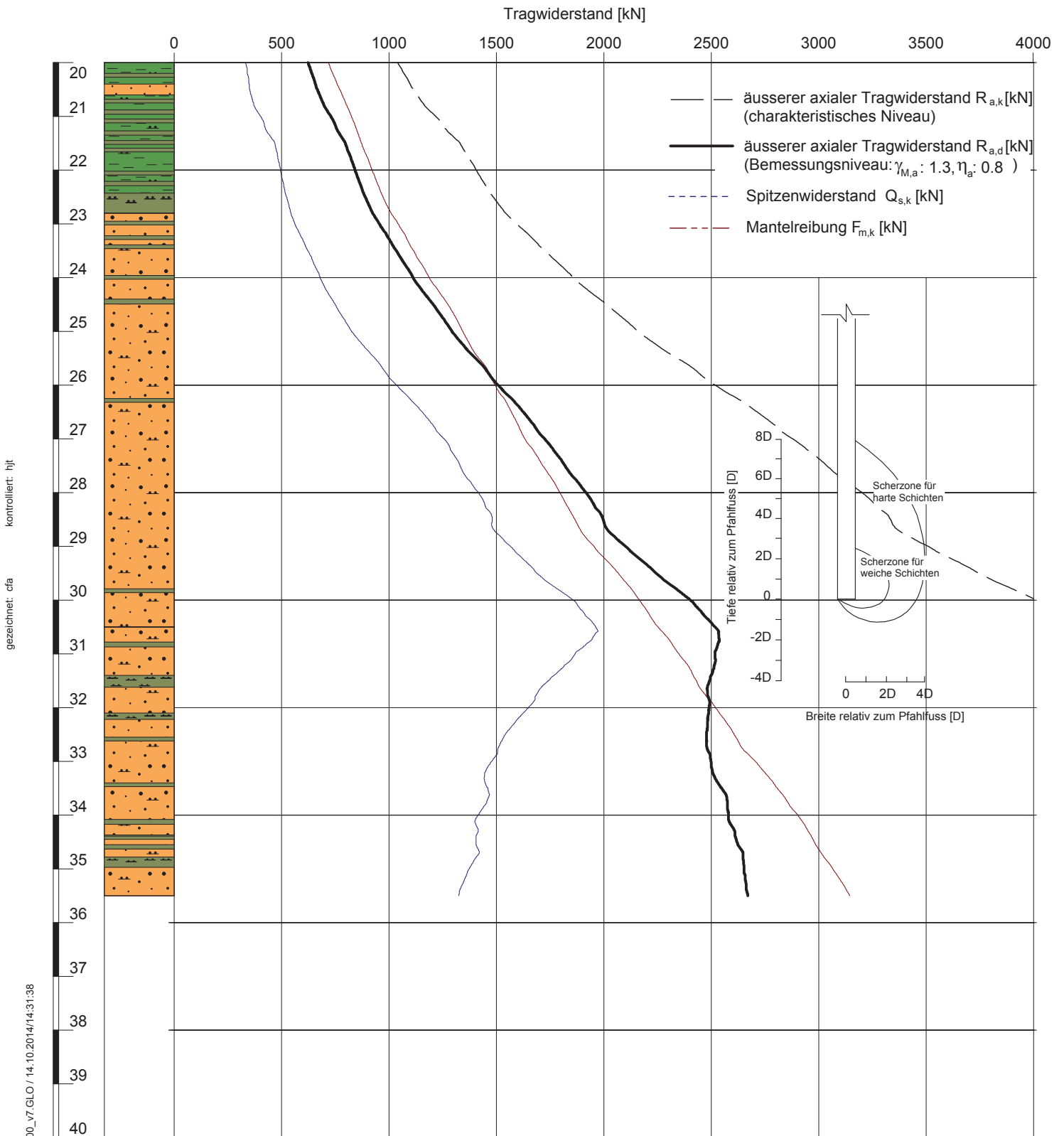
GeODin-System / CPT Pfahl A4 1\_100\_v7.GLO / 14.10.2014/14:31:38

Negative Mantelreibung : In Setzungsanalyse einbeziehen (EN 1997-1:2004, Abschnitt 7.6.4)  
 Durchstanzen : Separate Analyse erforderlich, wenn eine weichere Schicht in einer Tiefe von weniger als 4 Pfahlfussdurchmesser unter dem Pfahlfuss vorhanden ist (EN 1997-1:2004, Abschnitt 7.6.2)

**Bedingung: CPTU 14-11**

**ÄUSSERER AXIALER TRAGWIDERSTAND EINES BOHRPFAHLS Ø 1000 MM  
 Berechnung gemäss Eslami und Fellenius (1997)**

Verwaltungszentrum und Hauptstützpunkt ZVB, Projekt "Fokus", 6300 Zug



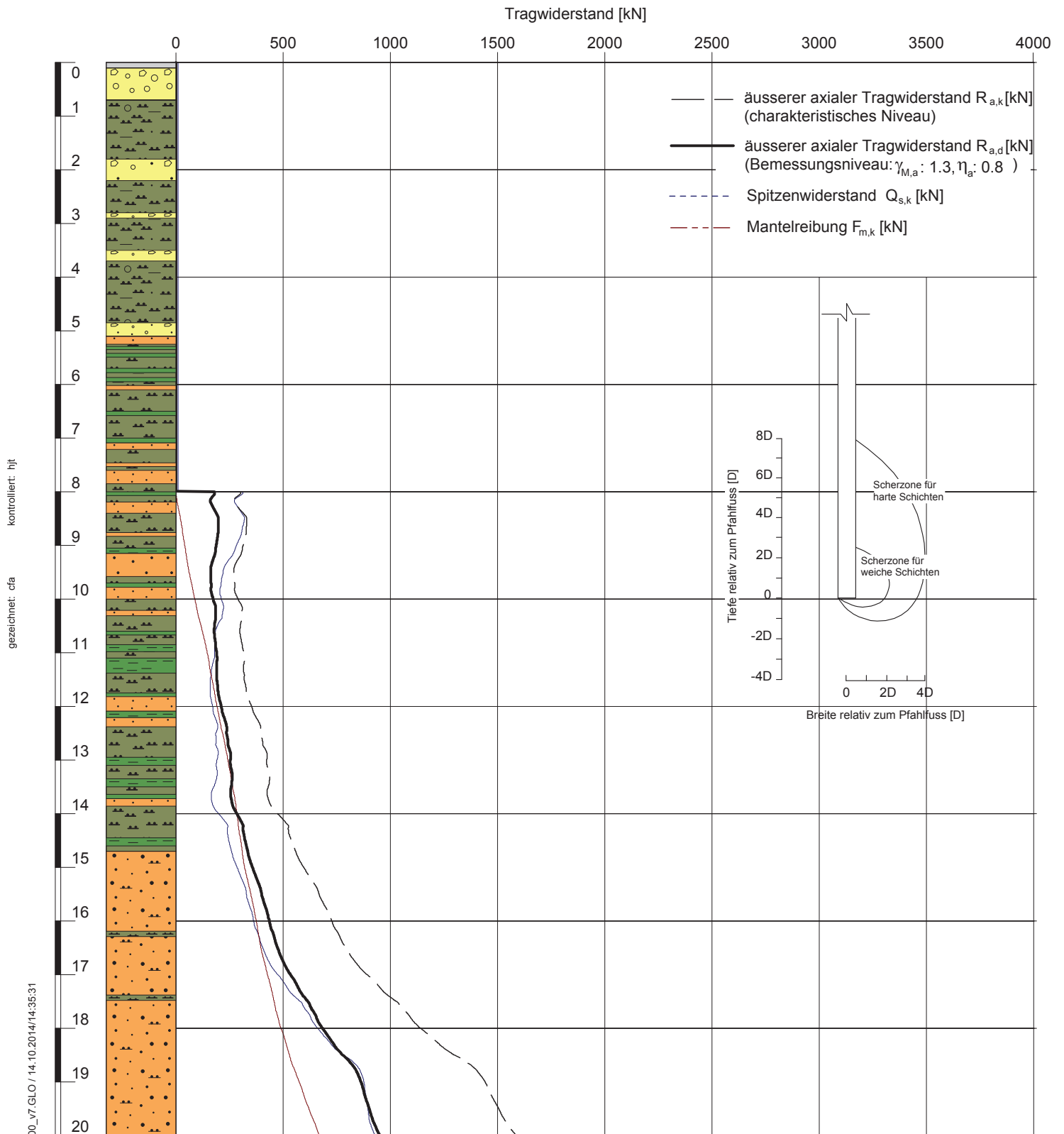
Negative Mantelreibung : In Setzungsanalyse einbeziehen (EN 1997-1:2004, Abschnitt 7.6.4)  
 Durchstanzen : Separate Analyse erforderlich, wenn eine weichere Schicht in einer Tiefe von weniger als 4 Pfahlfussdurchmesser unter dem Pfahlfuss vorhanden ist (EN 1997-1:2004, Abschnitt 7.6.2)

**Bedingung: CPTU 14-11**

**ÄUSSERER AXIALER TRAGWIDERSTAND EINES BOHRPFAHLS Ø 1000 MM  
 Berechnung gemäss Eslami und Fellenius (1997)**

Verwaltungszentrum und Hauptstützpunkt ZVB, Projekt "Fokus", 6300 Zug

GeODin-System / CPT Pfahl A4 1\_100\_v7.GLO / 14.10.2014/14:31:38



gezeichnet: cfa      kontrolliert: hjt

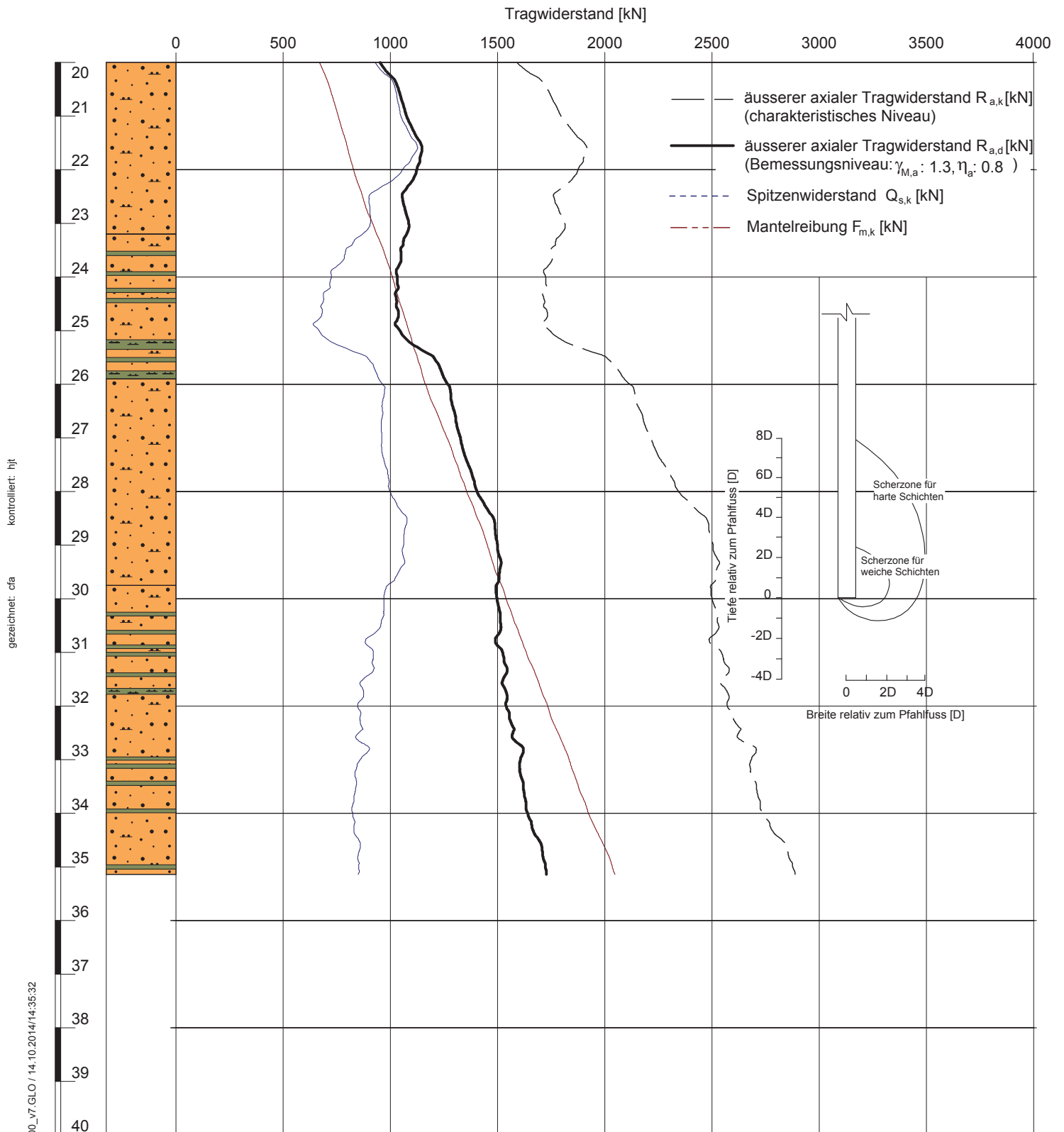
GeODin-System / CPT Pfahl A4 1\_100\_v7.GLO / 14.10.2014/14:35:31

Negative Mantelreibung : In Setzungsanalyse einbeziehen (EN 1997-1:2004, Abschnitt 7.6.4)  
 Durchstanzen : Separate Analyse erforderlich, wenn eine weichere Schicht in einer Tiefe von weniger als 4 Pfahlfussdurchmesser unter dem Pfahlfuss vorhanden ist (EN 1997-1:2004, Abschnitt 7.6.2)

**Bedingung: CPTU 14-12**

**ÄUSSERER AXIALER TRAGWIDERSTAND EINES VERDRÄNGUNGSFAHLS Ø 500 MM  
 Berechnung gemäss Eslami und Fellenius (1997)**

Verwaltungszentrum und Hauptstützpunkt ZVB, Projekt "Fokus", 6300 Zug

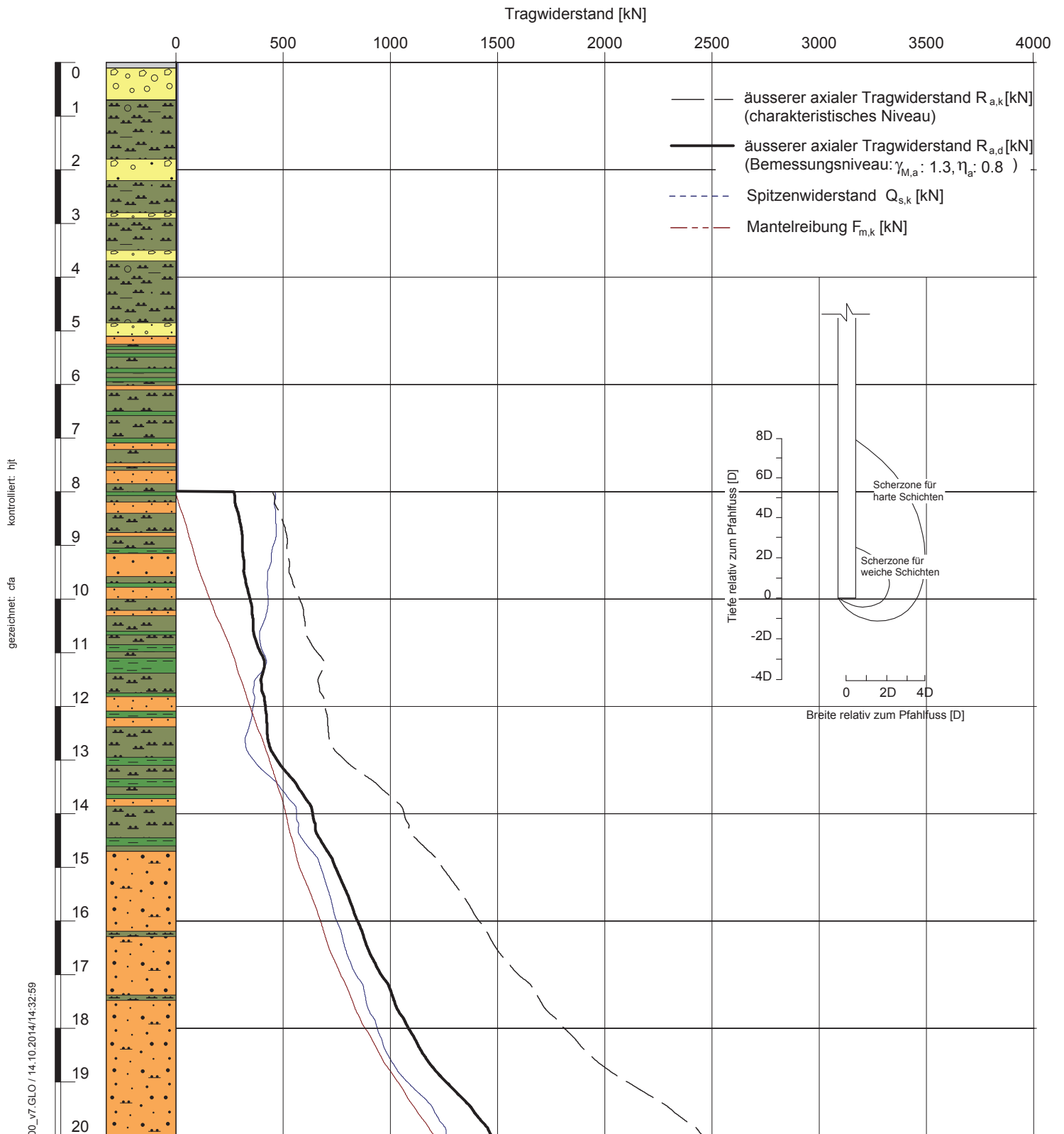


Negative Mantelreibung : In Setzungsanalyse einbeziehen (EN 1997-1:2004, Abschnitt 7.6.4)  
 Durchstanzen : Separate Analyse erforderlich, wenn eine weichere Schicht in einer Tiefe von weniger als 4 Pfahlfussdurchmesser unter dem Pfahlfuss vorhanden ist (EN 1997-1:2004, Abschnitt 7.6.2)

**Bedingung: CPTU 14-12**

**ÄUSSERER AXIALER TRAGWIDERSTAND EINES VERDRÄNGUNGSFAHLS Ø 500 MM  
 Berechnung gemäss Eslami und Fellenius (1997)**

Verwaltungszentrum und Hauptstützpunkt ZVB, Projekt "Fokus", 6300 Zug



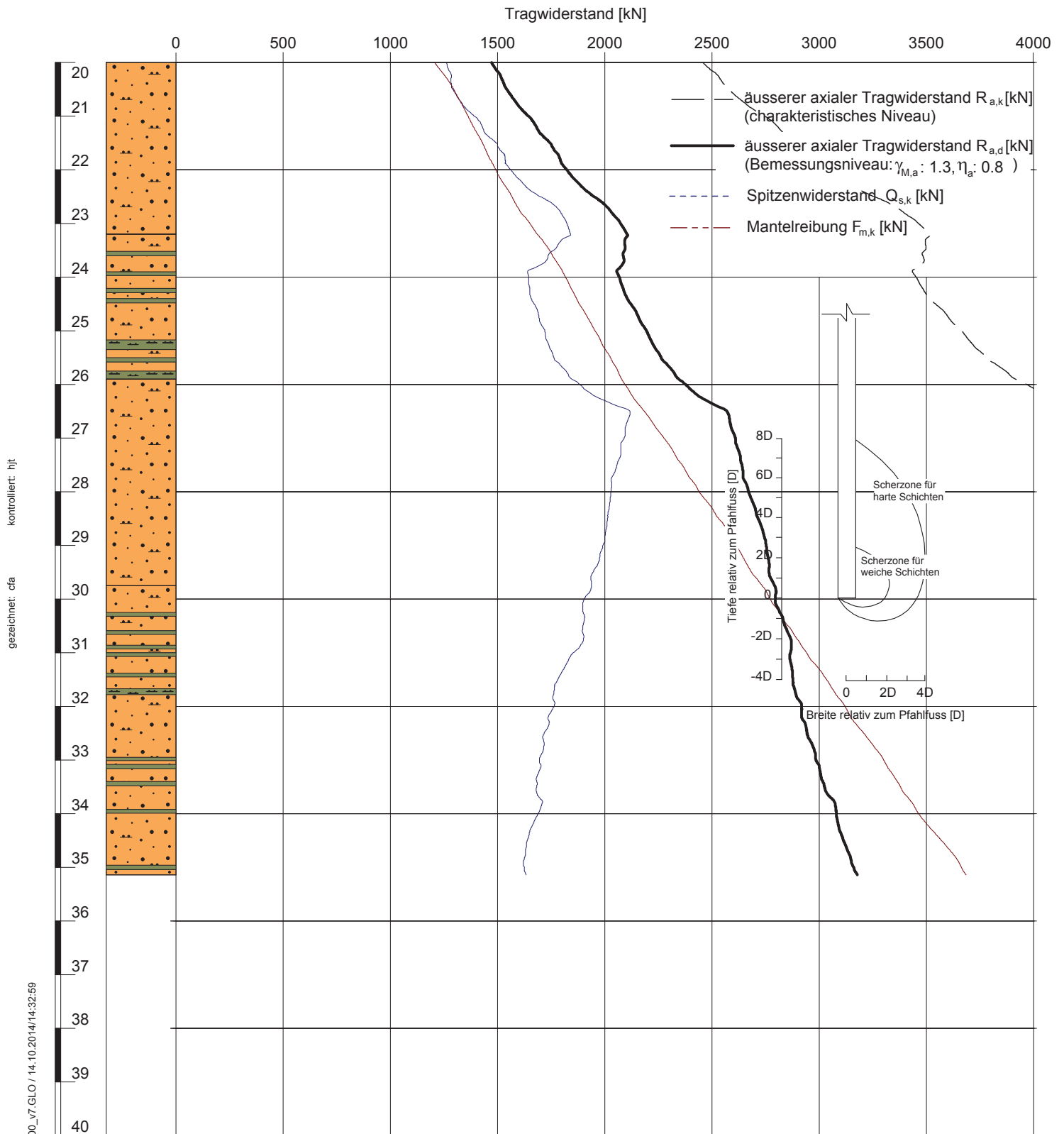
Negative Mantelreibung : In Setzungsanalyse einbeziehen (EN 1997-1:2004, Abschnitt 7.6.4)

Durchstanzen : Separate Analyse erforderlich, wenn eine weichere Schicht in einer Tiefe von weniger als 4 Pfahlfussdurchmesser unter dem Pfahlfuss vorhanden ist (EN 1997-1:2004, Abschnitt 7.6.2)

**Bedingung: CPTU 14-12**

**ÄUSSERER AXIALER TRAGWIDERSTAND EINES BOHRPFAHLS Ø 1000 MM**  
**Berechnung gemäss Eslami und Fellenius (1997)**

Verwaltungszentrum und Hauptstützpunkt ZVB, Projekt "Fokus", 6300 Zug



Negative Mantelreibung : In Setzungsanalyse einbeziehen (EN 1997-1:2004, Abschnitt 7.6.4)  
 Durchstanzen : Separate Analyse erforderlich, wenn eine weichere Schicht in einer Tiefe von weniger als 4 Pfahlfussdurchmesser unter dem Pfahlfuss vorhanden ist (EN 1997-1:2004, Abschnitt 7.6.2)

Bedingung: CPTU 14-12

**ÄUSSERER AXIALER TRAGWIDERSTAND EINES BOHRPFAHLS Ø 1000 MM**  
**Berechnung gemäss Eslami und Fellenius (1997)**

Verwaltungszentrum und Hauptstützpunkt ZVB, Projekt "Fokus", 6300 Zug

**BEILAGE E**  
**DISSIPATIONSTESTS - MESSERGEBNISSE**

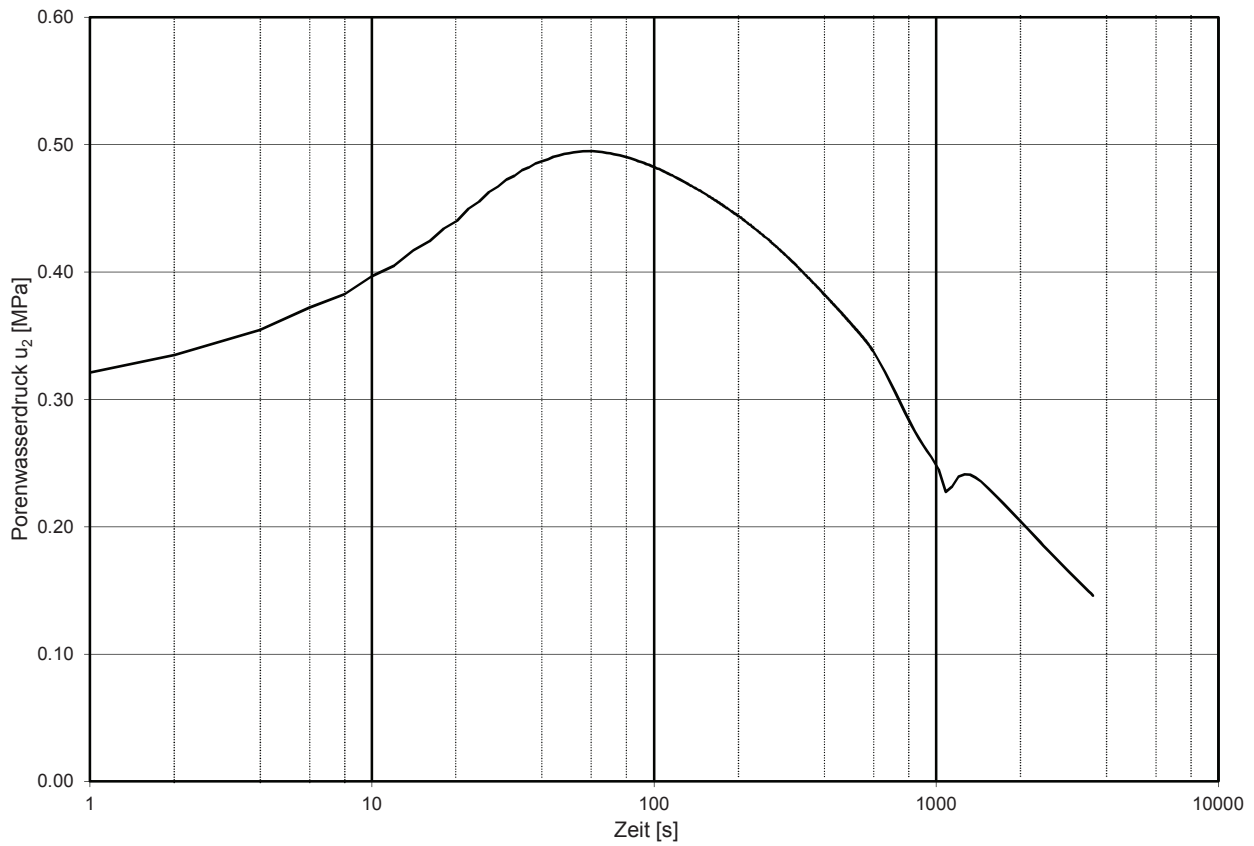
**INHALT**

Beilage

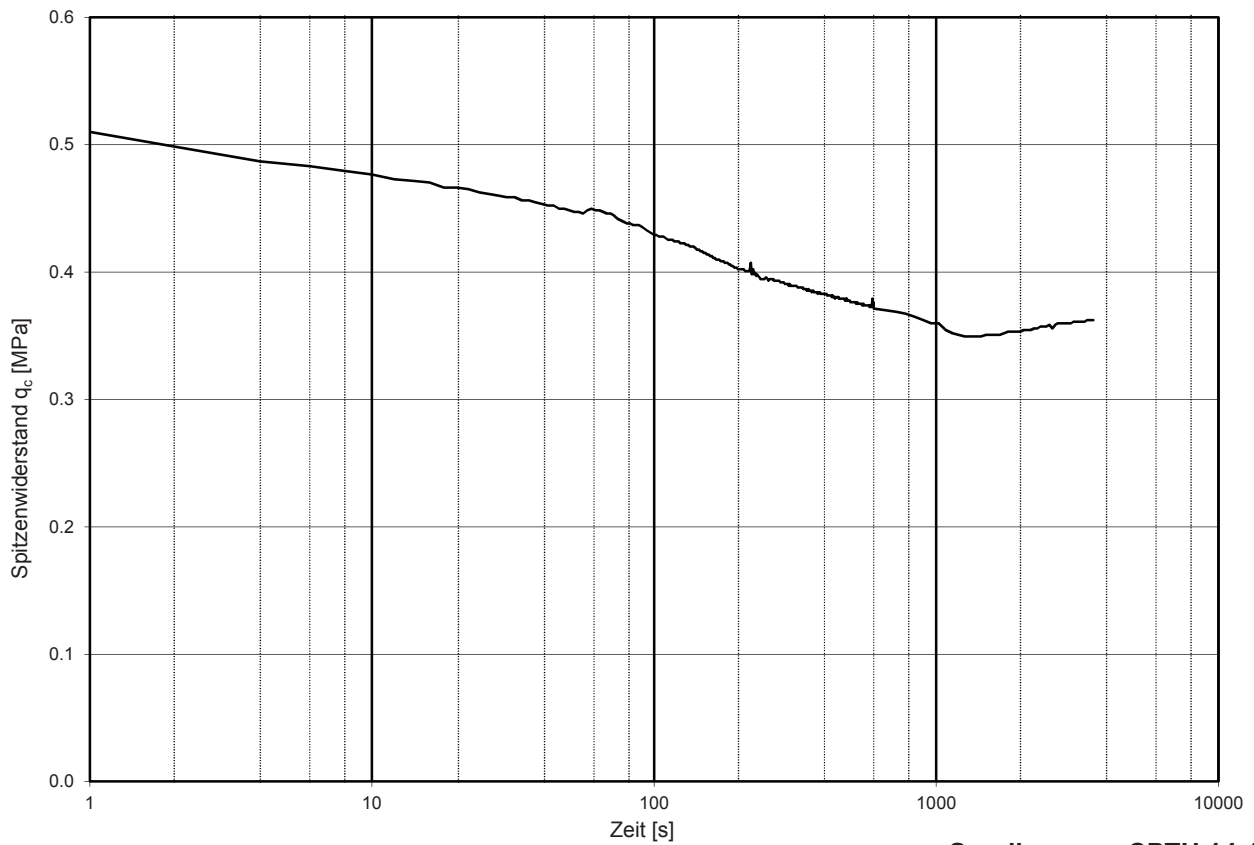
Dissipationstest CPTU 14-11

E1

Kontrolliert: cfa



Gezeichnet: hjt



../Auswertung Dissipation.xls

Sondierung: CPTU 14-11

Ausführungsdatum : 18. August 2014       $c_h$  :  $2.75 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$   
 Tiefe : 9.84 m unter OK Terrain       $k_h$  :  $3.54 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$

**DISSIPATIONSVERSUCH - MESSDATEN**  
 ZVB Areal, an der Aa, 6300 Zug

**ANHÄNGE**  
**ALLGEMEINE HINTERGRUNDINFORMATION**

**INHALT**

Anhang 1: Elektrische Drucksondierung (CPT)

Anhang 2: Interpretation der elektrischen Drucksondierung

## ALLGEMEINES

Die Drucksondierung (CPT) ist ein Verfahren, das häufig zur Untersuchung des Baugrunds verwendet wird. Hierbei wird der Widerstand des Baugrunds bei konstantem und kontinuierlichem Eindringen mit einem zylindrischen und mit internen Sensoren ausgestatteten Penetrometer bestimmt. Gemessen werden Eindringtiefe ( $z$ ), Spitzenwiderstand ( $q_c$ ), lokale Mantelreibung ( $f_s$ ) und ggf. Porenwasserdruck ( $u_2$ ) und der vertikale Neigungswinkel ( $i_x$  bzw.  $i_y$ ). Die Ergebnisse ermöglichen eindeutige Rückschlüsse auf die Beschaffenheit des Baugrunds.

Die von Geoprofile für die Drucksondierung angewandten Verfahren und verwendeten Geräte richten sich nach ISO EN 22476-1 und den Regelungen der Veröffentlichung "International Reference Test Procedure" der internationalen Gesellschaft für Grundbau und Bodenmechanik (ISSMGE, 1999).

Wenn nicht anders vereinbart, gelten die folgenden Kriterien für die Beendigung des Versuchs:

- das Erreichen der gewünschten Eindringtiefe,
- die Abweichung von der Vertikale ist grösser als  $15^\circ$ ,
- die Abweichung von der Vertikale vergrössert sich plötzlich,
- das Erreichen der Höchstleistung des Druckgerätes, der Auflagevorrichtung, der Schubstangen und/oder der Messsensoren,
- Umstände im Ermessen des Sondiermeisters, wie z.B. das Risiko von Sach- oder Personenschaden.

## ERGEBNISSE

Die Darstellung der Ergebnisse der Drucksondierungen umfasst:

- die Parameter  $q_c$ ,  $f_s$  und  $R_f$  sowie  $u_2$  in Abhängigkeit der Tiefe unter der Erdoberfläche,
- fakultativ die Parameter  $q_t$ ,  $q_n$  und  $B_q$  bei Versuchen mit Porendruckmessungen,
- fakultativ den Neigungswinkel  $i$  bei Versuchen mit Winkelmessungen.

Als Bezugswert der Versuche gilt die Erdoberfläche. Die Definition der einzelnen Parameter ist wie folgt:

$z$  = Eindringtiefe in die Erdoberfläche, bezüglich des vertikalen Neigungswinkels ( $i$ ) korrigiert:

$$z = \int_0^l \cos i \cdot dl$$

dabei ist:

$z$  =Eindringtiefe

$l$  =Eindringlänge

$i$  =vertikaler Neigungswinkel

$q_c$  = Spitzenwiderstand bezüglich der Referenzwerte des Versuchs.

$f_s$  = lokale Mantelreibung. Die Tiefe wird so korrigiert, dass die (hinter der Spitze gemessene) Mantelreibung sich auf die Tiefe der Sondierspitze bezieht.

$R_f$  = Verhältnis der Mantelreibung zum Spitzenwiderstand ( $f_s/q_c$ ).

$u_2$  = Porendruck direkt hinter der Sondierspitze (Position 2). Die Tiefe wird so korrigiert, dass der gemessene Porenwasserdruck sich auf die Tiefe der Sondierspitze bezieht.

Während der Versuchsdurchführung kann es u.U. zu einem Sättigungsverlust des Filterelementes kommen (Lunne et al., 1997). Zu den möglichen Gründen zählen:

- Eindringen in einen teilweise gesättigten Boden;
- Das Auftreten von negativem Porenwasserdruck, so dass es zu Kavitation kommt. Dies kann zum Beispiel beim Eindringen in einen dicht gelagerten Sand oder einen überkonsolidierten Ton.

Ein Sättigungsverlust führt normalerweise zu einem geringeren Porendruck beim Eindringen in den Boden unterhalb dieser Zone.

$q_t$  = Totaler Spitzenwiderstand. Diese Kenngrösse beinhaltet Korrekturen für den hydrostatischen und den transienten Porendruck sowie für die Konstruktion der Sondierspitze:

$$q_t = q_c + (1-a)u_2$$

Dabei gilt:

$a$  = Netto-Flächenverhältnis des Querschnitts der Stahlfläche in der Öffnung zwischen der Sondierspitze und der Reibungshülse. Dieses Verhältnis ist von der Art des Penetrometers abhängig.

$q_n$  =  $q_t - \sigma_{vo}$  = Netto-Spitzenwiderstand. Diese Kenngrösse beinhaltet Korrekturen für den hydrostatischen und den transienten Porendruck sowie für die Konstruktion der Sondierspitze und die In-Situ Spannung im Untergrund. Dabei gilt:

$\sigma_{vo}$  = totale vertikale In-Situ Spannung im Bereich der Sondierspitze. Dieser Wert ist berechnet.

$B_q$  = Porendruckverhältnis:

$$B_q = (u_2 - u_o) / q_n \quad \text{mit}$$

$u_o$  = hydrostatischer Porenwasserdruck im Bereich der Sondierspitze. Es handelt sich um einen

berechneten Wert.

### WEITERE MESSUNGEN

Mit der elektrischen Drucksondierung können weitere Messungen vorgenommen werden:

- Messung des hydrostatischen Wasserdrucks in einer bestimmten Tiefe;
- Dissipations-Test. Hierbei wird die Verringerung des transienten Porenwasserdrucks als Funktion der Zeit gemessen. Die Resultate erlauben Rückschlüsse auf die horizontale Durchlässigkeit von feinkörnigen Schichten und somit auf die benötigte Zeit bis zum Abklingen der primären Setzungen.
- Prüfung des Reibungs-Aufbaus. Hierbei wird die Zunahme der lokalen Mantelreibung nach einer Unterbrechung des Sondiervorgangs gemessen. Die Resultate erlauben Rückschlüsse auf die zeitlichen Entwicklung der Mantelreibung entlang eines Pfahlschafts.

Für die Durchführung dieser zusätzlichen Messungen muss der Sondiervorgang angehalten werden.

### LITERATURANGABEN

CEN (2005), "Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Felduntersuchungen - Teil 1: Drucksondierungen mit elektrischen Messwertaufnehmern und Messeinrichtungen für den Porenwasserdruck (ISO EN 22476-1:2005)

ISSMGE International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (1999), "International Reference Test Procedure for the Cone Penetration Test (CPT) and the Cone Penetration Test with Pore Pressure (CPTU)", Bericht vom ISSMGE Technical Committee 16 bzgl. der Bestimmung von Baugrundeigenschaften mittels in-situ Prüfverfahren, Proceedings of the Twelfth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Amsterdam, editiert Barends et al., Vol. 3, pp. 2195-2222.

Lunne, T. (1999), "Special Workshop – Investigation Methods", Proceedings of the Twelfth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Amsterdam, editiert Barends et al., Additional Volume, pp. 51-52.

## EINLEITUNG

Das vorliegende Dokument gibt einen Überblick der verwendeten Auswertungsmethoden für die Testergebnisse von Drucksondierungen. Die Eignung der einzelnen Methoden hängt unter anderem von den Anforderungen des jeweiligen Projektes ab und muss durch einen Geotechnik-Ingenieur beurteilt werden.

Die Auswertung von Drucksondierungsversuchsergebnissen hilft bei der Festlegung von Parametern für geotechnische Modelle. Die konventionellen Modelle stützen sich normalerweise auf die Plastizitätstheorie für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und auf die Elastizitäts- und Konsolidierungstheorie für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (CEN, 1994). Merkmale für solche geotechnischen Modelle sind:

- eine Analyse des Verhaltens in drainiertem oder undrainiertem Zustand für Plastizitätsmodelle
- die Analyse für den Grenzzustand der Tragfähigkeit unterscheidet sich von der für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

Die Auswertungsmethoden für Drucksondierungen basieren meist auf empirischen Korrelationen mit theoretischem Hintergrund. Die Datenintegration mit anderen, zusätzlichen Untersuchungstechniken wie Bohrungen und Laborversuchen erhöht den Grad der Zuverlässigkeit. Lunne et al. (1997) geben einen Überblick über verschiedene Auswertungsmethoden.

Die unten erläuterten Bewertungsmethoden unterliegen einigen Einschränkungen:

- Empirische Korrelationen beziehen sich auf Referenzparameter, welche in einem festgelegten Referenzverfahren gemessen wurden. So bezieht sich die mit einem  $N_{KT}$ -Faktor von Sondierergebnissen abgeleitete undrainierte Scherfestigkeit auf denen, welche in einem einstufigen, isotrop konsolidierten, undrainierten Triaxialversuch (CIU) an einer ungestörten Bodenprobe im Labor ermittelt wurde. Der Bezugsparameter ist nicht unbedingt dem gewählten geotechnischen Modell angemessen, so dass eine Anpassung erforderlich sein könnte.
- Die meisten Bewertungsmethoden gelten meistens für einen Sand oder einen Ton. Bei Silt, Ton/Sand/Kies Mischungen, sehr dünn geschichteten Böden, zementierten Schichten und/oder Verwitterungsböden kann es zu Abweichungen kommen. Im Falle von solchen Schichten muss spezifisch vorgegangen werden (Peuchen et al., 1996; Lunne et al., 1995).
- Die Auswertungen beziehen sich auf die Bedingungen zu Beginn der geotechnischen Untersuchungen. Geologische und umwelttechnische Faktoren sowie Bauarbeiten können die vorgefundenen Baugrundverhältnisse verändern.
- Die Drucksondierung gibt nur bedingt direkte Information über den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Verformungen), da beim Eindringen der umliegende Boden stark deformiert wird. Im Vergleich zum Grenzzustand der Tragfähigkeit können genauere zusätzliche Daten erforderlich sein.

- Drainiertes oder undrainiertes Verhalten für die geotechnische Analyse kann dem jeweiligen drainierten oder undrainierten Verhalten während dem Sondiervorgang entsprechen, muss dies aber nicht. Es ist Aufgabe des Geotechnik-Ingenieurs zu beurteilen, welches Verhalten für die geotechnische Fragestellung relevant ist.

## EINDRINGVERHALTEN

Während des Sondiervorgangs treten grössere Deformationen in unmittelbarer Nähe, und kleinere elastische Deformationen in grösserem Abstand des Penetrometers auf. Die Zusammensetzung der einzelnen Schichten, die Lagerungsdichte, die Struktur und die In-Situ Spannungsverhältnisse beeinflussen die Messgrössen.

Der gemessene Spitzenwiderstand  $q_c$  wird unter anderem durch den Porenwasserdruck beeinflusst. Da das Verhältnis effektiver Spannung zum Porendruck in grobkörnigen Schichten hoch ist, kann dieser Einfluss normalerweise vernachlässigt werden. Beim Eindringen in Ton ist dasselbe Verhältnis jedoch niedrig. Es kann somit wichtig sein zu wissen, wie hoch der Porendruck um das Penetrometer herum ist. Zu den Parametern, die die Auswirkungen des Porendrucks berücksichtigen, zählen der Gesamtspitzenwiderstand  $q_t$ , der Netto-Spitzenwiderstand  $q_n$  und das Porendruckverhältnis  $B_q$ . Diese Parameter können berechnet werden, wenn Daten bezüglich des Porenwasserdrucks vorliegen. Die Auswirkungen des Porendrucks auf die Mantelreibung  $f_s$  sind sehr gering und werden üblicherweise ignoriert. Die Berechnung des Reibungsverhältnisses  $R_f$  (definiert als  $f_s/q_c$ ) lässt keine Rückschlüsse auf die Auswirkungen des Porendrucks zu.

Die Eindringgeschwindigkeit in Bezug auf die Durchlässigkeit des Bodens bestimmt, ob das Bodenverhalten in erster Linie undrainiert, drainiert oder teilweise drainiert ist. Normalerweise ist das Bodenverhalten bei Drucksondierungen in Sand und Kies drainiert (es gibt keinen messbaren, aufgrund des Sondiervorgangs hervorgerufenen Porenwasserdruck) und in Ton undrainiert (bedeutende Änderung des Porenwasserdrucks). Teilweise drainiert ist es bei Böden mit mittlerer Durchlässigkeit, wie z. B. bei Silt. Die folgenden Abschnitte gehen näher auf die Ermittlung von geotechnischen Parametern aufgrund von elektrischen Drucksondierungen ein.

## KLASSIFIZIERUNG

Die Klassifizierung der verschiedenen Schichten in Bezug auf das allgemeine Bodenverhalten (und in eingeschränkter Masse die Bodenart) ist, im Vergleich mit anderen Ermittlungstechniken, ein wichtiger Teil der Drucksondierung.

Die Klassifizierung des Bodenverhaltens steht im Einklang mit der von Robertson (1990) beschriebenen Vorgehensweise. Diese betrachtet eine normalisierte Klassifizierung des Bodenverhaltens, die eine allgemeine Leitlinie zur Bestimmung der wahrscheinlichen Bodenart (z. B. Sand, siltig) gibt. Hierzu sind Daten einer Porenwasserdrucksondierung nötig. Es besteht eine vereinfachte Vorgehensweise für Ergebnisse ohne Messung des Porenwasserdrucks (Robertson et al., 1986).

### IN-SITU SPANNUNGSVERHÄLTNISSE

Die Spannungsverhältnisse im Baugrund müssen bekannt sein, damit Parameter wie die bezogene Lagerungsdichte  $I_D$  und der innere Reibungswinkel  $\varphi'$  ermittelt werden können. Die effektive vertikale Spannung  $\sigma'_v$  kann berechnet werden, jedoch ist die effektive horizontale Spannung  $\sigma'_{ho} = K_o \sigma'_{vo}$  meist unbekannt und hängt primär vom Überkonsolidierungsgrad OCR [-] und dem effektiven inneren Reibungswinkel  $\varphi'$  [°] ab:

$$K_o = (1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{\sin \varphi'} \quad [1]$$

Für eine Erklärung der verwendeten Symbole siehe Anhang „elektrische Drucksondierung (CPT)“, insofern nicht anders erwähnt. Der Zusammenhang basiert auf mechanischer Überkonsolidierung von rekonstituierten Probekörpern im Labor. Überkonsolidierung kann in der Natur durch geologische Faktoren wie z.B. glaziale Vorbelastung und Erosion, aber auch durch Grundwasserschwankungen und das Altern der Ablagerungen („ageing“) hervorgerufen werden. Normalerweise bewegen sich In-Situ Werte für  $K_o$  für Tiefen bis zu 50 m zwischen 0.4 und 2.0. In grösseren Tiefen (> 50 m) beträgt dieser Ruhedruckkoeffizient üblicherweise weniger als 1.

Der maximale passive Erddruck stellt eine Obergrenze für die effektive horizontale Spannung dar. Der Koeffizient des passiven Erddrucks für richtet sich unter Vernachlässigung einer allfälligen Kohäsion nach:

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad [2]$$

Wenn die effektive horizontale Spannung das Niveau des passiven Erddrucks erreicht, können Risse im Erdreich entstehen. In ausgetrockneten Tonen kann auch früher Rissbildung auftreten. In verkitteten Schichten kann aufgrund der vorhandenen Kohäsion ein horizontaler Erddruck vorhanden sein, welcher grösser ist als oben beschrieben. Die Kombination der Beziehung für  $K_o$  und  $K_p$  ergibt eine Obergrenze für die Überkonsolidierung:

$$OCR_{\max} = \left[ \frac{1 + \sin \varphi'}{(1 - \sin \varphi')^2} \right]^{\frac{1}{\sin \varphi'}} \quad [3]$$

Für einen Ton kann der maximale Überkonsolidierungsgrad  $OCR_{\max}$  somit weniger als 4, für einen Sand jedoch mehr als 50 betragen.

Der Überkonsolidierungsgrad von feinkörnigen Sedimenten kann direkt aus den Sondierergebnissen abgeleitet werden (Kulhawy und Mayne, 1990):

$$OCR = \alpha \cdot (q_T - \sigma_v) \quad [4]$$

Kulhawy und Mayne schlagen einen  $\alpha$ -Wert von 0.3 [-] vor. Die Korrelation von elektrischen Drucksondierungen mit ausgewerteten Oedometer-Versuchen für Tone und Silte in der Schweiz suggeriert, dass einen Wert von 0.25 den Schweizer Verhältnissen besser angemessen sein dürfte. Geoprofile GmbH legt der Abschätzung des Überkonsolidierungsgrades (OCR) einen  $\alpha$ -Wert von 0.25 zugrunde, was im Vergleich zu Kulhawy und Mayne zu einem etwas tieferen Überkonsolidierungsgrad führt.

Für Sande und Kiessande kann der Überkonsolidierungsgrad wie folgt abgeschätzt werden:

$$OCR = \left[ \frac{0.192 \cdot (q_t / p_{atm})^{0.22}}{(1 - \sin \varphi') (\sigma'_{vo} / p_{atm})^{0.31}} \right]^{\frac{1}{\sin \varphi' - 0.27}}$$

wobei  $p_{atm}$  den atmosphärischen Druck bezeichnet.

Der maximale Vorkonsolidierungsdruck  $\sigma'_p$  ergibt sich aus der Multiplikation mit der effektiven vertikalen Spannung In-Situ:

$$\sigma'_p = \sigma'_{vo} \cdot OCR \quad [5]$$

Wird zudem der effektive innere Reibungswinkel  $\varphi'$  ermittelt, ist gemäss [1] auch der horizontale Erdruchdruck bekannt.

**EFFEKTIVE SCHEREIGENSCHAFTEN**

Der effektive innere Reibungswinkel  $\varphi'$  ist keine Konstante. Er hängt neben der Zusammensetzung (Mineralogie, Kornform und -rauheit) und der Lagerungsdichte zudem von den Spannungsverhältnissen im Erdreich und dem Abschermodus ab. Es gibt Hinweise dafür, dass Faktoren wie der Sedimentationsmodus oder die In-Situ Spannungsanisotropie weniger von Bedeutung sind.

Die ermittelten Werte der effektiven Reibungswinkel beziehen sich auf das In-Situ Spannungsniveau während der Sondierung. Dies dürfte z.B. für die Berechnung der Stabilität einer Böschung angemessen sein. Im Falle einer signifikanten Erhöhung der Spannungsverhältnisse, wie z.B. bei einer Aufschüttung oder einer Pfahlgründung, muss der effektive Reibungswinkel für Sand und Kiessand den neuen Verhältnissen angepasst werden, was meistens eine Verringerung der Scherparameter bedeutet. Das Verfahren nach Bolton (1986, 1987) stellt dazu eine breit akzeptierte Methode dar. Da der kritische Reibungswinkel  $\varphi'_{krit}$  im Falle von feinkörnigen Böden bereits bei einem geringen Spannungsniveau erreicht wird, ist die Abstufung von effektiven Scherparametern für Ton und Silt weniger üblich.

Das Verhältnis des inneren Reibungswinkels  $\varphi'$  zum Spitzenwiderstand  $q_c$  kann auf mehr oder weniger aufwendige Art und Weise ermittelt werden. Einfache Vorgehensweisen stützen sich auf eine konservative Klassifizierung des Bodenverhaltens. Eine aufwendigere empirische Untersuchung berücksichtigt zudem die In-Situ Spannungsverhältnisse  $\sigma'_{vo}$  und  $\sigma'_{ho}$  (siehe Abschnitt „In-Situ Spannungsverhältnisse“). Zudem kann die Lagerungsdichte explizit miteinbezogen werden. Neuere Ansätze verzichten jedoch darauf und berücksichtigen die Lagerungsdichte mit dem Einbezug von  $q_c$  nur implizit, da bei der Abschätzung der Lagerungsdichte zusätzliche Unsicherheiten eingebracht werden.

Eine Überprüfung der Ergebnisse von Drucksondierungen in mit Sand gefüllten Kalibrationskammern erlaubt die Abschätzung des effektiven inneren Reibungswinkels  $\varphi'$  für dieses Material (Kulhawy und Mayne, 1990):

$$\varphi' = 17.6 + 11 \cdot \log(q_{t1}) \tag{6}$$

$$q_{t1} = \frac{q_t / p_{atm}}{\sqrt{\sigma'_{vo} / p_{atm}}} \quad [p_{atm} = \text{atmosphärischer Druck} \approx 100 \text{ kPa}] \tag{7}$$

Als Referenzverfahren gelten axial belastete Triaxialprüfungen von isotrop und anisotrop konsolidierten Sandproben (CID und CAD). Die Korrelation enthält im Vergleich zu früheren Gleichungen (z.B. Robertson und Campanella, 1983) eine Korrektur für die Grösse der Kalibrationskammer im Vergleich zur Sondierspitze.

Die Abschätzung der effektiven Scherparameter für fein- und gemischtkörnige Ablagerungen beruht auf einer Form der Tragfähigkeitsformel (Senneset et al., 1988, 1989):

$$q_n = N_m (\sigma'_{vo} + a) \quad [9]$$

wobei:

$$N_m = \frac{N_q - 1}{1 + N_u B_q} \quad [10]$$

$$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{1}{2} \varphi' \right) e^{(\pi - 2\beta) \tan \varphi'} \quad [11]$$

$$N_u = 6 \tan \varphi' (1 - \varphi') \quad [12]$$

$\beta$  = Plastifizierungswinkel

a = Anziehung

Dazu muss der Plastifizierungswinkel und die Anziehung („attraction“) abgeschätzt werden. Senneset et al. geben Richtwerte für verschiedenen Materialien als Funktion der Konsistenz bzw. der Lagerungsdichte. Die Abschätzung des effektiven inneren Reibungswinkels ist relativ unabhängig von den gewählten Werten für  $\beta$  und a. Die von Geoprofile gewählte Vorgehensweise basiert auf einer vorsichtigen Schätzung der beiden Parameter.

Die Abschätzung der effektiven Kohäsion für feinkörnige Schichten richtet sich nach dem maximalen Vorkonsolidierungsdruck  $\sigma'_p$  (Mesri und El-Ghaffar, 1993):

$$c' = 0.024 \cdot \sigma'_p \quad [13]$$

Für die Bestimmung des maximalen Vorkonsolidierungsdrucks  $\sigma'_p$  siehe den Abschnitt „In-Situ Spannungsverhältnisse“. Die Integration von weiteren geotechnischen Datensätzen für die Ermittlung der effektiven Kohäsion ist empfehlenswert. Ob die Anwendung einer effektiven Kohäsion hinsichtlich der geotechnischen Fragestellung und dem nicht-linearen Verlauf der Einhüllende sinnvoll ist, muss durch einen Geotechnik-Ingenieur beurteilt werden. Für Langzeit-Analysen kann es angebracht sein, die effektive Kohäsion vollständig zu vernachlässigen.

**BEZOGENE LAGERUNGSDICHTE**

Die Bestimmung des minimalen und des maximalen Porenraums der Sandproben im Labor ( $e_{min}$  und  $e_{max}$ ) bildet die Grundlage für den Begriff der bezogenen Lagerungsdichte. Es ist unwahrscheinlich, dass bei den Laborversuchen tatsächlich der niedrigsten oder der höchsten Wert für den Porenraum  $e_{max}$  bzw.  $e_{min}$  ermittelt wird. Das In-Situ Raumgewicht kann somit den im Labor erfassten Wert übertreffen.

Übliche Zusammenhänge zwischen  $q_c$  und der bezogenen Lagerungsdichte  $I_D$  basieren auf Drucksondierungen in einer mit Sand gefüllten Kalibrationskammer. Derartige Versuche sind Teil von allgemeinen geotechnischen Forschungsprojekten und unterliegen einigen Beschränkungen, wie z. B.:

- Abhängigkeit von der Bodenart
- Ungenauigkeiten bei der Bestimmung von  $I_D$  im Labor
- begrenzte Bandbreite an Spannungshöhen und  $K_o$  Werten
- Vereinfachungen bei der Probenvorbereitung und den Aufzeichnungen zur Bodenspannung

Folgende Schritte dienen zur Bestimmung der Lagerungsdichte (locker, dicht, etc.) vor Ort:

- (a) Schätzung der In-Situ Spannungsverhältnisse  $\sigma'_{vo}$  und  $\sigma'_{ho}$
- (b) Empirische Korrelation der bezogenen Lagerungsdichte  $I_D$  mit  $q_c$ ,  $\sigma'_{vo}$  und  $\sigma'_{ho}$

Die Abschätzung der In-Situ Spannungsverhältnisse wurde oben erläutert. Sind zudem allgemeine Angaben zur Kompressibilität des Sands vorhanden, sollten diese in die Beurteilung der bezogenen Lagerungsdichte miteinbezogen werden. Die Kompressibilität eines Sands nimmt tendenziell zu mit zunehmender Uniformität der Korngrösseverteilung, mit der Eckigkeit der einzelnen Körner und mit zunehmendem Feinanteil.

Die Abschätzung der bezogenen Lagerungsdichte richtet sich nach Kulhawy und Mayne (1990):

$$I_D^2 = \frac{q_{t1}}{305 Q_c \cdot Q_{OCR} \cdot Q_A} \tag{14}$$

wobei  $q_{t1}$  sich nach [7] richtet und die Faktoren  $Q_c$ ,  $Q_{OCR}$  und  $Q_A$  wie folgt berechnet werden:

- $Q_c$  = Kompressibilitätsfaktor  
 $0.91 < Q_c < 1.09$  (Tiefer Wert für geringe Kompressibilität)
- $Q_{OCR}$  = Überkonsolidierungsfaktor  
 $OCR^{0.2}$
- $Q_A$  = Faktor, welche die Zunahme des Spitzenwiderstands mit der Zeit berücksichtigt

$$1.2 + 0.05 \cdot \log(t/100) \quad (t \text{ in Jahren})$$

≈ 1.3 für Sande, welche nach der letzten Eiszeit abgelagert wurden

**ZUSAMMENDRÜCKUNGSMODUL BEI ERSTBELASTUNG**

Zusammenhänge zwischen den Resultaten von Drucksondierungen und dem eindimensionalen Zusammendrückungsmodul bei Erstbelastung  $M_{E1}$  sind indikativ. Für eine genaue Bestimmung des Last-Deformationsverhaltens sind zusätzliche Daten (z. B. Plattendilatometer, Oedometerprüfung) unumgänglich.

Normalerweise wird die Elastizitätstheorie für die Analyse des Verformungsverhaltens von drainierten Böden angewandt. Lunne und Christophersen (1983) schlagen aufgrund einer Überprüfung der Ergebnisse von Drucksondierungen in mit Sand gefüllten Kalibrationskammern die folgende Beziehung zur Abschätzung des Zusammendrückungsmoduls bei Erstbelastung vor:

$$M_{E1} = \begin{cases} 4 \cdot q_c & q_c < 10 \text{ MPa} \\ 2 \cdot q_c + 20 & 10 < q_c < 50 \text{ MPa} \\ 120 & q_c > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad [15]$$

Die Abschätzung des Zusammendrückungsmoduls bei Erstbelastung für feinkörnige Schichten richtet sich meistens nach:

$$M_{E1} = \alpha_c \cdot q_c \quad [16]$$

Oder, korrigiert für den transienten Porenwasserdruck und den Bau der Messsonde:

$$M_{E1} = \alpha_n \cdot q_n \quad [17]$$

Dabei stellt  $\alpha$  einen Korrelationskoeffizient dar, welcher unter anderem von der Plastizität, Korngröße, Mineralogie und Spannungsgeschichte abhängt. Mitchell und Gardner (1975) geben Richtwerte für  $\alpha_c$ , welche sich je nach Zusammensetzung, Plastizität und Scherfestigkeit zwischen 1 und 8 bewegen. Neuere Studien aufgrund des netto Spitzenwiderstands  $q_n$  empfehlen einen Wert für  $\alpha_n$  zwischen 4 und 8 (Senneset et al, 1989). Die von Geoprofile gewählte Methode betrachtet einen pauschalen Wert für  $\alpha_n$  von 5 als praktikabel.

Die Abschätzung des maximalen Vorkonsolidierungsdrucks  $\sigma'_p$  richtet sich nach [5].

**UNDRAINIERTE SCHERFESTIGKEIT**

Die undrainierte Scherfestigkeit  $s_u$  ist keine Konstante. Sie hängt von Faktoren wie dem Abschermodus und der -richtung, der Spannungshistorie und -anisotropie sowie der Abschergeschwindigkeit und der Temperatur ab.

Es gibt verschiedene theoretische und empirische Vorgehensweisen, um den Spitzenwiderstand  $q_c$  mit der undrainierten Scherfestigkeit  $s_u$  zu korrelieren. Theoretische Ansätze stützen sich auf die Tragfähigkeitstheorie oder die Bodenmechanik des kritischen effektiven Zustands (critical state soil mechanics, CSSM). So kann der einfache Abschermodus wie folgt beschrieben werden (Wroth 1984):

$$s_u / \sigma'_{vo\ DDS} = \frac{1}{2} \sin \varphi' \cdot OCR^\Lambda \tag{18}$$

wobei  $\Lambda = 1 - C_s/C_c$  das plastische volumetrische Dehnungspotential, und  $C_c$  und  $C_s$  den Zusammendrückungsindex bei Erstbelastung bzw. bei Entlastung bezeichnen. Für Tone mit einer geringen bis mittleren Sensitivität liegt  $\Lambda$  meistens zwischen 0.7 und 0.8, für sensitive Tone eher um 0.9. Die bekannte Beziehung (Jamiolkowski et al., 1985; Ladd, 1991; Ladd and DeGroot 2003):

$$s_u / \sigma'_{vo\ DDS} = 0.22 \cdot OCR^{0.8} \tag{19}$$

welche im Erdbaulabor des MIT entwickelt wurde, ist dabei ein Subsatz von [18] mit  $\varphi' = 26^\circ$  und  $\Lambda = 0.8$ . Die von Geoprofile gewählte Methode nutzt den aus den Sondierdaten abgeleiteten Wert für den effektiven inneren Reibungswinkel  $\varphi'$  und einem  $\Lambda$  von 0.8.

Empirische Ansätze beruhen meistens auf einer direkten Korrelation des netto Spitzenwiderstands  $q_n$  mit der undrainierten Scherfestigkeit (Rad und Lunne, 1988):

$$s_{u\ TX} = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}} = \frac{q_n}{N_{kt}} \tag{20}$$

Der Faktor  $N_{kt}$  liegt üblicherweise zwischen 15 und 25, hängt aber unter anderem von der Plastizität und dem Überkonsolidierungsgrad ab. Das Referenzverfahren für die oben genannte Beziehung ist der konsolidierte, undrainierte, triaxiale Zusammendrückungstest (CU). Die von Geoprofile gewählte Vorgehensweise bezieht sich auf eine undrainierte Scherfestigkeit mit einem Faktor  $N_{kt}$  von 18, welche aber nur zur Kontrolle von der mit [18] abgeleiteten undrainierte Scherfestigkeit (und damit indirekt auch von  $\varphi'$ ) herangezogen wird.

Die Sensitivität eines Tons ist das Verhältnis zwischen der maximalen und der gestörten undrainierten Scherfestigkeit:

$$S_t = s_{u,max} / s_{u,rest} \quad [21]$$

Da die gemessene lokale Mantelreibung  $f_s$  in Ton primär von der gestörten undrainierten Scherfestigkeit abhängt, kann die Sensitivität wie folgt abgeleitet werden (Rad und Lunne, 1986):

$$S_t = \frac{N_s}{R_f} \quad [22]$$

wobei  $R_f$  das Reibungsverhältnis bezeichnet und  $N_s$  üblicherweise zwischen 6 und 9 liegt. Bei der von Geoprofile gewählten Vorgehensweise liegt der Abschätzung der Sensitivität ein Wert für  $N_s$  von 7.5 zugrunde.

## LITERATURANGABEN

Bolton, M.D. (1986), "The Strength and Dilatancy of Sands", Geotechnique, Vol. 36, No. 1, pp. 65-78.

Bolton, M.D. (1987), "The Strength and Dilatancy of Sands, Discussion", Geotechnique, Vol. 37, No. 2, pp. 225-226.

Kulhawy, F.H. und P.W. Mayne, (1990), Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design, Report EPRI EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California, 306 pp.

Ladd, C.C., Foott, R.R., Ishihara, K., Schlosser, F. und Poulos, H.G. (1977), "Stress-Deformation and Strength Characteristics", Proc. 9th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. 2, pp. 421-494.

Lunne, T., Powell, J.J.M. und Robertson, P.K. (1995), "Use of Piezocone Tests in Non-Textbook Materials", Proc. Int. Conf. on Advances in Site Investigation Practice, Institution of Civil Engineers, London, pp. 438-451.

Lunne, T und Christophersen, H.P. (1983), "Interpretation of cone Penetrometer data for offshore Sands", Proc. of the offshore technology conference, Richardson, Texas, paper nr. 4464

Lunne, T., Robertson, P.K. und Powell, J.J.M. (1997), "Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice", Blackie Academic & Professional, London, p. 312.

Mayne, P.W. und Kulhawy, F.H. (1982), " $K_o$  - OCR Relationships in Soil", ASCE Jnl. of Geotechnical Engineering, Vol. 108, No. GT6, pp. 851-872.

Mesri, G. und Abdel-Ghaffar, M.E.M. (1993). "Cohesion Intercept in Effective Stress Stability Analysis." Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119, No. 8, pp. 1229-1249.

Mitchell, J.K. und Gardner, W.S. (1975), "In-Situ Measurements of Volume Change Characteristics", ASCE Speciality Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties, North Carolina, Vol. II, pp. 279-345.

Rad, N.S. und Lunne, T. (1988), "Direct Correlations between Piezocone Test Results and Undrained Shear Strength of Clay", Penetration Testing 1988, Proc. First Int. Symp. On Penetration Testing, ISOPT-1, De Ruiter (ed.), Vol. 2, pp. 911-917.

Robertson, P.K. (1990), "Soil Classification using the Cone Penetration Test", Can. Geotech. Jnl., Vol. 27, No. 1, pp. 151-158.

Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D. und Grieg, J. (1986), "Use of Piezometer Cone Data", Proc. In-Situ '86, ASCE Specialty Conf., Blacksburg, VA, pp. 1263-1280.

Senneset, K., R. Sandven, T. Lunne, T. By, und T. Amundsen, (1988), "Piezocone Tests in Silty Soils," Penetration Testing, Vol. 2, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 955-974.

Senneset, K., R. Sandven, und N. Janbu, (1989), "Evaluation of Soil Parameters from Piezocone Tests," Transportation Research Record 1235, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C, pp. 24-37.

Wroth, C.P. (1984), "The Interpretation of In-Situ Soil Tests", Geotechnique, Vol. 34, No. 4, pp. 449-489.