



Empfehlung

**Charakterisierung postglazialer, feinkorndominierter
Sedimente mittels in-situ Tests
Drucksondierung, Flachdilatometer-Test und Seismik**

Leitung

(in alphabetischer Reihenfolge)

Marte Roman	Technische Universität Graz
Oberhollenzer Simon	Technische Universität Graz

Koordination

(in alphabetischer Reihenfolge)

Oberhollenzer Simon	Technische Universität Graz
---------------------	-----------------------------

Mitglieder des Arbeitskreises

(in alphabetischer Reihenfolge)

Krösbacher Clemens	3P Geotechnik West ZT GmbH
Leitich Alexander	mjp ZT GmbH
Marte Roman	Technische Universität Graz
Moser Martin	Bautechnische Versuchs- und Forschungsanstalt Salzburg
Oberhollenzer Simon	Technische Universität Graz
Premstaller Michael	Premstaller Geotechnik ZT GmbH
Racansky Vaclav	Keller Grundbau GmbH
Saurer Erich	SKAVA consulting ZT GmbH
Schuller Hartmut	INSITU Geotechnik ZT GmbH
Tschuchnigg Franz	Technische Universität Graz
Wiltafsky Christoph	GDP ZT GmbH

Layout

(in alphabetischer Reihenfolge)

Kluckner Alexander	Technische Universität Graz
Rebhan Matthias	Technische Universität Graz

Review

Diese Empfehlung wurde zum Zwecke des Reviews allen Mitgliedern der Österreichischen Gesellschaft für Geomechanik zur Verfügung gestellt. Sämtliche Rückmeldungen wurden bearbeitet und die Ergebnisse den Reviewern zur Verfügung gestellt.

© ÖGG, Salzburg, 02. April 2025

INHALTSVERZEICHNIS

1. Vorwort	1
2. Zielsetzung und Anwendungsbereich	1
3. In-situ Versuche	3
3.1. Drucksondierung	3
3.2. Flachdilatometer-Test	5
3.3. Seismik	8
4. Drainagebedingungen bei Versuchsdurchführung	11
4.1. Drucksondierung	11
4.2. Flachdilatometer-Test	16
5. Bodenklassifizierung	22
5.1. Bodenverhaltensdiagramme	22
5.2. Rückschlüsse auf die Bodenklassifikation mittels Bodenverhaltensdiagrammen	23
6. Steifigkeitsbestimmung in strukturempfindlichen feinkörnigen Sedimenten	29
6.1. Definitionen	29
6.2. Detektion von Mikrostruktur	30
6.3. Steifigkeitsbestimmung basierend auf der Scherwellengeschwindigkeit	32
6.4. Steifigkeitsbestimmung basierend auf der Drucksondierung	33
6.5. Steifigkeitsbestimmung basierend auf dem Flachdilatometer-Test	35
7. Anhang	38
7.1. Anhang A – Versuchsfelder und Datensatz	38
7.2. Anhang B – Steifigkeitsbestimmung basierend auf V_s	39
7.3. Anhang C – Steifigkeitsbestimmung basierend auf CPTu	41
8. Literaturverzeichnis	43
9. Tabellenverzeichnis	47
10. Abbildungsverzeichnis	48

SYMBOLVERZEICHNIS

Kleinbuchstaben

a	(-)	Kegelflächenverhältnis
c_h	(cm ² /s)	Horizontaler Konsolidierungskoeffizient
c_u	(kN/m ²)	Undrainierte Scherfestigkeit
d	(m)	Sondendurchmesser
d_A	(kN/m ²)	Abfall des A-Drucks innerhalb der ersten 15 sec
e	(-)	Porenzahl
f_s	(kN/m ²)	Mantelreibung
k_A	(kPa/ $\sqrt{s}$)	Steigung wiederholter A-Druckmessungen
k_B	(kPa/ $\sqrt{s}$)	Steigung wiederholter B-Druckmessungen
k, k_v	(m/s)	Durchlässigkeit, vertikale Durchlässigkeit
n	(-)	Spannungsexponent
p_a	(kN/m ²)	Atmosphärendruck
q_c	(kN/m ²)	Spitzenwiderstand
q_t	(kN/m ²)	Korrigierter Spitzenwiderstand
$q_{t,ref}$	(kN/m ²)	Korrigierter Spitzenwiderstand für undrainierte Penetration
r	(m)	Sondenradius
t	(s)	Zeit (z.B. Laufzeit der Scherwelle oder Dissipationszeit)
t_{50}	(s)	erforderliche Zeit zur Dissipation von 50 % des Porenwasserüberdrucks während des Dissipationsversuchs
t_{50}^{ap}	(s)	modifizierten Zeitfaktor
u_0	(kN/m ²)	in-situ Porenwasserdruck
u_1	(kN/m ²)	Porenwasserdruckmessung am Konus
u_2	(kN/m ²)	Porenwasserdruckmessung direkt oberhalb des Konus
v	(m/s)	Penetrationsgeschwindigkeit

Großbuchstaben

A	(kN/m ²)	<i>erste DMT-Messung (Membran-Abhebedruck)</i>
A_0	(kN/m ²)	<i>erste DMT-Messung zum Zeitpunkt $t = 0$ sec</i>
A_{15}	(kN/m ²)	<i>erste DMT-Messung zum Zeitpunkt $t = 15$ sec</i>

B	(kN/m ²)	zweite <i>DMT</i> -Messung (Ausdehnung des Membranmittelpunkts um 1.1 mm)
B0	(kN/m ²)	zweite <i>DMT</i> -Messung zum Zeitpunkt $t = 0$ sec
B30	(kN/m ²)	zweite <i>DMT</i> -Messung zum Zeitpunkt $t = 30$ sec
B45	(kN/m ²)	zweite <i>DMT</i> -Messung zum Zeitpunkt $t = 45$ sec
B _q	(-)	Porendruckverhältnis
C	(kN/m ²)	dritte <i>DMT</i> -Messung (Membran in Position A nach langsamer Entspannung aus Position B)
C60	(kN/m ²)	dritte <i>DMT</i> -Messung zum Zeitpunkt $t = 60$ sec
CPT	(-)	Drucksondierung
CPT _u	(-)	Drucksondierung mit Porenwasserdruckmessung
CRS	(-)	Weggesteuerter Ödometertest
DMT	(-)	Flachdilatometer-Test
DMT-RA	(-)	DMT-Verfahren mit wiederholten A-Druckmessungen
DMT-STD	(-)	DMT-Standardverfahren
DMTA-WP	(-)	DMT-Verfahren mit kontinuierlicher A-Druckmessung
E _D	(kN/m ²)	Dilatometermodul (<i>DMT</i> intermediate parameter)
F _r	(%)	normalisiertes Reibungsverhältnis
G	(kN/m ²)	Schubmodul
G ₀	(kN/m ²)	Schubmodul für kleine Dehnungen
G _{ur}	(kN/m ²)	Ent- / Wiederbelastungsschubmodul
I _B	(-)	modifizierter Bodenverhaltensindex
I _c	(-)	Bodenverhaltensindex
I _D	(-)	Materialindex (<i>DMT</i> intermediate parameter)
I _R	(-)	Rigidity Index ($=G/c_u$)
IL		Kraftgesteuerter Ödometertest
K ₀	(-)	Erddruckkoeffizient
K _D	(-)	horizontaler Spannungsindex (<i>DMT</i> intermediate parameter)
K _G [*]	(-)	normalisierte Rigidity Index für kleine Dehnungen
M	(kN/m ²)	Steifemodul (engl. constrained modulus)
M _{ur}	(kN/m ²)	Ent-/ Wiederbelastungssteifemodul
OCR	(-)	Überkonsolidierungsgrad

P_0	(kN/m ²)	korrigierte, erste <i>DMT</i> -Messung
P_1	(kN/m ²)	korrigierte, zweite <i>DMT</i> -Messung
P_2	(kN/m ²)	korrigierte, dritte <i>DMT</i> -Messung
PI	(%)	Plastizitätsindex
Q_t	(-)	normalisierter Spitzenwiderstand
$Q_{t,ref}$	(-)	normalisierter Spitzenwiderstand für undrainierte Penetration
Q_{tn}	(-)	überarbeiteter normalisierter Spitzenwiderstand
R_f	(%)	Reibungsverhältnis
R_M	(-)	empirischer Faktor zur Berechnung von M mittels <i>DMT</i>
S_1, S_2	(m)	Gerade Scherwellenausbreitung 1 und 2
SBT	(-)	Bodenverhaltenstyp (engl. soil behaviour type)
$SCPTu$	(-)	seismische Drucksondierung mit Porenwasserdruckmessung
$SDMT$	(-)	seismischer Flachdilatometer-Test
T^*	(-)	normalisierter Zeitfaktor
T^*_{50}	(-)	normalisierter Zeitfaktor bei 50 % Porenwasserüberdruck innerhalb der Dissipationskurve
U_2	(-)	normalisierter Porendruck
U_D	(-)	Porendruckindex (<i>DMT</i> intermediate parameter)
$USCS$	(-)	Unified Soil Classification System
V	(-)	normierte Penetrationsgeschwindigkeit
$\bar{V}_h$	(-)	Geschwindigkeitsfaktor (bei CPTu-Penetration)
V_p	(m/s)	Kompressionswellengeschwindigkeit
V_s	(m/s)	Scherwellengeschwindigkeit

Griechische Kleinbuchstaben

α	(-)	empirischer Koeffizient zur Bestimmung von M basierend auf CPT
γ	(-)	Scherdehnung
ν	(-)	Poisson-Zahl
ρ	(g/cm ³)	Dichte
ρ_{sat}	(g/cm ³)	saturierte Dichte

σ_{v0}	(kN/m ²)	in-situ totalen Vertikalspannung
σ'_{v0}	(kN/m ²)	in-situ effektive Vertikalspannung
φ'	(°)	effektiver Reibungswinkel

Griechische Großbuchstaben

ΔA	(kN/m ²)	Membrankalibrierung, A-Druck in freier Luft
ΔB	(kN/m ²)	Membrankalibrierung, B-Druck in freier Luft
ΔI_D	(-)	Änderungen in I_D
ΔK_D	(-)	Änderungen in K_D
ΔE_D	(kN/m ²)	Änderungen in E_D
ΔI_D^*	(kN/m ²)	Änderungen in I_D zwischen zwei benachbarten Messtiefen
Δt	(s)	Zeitinkrement (z. B. Verzögerung zwischen zwei Scherwellen)
Δu_2	(kN/m ²)	Porenwasserüberdruck
$\Delta u_{2,ref}$	(kN/m ²)	Porenwasserüberdruck bei undrainierter Penetration

1. VORWORT

Im Alpen- und Voralpenraum wurden während der eiszeitlichen Vergletscherungen Tal- und Beckenlandschaften geformt, welche nach dem Abschmelzen der Eismassen oftmals als Seen verblieben und in Folge über einige Tausend Jahre mit vorwiegend feinkörnigen Stillwasserablagerungen aber teilweise auch mit gemischtkörnigen Ablagerungen verfüllt wurden. Im Folgenden wird der Begriff „feinkorndominierte“ Ablagerungen auch für die genannten Sedimente verwendet. Ein Großteil dieser Beckenfüllungen stammt aus der Zeit nach Ende der Würmeiszeit vor ca. 12 000 bis 15 000 Jahre vor heute, vereinzelt hat es aber auch Beckenfüllungen in wärmeren Zwischenphasen der Würmeiszeit gegeben, die bei den letzten Kaltphasen und damit verbundenen Gletschervorstößen nicht oder nicht mehr vollständig ausgeräumt wurden. Neben Beckenlandschaften in der Schweiz, Norditalien, Slowenien und Süddeutschland weisen in Österreich beispielsweise Salzburg (Salzburger Becken), das nördliche Alpenrheintal, Klagenfurt (Klagenfurter Becken) und Zell am See (Zeller Becken) derartige Untergrundverhältnisse auf. Diese aus geologischer Sicht betrachtet (sehr) jungen Sedimente stellen aufgrund ihrer oftmals geringen Steifigkeiten und Festigkeiten, insbesondere aber ihrer Empfindlichkeit auf Strukturstörungen im Zusammenhang mit dynamischen Beanspruchungen anspruchsvolle Baugründe dar und weisen im Zuge der Errichtung von Bauwerken oftmals ein erhöhtes Risiko für Bauwerkssetzungen bzw. allgemein Bauwerksschäden auf. Angesichts der Schwierigkeit in derartigen, feinkorndominierten Böden mit weicher bis sehr weicher Konsistenz ungestörte Bodenproben (für bodenmechanische Laborversuche) zu entnehmen, bedient sich die Geotechnik zur Bestimmung bodenmechanischer Kennwerte verstärkt diverser in-situ Tests (z.B. Drucksondierung, Flachdilatometer-Test, Flügelsonde, Pressiometer, Seismik etc.), die mit einem verhältnismäßig geringen Zeit- und Kostenaufwand verbunden sind [1][2]. Mittels derartiger in-situ Tests können des Weiteren auch bodenmechanische Laborversuche besser interpretiert und gegebenenfalls auch kalibriert werden. Für die verbesserten Charakterisierung alpiner, postglazialer Sedimente wird hier zudem auf die Arbeiten von Steiner [3] bzw. Steiner und Togliani [4][5] verwiesen, die eine wichtige Grundlage für diese Empfehlung bilden.

2. ZIELSETZUNG UND ANWENDUNGSBEREICH

Das Ziel der gegenständlichen Empfehlung besteht darin einen Beitrag zur verbesserten Charakterisierung normalkonsolidierter¹, weicher Sedimente im Alpenraum bzw. den Alpenvorländern unter Verwendung der Drucksondierung (*CPT*, *CPTu*), dem Flachdilatometer-Test (*DMT*) und seismischen Penetrationsversuchen (z.B. *SCPTu*, *SDMT*) zu leisten. Auf andere in-situ Tests wie z.B. dem Pressiometer und der Flügelsonde wird im Rahmen dieser Richtlinie nicht eingegangen, auch wenn sie grundsätzlich zur Charakterisierung derartiger feinkorndominierter Böden geeig-

¹ Zufolge der Wechsel von Kalt- und Zwischenwarmphasen innerhalb der Würmeiszeit kam es zu mehreren Gletschervorstößen und Rückzügen, die teilweise zu komplexen Ablagerungsbedingungen und teilweise einem überfahren bereits abgelagerter Feinsedimente geführt haben dürfte. Dadurch können diese Beckensedimente ein teilweise unterschiedliches Alter (von ca. 10.000 bis mehreren 10.000 Jahren) aufweisen und in seltenen Fällen auch eine geringfügige Überbelastung ($OCR > 1$) aufweisen. D.h. der Konsolidierungsgrad kann von leicht unterkonsolidiert ($OCR < 1$) bis leicht überkonsolidiert ($OCR > 1$) reichen.

net sind. Weiters wird auch explizit darauf hingewiesen, dass die in dieser Richtlinie näher betrachteten in-situ Tests keinen Ersatz für Laborversuche darstellen, sondern im Zuge der Charakterisierung derartiger feinkorndominierter Böden als Ergänzung zu Laborversuchen zu verstehen sind. Ergebnisse von z.B. Indexversuchen, chemisch-mineralogischen Analysen sowie Scher- und Kompressionsversuchen sind bei der Baugrundcharakterisierung mit einzubeziehen. Auch wenn zur Charakterisierung die Abschätzung von Scherfestigkeiten einen wesentlichen Beitrag darstellt, wird der Fokus in der gegenständlichen Richtlinie auf die Bestimmung von Steifigkeiten gelegt.

Die Grundlage dieser Empfehlung bilden die Erkenntnisse aus dem Forschungsprojekt *PITS* (Parameteridentifikation mittels in-situ-Tests in schluff-dominierten Böden), welches seitens der Bundeskammer der ZiviltechnikerInnen I Arch+Ing in Kooperation mit der Technischen Universität Graz und diversen Wirtschaftspartnern in den Jahren 2018 bis 2022 durchgeführt wurde [6]. Die durchgeführten Untersuchungen an diversen Versuchsfeldern bzw. Baustellen werden im Anhang A kurz zusammengefasst. Für eine detailliertere Beschreibung wird auf den Abschlussbericht des Forschungsprojekts [6] verwiesen.

Die auf in-situ Tests basierende Bestimmung bodenmechanischer Kenngrößen erfolgt im Regelfall auf der Grundlage von (halb-)empirischen Korrelationen. Die Anwendbarkeit vieler derartiger Korrelationen ist entweder auf drainiertes oder undrainiertes Materialverhalten beschränkt. Während in Sanden und Kiesen im Zuge der Penetration drainierte Bedingungen zu erwarten sind, zeichnen sich Tone aufgrund ihrer verhältnismäßig geringen Durchlässigkeit durch undrainiertes Materialverhalten während der Versuchsdurchführung aus. Teildrainiertes Materialverhalten kann speziell in Schluffen bzw. schluff-dominierten Böden vorliegen, wodurch die in-situ Messgrößen deutlich beeinflusst werden und bestehende Korrelationen für drainiertes bzw. undrainiertes Materialverhalten zu unrealistischen Bodenkennwerten führen können. Folglich ist die Beurteilung der Drainagebedingungen Voraussetzung für die Identifikation von Bodenkennwerten. In Kapitel 4 dieser Empfehlung werden einerseits Möglichkeiten zur Detektion der Drainagebedingungen während *CPTu*- und *DMT*-Durchführung beschrieben und andererseits Ansätze zur Korrektur von durch Teildrainage beeinflussten in-situ-Messgrößen vorgestellt.

Neben der Identifikation von Bodenkennwerten werden Drucksondierungen und Flachdilatometer-Tests auch zur Klassifizierung von Böden eingesetzt. In-situ-Messgrößen bzw. daraus abgeleitete Größen stellen die Eingangsgrößen für Bodenverhaltensdiagramme (engl. soil behaviour type chart) zur Klassifizierung des Bodens dar. In Kapitel 5 werden ausgewählte, für die Praxis relevante, Bodenverhaltensdiagramme beschrieben und neue, für postglaziale, alpine Beckensedimente zutreffendere Klassifizierungsansätze vorgestellt.

Im Zuge diverser Bauvorhaben wurde beispielsweise im Salzburger Becken beobachtet, dass postglaziale Sedimente mit weicher bis sehr weicher Konsistenz oft eine relativ hohe Steifigkeit aufweisen. Dies zeigt sich unter anderem durch für derartige Bodenverhältnisse relativ geringe Setzungen von flach gegründeten (und ohne Bodenverbesserungsmaßnahmen errichteten) Bauwerken. In Übereinstimmung mit dieser Beobachtung sind aus Ödometerversuchen abgeleitete Steifemoduli im genannten Becken oft deutlich kleiner als die aus einer Rückrechnung des Gründungsproblems resultierenden Kennwerte. Andererseits können Setzungen in diesen weichen Sedimenten deutlich zunehmen, wenn dynamische Lasten in den Boden eingebracht werden, wie dies beispielsweise auch durch Spezialtiefbauverfahren (z.B. Rütteltechnik, Düsenstrahlver-

fahren) der Fall sein kann [7]. Die Erklärung für diese Beobachtungen wird in der Strukturempfindlichkeit der Sedimente vermutet. Bei statischer Belastung bis zu einer bestimmten Größe führen diese (schwachen) Bindungskräfte zu einer deutlich erhöhten Steifigkeit. Werden die mikrostrukturellen Bindungskräfte (durch statische oder dynamische Einwirkungen) gestört bzw. zerstört, steigen Setzungen deutlich an. Im ersten Teil von Kapitel 6 werden zwei Ansätze zur Detektion und Quantifizierung der Strukturfestigkeit [8] beschrieben. Anschließend werden drei Ansätze zur Bestimmung der in-situ-Steifigkeit in strukturierten Sedimenten basierend auf der (i) Scherwellengeschwindigkeit (V_s), der (ii) Drucksondierung (*CPT*, *CPTu*) und dem (iii) Flachdilatometer-Test (*DMT*) diskutiert.

3. IN-SITU VERSUCHE

3.1. Drucksondierung

Die Drucksondierung (*CPT*) ist ein international anerkannter, zeiteffizienter und kostengünstiger in-situ Test, der zur Untersuchung und Charakterisierung von Sanden, Schluffen und Tonen entwickelt wurde. Sie dient der Baugrundcharakterisierung und Parameterbestimmung in feinkörnigen Böden (Ton, Schluff), organischen Böden (Torf) und grobkörnigen Böden (Sand, Kies mit lockerer Lagerung). Mit zunehmendem Grobkies- und Steinanteil, zunehmender Lagerungsdichte grobkörniger Böden bzw. zunehmender Festigkeit und Steifigkeit bindiger Böden stößt die Drucksondierung an ihre Anwendungsgrenzen.

Bei der Versuchsdurchführung wird eine kegelförmige Sonde mit konstanter Penetrationsgeschwindigkeit (2 ± 0.5 cm/s) in den Untergrund gedrückt. Lastkraftwagen oder Raupengeräte, welche mit zwei hydraulischen Pressen und einer Klemmeinrichtung ausgestattet sind, werden als Penetrationseinrichtungen verwendet. Die Sonde setzt sich aus einem Konus (mit einer Öffnung von 60° und einem Querschnitt von 10 bzw. 15 cm²) sowie einer Reibungshülse zusammen (siehe Abb. 1a). Die Robustheit der Sonde wird durch einen größeren Sondendurchmesser erhöht, wodurch die Penetration durch steife und grobkörnigere Schichten ermöglicht wird. Im Zuge der Versuchsdurchführung wird am Konus der Spitzenwiderstand (q_c) und entlang der Reibungshülse die Mantelreibung (f_s) kontinuierlich über die Tiefe gemessen. Drucksondierungen mit Porenwasserdruckmessung (*CPTu*) ermöglichen zusätzlich die Messung von Porenwasserdrücken, welche in-situ vorherrschen bzw. im Zuge der Penetration generiert werden. In der Praxis findet die Position u_2 an der Schulter des Konus für die Messung der Porenwasserdrücke häufig Anwendung (siehe Abb. 1b). Die zeitliche Änderung der Porenwasserdrücke kann im Zuge von Dissipationsversuchen gemessen werden, wobei der Penetrationsvorgang für die Durchführung dieses Versuches gestoppt wird. Letztere Messgrößen können für die Bestimmung des horizontalen Konsolidierungskoeffizienten (c_h) verwendet werden. Die Durchführung von *CPT* und *CPTu* ist in diversen nationalen Standards (z.B. ÖNORM EN ISO 22476-1 [9], ÖNORM EN 1997-2 [10], ASTM D5778-12 [11] und BS 1377-9 [12]) geregelt. Für neueste Entwicklungen zur Versuchstechnik bzw. Interpretation von *CPT*-Daten wird auf Konferenzbänden der 7th *International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterisation* [13] und des *International Symposium on Cone Penetration Testing (CPT22)* [14] verwiesen.

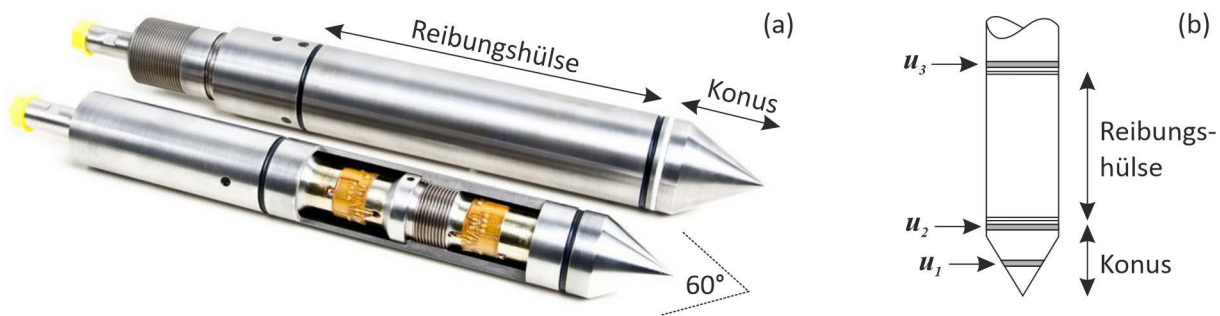


Abb. 1. Drucksondierung mit Porenwasserdruckmessung: (a) Übersicht elektrischer CPT- und CPTu-Sonden [15], (b) Übersicht verschiedener Positionen für die Porendruckmessung.

Der mittels *CPTu* gemessene Spitzenwiderstand wird vom gemessenen Porenwasserdruck u_2 beeinflusst, weshalb eine Korrektur gemäß Gleichung (1) notwendig ist (a repräsentiert das Kegelflächenverhältnis). Für Drucksondierungen ohne Porenwasserdruckmessung (*CPT*) gilt $q_c = q_t$.

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

Das Reibungsverhältnis R_f berechnet sich basierend auf der Mantelreibung (f_s) und dem korrigierten Spitzenwiderstand (q_t) nach Gleichung (2). Wie in Kapitel 5 detailliert beschrieben, steigt R_f in normalkonsolidierten Böden mit zunehmenden Feinkornanteil an.

$$R_f = \frac{f_s}{q_t} 100\% \quad (2)$$

Da *CPTu*-Messgrößen spannungsabhängig sind, haben Wroth [16], Senneset und Janbu [17] sowie Houlsby [18] empfohlen diese Messgrößen für die Interpretation zu normalisieren. Der normalisierte Spitzenwiderstand (Q_t), das normalisierte Reibungsverhältnis (F_r) und das Porendruckverhältnis (B_q) werden gemäß Gleichungen (3), (4) und (5) berechnet:

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (3)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} 100\% \quad (4)$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (5)$$

wobei σ_{v0} bzw. σ'_{v0} die in-situ totalen bzw. effektiven Vertikalspannungen und u_0 den in-situ Porenwasserdruck darstellen. Alternativ zu B_q kann der gemessene Porenwasserüberdruck ($u_2 - u_0$) gemäß Gleichung (6) um die in-situ effektive Vertikalspannung (σ'_{v0}) korrigiert werden (siehe normalisierter Porendruck U_2).

$$U_2 = \frac{u_2 - u_0}{\sigma'_{v0}} \quad (6)$$

Da sich Q_t innerhalb derselben Bodenschicht für verschiedene Spannungsniveaus unterscheiden kann, wird der Einsatz des überarbeiteten normalisierten Spitzenwiderstands (Q_{tn}) von Robertson und Wride [19] sowie Zhang et al. [20] empfohlen (siehe Gleichungen (7) und (8)).

$$Q_{tn} = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{p_a} \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (7)$$

$$n = 0.381 \cdot I_c + 0.05 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} - 0.15 \quad (8)$$

wobei p_a den atmosphärischen Druck repräsentiert und der Spannungsexponent (n) mit dem Bodenverhaltensindex (I_c) korreliert [21]. Der Bodenverhaltensindex (I_c , siehe Gleichung (9)) und der modifizierte Bodenverhaltensindex (I_B , siehe Gleichung (10)) können wie in Kapitel 5.1 näher beschrieben zur Klassifizierung von Böden verwendet werden.

$$I_c = [(3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1.22)^2]^{0.5} \quad (9)$$

$$I_B = 100 \cdot \frac{Q_{tn} + 10}{70 + Q_{tn} \cdot F_r} \quad (10)$$

In-situ Messgrößen (q_c , f_s , u_2) und normalisierte Parameter (z.B. Q_t , Q_{tn} , F_r , B_q , U_2) repräsentieren oftmals die Eingangsgrößen für Korrelationen zur Parameterbestimmung. Für eine Zusammenfassung bestehender Ansätze (zur Bodenklassifizierung bzw. Parameterbestimmung) wird auf Schnaid [2] sowie Robertson und Cabal [22] verwiesen.

3.2. Flachdilatometer-Test

Der von Prof. Silvano Marchetti [23] entwickelte Flachdilatometer-Test (*DMT*) kann ähnlich wie die Drucksondierung für die Charakterisierung einer großen Bandbreite von Böden (Ton, Schluff, Sand, Torf) eingesetzt werden. Bei diesem Versuch wird eine spatenförmige Sonde, ausgestattet mit einer dünnen, kreisrunden, flexiblen Membran auf einer Seite (siehe Abb. 2a), üblicherweise unter konstanter Geschwindigkeit von 2 cm/s, in den Untergrund gedrückt. Die Penetration wird in der Regel in 20 cm Intervallen gestoppt, um bei definierten Membranauslenkungen eine Sequenz von Druckmessungen durchzuführen:

- A-Messung: Druck der erforderlich ist, dass sich die Membran beginnt abzuheben; die Messung erfolgt ca. 15 Sekunden nach Erreichen der Prüftiefe;
- B-Messung: Druck der erforderlich ist um den Mittelpunkt der Membran um 1.1 mm auszudehnen; die Messung erfolgt ca. 15 Sekunden nach der A-Messung;
- C-Messung (optional): Druckmessung in Position A nach langsamer Entspannung der Membran aus Position B.

Im Unterschied zur Drucksondierung befindet sich der *DMT*-Spaten während der Druckmessungen im Ruhezustand und es können keine Porenwasserdrücke gemessen werden. Wie in Abb. 2b dargestellt, wird die kreisrunde Membran unter Verwendung einer Kontrollbox, welche den Gasbehälter und *DMT*-Spaten mittels Kabel verbindet, pneumatisch ausgedehnt. Die Membranausdehnung wird an der Kontrollbox mittels Ventile händisch gesteuert und die Druckmessungen (*A*, *B*, *C*) werden in Echtzeit am Laptop dargestellt. Die Aufzeichnung der Drücke zu den zugehörigen Messzeitpunkten (*A*-Messung: 15 Sekunden nach Penetrationsstopp; *B*-Messung: 15 Sekunden nach der *A*-Messung) erfordert eine große Erfahrung des Bedieners. Die Versuchstechnik, Versuchsdurchführung und Dateninterpretation (inkl. Korrelationen zur Parameterbestimmung) sind beispielsweise in der ÖNORM EN ISO 22476-11 [24], ÖNORM EN 1997-2 [10] und dem ASTM D6635-15 [25] standardisiert. Darüber hinaus haben Marchetti et al. [26] einen umfassenden Leitfaden veröffentlicht.

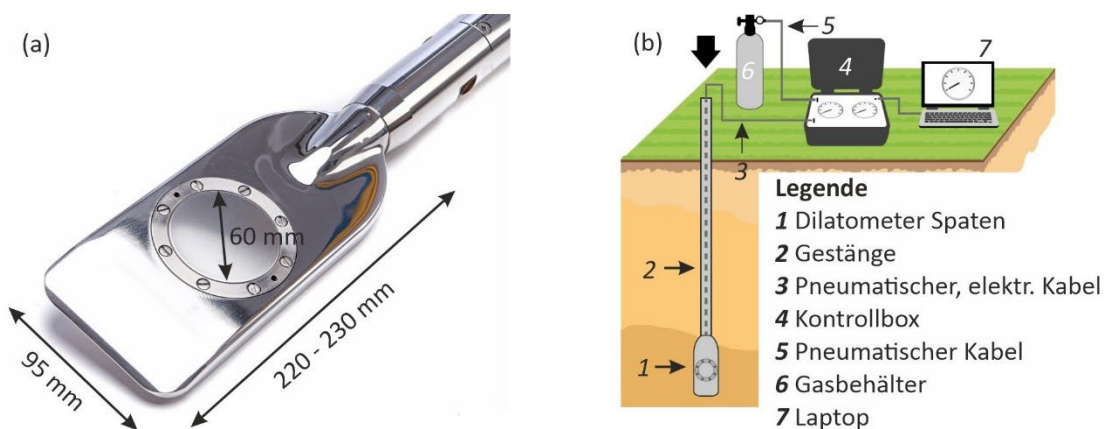


Abb. 2. Flachdilatometer-Test: (a) Spatenförmige Sonde, (b) Versuchskonfiguration (modifiziert nach [26]).

Alternativ zum pneumatischen *DMT* kann das *Medusa*-System eingesetzt werden, welches präzise Druckmessungen zu vordefinierten Zeitschritten bzw. wiederholte *A*-Messungen automatisch ermöglicht [27][28]. Die Membran wird für Druckmessungen hydraulisch mit einer motorisierten Spritze, welche von einer mit Batterien betriebenen Elektronikplatine gesteuert wird, ausgedehnt. Der für die Membranausdehnung erforderliche Druck wird mit einem hochpräzisen Messwandler aufgenommen. Ein elektrisches Kabel, welches durch das Penetrationsgestänge läuft, verbindet die Steuereinrichtung des *DMT*-Spatens mit einem Laptop, sodass eine Visualisierung der Ergebnisse in Echtzeit möglich ist. Bei Erreichen der entsprechenden Prüftiefe wird der Messzyklus am Laptop gestartet und die Sequenz an Druckmessungen erfolgt automatisch.

Die automatische Versuchsdurchführung reduziert einerseits den Einfluss des Bedieners auf in-situ Messgrößen und ermöglicht andererseits die Durchführung alternativer Testverfahren (z.B. alternative Messzeiten bzw. wiederholten *A*-Messungen in denen die Membran mit vernachlässigbaren horizontalen Verschiebungen in Position gehalten wird). Drei mit dem *Medusa*-System mögliche Testverfahren sind folgend stichpunktartig zusammengefasst:

- *DMT-STD*: Beim Standardverfahren werden die Drücke *A* und *B* 15 bzw. 30 Sekunden nach Penetrationsstopp gemessen (*A*15, *B*30). Der (optionale) Schließdruck *C* (*C*60) wird etwa 30 Sekunden nach der *B*-Messung aufgezeichnet.

- *DMT-RA*: Nach Penetrationsstopp werden kurze *DMT*-Dissipationsversuche (Membran bleibt in Position *A*) für eine definierte Zeitspanne (z.B. 15 Sekunden: *A0* → *A15*) durchgeführt. Anschließend kann die Membran in die *B* Position ausgedehnt und dann für (optionale) *C* Messungen langsam entspannt werden.
- *DMTA-WP*: Der *A*-Druck wird während der Penetration kontinuierlich (über die Tiefe) gemessen, wobei keine Ausdehnung in Position *B* erfolgt. Da der Penetrationsvorgang für die Befestigung neuer Gestänge (üblicherweise in 1 m Intervallen) unterbrochen wird, kann diese Zeitspanne für die Durchführung von *DMT-STD* genutzt werden.

Die Interpretation von *DMT*-Versuchen erfordert eine Korrektur der *A*-, *B*- und *C*-Drücke unter Verwendung der Kalibrierungsfaktoren ΔA und ΔB , um in-situ Messgrößen um die Membransteifigkeit zu korrigieren. Beide Faktoren werden unmittelbar vor dem Einbau des *DMT*-Spatens in freier Luft bestimmt und stellen die erforderlichen Drücke dar, um die Positionen *A* bzw. *B* zu erreichen [23][26][29]. Die korrigierten Messwerte P_0 , P_1 und P_2 werden gemäß den Gleichungen (11), (12) und (13) basierend auf den in-situ Drücken (*A*, *B*, *C*) und Kalibrierungsfaktoren (ΔA , ΔB) berechnet.

$$P_0 = 1.05 \cdot (A + \Delta A) - 0.05 \cdot (B - \Delta B) \quad (11)$$

$$P_1 = B - \Delta B \quad (12)$$

$$P_2 = C + \Delta A \quad (13)$$

Die korrigierten Messwerte (P_0 , P_1 , P_2) werden zur Bestimmung von Hilfsgrößen, sogenannten Zwischenparameter (engl. intermediate parameters) verwendet, welche die Grundlage der Bestimmung von Bodenkennwerten bilden. Der Materialindex (I_D), der horizontale Spannungsindex (K_D), der Dilatometermodul (E_D) und der Porendruckindex (U_D) können mit den Gleichungen (14), (15), (16) und (17) ermittelt werden:

$$I_D = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - u_0} \quad (14)$$

$$K_D = \frac{P_0 - u_0}{\sigma'_{v0}} \quad (15)$$

$$E_D = 34.7 \cdot (P_1 - P_0) \quad (16)$$

$$U_D = \frac{P_2 - u_0}{P_0 - u_0} \quad (17)$$

Da die Differenz ($P_1 - P_0$) stark von der Korngröße beeinflusst wird, empfiehlt Marchetti [23] die Verwendung des Materialindex (I_D) zur Klassifizierung von Böden. Der horizontale Spannungsinde (K_D) repräsentiert den in-situ Erddruck, welcher im Zuge der Penetration generiert wird. Letzterer Index entspricht in normalkonsolidierten Böden ca. dem Wert 2. Da K_D -Profile ähnliche Trends wie der Erddruckkoeffizient (K_0) bzw. die Überkonsolidierung (OCR) aufweisen, werden K_0 und OCR meist basierend auf K_D berechnet [30][31][32][33]. Erste Studien von Marchetti [23] verdeutlichen, dass K_D auch mit der undrainierten Scherfestigkeit (c_u) korreliert. Die Korrelationen nach Marchetti [23] zur Bestimmung des horizontalen Erddruckkoeffizienten (K_0), des Überkonsolidierungsgrads (OCR) und der undrainierten Scherfestigkeit (c_u) sind folgend zusammengefasst. Der Dilatometermodul (E_D) wird unter der Annahme von linearer Elastizität [34] bestimmt und gemäß Gleichung (21) zur Berechnung der in-situ Steifigkeit verwendet [23]. Wie von Marchetti et al. [26] und in Kapitel 6.5 näher beschrieben, berechnet sich der empirische Faktor R_M aus Gleichung (21) basierend auf K_D und I_D . Für eine Zusammenfassung bestehender Korrelationen zur Parameteridentifikation wird auf [23][26][29] verwiesen.

$$K_0 = \left(\frac{K_D}{1.5} \right)^{0.47} - 0.6 \quad (18)$$

$$OCR = (0.5 \cdot K_D)^{1.56} \quad (19)$$

$$c_u = 0.22 \cdot \sigma'_{v0} \cdot (0.5 \cdot K_D)^{1.25} \quad (20)$$

$$M = R_M \cdot E_D \quad (21)$$

3.3. Seismik

Seismische Untersuchungen zur Bestimmung der in-situ Scherwellengeschwindigkeit (V_S) bzw. Kompressionswellengeschwindigkeit (V_P) finden in der Geotechnik heute verstärkt Anwendung. Während zur Bestimmung von V_S und V_P verschiedene Messsysteme und Konfigurationen Anwendung finden können, fokussiert sich die gegenständliche Empfehlung auf die seismische Drucksondierung ($SCPTu$) bzw. das seismische Flachdilatometer ($SDMT$). Bei beiden Systemen wird ein seismisches Modul bestehend aus einem bzw. zwei Geophonen oberhalb der entsprechenden Sonde befestigt (siehe Abb. 3). In regelmäßigen Intervallen wird die Penetration gestoppt, um V_S (bzw. V_P , die an dieser Stelle nicht weiter beschrieben wird) zu bestimmen. Die Scherwellen werden (üblicherweise) an der Geländeoberfläche durch einen Hammerschlag in horizontaler Richtung ausgelöst, breiten sich durch den Untergrund aus und werden in definierten Tiefenstufen von Geophonen empfangen (siehe Abb. 3).

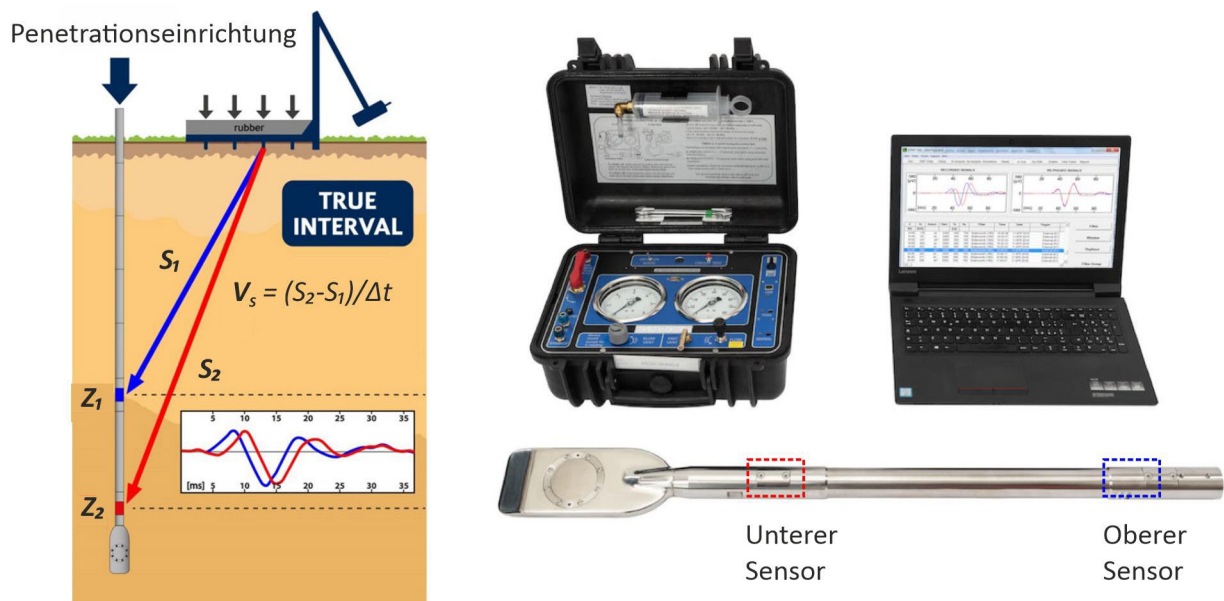


Abb. 3. Seismischer Flachdilatometer-Test: Versuchskonfiguration (modifiziert nach [35]).

In der Praxis finden heute zwei Konfigurationen für die Durchführung seismischer Penetrationsversuche (engl. direct push downhole seismic testing) Anwendung:

- *Seismische Module mit einem Geophon* erfordern die Messung der Scherwellenlaufzeit in zwei aufeinanderfolgenden Tiefen, um V_s für den Abschnitt zwischen beiden Tiefenstufen zu bestimmen. Die Versuchskonfiguration mit einem Geophon bietet die Möglichkeit den Abstand zwischen zwei aufeinanderfolgenden Messungen frei zu wählen, wodurch geringmächtige Schichten charakterisiert werden können. Andererseits können kleine Messungenauigkeiten bei der Tiefenerfassung die abgeleitete Scherwellengeschwindigkeit verfälschen.
- Aufgrund des beschriebenen Nachteils entwickelten Marchetti et al. [36] ein *seismisches Modul mit zwei Geophonen*, die einen definierten Abstand von 50 cm zueinander aufweisen. Wie in Abb. 3 dargestellt, wird das Modul zwischen dem Penetrationsgestänge und dem DMT-Spaten (bzw. der CPTu-Sonde) eingebaut. Im Unterschied zum zuvor beschriebenen System empfangen beide Geophone dieselbe Scherwelle, was die Interpretation der Daten (wie im Folgenden beschrieben) erleichtert.

Nach dem Stopp der Penetration wird die Scherwelle durch einen horizontalen Hammerschlag auf eine rechteckige Stahlplatte erzeugt. Die Stahlplatte wird durch eine Last vertikal in den Boden gedrückt, um eine verbesserte Übertragung der Scherwelle in den Untergrund sicherzustellen. Die Stahlplatte muss horizontal situiert werden und vollflächig im gewachsenen Boden aufliegen. Zusätzlich wird empfohlen die Vertikallast mit einem Gummi von der Stahlplatte zu entkoppeln, um die Ableitung der Scherwelle in den Boden sicherzustellen. Die Achsen des Hammerschlags und der Geophone sind parallel zueinander auszurichten, um eine hohe Sensitivität beider Geophone sicherzustellen. Der horizontale Abstand zwischen Penetrationsgestänge und Stahlplatte sollte 1,5 m nicht überschreiten. Die (außer einer sich rascher ausbreitenden Kompressionswelle) generierte Scherwelle breitet sich durch den Boden aus und wird zunächst vom oberen Geophon und anschließend vom unteren Geophon erfasst (siehe Abb. 3). Die erfassten

Signale werden verstärkt, digitalisiert und für die Dateninterpretation an den Laptop gesendet [36].

Wie in Abb. 3 ersichtlich wird die *true interval interpretation method* zur Bestimmung von V_s verwendet. Es wird eine Scherwelle von 2 Geophonen erfasst (siehe Messsignale S_1 , S_2 in Abb. 3). Die Differenz der Laufzeiten der Scherwelle (Δt) zu den Sensoren 1 und 2 wird durch Kreuzkorrelation der beiden Messsignale bestimmt. Da von beiden Geophonen dieselbe Scherwelle detektiert wird, wird ein Empfängersignal um Δt verschoben bis sich beide Kurven decken. Im letzten Schritt wird V_s basierend auf Gleichung (22) berechnet. S_2 und S_1 sind dabei zwei Vektoren deren Differenz ein vertikaler Vektor mit dem Betrag (Länge) gleich dem Abstand der beiden Sensoren ist.

$$V_s = \frac{S_2 - S_1}{\Delta t} \quad (22)$$

Die Bestimmung von V_s wird üblicherweise in 50 cm Tiefenintervallen durchgeführt. Es wird empfohlen in einzelnen Tiefenstufen wiederholte V_s -Messungen durchzuführen und diese zu mitteln, wobei einzelne Messwerte eine Abweichung kleiner 5 % aufweisen sollten. Für weiterführende Informationen zur Bestimmung von V_s (mittels *SDMT* bzw. *SCPTu*) wird auf die ASTM D7400/D7400M-19 [37] und die Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugrunddynamik“ [38] verwiesen.

4. DRAINAGEBEDINGUNGEN BEI VERSUCHSDURCHFÜHRUNG

4.1. Drucksondierung

4.1.1. Bestehende Ansätze zur Beurteilung der Drainagebedingungen

Die Drainagebedingungen während der Versuchsdurchführung wurden von diversen Autoren (z.B. [39][40]) basierend auf Feldversuchen beurteilt. McNeilan und Bugno [41] beobachteten drainiertes Materialverhalten in Böden mit einer Durchlässigkeiten $k > 10^{-4}$ m/s, während undrainiertes Materialverhalten für $k < 10^{-8}$ m/s vorliegt. Jüngere Untersuchungen von Hight et al. [42] verdeutlichen, dass undrainiertes Materialverhalten für $B_q > 0.5$ gegeben ist. Da in normalkonsolidierten Böden das Verhältnis c_u/σ'_{v0} für $B_q < 0.3$ stark ansteigt, wird $B_q = 0.3$ oft als alternative Grenze zur Teildrainage verwendet (für die Ermittlung von B_q wird auf Kapitel 3.1 verwiesen).

Alternativ können die Drainagebedingungen für variable Penetrationsgeschwindigkeiten (z.B. [43]) basierend auf der normierten Penetrationsgeschwindigkeit (V) beurteilt werden [44][45]. Letzterer Parameter (V) definiert sich gemäß Gleichung (23) auf Basis der Penetrationsgeschwindigkeit (v), dem Sondendurchmesser (d) und dem horizontalen Konsolidierungskoeffizient (c_h).

$$V = \frac{v \cdot d}{c_h} \quad (23)$$

Während der Spitzenwiderstand (q_c) und die Mantelreibung (f_s) mit zunehmender Penetrationsgeschwindigkeit abnehmen (dies gilt nur bis zu einer bestimmten Geschwindigkeit, bei der sich dieses Verhalten aufgrund der Viskosität wieder umdreht), zeigen die an den Positionen (u_1) und (u_2) gemessenen Porenwasserdrücke den umgekehrten, nämlich ansteigenden Trend, da mit zunehmender Penetrationsgeschwindigkeit der Grad an Teilkonsolidierung abnimmt. In-situ Messgrößen werden nur geringfügig von Änderungen in der Penetrationsgeschwindigkeit beeinflusst, sofern drainiertes bzw. undrainiertes Materialverhalten gegeben ist. Ergebnisse kleinmaßstäbliche *Chamber Tests* von Watson et al. [46] sowie Randolph und Hope [45] bestätigen diese Beobachtungen und definierten Referenzkurven basierend auf q_t und V (siehe Abb. 4a). Dabei werden die in-situ-Messgrößen basierend auf der undrainierten Messgröße ($q_{t,ref}$) normalisiert (*schwarz durchgezogene Linie*: Watson et al. [46]; *schwarz strichlierte und punktierte Linien*: Randolph und Hope [45]). DeJong und Randolph [47] definierten alternative Referenzkurven basierend auf Q_t und $\Delta u_2 (= u_2 - u_0)$ (siehe *schwarz strich-punktierte Linie* in Abb. 4b und Abb. 4c). Alle Referenzkurven zeigen für $V < 0.03$ bzw. $V > 30$ nur eine sehr schwache Abhängigkeit der normierten Penetrationsgeschwindigkeit, weshalb Randolph [44] diese Grenzen als Übergang zu drainiertem bzw. undrainiertem Materialverhalten empfiehlt. Beide Werte sind in Abb. 4 durch vertikale, punktierte, graue Linien dargestellt.

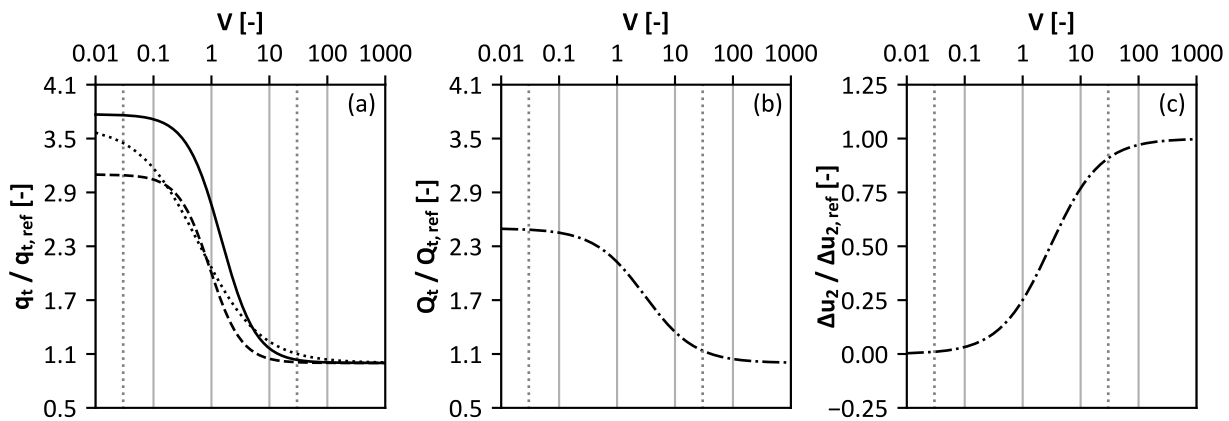


Abb. 4. Referenzkurven für die Beurteilung der Drainagebedingungen basierend auf der normierten Penetrationsgeschwindigkeit (V).

Die Beurteilung der Drainagebedingungen basierend auf V erfordert die Bestimmung des horizontalen Konsolidierungskoeffizienten (c_h). Teh und Houlsby [18][48][49] entwickelten einen Ansatz für normal- bis leicht überkonsolidierte Tone (Überkonsolidierungsgrad $OCR < 3$), welcher auf Dissipationstests basiert. Dissipationskurven können auf Basis des dimensionslosen Zeitfaktors T^* normalisiert werden. Letzterer Parameter berechnet sich gemäß Gleichung (24) aus dem Konsolidierungskoeffizienten (c_h), der Dissipationszeit (t), dem Sondenradius (r) und dem Rigidity Index (I_R = Verhältnis von Schubmodul G zu undrainierter Scherfestigkeit c_u).

$$T^* = \frac{c_h \cdot t}{r^2 \cdot \sqrt{I_R}} \quad (24)$$

Die Bestimmung von c_h basiert üblicherweise auf der Dissipationszeit t_{50} (entspricht der Zeit für die Dissipation von 50 % des Porenwasserüberdrucks) in Kombination mit Werten für T^* gleich 0.118 (für u_1 Sonden) bzw. 0.245 (für u_2 Sonden). Folglich kann für ausgewählte I_R gemäß Gleichung (24) auf c_h rückgeschlossen werden. I_R kann auf Basis von Triaxialversuche bestimmt werden, wobei der Schubmodul (G) bei 50 % der Fließspannung ausgewertet wird. Alternativ entwickelte Keaveny [50] einen vereinfachten Ansatz, welcher eine Abschätzung von I_R basierend auf dem Plastizitätsindex (PI) und dem Überkonsolidierungsgrads (OCR) ermöglicht (siehe Gleichung (25)).

$$I_R \approx \frac{\exp\left(\frac{137 - PI}{23}\right)}{\left[1 + \ln\left(1 + \frac{(OCR - 1)^{3.2}}{26}\right)\right]^{0.8}} \quad (25)$$

Da der Ansatz nach Teh und Holsby [48] auf undrainiertes Materialverhalten beschränkt ist, entwickelten DeJong und Randolph [47] einen modifizierten Ansatz, welcher die Bestimmung von c_h auch unter teildrainierten Verhältnissen ermöglicht. In Anlehnung an Teh und Houlsby [48] ersetzen die Autoren den ursprünglichen Zeitfaktor T^* durch einen modifizierten Zeitfaktor, hier mit t^{dp} abgekürzt. Folglich ist t_{50} für teildrainierte Verhältnisse eine Funktion von V gemäß Gleichung (26):

$$t_{50} = \frac{d^2 \cdot \sqrt{I_R}}{c_h} \cdot t_{50}^{ap} = \frac{d^2 \cdot \sqrt{I_R}}{c_h} \cdot T_{50}^* \cdot \left(1 + \frac{1}{g \cdot (V/V_{50})^k}\right) \quad (26)$$

wobei gemäß [48] $T_{50}^* = 0.06125$, $V_{50} = 3$, $g = 0.43$, $k = 1.2$ angenommen werden kann. Basierend auf der in-situ Messgröße t_{50} müssen c_h bzw. V iterativ ermittelt werden (da sie voneinander abhängig sind) [47].

Alternativ zu V entwickelten Schnaid et al. [51] einen Ansatz, welcher eine Beurteilung der Drainagebedingungen basierend auf v , t_{50} , d und I_R ermöglicht (siehe Gleichung (27)).

$$\bar{V}_h = \frac{v \cdot t_{50}}{d \cdot \sqrt[4]{I_R}} \quad (27)$$

Während $\bar{V}_h$ unter teildrainierten Bedingungen zwischen 0.01 und 3 variiert, beläuft sich t_{50} auf 20 bis 50 s [51]. Bihs et al. [52] empfehlen für drainiertes bzw. undrainiertes Materialverhalten modifizierte Grenzwerte (drainiert: $\bar{V}_h < 0.2 - 0.3$; undrainiert: $\bar{V}_h > 40 - 50$).

4.1.2. Neue Erkenntnisse in postglazialen Sedimenten

Umfangreiche in-situ Erkundungen in diversen alpinen Beckenlandschaften (z.B. Rheintal, Salzburger Becken, Klagenfurter Becken) verdeutlichen, dass postglaziale Sedimentablagerungen hinsichtlich ihrer Korngrößenverteilung über die Tiefe deutliche Unterschiede aufweisen können [63]. Dies ist auf die Verfüllungshistorie der Becken zurückzuführen. Während im mündungsfernen Seebereich (Stillwasserbereich) feinkörnige Seesedimente abgelagert werden, werden näher der Flussmündung vorwiegend grobkörnigere Sedimente abgelagert. Mit zunehmender Verfüllung des Beckens wächst der Mündungsbereich der in das Becken einströmenden Bäche und Flüsse weiter in das Becken hinein, sodass die zuvor abgelagerten, feinkörnigen Sedimente zunehmend von gröberen Sedimenten überlagert werden. Vor allem bei Hochwässern werden höhere Sedimentfrachten und dabei verstärkt auch grobkörnigere Sedimente in die Becken eingetragen. Zwischen den Hochwasserereignissen wird wieder vorwiegend Feinkorn sedimentiert. Aus den mit wechselnden Wassermengen verbundenen unterschiedlichen Feststofffrachten ergeben sich auch die für viele Seesedimente typischen Schichtungen aus mehr Schluff-Feinsand und mehr Ton-Schluff dominierten Ablagerungen (Bändertone, Bänderschluße), wobei diese bei sehr geringen Schichtdicken (im mm-cm Bereich) mittels in-situ-Tests nur bedingt aufgelöst werden können. Folglich streuen die Drainagebedingungen innerhalb heterogener Sedimentablagerungen im Vergleich zu homogenen Abschnitten stärker.

Der Einfluss der Penetrationsgeschwindigkeit (v) auf *in-situ*-Messgrößen wurde im Forschungsprojekt PITS an zwei Versuchsfeldern (*TS1 – Rhessi*, *TS2 – Lokalbahn Salzburg*) untersucht. Wie aus Abb. 5 ersichtlich ist, wurden die Drainagebedingungen in sechs Tiefenstufen unter Variation der Penetrationsgeschwindigkeiten (0.1 cm/s, 0.5 cm/s, 2 cm/s und 10 cm/s) untersucht. Während die Tiefenstufen TS1 – 12 m (magenta) und die Tiefenstufe TS2 – 5 m (cyan) eher heterogene sandig bis schluffige Schichten umfassen, repräsentieren die Tiefenstufen TS1 – 16 m (blau), TS1 – 19 m (rot), TS2 – 15.5 m (grün) und TS2 – 22.5 m (schwarz) Ergebnisse innerhalb eines weitestgehend homogenen Bereiches feinkorndominierter Sedimente ($sa' Cl/Si \rightarrow sa' cl Si$), charakterisiert durch $k_v < 10^{-9}$ m/s. Abb. 5 verdeutlicht, dass die Variation der Penetrations-

geschwindigkeit keinen signifikanten Einfluss auf die $CPTu$ -Messgrößen in den feinkorndominierten Sedimenten ($Q_t < 7$, $F_r \approx 0.8 - 4$, $B_q > 0.3$) nimmt und undrainiertes Materialverhalten vorliegt. Die Ergebnisse einzelner Penetrationsgeschwindigkeiten (0.1 cm/s, 0.5 cm/s, 2 cm/s und 10 cm/s) sind je Tiefenstufe durch Dreiecks-Symbole für die u_2 -Sonde und durch Kreissymbole für die u_1 -Sonde eingezeichnet. Während q_t und Q_t innerhalb der feinkörnigen Sedimente für die kleinste Penetrationsgeschwindigkeit (siehe Abb. 5a und Abb. 5b: jeweils linkes der drei bzw. vier gleichen Symbole je Tiefenstufe) geringfügig ansteigen, sinken die gemessenen Porenwasserdrücke an Position u_2 für $v < 2$ cm/s (siehe Abb. 5c: jeweils die beiden linken Symbole je Tiefenstufe).

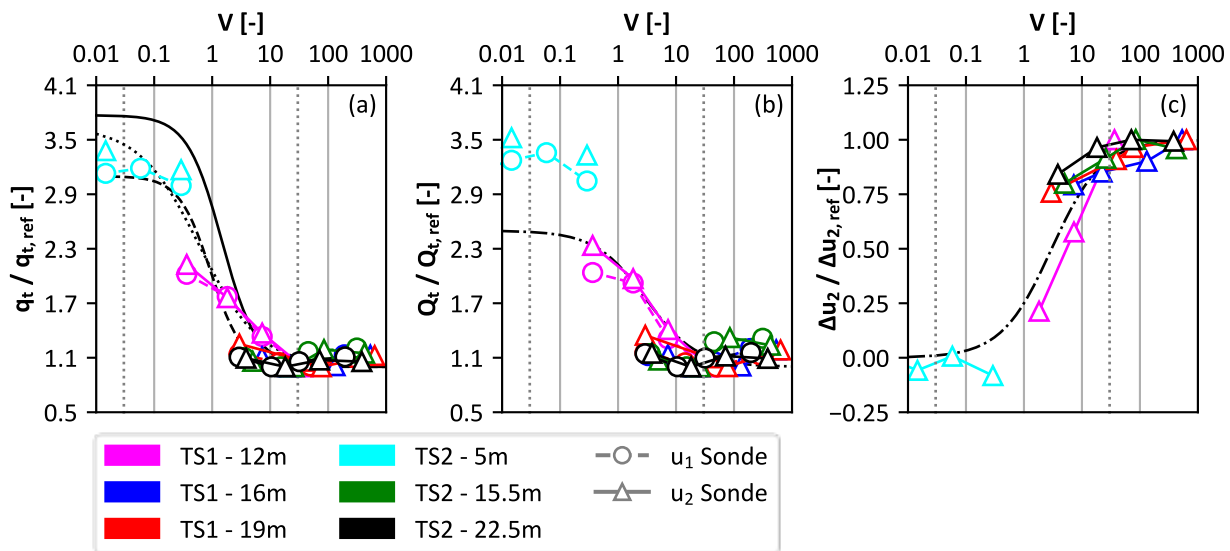


Abb. 5. Beurteilung der Drainagebedingungen während $CPTu$ -Durchführung basierend auf der normalisierten Penetrationsgeschwindigkeit (v).

$CPTu$ -Ergebnisse aus den sandig-schluffigen (deutlich heterogeneren) Sedimentablagerungen sind in Magenta ($TS1 - 12\text{ m}$) und Cyan ($TS2 - 5\text{ m}$) eingezeichnet (siehe Abb. 5). Drainiertes Materialverhalten wird in sand-dominierten Schichten ($TS2 - 5\text{ m}$) beobachtet, da variable Penetrationsgeschwindigkeiten keinen Einfluss auf $CPTu$ Messgrößen nehmen und keine Porenwasserüberdrücke an den Positionen u_1 und u_2 gemessen werden ($Q_t > 30$, $F_r < 1$, $B_q \approx 0$). Im Unterschied dazu werden in-situ Messgrößen innerhalb schluff-dominierter Schichten ($TS1 - 12\text{ m}$) deutlich stärker durch eine Variation von v beeinflusst. Die beiden zuletzt diskutierten Tiefenstufen ($TS1 - 12\text{ m}$; $TS2 - 5\text{ m}$) verdeutlichen, dass die Drainagebedingungen innerhalb heterogener Sedimentablagerungen von drainiert bis undrainiert variieren können.

Die in Kapitel 4.1.1 beschriebenen Referenzkurven können einerseits verwendet werden, um die Drainagebedingungen bei Versuchsdurchführung zu beurteilen und andererseits um in-situ Messgrößen, die von Teildrainage beeinflusst sind, auf die entsprechenden drainierten/undrainierten Größe zu extrapolieren. Während die Porenwasserdruckmessungen (z.B. u_2 , u_1) mit steigender Penetrationsgeschwindigkeit unter Teildrainage ansteigen, zeigen q_c und f_s den umgekehrten Trend. Der größte Porenwasserdruck wird im Zuge der Penetration an Position u_1 generiert. Während Referenzkurven basierend auf $\Delta u_2 / \Delta u_{2,ref}$ immer mit 0 (drainiert) bzw. 1 (undrainiert) limitiert sind, müssen Referenzkurven basierend auf q_c und f_s materialspezifisch festgelegt

werden, da der Verlauf beider Messgrößen stark von der Festigkeit beeinflusst wird. Werden die Grenzen zwischen teildrainiertem und undrainiertem Materialverhalten basierend auf V bzw. $\bar{V}_h$ definiert, sind in alpinen Beckenlandschaften verschiedene Grenzwerte für q_c ($V \approx 10$, $\bar{V}_h \approx 3$) und u_2 ($V \approx 30$, $\bar{V}_h \approx 10-30$) zu verwenden, da sich die Drainagebedingungen entlang der Sonde ändern. Basierend auf numerischen Simulationen von $CPTu$ [53] konnten modifizierte Referenzkurven auf Grundlage von $\bar{V}_h$ erarbeitet werden, welche gemäß Gleichung (28) definiert sind, wobei a und c mit 0.025 bzw. 0.7 angenommen werden. Der Faktor b wird für die Unter- und Obergrenzen mit 4.5 bzw. 0.6 (best-fit: $b = 1,6$) definiert. Für eine Übersicht der modifizierten Referenzkurven wird auf Abb. 6 (siehe rote Kurven) verwiesen.

$$\frac{\Delta u_2}{\Delta u_{2,ref}} = (1 - a) \left(1 - \frac{1}{\cosh(b(\bar{V}_h)^c)} \right) \quad (28)$$

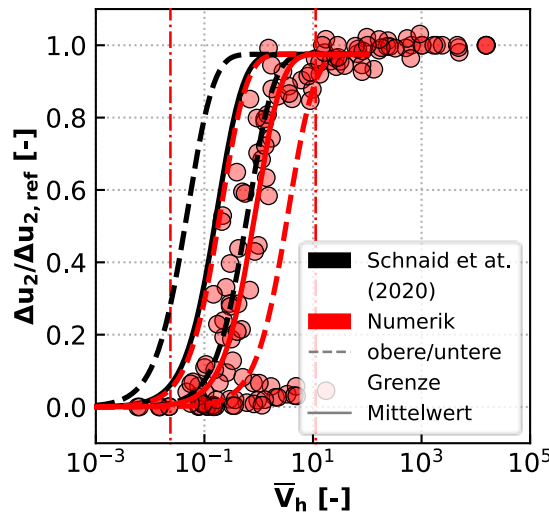


Abb. 6. Beurteilung der Drainagebedingungen während CPTu-Durchführung basierend auf der normalisierten Penetrationsgeschwindigkeit $\bar{V}_h$.

Während drainierte Messgrößen für die Abschätzung des effektiven Reibungswinkels φ' verwendet werden können, sind undrainierte Messgrößen für die Bestimmung der undrainierten Scherfestigkeit c_u heranzuziehen. Folglich ist c_u innerhalb der feinkorndominierten und φ' in den sanddominierten Schichten der heterogenen Ablagerungen zu bestimmen. Vor Verwendung der entsprechenden Korrelation ist undrainiertes bzw. drainiertes Materialverhalten z.B. basierend auf V oder $\bar{V}_h$ nachzuweisen.

Zusammenfassend wird festgehalten, dass für die Interpretation von Drucksondierungen, insbesondere bei der Anwendung von Korrelationen zur Ableitung von Bodenkennwerten, im ersten Schritt die Drainagebedingungen (bei Versuchsdurchführung) beurteilt werden müssen. Insbesondere bei teildrainierten Verhältnissen, wie sie beispielsweise bei sandigen Schluffen und Schluff-Sandgemischen mit Durchlässigkeiten im Bereich von ca. $k_v > 10^{-4}$ bis ca. $k_v < 10^{-8}$ vorliegen (können) ist besondere Vorsicht geboten. Die Detektion von Teildrainage wurde in Kapitel 4.1 detailliert und theoretisch fundiert diskutiert.

Aus praktischer Sicht kann auf Basis von SBT-Diagrammen (Bodenverhaltensdiagrammen) abgeschätzt werden, ob bei Versuchsdurchführung drainierte, teildrainierte oder undrainierte Verhältnisse vorliegen. Teildrainierte Verhältnisse sind nach Robertson (2009 [60]) bei $SBT = 5$ und im Übergangsbereich zu $SBT = 4$ bzw. $SBT = 6$ zu erwarten. Im Zuge der Erkundung empfiehlt es sich zusätzlich zu der üblichen Penetrationsgeschwindigkeit von 2 cm/s für einzelne Sondierungen mit einer deutlich höheren Penetrationsrate von z.B. 10 cm/s und/oder einer deutlich langsameren Penetrationsrate von z.B. 0.5 cm/s zu arbeiten. Aus der Gegenüberstellung der Ergebnisse (z.B. q_t , Q_t , u_2) für unterschiedliche Penetrationsraten können Bodenschichten mit Teildrainage identifiziert werden. Kommt es zu einer deutlichen Veränderung der gemessenen bzw. normalisierten Größen (q_t , Q_t , u_2) bei unterschiedlichen Penetrationsraten liegen mit großer Wahrscheinlichkeit teildrainierte Verhältnisse vor (siehe Abb. 4). Die Konsequenz ist im Weiteren, dass über Korrelationen abgeleitete Größen hinsichtlich Gültigkeit und Aussagekraft besonders kritisch bewertet werden müssen.

4.2. Flachdilatometer-Test

4.2.1. Bestehende Ansätze zur Beurteilung der Drainagebedingungen

Im Unterschied zur Drucksondierung (*CPT*, *CPTu*) wird der Penetrationsvorgang bei Flachdilatometer-Tests (*DMT*) für sequenzielle Druckmessungen unterbrochen. Während bei Penetration in Sanden keine signifikanten Porenüberdrücke (= drainiertes Materialverhalten) generiert werden, bauen sich die generierten Porenüberdrücke in Tonen (während der Versuchsdurchführung in definierten Tiefenstufen) nur in einem geringen Maß ab (= undrainiertes Materialverhalten) [29]. Untersuchungen mit einem modifizierten *DMT*-Spaten, welcher die Messung von Porenwasserdrücken durch poröse Filter ermöglicht, verdeutlichen, dass sich die im Zuge der Penetration bzw. Membranauslenkung generierten Porenüberdrücke in Schluffen während der Versuchsdurchführung deutlich abbauen können [54][55][56].

Der partielle Abbau von Porenüberdrücken während der Versuchsdurchführung, in der Literatur oft als Teildrainage bezeichnet, kann für ausgewählte Tiefenstufen basierend auf wiederholten *A*-Druckmessungen (*DMT*-Dissipationstest) untersucht werden. Wie in Kapitel 3.2 zusammengefasst, wird die Membran für wiederholte *A*-Druckmessungen in Position gehalten und nicht in die Position *B* ausgedehnt [26]. Folglich führen Änderungen im Porendruck zu einem Abfall im *A*-Druck [57]. Da die ordnungsgemäße Durchführung von *DMT*-Dissipationsversuchen eine große Erfahrung des Bedieners erfordert, wird der Einsatz des vollautomatischen Medusa-Systems für wiederholte *A*-Druckmessungen empfohlen.

4.2.2. Neue Erkenntnisse in postglazialen Sedimenten

Der Einfluss von Teildrainage auf *DMT*-Zwischenparameter (engl. intermediate parameters) und Bodenkennwerte (unter Verwendung der Korrelationen nach Marchetti [23]) wurde in postglazialen Beckenlandschaften mittels Medusa-*DMT* untersucht [63].

In einer großen Bandbreite von Böden (Ton: $I_D < 0,6$; Schluff: $0,6 \leq I_D \leq 1,8$; Sand: $I_D > 1,8$) führt die Dissipation von Porenwasserdrücken zu einer Reduktion des *A*-Drucks innerhalb der ersten Sekunden nach Penetrationsstopp. In Abb. 7 wird der prozentuelle Abfall des *A*-Drucks innerhalb der ersten 15 Sekunden nach Penetrationsstopp (d_A) dem Materialindex (I_D) und Porendruckindex (U_D) gegenübergestellt. Letztere Zwischenparameter (I_D , U_D) wurden auf Basis von *A15* und *B30* berechnet. Während der normalisierte Abfall d_A in Tonen ($I_D < 0,6$; $U_D > 0,7$) und reinen

Sanden ($I_D > 3.3$; $U_D \approx 0$) kleiner als 20 % bleibt, wird in Schluffen ($0,6 \leq I_D \leq 1,8$) eine größere Streuung beobachtet. Speziell heterogene Bodenbereiche, charakterisiert durch deutliche Änderungen im Materialindex zwischen benachbarten Messtiefen ($\Delta I_D^* > 80\%$; siehe rote Symbole in Abb. 7), erreichen d_A -Werte von bis zu 65 %, da der Dissipationsvorgang durch die unterschiedlichen Eigenschaften der Wechschelschichten im Boden deutlich beeinflusst wird. In homogenen Schluffen ($\Delta I_D^* \leq 80\%$; siehe blaue Symbole in Abb. 7) bleibt d_A im Schnitt $< 20\%$. Beobachtete Trends sind für homogene und heterogene Schichten blau und rot strichliert eingezeichnet (siehe Abb. 7).

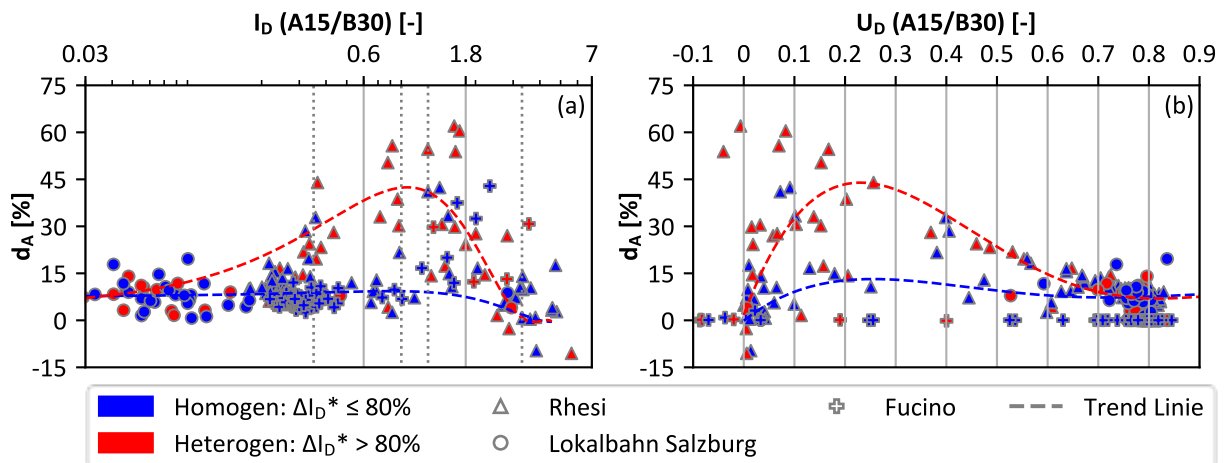


Abb. 7. Abfall des A-Drucks innerhalb der ersten 15 Sekunden nach Penetrationsstopp: (a) I_D (A15/B30) über d_A (%) und (b) U_D (A15/B30) über d_A (%).

Wie bereits von Schnaid et al. [55] beschrieben zeigen wiederholte A- und B-Messungen einen annähernd linearen Trend, wenn die in-situ Messungen gegen die Wurzel der Zeit dargestellt werden. Die Steigung wiederholter A- und B-Messungen wird folgend mit k_A (kPa/ $\sqrt{s}$) und k_B (kPa/ $\sqrt{s}$) abgekürzt (siehe Abb. 8). Die Beziehung zwischen k_B und k_A ist durch eine gewisse Streuung gekennzeichnet ($k_B = 1 - 2.5 \cdot k_A$), wenngleich $k_B = 1.5 \cdot k_A$ den Trend in alpinen, weichen Sedimenten am besten folgt. Folglich können wiederholte A-Druckmessungen verwendet werden, um k_A sowie k_B zu berechnen. k_A und k_B können in der Praxis verwendet werden, um die Drücke bei Penetrationsstopp (A_0 , B_0) zu berechnen.

Die Zwischenparameter I_D und E_D werden maßgeblich von der Druckdifferenz ($P_1 - P_0$) beeinflusst, wenngleich die Drücke A und B zu unterschiedlichen Zeitpunkten gemessen werden (Standard: A15/B30). Aufgrund der Dissipation von Porenwasserüberdrücken reduzieren sich A und B nach Penetrationsstopp, wodurch die Differenz ($B - A$) für $k_B > k_A$ abnimmt.

Daher wird empfohlen die in-situ Messwerte zum Zeitpunkt des Penetrationsstopps (A_0 , B_0) für die Interpretation heranzuziehen, sofern die Druckmessungen (A15/B30) von Teildrainage beeinflusst werden [55]. Undrainierte Messgrößen (A_0/B_0) können auf Grundlage alternativer Versuchskonfigurationen (z.B. wiederholte Druckmessungen) bestimmt werden. Während A_0 , A15 und B30 basierend auf DMT-RA gemessen werden, kann B_0 wie folgt bestimmt werden: Im ersten Schritt kann k_A nach Gleichung (29) berechnet und k_B basierend auf den empfohlenen k_B/k_A -Verhältnissen (best-fit: $k_B = 1,5 \cdot k_A$) abgeschätzt werden. Im letzten Schritt wird B_0 mittels linearer Interpolation (basierend auf k_B und B30) berechnet.

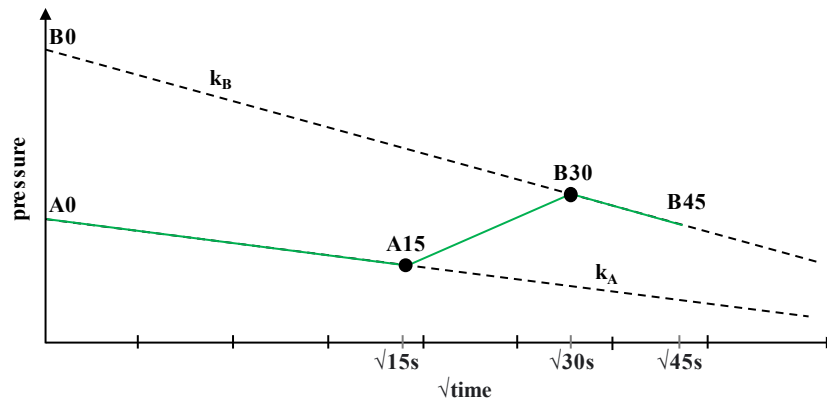


Abb. 8. Schematischer Abfall der A- und B-Drücke mit der Wurzel der Zeit nach dem Penetrationsstopp.

$$k_A = \frac{A0 - A15}{\sqrt{15} - \sqrt{0}} \quad (29)$$

Die Verwendung von $A0$ und $B0$ an Stelle von $A15$ und $B30$ übt einen großen Einfluss auf die Zwischenparameter I_D und E_D aus, während K_D nur zu einem geringen Ausmaß beeinflusst wird. In Abb. 9 wird der Einfluss von Teildrainage auf die Zwischenparameter für drei k_B/k_A -Verhältnisse (siehe Spalten $k_B/k_A = 1.0$, $k_B/k_A = 1.5$ und $k_B/k_A = 2.5$) dargestellt. Die prozentuellen Änderungen in I_D (ΔI_D : siehe Abb. 9a bis Abb. 9c), K_D (ΔK_D : siehe Abb. 9d bis Abb. 9f) und E_D (ΔE_D : siehe Abb. 9g bis Abb. 9i) sind farblich markiert und einzelne Symbole werden im $d_A - I_D$ ($A15/B30$) Raum dargestellt. Änderungen im Materialindex (ΔI_D) und Dilatometermodul (ΔE_D) nehmen mit steigendem k_B/k_A -Verhältnis zu, da die Differenz ($A0 - B0$) größer wird. Letztere Differenz ist gemäß Marchetti [23] in Tonen ($I_D < 0,6$) am geringsten. Obwohl d_A in Schluffen ($0,6 \leq I_D \leq 1,8$) und Sanden ($I_D > 1,8$) ansteigt, weist d_A in Tonen einen größeren Einfluss auf ΔI_D und ΔE_D auf, da $(B0 - A0)$ relativ zu $(B30 - A15)$ stärker ansteigt. Da K_D basierend auf korrigierten A-Drücken berechnet wird, nehmen k_B/k_A -Verhältnisse keinen Einfluss auf ΔK_D (siehe Abb. 9d bis Abb. 9f). Der Anstieg des horizontalen Spannungsindex (K_D) ist proportional zu d_A und korreliert somit nicht mit I_D .

Eine zusammenfassende Diskussion der Bedeutung dieser Ausführungen in praktischer Hinsicht wird am Ende dieses Kapitels geführt und konkrete Beispiele für die Auswirkung der Verwendung von $A0$ und $B0$ anstelle von $A15$ und $B30$ werden im nächsten Kapitel aufgezeigt.

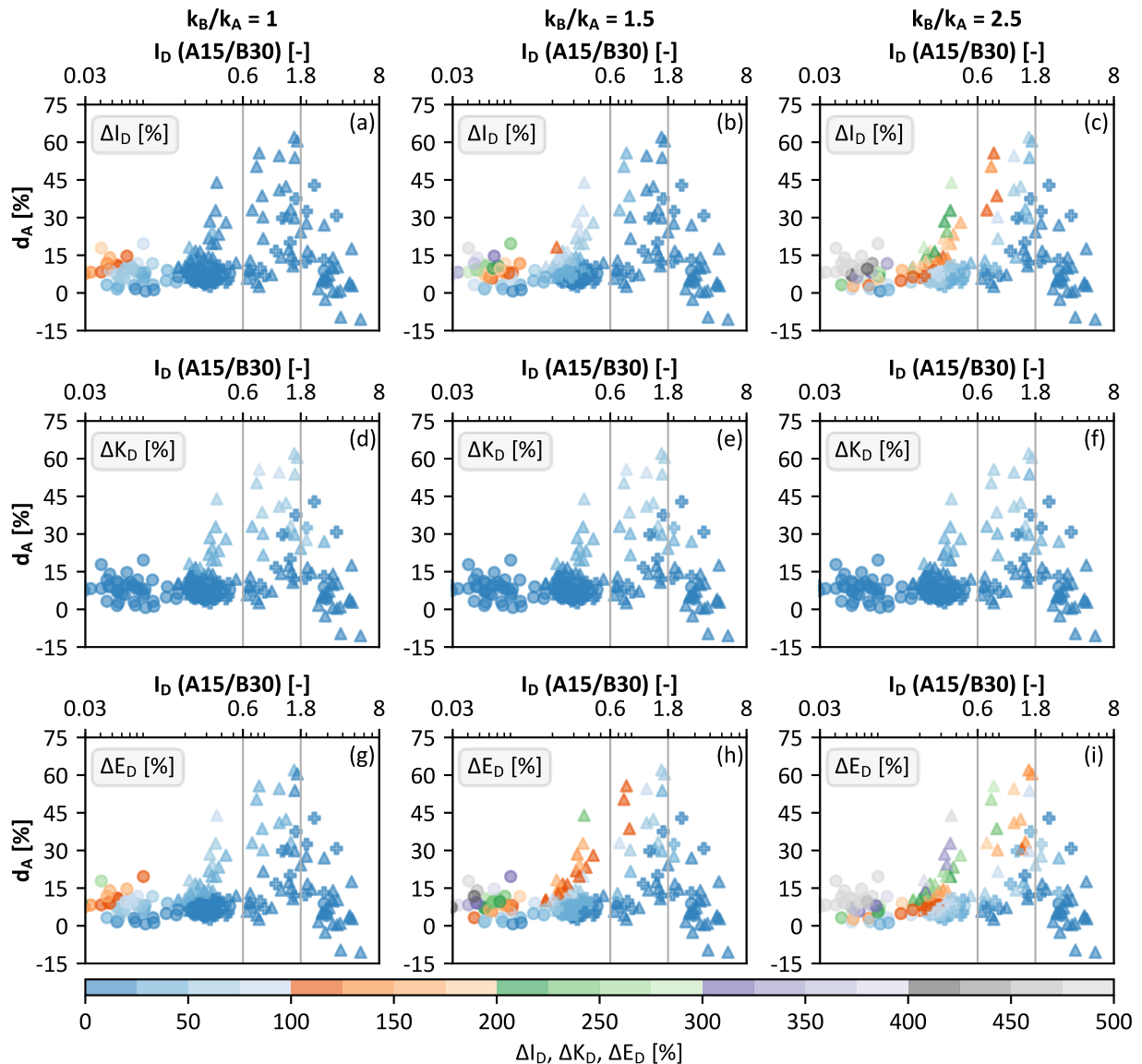


Abb. 9. Einfluss von Teildrainage auf DMT-Zwischenparameter: Prozentuelle Änderungen von ΔI_D (a, b, c), ΔK_D (d, e, f) und ΔE_D (g, h, i) zufolge Teildrainage für verschiedene k_B/k_A -Verhältnisse.

Der Einfluss von Teildrainage auf Bodenkennwerte (K_0 , OCR , c_u , M – siehe Gleichungen (18) bis (21)), berechnet basierend auf den Korrelationen nach Marchetti [23], ist in Abb. 10 zusammengefasst. Analog zu Abb. 9 bilden d_A und I_D (A15/B30) die entsprechenden Achsen und prozentuelle Änderungen in K_0 , OCR , c_u und M sind farblich markiert. Da K_0 , OCR und c_u basierend auf K_D berechnet werden, nehmen verschiedene k_B/k_A -Verhältnisse keinen signifikanten Einfluss auf das Ergebnis. In Abb. 10a bis Abb. 10i werden nur feinkörnige Böden betrachtet, da die Gleichungen (18) bis (20) auf $I_D \leq 1.2$ beschränkt sind. Der Einfluss von d_A auf ΔOCR und Δc_u ist im Vergleich zu ΔK_0 geringfügig größer. Da sich die in-situ Steifigkeit (M) aus E_D und R_M berechnet, übt die Teildrainage einen großen Einfluss auf die abgeleiteten Bodenkennwerte aus (siehe Abb. 10j bis Abb. 10l).

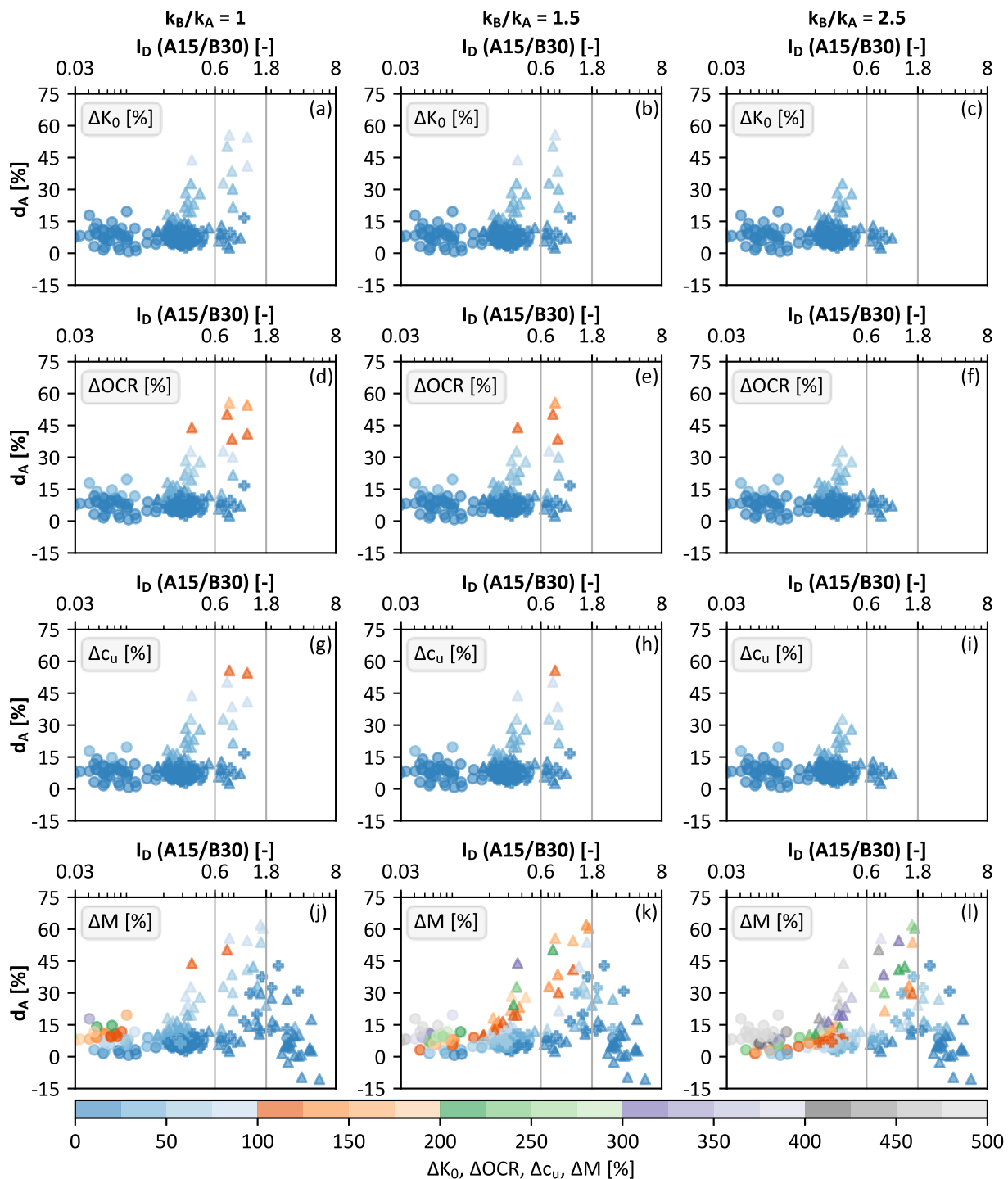


Abb. 10. Einfluss von Teildrainage auf Bodenkennwerte: Prozentuelle Änderungen von ΔK_0 (a, b, c), ΔOCR (d, e, f), Δc_u (g, h, i) und ΔM (j, k, l) zufolge Teildrainage für verschiedene k_B/k_A -Verhältnisse.

Analog zu ΔI_D und ΔE_D wird ΔM mit zunehmendem Feinkornanteil (abnehmendes I_D) und steigendem k_B/k_A -Verhältnis stärker von d_A beeinflusst. Folglich nimmt die Korrektur zufolge Teildrainage in feinkorndominierten Böden ($I_D < 0.6$) den größten Einfluss auf die abgeleitete Steifigkeit. Dieser Trend ist in guter Übereinstimmung mit Beobachtungen aus der Praxis, wo in-situ

Steifigkeiten welche auf Basis von A_{15} und B_{30} nach Marchetti [23] berechnet werden, das in-situ Verhalten deutlich unterschätzen.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass analog zur Interpretation von CPT_u -Ergebnissen (siehe Kapitel 4.1) auch die Drainagebedingungen bei DMT -Durchführung beurteilt werden müssen. Es ist zu untersuchen, inwieweit Teildrainage die abgeleiteten Zwischenparameter und im Weiteren die daraus abgeleiteten Bodenkennwerte beeinflusst. Die Detektion von Drainage-Effekten kann basierend auf wiederholten A -Messungen (z.B. mittels $DMT-RA$), sprich d_A , erfolgen. Ein Maß für die Veränderung von d_A ist der daraus abgeleitete Wert k_A nach Gleichung (29).

Für die praktische Anwendung zeigt sich, dass die größten d_A -Werte (sprich die Veränderung des A -Drucks zufolge Teildrainage innerhalb der ersten 15 sec nach Penetrationsstopp) zwar in Schluffen ($0.6 \leq I_D \leq 1.8$) festzustellen waren, jedoch die Auswirkung von Teildrainage auf Bodenkennwerte (K_0 , OCR , c_u , M) in Tonen ($I_D < 0.6$) am größten ist. Dies ist insbesondere für die Ermittlung von M von großer Bedeutung.

Wie oben detaillierter erläutert und wie in Kapitel 6.5 noch eingehender beschrieben, wird deshalb in postglazialen, feinkörnigen Sedimenten ($I_D < 0.6$) die Verwendung korrigierter Messgrößen (A_0/B_0) zur Bestimmung insbesondere von M empfohlen, sofern keine alternativen Korrelationen eingesetzt werden. Bei der Durchführung von standardisierten DMT ($DMT-STD$) kann der Einfluss von Teildrainage auf Zwischenparameter bzw. Bodenparameter aus den Trends in Abb. 9 und Abb. 10 abgeschätzt werden.

5. BODENKLASSIFIZIERUNG

5.1. Bodenverhaltensdiagramme

Drucksondierungen (*CPT*, *CPTu*) und Flachdilatometer-Tests (*DMT*) ermöglichen die Klassifizierung von Böden basierend auf Bodenverhaltensdiagrammen (engl. *soil behaviour type charts*). Erste Diagramme von Begemann [58] bzw. Douglas und Olsen [59] basierten auf *CPT*-Messgrößen und zeigen die Bedeutung von R_f (siehe Gleichung (2)) zur Bodenklassifizierung. Da in-situ Messgrößen vom Spannungsniveau beeinflusst werden, wurden folgende Diagramme entwickelt, welche auf normalisierten Kenngrößen basieren (z.B. Q_t , Q_{tn} , F_r , B_q und U_2). In der gegenständlichen Empfehlung werden die Bodenverhaltensdiagramme nach Robertson (2009 [60], 2016 [21]) und Schneider et al. (2008 [43]) diskutiert, welche einerseits auf normalisierten Kenngrößen basieren und andererseits in der Praxis häufig Anwendung finden. Wie in Abb. 11a dargestellt, verwendet das Bodenverhaltensdiagramm nach Robertson (2009 [60]) Q_{tn} und F_r als Eingangsgrößen, wobei beide Achsen logarithmisch skaliert sind. Neun Bereiche, abgekürzt durch die Ziffern 1 bis 9, wurden für die Klassifizierung definiert (siehe Legende aus Abb. 11a). Normalkonsolidierte Böden liegen gemäß Robertson (2009 [60]) innerhalb der beiden blau strichlierten Linien. Während normalkonsolidierte, grobkörnige Böden am linken oberen Ende des Diagramms situiert sind (hohes Q_{tn} ; geringes F_r), befinden sich normalkonsolidierte, feinkörnige Böden am rechten, unteren Ende (geringes Q_{tn} , hohes F_r).

Da in-situ Messgrößen neben der Korngrößenverteilung vom Spannungsniveau, der Vorbelastung sowie chemischen und physikalischen Prozessen im Zusammenhang mit einer möglichen Strukturfestigkeit im Boden beeinflusst werden, bezieht sich die Klassifizierung nach Robertson (2016 [21]) nicht direkt auf die Korngrößenverteilung, sondern unterscheidet zwischen *Sand-ähnlichen* (engl. *sand-like*), *Ton-ähnlichen* (engl. *clay-like*) und *Übergangsböden* (engl. *transitional*) (siehe Abb. 11b). Die Grenzen zwischen den drei Bereichen werden basierend auf dem *modifizierten soil behaviour type index* I_B definiert. Zusätzlich trennt die Funktion $CD = 70$ dilatantes und kontraktantes Materialverhalten bei großen Scherdehnungen (siehe Abb. 11b). Während Ergebnisse oberhalb der schwarz, durchgezogenen Kurve ($CD = 70$) auf dilatantes Verhalten hinweisen, liegt kontraktantes Materialverhalten für $CD < 70$ vor. *Sensitive, kontraktante, Ton-ähnliche Böden* (CCS) sind durch $Q_{tn} < 10$ und $F_r < 2$ charakterisiert.

Umfangreiche in-situ Erkundungen und Laboruntersuchungen in Tonen, Schluffen sowie Sanden repräsentieren die Grundlage für die Klassifizierung nach Schneider et al. (2008 [43]). Dieses Konzept beruht auf dem normalisierten Spitzenwiderstand Q_t und dem normalisierten Porendruck U_2 . Wie aus Abb. 11c ersichtlich, sind die Ordinate logarithmisch und die Abszisse linear skaliert. Das Diagramm unterscheidet die folgenden 5 Bereiche: (1a) *Schluffe und Tone mit geringem I_R'* , (1b) *Tone*, (1c) *Sensitive Tone*, (2) *Hauptsächlich drainierte Sande* und (3) *Übergangsböden*. Während drainierte Sande gemäß Schneider et al. (2008 [43]) durch $U_2 \approx 0$ und $Q_t > 20$ charakterisiert sind, werden in Tonen Porenwasserüberdrücke generiert, was zu einem deutlichen Anstieg von U_2 führt.

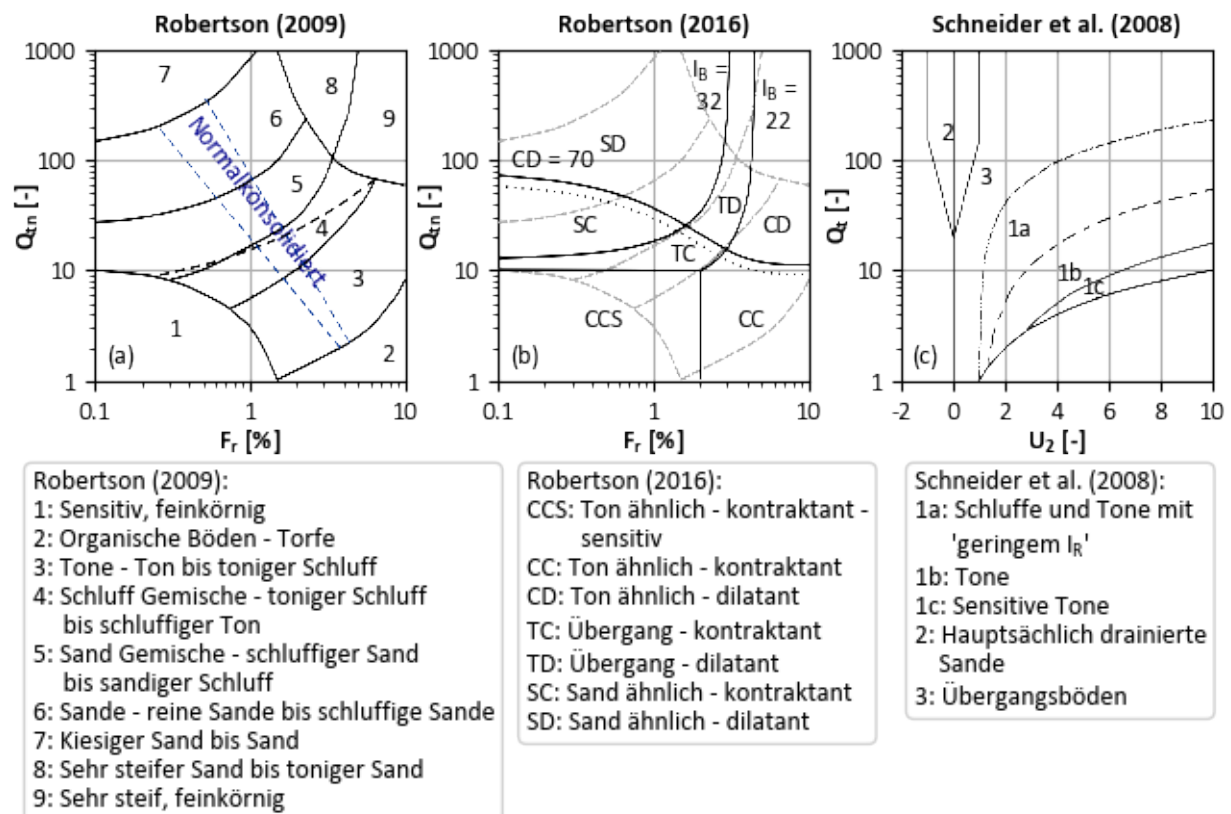


Abb. 11. Übersicht der Bodenverhaltensdiagramme nach (a) Robertson (2009 [60]), (b) Robertson (2016 [21]) und (c) Schneider et al. (2008 [43]).

Alternativ zur Drucksondierung ermöglicht das Flachdilatometer eine Bodenklassifizierung basierend auf dem Materialindex I_D . Der empirische Ansatz nach Marchetti [23] definiert die folgenden 7 Klassen:

- Ton: $I_D < 0.33$
- schluffiger Ton: $0.33 < I_D < 0.6$
- toniger Schluff: $0.6 < I_D < 0.8$
- Schluff: $0.8 < I_D < 1.2$
- sandiger Schluff: $1.2 < I_D < 1.8$
- schluffiger Sand: $1.8 < I_D < 3.3$
- Sand: $I_D > 3.3$

5.2. Rückschlüsse auf die Bodenklassifikation mittels Bodenverhaltensdiagrammen

Im Zuge des Forschungsprojekts *PITS* wurden einander Klassifizierungen basierend auf Bodenverhaltensdiagrammen und Laborversuchen (Korngrößenverteilung und Atterberg'sche Grenzen) gegenübergestellt, um zu untersuchen, ob CPT_u und $SDMT$ in Alpinen Beckenverfüllungen einen Rückschluss auf Bodenklassen bzw. auch die Korngrößenverteilung ermöglichen. Für diese Diskussion wurden die entnommenen Bodenproben nach ÖNORM EN ISO 14688-1 [61] und dem

Unified Soil Classification System (USCS) [62] klassifiziert und in vier Gruppen zusammengefasst (siehe Tab. 1). Während tiefer liegende Seetone der *Gruppe 1* zugehören, sind Sand-Schluff-Wechselfolgen Teil der *Gruppen 2* und *3*. Die *Gruppe 4* inkludiert grobkörnige (kiesdominierte) Deckschichten.

Tab. 1. Gruppierung der Bodenansprachen nach ÖNORM EN ISO 14688-1 [61] und USCS [62].

Gruppierung	ÖNORM EN ISO 14688-1	Unified Soil Classification System (USCS)
Gruppe 1	Cl/Si → sa' cl Si	CL, CH
Gruppe 2	cl' sa' Si → sa' Si	CL, OL, OH
Gruppe 3	Si/Sa → si' gr' Sa	SC, SC-SM, SP-SM
Gruppe 4	sa Gr → co Gr	GM

In Abb. 12 werden *CPTu*-Ergebnisse der vier Gruppen unter Verwendung der Bodenverhaltensdiagramme nach Robertson (2009 [60]), Robertson (2016 [21]) und Schneider et al. (2008 [43]) interpretiert. Einzelne Versuchsfelder (*TS1 – Rhesi*, *TS2 – Lokalbahn Salzburg*, *TS3 – Seekirchen*, *TS4 – Speicherbecken Raggal*, *TS5-Trial: Probedamm Fürstenfelder Schnellstraße*, *TS5-Road: Bestandsdamm Fürstenfelder Schnellstraße*) werden gemäß der Legende farblich unterschieden (siehe Abb. 12a). Während die Versuchsfelder *TS1* bis *TS3* postglaziale Sedimentablagerungen beschreiben, wurden an den Versuchsfeldern *TS5-Trial* und *TS5-Road* feinkorndominierte Böden (für ein Dammbauwerk) künstlich verdichtet [63]. Innerhalb des Speicherbeckens Raggal (*TS4*) wurden deutlich jüngere Sedimentablagerungen (Alter < 50 Jahre) untersucht [64].

Postglaziale Sedimente der *Gruppe 1* werden gemäß Robertson (2009 [60]) als (3) *Tone – Ton bis schluffiger Ton* klassifiziert (siehe Abb. 12a) und befinden sich nach Robertson (2016 [21]) am Übergang von (CC) *Ton-ähnlich – kontraktant* zu (CCS) *Ton-ähnlich – kontraktant – sensitiv* (siehe Abb. 12b). Im Diagramm nach Schneider et al. (2008 [43]) streuen die Ergebnisse zwischen den Bereichen (1a), (1b) und (1c), wenngleich der Großteil der Punkte sich in den Bereichen (1a) *Schluffe und Tone mit „geringem I_r“* und (1b) *Tone* befinden. Während die Ergebnisse von Bodenverhaltensdiagrammen mit den Klassifizierungen nach USCS (siehe Tab. 1) gut übereinstimmen, führt die ÖNORM EN ISO 14688-1 [61] zu einer geringfügig abweichenden Klassifizierung, da Schluff die Korngrößenverteilung dominiert.

Künstlich verdichtete Böden ähnlicher Korngrößenverteilung sind im Vergleich zu normalkonsolidierten Stillwassersedimenten durch erhöhte Q_{t-} , Q_{tn-} und vor allem F_r -Werte charakterisiert (siehe *TS5-Trial* und *TS5-Road*). Robertson (2009 [60]) und Robertson (2016 [21]) klassifizieren diese Böden als (3) *Tone – Ton bis schluffiger Ton* bzw. (CD) *Ton-ähnlich – dilatant*. Da in teilgesättigten Böden, wie sie für diese Dammbauten gegeben sind, keine signifikanten Porenwasserüberdrücke während der *CPTu*-Durchführungen generiert werden, sind Klassifizierungen basierend auf B_q und U_2 nicht zielführend (siehe Magenta Symbole in Abb. 12c).

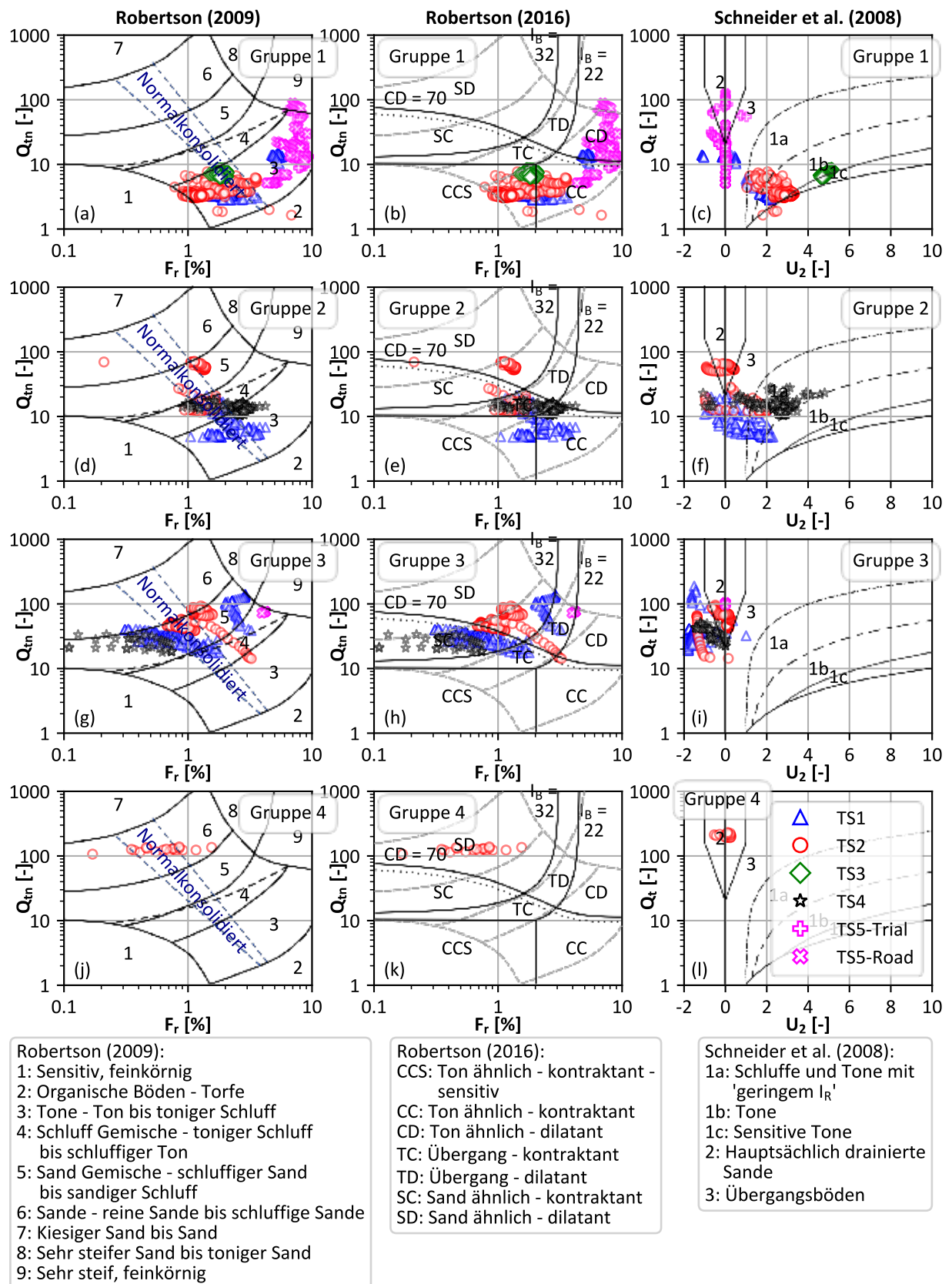


Abb. 12. Ergebnisse der Bodenverhaltensdiagramme nach (a) Robertson (2009 [60]), (b) Robertson (2016 [21]) und (c) Schneider et al. (2008 [43]).

Böden der *Gruppe 2* weisen im Vergleich zu *Gruppe 1* einen geringeren Tonanteil auf und umfassen eine kleinere Bandbreite an Bodenarten. Diese Böden werden Großteils als (4) *Schluff-Gemische – toniger Schluff bis schluffiger Ton* [60], (TC) *Übergangsbereich – kontraktant* [21] bzw. (3) *Übergangsböden* [43] beschrieben (siehe Abb. 12d – Abb. 12f). Vereinzelte Datenpunkte sind anderen Bereichen der Bodenverhaltensdiagramme zugewiesen und werden als Tone bzw. Sande klassifiziert.

Sand-dominierte Böden (*Gruppe 3*) werden nach Robertson (2009 [60], 2016 [21]) als (5) *Sand-Gemische* (siehe Abb. 12g) bzw. (SC, SD) *Sand-ähnlich – kontraktant bis dilatant* (siehe Abb. 12h) klassifiziert, wobei vorbelastete Deckschichten gemäß Robertson (2016 [21]) vorwiegend als (SD) *Sand-ähnlich – dilatant* beschrieben werden. Schneider et al. (2008 [43]) charakterisiert diese Gruppe von Böden als (2) *Hauptsächlich drainierte Sande* (siehe Abb. 12i). Da die an der u_2 -Position gemessenen Porenwasserdrücke innerhalb von Sand-Schluff-Wechselfolgen kleiner als u_0 werden können, sind Abschnitte mit negativem U_2 als (3) *Übergangsböden* [43] klassifiziert. Sowohl für Gruppe 3 wie auch Gruppe 2 sind die in-situ Klassifizierungen in guter Übereinstimmung mit den Laborergebnissen [61][62].

An einzelnen Versuchsfeldern wurden kies-dominierte Böden (*Gruppe 4: sa Gr → co Gr*) untersucht, welche als (6) *Sande – reiner Sand bis schluffiger Sand* [60], (SD) *Sand-ähnlich – dilatant* [21] bzw. (2) *Hauptsächlich drainierte Sande* [43] klassifiziert werden (siehe Abb. 12j – Abb. 12l). Die beschriebenen Trends konnten basierend auf weiteren in-situ Tests, welche innerhalb verschiedener alpinen Beckenlandschaften [65] durchgeführt wurden, bestätigt werden. Folglich weichen die Klassifizierungen nach ÖNORM EN ISO 14688-1 [61] und USCS [62] deutlich von den in-situ Ergebnissen ab, wobei zu berücksichtigen ist, dass die Grenzen der Korngruppen im USCS-System etwas anders gezogen werden, als nach ÖNORM EN ISO 14688-1. Grundsätzlich ist anzumerken, dass die Böden der Gruppe 4 nicht mehr Gegenstand dieser Richtlinie sind.

Die Gegenüberstellung von in-situ- und Laborergebnissen verdeutlicht, dass ein Rückschluss von Drucksondierungen auf Klassifizierungen nach ÖNORM EN ISO 14688-1 [61] und USCS [62] möglich ist. Die Ergebnisse bestätigen, dass in feinkörnigen Böden (siehe Gruppe 1 in Tab. 1) die Bodenverhaltensdiagramme nach Robertson (2009 [60], 2016 [21]) und Schneider et al. (2008 [43]) mit Ergebnissen des USCS [62] gut übereinstimmen, während die ÖNORM EN ISO 14688-1 [61] im Vergleich zu Bodenverhaltensdiagrammen zu einer geringfügig abweichenden (grobkörnigeren) Bodenansprache führt. In sand- und schluff dominierten Böden (Gruppe 2, Gruppe 3) zeigen in-situ- und Laborklassifizierungen eine gute Übereinstimmung. Im Gegensatz dazu werden kies-dominierte Böden, die nicht mehr Gegenstand dieser Richtlinie sind, nach USCS bzw. ÖNORM EN ISO 14688-1 in den Bodenverhaltensdiagrammen als Sande klassifiziert.

Basierend auf der Gegenüberstellung von in-situ- und Laborergebnissen konnte eine überarbeitete Klassifizierung für die Bodenverhaltensdiagramme nach Robertson (2009 [60], 2016 [21]) und Schneider et al. (2008 [43]) entwickelt werden, die für Alpine Sedimente eine verbesserte Abschätzung der Korngrößenverteilung auf Basis von CPTu-Sondierungen ermöglicht (siehe Tab. 2). Da in-situ Messgrößen neben der Korngrößenverteilung stark von der Belastungsgeschichte wie auch physikalischen und chemischen Prozessen im Boden beeinflusst werden, ist die Anwendung dieses alternativen Konzepts auf Alpine Beckenlandschaften beschränkt. Wie einleitend ausgeführt wurde, kann das Alter derartiger Alpiner Beckenfüllungen teilweise variieren und es kann trotz des jungen Alters von bis zu wenigen 10 000 Jahren lokal eine geringfügige Vorbelastung vorgeherrscht haben. Dies ist aus den Daten der Drucksondierungen i.A. gut erkennbar und

muss bei der weiteren Auswertung berücksichtigt werden. Zudem wird empfohlen teilgesättigte Böden (z.B. oberhalb des Grundwassers bzw. verdichtete Böden) basierend auf Q_t (bzw. Q_{tn}) und F_r zu klassifizieren, da Porenwasserdruckmessungen unter diesen Randbedingungen nur bedingt hilfreich sind.

Tab. 2. Abschätzung der Korngrößenverteilung mittels CPTu – Alternative Empfehlungen für die Bodenverhaltensdiagramme nach Robertson (2009 [60], 2016 [21]) und Schneider et al. (2008 [43]).

ÖNORM EN ISO 14688-1	Robertson (2009)	Robertson (2016)	Schneider et al. (2008)
Gruppe 1: Cl/Si → sa' cl Si	(3) Tone - Ton bis toniger Schluff	Ton-ähnlich Ton-ähnlich - sensitiv	(1a) Schluffe und Tone mit „geringem I_R' “ (1b) Tone
Gruppe 2: cl' sa' Si → sa' Si	(4) Schluff Gemische - toniger Schluff bis schluffiger Ton	Übergang	(3) Übergangsböden
Gruppe 3: Si/Sa → gr' Sa	(5) Sand Gemische - schluffiger Sand bis sandiger Schluff	Übergang (an der Grenze zu Sand-ähnlich)	(3) Übergangsböden (an der Grenze zu (2) Hauptsächlich drainierte Sande)
Gruppe 4: sa Gr → co Gr	(6) Sande - reine Sande bis schluffige Sande (7) Kiesiger Sand bis Sand	Sand-ähnlich	(2) Hauptsächlich drainierte Sande

Der Ansatz nach Marchetti [23], welcher eine Klassifizierung von Böden basierend auf dem Zwischenparameter I_D aus DMT-Tests ermöglicht, wird in Abb. 13 für Standard-Druckmessungen ($A15/B30$) und korrigierte Messgrößen ($A0/B0$) validiert. Analog zur Drucksondierung erfolgt die Diskussion basierend auf den in Tab. 1 definierten Gruppen. In Abb. 13 sind keine Ergebnisse für die Gruppe 4 dargestellt, da in kiesdominierten Schichten wegen der Gefahr der Beschädigung der Membran meist keine Tests durchgeführt werden. Während die Ergebnisse basierend auf Standardmessungen ($A15/B30$) in der oberen Reihe dargestellt sind, zeigt die untere Reihe korrigierte Messergebnisse ($A0/B0$). In der untersten Reihe sind basierend auf $A15/B30$ berechnete Zwischenparameter (I_D , E_D) zusätzlich blass eingezeichnet.

Postglaziale Sedimente der Gruppe 1 (siehe blaue, rote und grüne Symbole) werden gemäß Marchetti [23] als Tone ($I_D \leq 0,6$) bezeichnet (siehe Abb. 13a). Eine Korrektur der in-situ Messgrößen zufolge Teildrainage erhöht die Zwischenparameter in Gruppe 1 deutlich, wenngleich sich die Klassifizierung nicht signifikant ändert (siehe Abb. 13d). Eine Charakterisierung verdichteter Böden (ähnlicher Korngrößenverteilung – Gruppe 1; siehe magentafarbene Symbole in Abb. 13a) basierend auf I_D ist nicht zielführend (bzw. zeigt keine richtigen Ergebnisse), da der I_D (im Zuge der Verdichtung) deutlich ansteigt. D.h. bei Vorliegen einer gewissen Überkonsolidierung (die

auch bei wenigen 10 000 Jahre alten Stillwassersedimenten an bestimmten Örtlichkeiten vorliegen kann) ist Vorsicht geboten.

Schluff-dominierte Böden der Gruppe 2 sind in Abb. 13b und Abb. 13e durch eine deutliche Streuung charakterisiert, wenngleich diese Böden Großteils als Schluffe ($0,6 < I_D < 1,8$) klassifiziert werden. Die Ergebnisse aus A15/B30- bzw. A0/B0-Messgrößen unterscheiden sich nur geringfügig, wobei auf Basis von A0/B0 die Streuung der Ergebnisse reduziert wird (siehe Abb. 13e).

Böden der Gruppe 3 weisen eine deutlich größere Streuung ($0,8 < I_D < 6$) auf, wenngleich ein Großteil der Datenpunkte als (5) *sandige Schluffe* bis (7) *Sande* charakterisiert werden. Die Ergebnisse aus Abb. 13c und Abb. 13f sind in guter Übereinstimmung, da im Zuge der Penetration keine Porenwasserüberdrücke generiert werden.

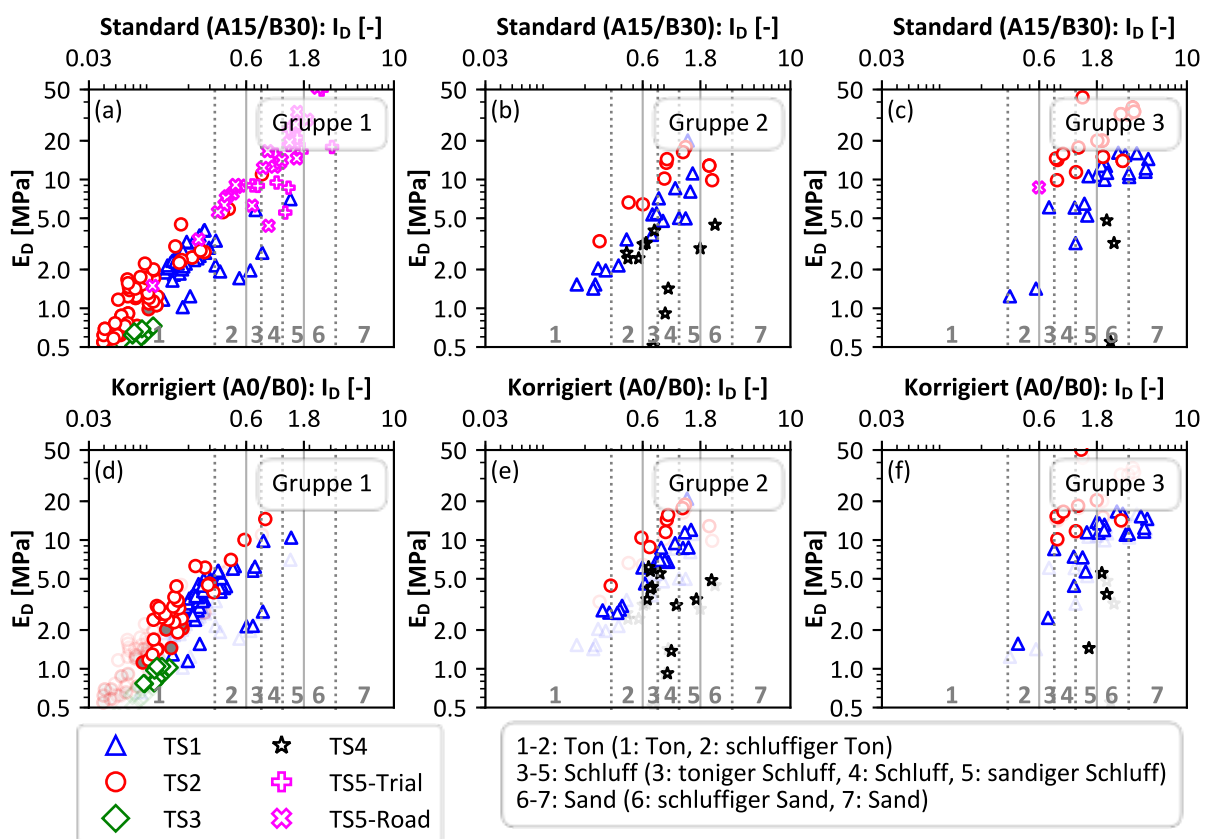


Abb. 13. Bodenklassifizierung nach Marchetti [23]: Ergebnisse basierend auf A15/B30 (obere Reihe) und A0/B0 (untere Reihe).

Zusammenfassend wird festgehalten, dass in normalkonsolidierten Böden die Korngrößenverteilung basierend auf dem Materialindex (I_D) grob abgeschätzt werden kann, wenngleich die in-situ Klassifizierungen im Vergleich zur Drucksondierungen stärker streuen. Für eine grobe Abschätzung der Korngrößenverteilung (ÖNORM EN ISO 14688-1) basierend auf DMT wird die folgende Klassifizierung empfohlen:

- Gruppe 1 (Cl/Si → sa' cl Si): $I_D \leq 0,6$ (Marchetti, 1980: Ton)
- Gruppe 2 (cl' sa' Si → sa' Si): $0,6 < I_D < 1,8$ (Marchetti, 1980: Schluff)
- Gruppe 3 (Si/Sa → gr' Sa): $I_D \geq 1,8$ (Marchetti, 1980: Sand)

6. STEIFIGKEITSBESTIMMUNG IN STRUKTUREMPFINDLICHEN FEINKÖRNI- GEN SEDIMENTEN

6.1. Definitionen

Die Eigenschaften der Bodenpartikel (z.B. Korngrößenverteilung, Form, mineralogische Zusammensetzung), ihre Anordnung sowie Bindungskräfte zwischen einzelnen Partikeln beeinflussen die Kompressibilität, Festigkeit und Durchlässigkeit von Böden [8][66]. Der Begriff *Gefüge* wird verwendet, um die Anordnung der Partikel und Porenräume zu beschreiben. Mitchell [66] und Burland [67] führten den Begriff *Struktur* ein, um die Auswirkungen von Partikelanordnung (engl. *fabric*) und Bindungskräften zu beschreiben.

Folglich können sich Böden mit ähnlichem Gefüge aufgrund von Bindungskräften (zwischen einzelnen Partikeln) hinsichtlich Steifigkeit und Festigkeit deutlich unterscheiden. Das *Gefüge* und die *Struktur* natürlicher und künstlich hergestellter Böden sind (üblicherweise) verschieden, da sich Zusammensetzungsfaktoren (z.B. Mineralogie, Größe und Form der Bodenpartikel), Umweltfaktoren (z.B. Zusammensetzung des Porenwassers, Druck, Temperatur und Verwitterungsregime), chemische Prozesse (z.B. Zementierung, Oxidation und Mineralveränderung), physikalische Prozesse (z.B. Verfestigung, Frost-Tau-Wechsel) und biologische Prozesse (z.B. mikrobielle Aktivität, Produktion und Zerfall organischer Bestandteile) unterscheiden. Während sich der Ursprung und die Entwicklung von Struktur zwischen einzelnen Beckenstandorten unterscheidet, kann die Auswirkung von Struktur auf das mechanische Verhalten allgemein formuliert werden [8].

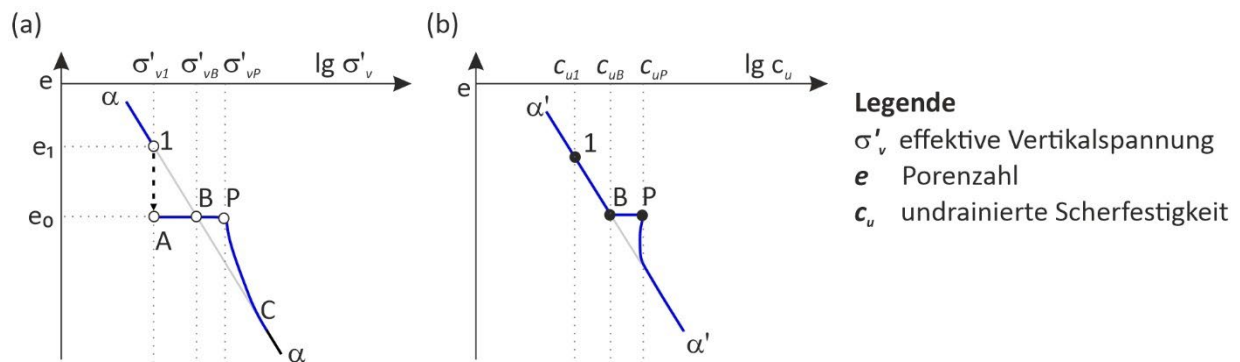


Abb. 14. Normal-Konsolidierung feinkörniger Böden: Effekte zufolge Kriechen und Struktur auf die Porenzahl und die undrainierte Scherfestigkeit (modifiziert basierend auf [8]).

Wie in Abb. 14a ersichtlich, nimmt der Porenanteil e mit fortschreitender Überlagerungsspannung entsprechend der α - α Linie ab. Nach Abschluss der Konsolidierung werden die effektiven Vertikalspannung σ'_{v1} und die Porenzahl e_1 erreicht (siehe Punkt 1 in Abb. 14a). Bleibt das Spannungsniveau konstant, führt die Kriechverformung zu einer Abnahme der Porenzahl auf e_0 (siehe Punkt A in Abb. 14a). Die mit dem Kriechprozess verbundene Reduktion von e ist in bodenmechanischem Sinne einem Anstieg der Vorkonsolidierungsspannung von σ'_{v1} auf σ'_{vB} (siehe Punkt B in Abb. 14a) gleichzusetzen und führt zu einem Anstieg der undrainierten Scherfestigkeit von c_{u1} auf c_{uB} (siehe Punkt B in Abb. 14b).

Strukturbildende Prozesse wie Zementierung, Thixotropie oder sekundäre Tonmineralbildung können gleichermaßen wie bei einer klassischen Vorkonsolidierungsspannung die undrainierte Scherfestigkeit bis zum Punkt P (siehe Abb. 14) erhöhen. Tavenas und Leroueil [68] folgerten, dass die meisten natürlichen Böden eine gewisse Struktur aufweisen. Für die Untersuchung einer möglichen *Struktur* und deren quantitative Auswirkung auf verschiedene Bodenparameter basierend auf Laborversuchen (z.B. mittels Ödometer und Triaxialversuch) sind ungestörte Bodenproben zwingend erforderlich.

6.2. Detektion von Mikrostruktur

Verschiedene Autoren (z.B. [69][70]) bestätigten, dass strukturierte Böden aufgrund erhöhter Bindungskraften zwischen Bodenteilchen (im Vergleich zu unstrukturierten Böden) eine erhöhte Scherwellengeschwindigkeit (V_s) bzw. einen erhöhten Schubmodul für kleine Dehnungen (G_0) aufweisen. Letzterer Schubmodul berechnet sich gemäß Gleichung (30) auf Basis der Scherwellengeschwindigkeit V_s und der (gesättigten bzw. teilgesättigten) Dichte ρ . Eine Detektion von Mikrostruktur ist basierend auf dem Vergleich natürlicher und künstlich hergestellter (engl. *reconstituted*) Böden möglich. Während die in-situ gemessene Scherwellengeschwindigkeit (z.B. mittels *SDMT*) den natürlichen Boden beschreibt, können künstlich hergestellte Bodenproben zur Charakterisierung der unstrukturierten Eigenschaften verwendet werden. Die Scherwellengeschwindigkeit von künstlich hergestellten (unstrukturierten) Bodenproben kann im Labor z.B. mittels Bender Elementen bestimmt werden. Für den Vergleich von in-situ- und Laborergebnissen ist zu berücksichtigen, dass die Scherwellengeschwindigkeiten beim selben Spannungsniveau gegenüber zustellen sind. Wie in Oberhollenzer [63] näher beschrieben, zeigen die untersuchten alpinen Sedimentablagerungen eine (geringe) Strukturfestigkeit, da die $V_{s,remoulded} / V_{s,in-situ}$ -Werte zwischen ca. 0.7 und 0.8 streuen.

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad (30)$$

Eslaamizaad und Robertson [71] und Schnaid [2] schlugen vor, G_0/q_t und Q_{tn} miteinander zu verknüpfen, um eine Beurteilung von Mikrostruktur basierend auf seismischen Drucksondierungen (*SCPTu*) zu ermöglichen. Struktur führt zu einer Erhöhung von G_0 und q_c , wenngleich der relative Anstieg von G_0 gemäß Robertson [21] stärker ist. Basierend auf dieser Beobachtung führte Robertson [60] den normalisierten Rigidity Index für kleine Dehnungen (K_G^*) ein, welcher sich gemäß Gleichung (31) berechnet.

$$K_G^* = \left(\frac{G_0}{q_t - \sigma_{v0}} \right) \cdot (Q_{tn})^{0,75} \quad (31)$$

Böden mit keiner bzw. nur sehr schwacher Mikrostruktur sind gemäß Robertson [21] durch $K_G^* < 330$ charakterisiert, wobei unstrukturierte Böden zu $K_G^* \approx 100$ tendieren. Strukturierte Böden führen gemäß Robertson [21] zu $K_G^* > 330$ (siehe Abb. 15). Jüngste Untersuchungen verdeutlichen, dass strukturierte Sedimente, charakterisiert durch $100 < K_G^* < 330$, auch strukturiert sein können [72]. Folglich wird es empfohlen das Diagramm nach Robertson [21] mit Vorsicht zu verwenden.

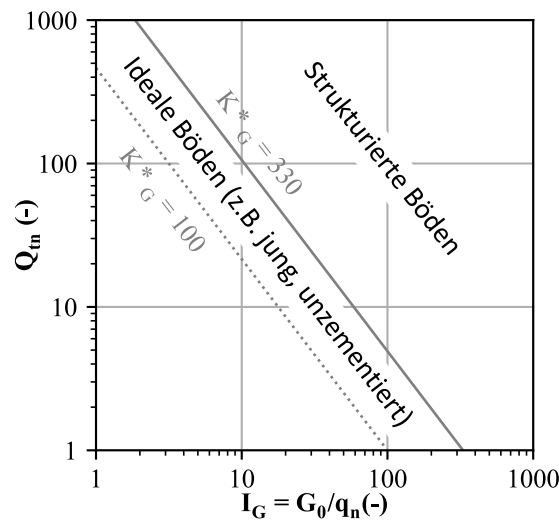


Abb. 15. Detektion von Mikrostruktur gemäß Robertson (2016 [21]).

Das Last-Setzungsverhalten feinkorndominierter Sedimente wird neben der Mikrostruktur von weiteren Faktoren, wie z.B. dem Spannungsniveau, dem Spannungspfad, zeitabhängiger Effekte wie Kriechen sowie der Art der Belastung beeinflusst. Basierend auf Drucksondierungen (*CPT*, *CPTu*) und seismischer Flachdilatometer-Tests (*SDMT*) kann die Variation des Schubmoduls für kleine Dehnungen mit der Tiefe ermittelt werden, wenngleich die Beurteilung der Steifigkeit auf das Spannungsniveau während der Versuchsdurchführung beschränkt ist. Steifigkeitsprofile können innerhalb (homogener) Schichtpakete jedoch verwendet werden, um die Abhängigkeit des Schubmoduls für alternative Spannungsniveaus zu extrapolieren. Grundsätzlich ist anzumerken, dass basierend auf V_s – abgeleitet aus *SCPTu* oder *SDMT* – die Steifigkeit in (vorwiegend) vertikaler Richtung bestimmt wird. Mittels *DMT* kann die Steifigkeit in horizontaler Richtung ermittelt werden, während mittels *CPTu*-Tests wiederum verstärkt die Steifigkeit in vertikaler Richtung prägend ist.

Seismische Untersuchungen (z.B. mittels *SCPTu* oder *SDMT*) sind zerstörungsfrei und können gemäß Gleichung (30) zur Bestimmung des Schubmoduls für kleine Dehnungen (G_0) verwendet werden, welcher die Eingangsgröße für diverse Stoffmodelle (z.B. Hardening Soil Small Modell [73]) bildet. Während der Durchführung von *CPTu* und *DMT* wird der Boden lokal gestört, wodurch die in-situ Messgrößen (z.B. q_c , f_s , A , B) sowohl von gestörten wie auch ungestörten Bereichen im Boden beeinflusst werden [53].

Auch für strukturierte Böden wird vielfach versucht die in-situ -Messgrößen empirisch mit Ergebnissen von Ödometerversuchen zu korrelieren. Da *CPTu* -und *DMT*-Messgrößen von den gestörten Bereichen im Boden beeinflusst werden, sind seismische Untersuchungen zur Bestimmung der Steifigkeit für kleine Dehnungen des ungestörten Bodens zu bevorzugen, da bei diesen Untersuchungen von einer sehr geringen Störung des Baugrunds während des Versuchs ausgegangen werden kann. In den Kapiteln 6.3, 6.4 und 6.5 werden verschiedene Ansätze zur Bestimmung der in-situ Steifigkeit M beschrieben, die in der Literatur oft mit M_0 abgekürzt wird. M ist hier als Sekantenmodul definiert.

6.3. Steifigkeitsbestimmung basierend auf der Scherwellengeschwindigkeit

Im ersten Schritt wird der Schubmodul für kleine Dehnungen G_0 gemäß Gleichung (30) auf Grundlage der in-situ Scherwellengeschwindigkeit V_s und Dichte ρ berechnet. Die Reduktion des Schubmoduls G mit Zunahme der Scherdehnungen γ kann basierend auf zyklischen Laborversuchen (z.B. Resonant Column Test) bestimmt werden und ist zudem stark spannungsabhängig. Die in Abb. 16 dargestellten Referenzkurven sind beispielhaft für *Sande*, *Schluff-Ton Gemische* und *Tone mit weicher Konsistenz* angeführt [74]. Diverse Untersuchungen verdeutlichen, dass diese Referenzkurven für spezielle Bodentypen eine gewisse Bandbreite aufweisen [75][76].

Für die Abschätzung der Scherdehnungen während der DMT-Durchführung definierten Amoroso et al. [74] drei gefärbte Rechteckbereiche in Abb. 16 (*Sande*: $\gamma \approx 0.01 - 0.45 \%$; *Schluff-Ton Gemisch*: $\gamma \approx 0.1 - 1.9 \%$; *weiche Tone*: $\gamma > 2 \%$). Die im Zuge geotechnischer Baumaßnahmen generierten Scherdehnungen (γ) können basierend auf Atkinson and Sallfors [77] abgeschätzt werden. In weichen Böden werden bei einer Vielzahl von geotechnischen Maßnahmen große Dehnungen in Kombination mit kleinen G/G_0 Verhältnissen (ähnlich wie bei in-situ Tests) beobachtet. Letztere Aussage wird von Amoroso [74][78] bestätigt, die in feinkörnigen Böden G/G_0 Verhältnisse von 0.07 bis 0.25 abgeschätzt. Wie bereits oben angeführt sind die Referenzkurven bevorzugt materialspezifisch zu definieren, wodurch höhere G/G_0 Verhältnisse möglich werden. Speziell unter höheren Spannungsniveaus kann die Verhältniszahl zunehmen, da sich die maßgebliche Verzerrung (γ) reduziert.

Die Abnahme von G mit Zunahme von γ wird in bestimmten Stoffmodellen (z.B. Hardening Soil Small [73]) durch einen elastischen Ent-/Wiederbelastungsmodul G_{ur} begrenzt. Dieser Parameter kann bestimmt werden, indem G_0 basierend auf V_s und ρ ermittelt wird und G_{ur}/G_0 -Verhältnisse angenommen werden. Aus numerischen Rückrechnungen geotechnischer Randwertprobleme kann angenommen werden, dass letzteres Verhältnis bei Gründungsmaßnahmen und Baugrubensicherungen in weichen Böden zwischen 0,1 und 0,3 liegt.

Im dritten Schritt kann der Steifemodul M_{ur} gemäß Gleichung (32) unter Annahme linearer Elastizität berechnet werden, wobei die Poissonzahl ν zwischen 0,2 und 0,3 angenommen werden soll.

Bei der Ermittlung von M_{ur} ist die Spannungsabhängigkeit zu berücksichtigen, d.h. der ermittelte Wert für M_{ur} gilt für die jeweilige Tiefenstufe (und den in dieser Tiefe vorherrschende Spannungszustand) für den auch die zugrunde gelegte Scherwellengeschwindigkeit V_s ermittelt wurde.

$$M_{ur} = \frac{2 \cdot G_{ur} \cdot (1 - \nu)}{1 - 2\nu} \quad (32)$$

Das Last-Setzungsverhalten strukturierter Böden kann auf der sicheren Seite liegend durch den Steifemodul M_{ur} beschrieben werden, sofern die Struktur des Bodens nicht gestört ist. Dieser Ansatz gründet auf der Beobachtung, dass die Neigung von Ent-/Wiederbelastungsstufen und initialen Abschnitten in Ödometerkurven (wo noch keine Destrukturierung erfolgte) annähernd parallel sind. (Grundsätzlich ist anzumerken, dass das Kompressionsverhalten von strukturierten

Böden vor dem Abbau der Struktur nicht generell mit dem Kompressionsverhalten bei Entlastung-Wiederbelastung übereinstimmen muss – obiger Ansatz ist also eine Näherung, die jedoch auf der sicheren Seite liegend betrachtet werden kann.)

Die in-situ-Steifigkeit nach erfolgter Destrukturierung M kann basierend auf M_{ur} abgeschätzt werden, indem die Verhältnisse Ent-/Wiederbelastung zu Erstbelastung aus Ödometerversuchen abgeschätzt werden. Das Verhältnis (M_{ur}/M) variiert in alpinen, postglazialen Sedimente gemäß Erfahrung und numerischer Nachrechnungen [81][82] zwischen ca. 4 und 6.

Die einzelnen Schritte zur Ableitung der in-situ Steifigkeit basierend auf V_S wird in Abb. 16 dargestellt. Im Zuge des Forschungsprojekts *PITS* wurde der Ansatz zur Bestimmung der in-situ Steifigkeit (M_{ur} , M) basierend auf V_S evaluiert. Für eine Beschreibung dieser Validierung wird auf den Anhang B verwiesen. Es wird jedoch angeführt, dass eine Abschätzung von M_{ur} und M basierend auf V_S (bzw. G_0) in postglazialen Sedimenten nur zielführend erscheint, sofern realistische G_{ur}/G_0 sowie M_{ur}/M Verhältnisse angenommen werden. Die Definition letzterer Verhältniszahlen erfordert jedoch Erfahrung.

Schritt 1: Bestimmung von G_0

$$G_0 = \rho \cdot V_S^2$$

Schritt 3: Bestimmung von M_{ur} unter Annahme linearer Elastizität

Schritt 4: Bestimmung von M basierend auf M_{ur}/M

Schritt 2: Abschätzung von G_{ur} für das Randwertproblem

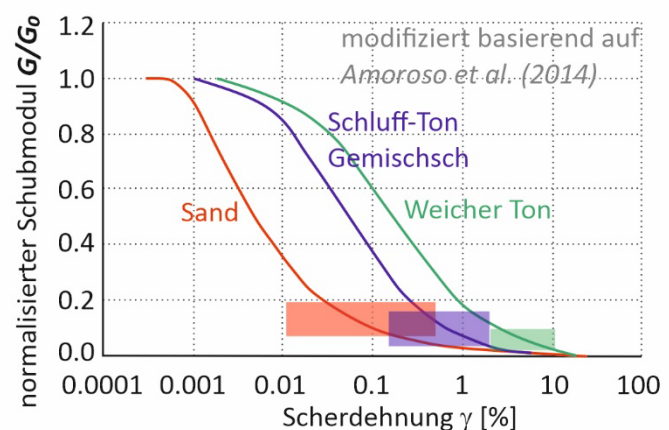


Abb. 16. Konzept zur Bestimmung der in-situ-Steifigkeiten M und M_{ur} basierend auf der Scherwellengeschwindigkeit V_S .

6.4. Steifigkeitsbestimmung basierend auf der Drucksondierung

In der Praxis werden Drucksondierungen (*CPT*, *CPTu*, *SCPTu*) oft zur Bestimmung der in-situ Steifigkeit herangezogen. Die Methode die den ungestörten Zustand des Bodens am besten erfasst, ist erfahrungsgemäß jene mittels *SCPTu*, also die Ableitung der Bodensteifigkeit über die gemessenen Scherwellengeschwindigkeiten. Die Ableitung der Steifigkeiten über q_c bzw. q_t ist bereits von einer gewissen Störung einer möglichen Struktur im Boden – durch den Eindringprozess der Sonde in den Boden - beeinflusst. Zwar steigt der Spitzenwiderstand bei einer vorhandenen Strukturfestigkeit grundsätzlich an, ist aber für die Ermittlung realistischer Steifigkeiten durch Korrelationen nur schwer fassbar. Insbesondere bei einer nur geringen Strukturfestigkeit, die sich in den gemessenen q_c - bzw. den daraus abgeleiteten q_t -Werten nur schwach abbildet, ist die Ableitung realistischer Steifigkeiten (für statische Beanspruchungen bis zu einem gewissen Spannungsniveau) schwierig.

Auch wenn die Kalibrierung von in-situ Messgrößen basierend auf Ödometerversuchen theoretisch nur für unstrukturierte Böden Richtigkeit behält, hat sich dieser empirische Ansatz in der Praxis (auch für strukturierte Böden) bewährt.

Die in-situ-Steifigkeit berechnet sich gemäß Gleichung (33) aus dem korrigierten Spitzenwiderstand q_t , der in-situ totalen Vertikalspannung σ_{v0} und einem empirischen α -Faktor. Letzterer Faktor kann standortspezifisch basierend auf Ödometerversuchen bzw. aus Rückrechnungen von ausgeführten Bauprojekten und daraus gewonnenen messtechnischen Überwachungsdaten gewonnen werden bzw. gemäß Robertson [60] als Funktion von Q_t berechnet werden. Im Zuge der Kalibrierung auf Grundlage von Ödometerversuchen wird der Sekantenmodul am in-situ Spannungsniveau meist als Referenz verwendet.

$$M_{CPT} = \alpha \cdot (q_t - \sigma_{v0}) \quad (33)$$

Der Vergleich von in-situ- und Laborversuchen in unterschiedlichen Beckenlandschaften verdeutlicht, dass sich die α -Werte innerhalb alpiner Beckenlandschaften deutlich unterscheiden. Dieser Sachverhalt wird im Anhang C im Detail beschrieben.

Auf Grundlage von umfangreichen in-situ- und Laborerkundungen wurden alternative Ansätze zur Bestimmung von α erarbeitet [63]. Wie in Abb. 17 ersichtlich, korrelieren α -Werte ($\alpha_{erforderlich}$), welche für eine Übereinstimmung mit Laborergebnissen erforderlich sind, mit der Porenzahl e bzw. der Dichte (ρ_{sat} bzw. ρ_{unsat} oberhalb des Grundwasserspiegels). Diese Trends werden in Abb. 17 durch grau punktierte Linien dargestellt. Beide Linien umschließen die Ödometerergebnisse, durchgeführt an entnommenen (gestörten) bzw. künstlich hergestellten Bodenproben. Grüne Dreiecke und Kreise, welche die ungestört entnommen Bodenproben an Versuchsfeld TS3 – Seekirchen repräsentieren, sind oberhalb der Trendlinien situiert, da im Unterschied zu den übrigen Versuchsfeldern keine signifikante Störung bei der Probenentnahme erfolgte. Best-fit-Regressionsgeraden sind in Abb. 17a und Abb. 17b grau strichliert eingezeichnet. Die Gleichungen (34) und (35) beschreiben diese Trends unter Verwendung linearer bzw. quadratischer Ansatzfunktionen als Funktion von e bzw. ρ_{sat} . Hingewiesen werden muss darauf, dass die Auswirkung einer möglichen Struktur auf bodenmechanische Kenngrößen (z.B. Festigkeit, Steifigkeit) nicht allein durch e und ρ_{sat} beschrieben werden kann, da auch andere Einflussgrößen eine Rolle spielen können (z.B. die Ausrichtung von Körnern im Bodengefüge). Die Regressionsfunktionen sind auf feinkörnige Böden ($SBT = 3$ und 4 [60]) beschränkt, da grobkörnige Böden (siehe graue Füllung) diesen Trends nicht folgen.

$$\alpha = -21.3 \cdot e + 29.1 \pm 2 \quad (34)$$

$$\alpha = -47.4 \cdot \rho_{sat}^2 + 206.7 \cdot \rho_{sat} - 213.4 \pm 2 \quad (35)$$

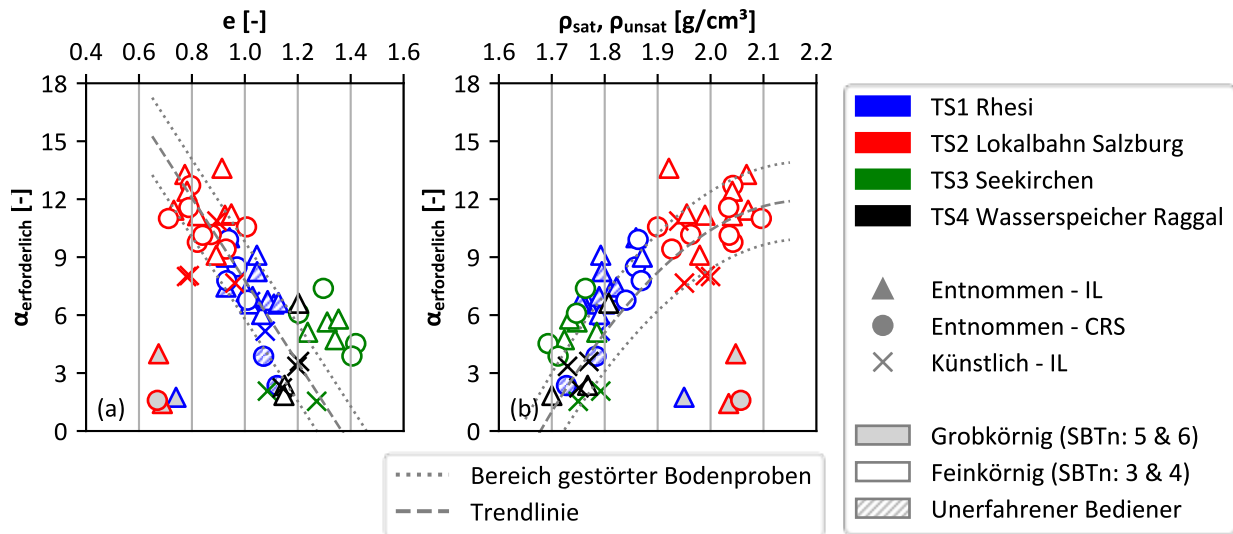


Abb. 17. Gegenüberstellung des empirischen Faktors α mit der Porenzahl e und der Dichte ρ_{sat} bzw. ρ_{unsat} .

6.5. Steifigkeitsbestimmung basierend auf dem Flachdilatometer-Test

Flachdilatometer-Tests (DMT) ermöglichen die Bestimmung der in-situ-Steifigkeit basierend auf Zwischenparametern. Der Ansatz nach Marchetti [23] gemäß Gleichung (21) basiert auf dem Dilatometermodul (E_D) und dem empirischen Faktor (R_M). Letzterer Parameter variiert üblicherweise zwischen 1 und 3 und ist sensitiv auf Änderungen in I_D . Der Ansatz nach Marchetti [23] basiert auf Druckmessungen zu den standardisierten Messzeitpunkten A15 und B30. Die empfohlenen Gleichungen zur Bestimmung von R_M sind folgend zusammengefasst:

$$I_D \leq 0.6 \quad R_M = 0.14 + 2.34 \cdot \log K_D \quad (36)$$

$$I_D \geq 3 \quad R_M = 0.5 + 2.34 \cdot \log K_D \quad (37)$$

$$0.3 < I_D < 3 \quad \begin{aligned} R_M &= R_{M0} + (2.5 - R_{M0}) \cdot \log K_D \\ R_{M0} &= 0.14 + 0.15 \cdot (I_D - 0.6) \end{aligned} \quad (38)$$

$$K_D > 10 \quad R_M = 0.32 + 2.18 \cdot \log K_D \quad (39)$$

$$R_M < 0.85 \quad R_M = 0.85 \quad (40)$$

Feinkorndominierte, postglaziale Sedimentablagerungen sind oft durch $I_D < 0.6$ charakterisiert, weshalb R_M nach Gleichung (36) bestimmt wird.

In Abb. 18 werden die Zwischenparameter I_D und K_D den erforderlichen R_M -Werten (für eine Übereinstimmung mit Ödometerversuchsergebnissen) gegenübergestellt. Die von Marchetti [23] empfohlene Gleichung zur Bestimmung von R_M (für $I_D \leq 0.6$) ist grau strichliert eingezeichnet (siehe Abb. 18a). Abb. 18a verdeutlicht, dass die bestehende Korrelation in Kombination mit

standardisierten Druckmessungen (A15/B30) den Steifemodul in postglazialen Sedimenten deutlich unterschätzt. Gleichung (41) wird für die Bestimmung von R_M in feinkörnigen Böden ($I_D \leq 0.6$) empfohlen um die Übereinstimmung mit Ergebnissen von Ödometerversuchen an postglazialen Sedimenten zu verbessern (siehe Abb. 18b). Eine Korrelation zwischen R_M und der Potenzzahl e bzw. der Dichte ρ_{sat} wird für das Flachdilatometer (im Unterschied zur Drucksondierung) nicht beobachtet [63].

$$I_D \leq 0.6 \quad R_M = (0.6 \pm 0.3) \cdot I_D^{-0.8} \quad (41)$$

Der bestehende Ansatz nach Marchetti [23] zur Bestimmung von R_M zeigt auch für korrigierte Messgrößen (A0/B0) keine gute Übereinstimmung mit Laborergebnissen (siehe Abb. 19a). Analog zu oben wird die Verwendung einer modifizierten Funktion für die Bestimmung der in-situ Steifigkeit basierend auf A0 und B0 empfohlen. Für korrigierte Messgrößen ist R_M entsprechend Gleichung (42) zu berechnen (siehe Abb. 19b).

$$I_D \leq 0.6 \quad R_M = (0.3 \pm 0.2) \cdot I_D^{-1.1} \quad (42)$$

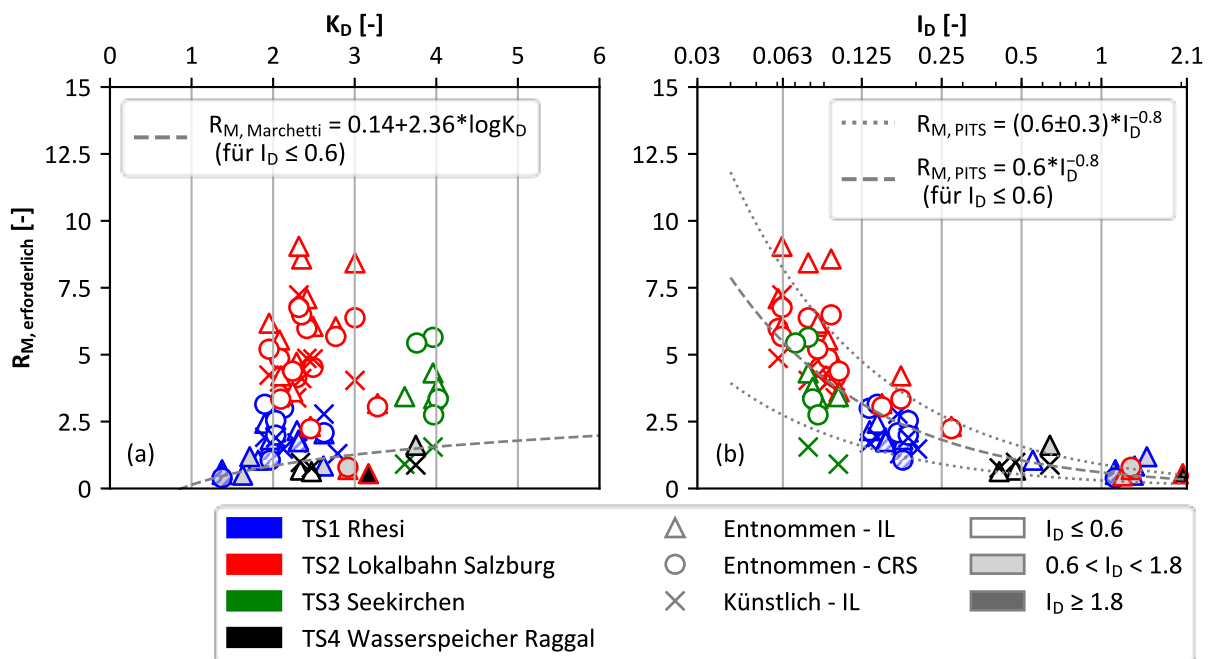


Abb. 18. Bestimmung der in-situ Steifigkeit M nach Marchetti (1980 [23]) und auf Grundlage eines alternativen Ansatzes (PITS): Ergebnisse für A15/B30.

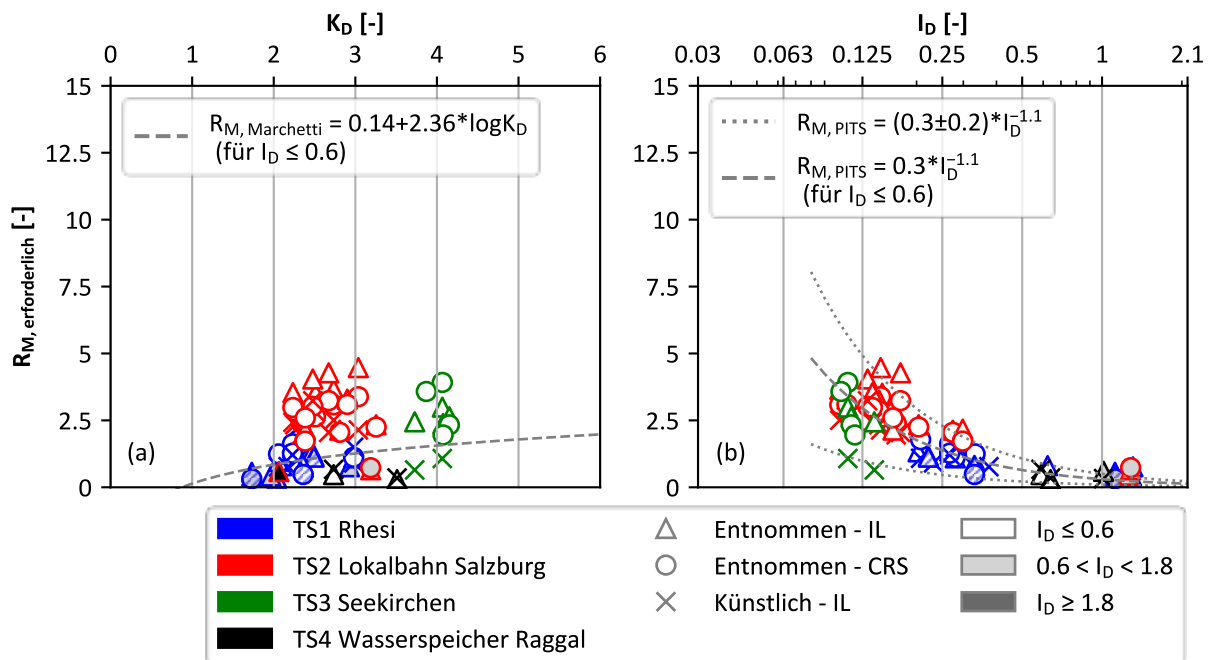


Abb. 19. Bestimmung der in-situ-Steifigkeit M nach Marchetti (1980 [23]) und auf Grundlage eines alternativen Ansatzes ($PITS$): Ergebnisse für $A0/B0$.

7. ANHANG

7.1. Anhang A – Versuchsfelder und Datensatz

Im Zuge des Forschungsprojekts *PITS* (Parameteridentifikation mittels in-situ-Tests in schluff-dominierten Böden) wurden in verschiedenen Beckenlandschaften Österreichs Versuchsfelder, mit dem Ziel postglaziale Stillwassersedimente verbessert zu charakterisieren, durchgeführt. Während an den Versuchsfeldern *TS1 – Rhesi* (Vorarlberger Rheintal unmittelbar südlich der Rheinmündung), *TS2 – Lokalbahn Salzburg* (Stadtgebiet Salzburg), *TS3 – Seekirchen* und *TS4 – Speicherbecken Raggal* (Großwalsertal/Vorarlberg) postglaziale (normalkonsolidierte) Stillwasserablagerungen untersucht wurden, wurden an den Versuchsfeldern *TS5 – Trial* und *TS5 – Road* (Nähe Fürstenfeld/Steiermark) feinkorndominierte Böden für die Errichtung von Dammbauwerken verdichtet eingebaut. Für eine detaillierte Beschreibung der einzelnen Versuchsfelder wird auf [6][63] verwiesen. An den unterschiedlichen Standorten wurden im ersten Schritt Drucksondierungen mit Porenwasserdruckmessung (*CPTu*) und seismische Flachdilatometer-Tests (*SDMT*) durchgeführt und anschließend Bodenproben für bodenmechanische, mineralogische, hydrochemische und mikrostrukturelle Laboruntersuchungen entnommen.

Der Datensatz *Cone penetration test dataset Premstaller Geotechnik* [65] ist eine Sammlung von 1339 Drucksondierungen, die seitens Premstaller Geotechnik ZT GmbH in diversen Beckenlandschaften und Tälern des Alpenraums (Österreich, Deutschland) durchgeführt wurden. Diese Beckenlandschaften wurden während der letzten Eiszeit(en) gebildet, blieben nach dem Abschmelzen der Eismassen als Seen zurück, welche in Folge über Jahrtausende mit (vorwiegend) feinkörnigen Sedimenten verfüllt wurden [79][80]. Kernbohrungen, durchgeführt in einem maximalen Abstand von ca. 50 m zu den jeweiligen in-situ Tests, wurden seitens GeotechnikerInnen und GeologInnen (ohne Durchführung von Laborversuchen) nach ÖNORM EN ISO 14688-1 [61] klassifiziert. In einem zweiten Schritt wurden einzelne Schichtkomplexe aus Kernbohrungen den in-situ Tests zugewiesen um eine Gegenüberstellung von ISO 14688-1 Klassifizierungen (basierend auf in-situ Ansprachen) und Bodenverhaltensdiagrammen (basierend auf *CPTu*) zu ermöglichen. Die Ansprachen der Kernbohrung wurden in 7 Gruppen zusammengefasst (siehe *Oberhollenzer_Classes* in [65]), welche jeweils ein Spektrum an Korngrößenverteilungen abdecken. Der öffentlich verfügbare Datensatz (<https://www.tugraz.at/en/institutes/ibg/research/computational-geotechnics-group/database/>) umfasst die in-situ-Messgrößen (z.B. q_c , f_s), die normalisierten Parameter (z.B. Q_t , U_2) und Informationen zur Lage einzelner Drucksondierungen. Für 490 in-situ-Tests sind zusätzlich Bodenklassifizierungen nach ISO 14688-1 (abgeschätzt ohne Laborversuche) angeführt.

7.2. Anhang B – Steifigkeitsbestimmung basierend auf V_s

Im gegenständlichen Anhang wird der Ansatz zur Bestimmung von M_{ur} und M basierend auf V_s für alpine Beckenverfüllungen validiert. Wie in Abb. 20 und Abb. 21 ersichtlich werden für die Diskussion G_{ur}/G_0 -Verhältnisse von 0.1 (rot) bzw. 0.2 (blau) verwendet. Wie in Kapitel 6.3 detailliert beschrieben, wurde die Ent-/Wiederbelastungssteifigkeit M_{ur} basierend auf Gleichung (28) unter Annahme von $\nu = 0.2$ berechnet (siehe strichlierte rote und blaue Linien in Abb. 20 und Abb. 21). In Abb. 21 sind die Steifemoduli M als Schattierungen eingezeichnet, welche mittels $M_{ur}/M = 4$ bis 6 berechnet wurden. Folglich repräsentieren die linken und rechten Grenzen der schraffierten Flächen Steifemoduli, berechnet basierend auf $M_{ur}/M = 6$ bzw. $M_{ur}/M = 4$.

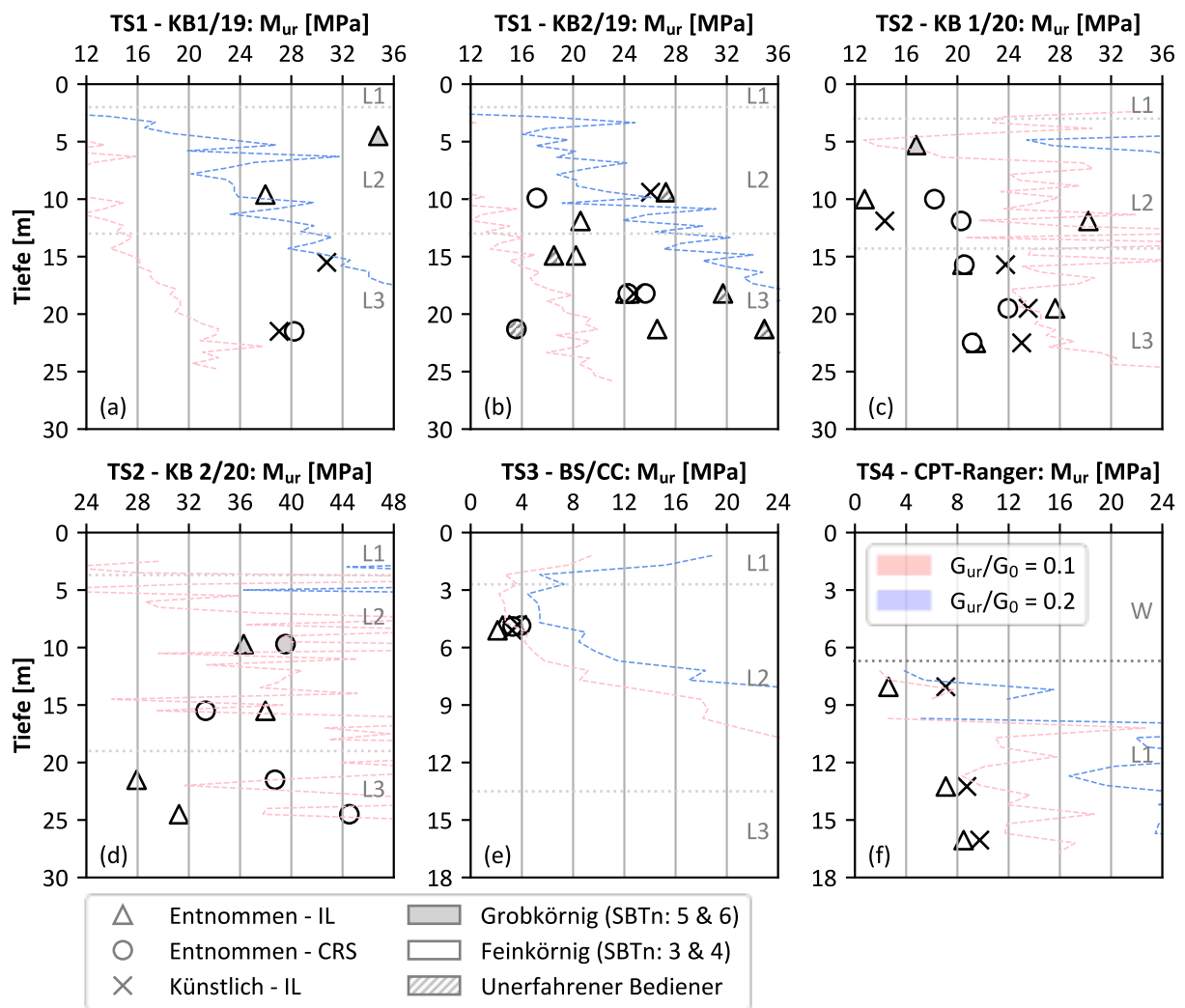


Abb. 20. Bestimmung der in-situ-Ent-/Wiederbelastungssteifigkeit M_{ur} basierend auf dem Schubmodul für kleine Dehnungen G_0 : Ergebnisse des Steifemoduls M_{ur} über die Tiefe.

Abb. 20 verdeutlicht, dass die basierend auf V_s berechneten Steifemoduli M_{ur} für $G_{ur}/G_0 = 0.1$ bzw. $G_{ur}/G_0 = 0.2$ in guter Übereinstimmung mit den Ergebnissen von Ödometerversuchen (Wiederbelastungsmodul ausgewertet am in-situ Spannungsniveau) sind. Wiederbelastungsmoduli,

abgeleitet von Ödometerversuchen, sind in Abb. 20 durch Dreiecke (entnommene Probe – Kraftgesteuerter Test, IL), Kreise (entnommene Bodenprobe – Weggesteuerter Test, CRS) und Kreuz-Symbole (Künstliche Bodenprobe – Kraftgesteuerter Test, IL) repräsentiert. Während die Ergebnisse von Ödometerversuchen am Versuchsfeld *TS1 – Rhesi* zwischen den roten und blau strichlierten Linien situiert sind, führen G_{ur}/G_0 Verhältnisse von 0.1 an den Versuchsfeldern *TS2 – Lokalbahn Salzburg*, *TS3 – Seekirchen* und *TS4 – Speicher Raggal* zu einer besseren Übereinstimmung mit den Laborergebnissen.

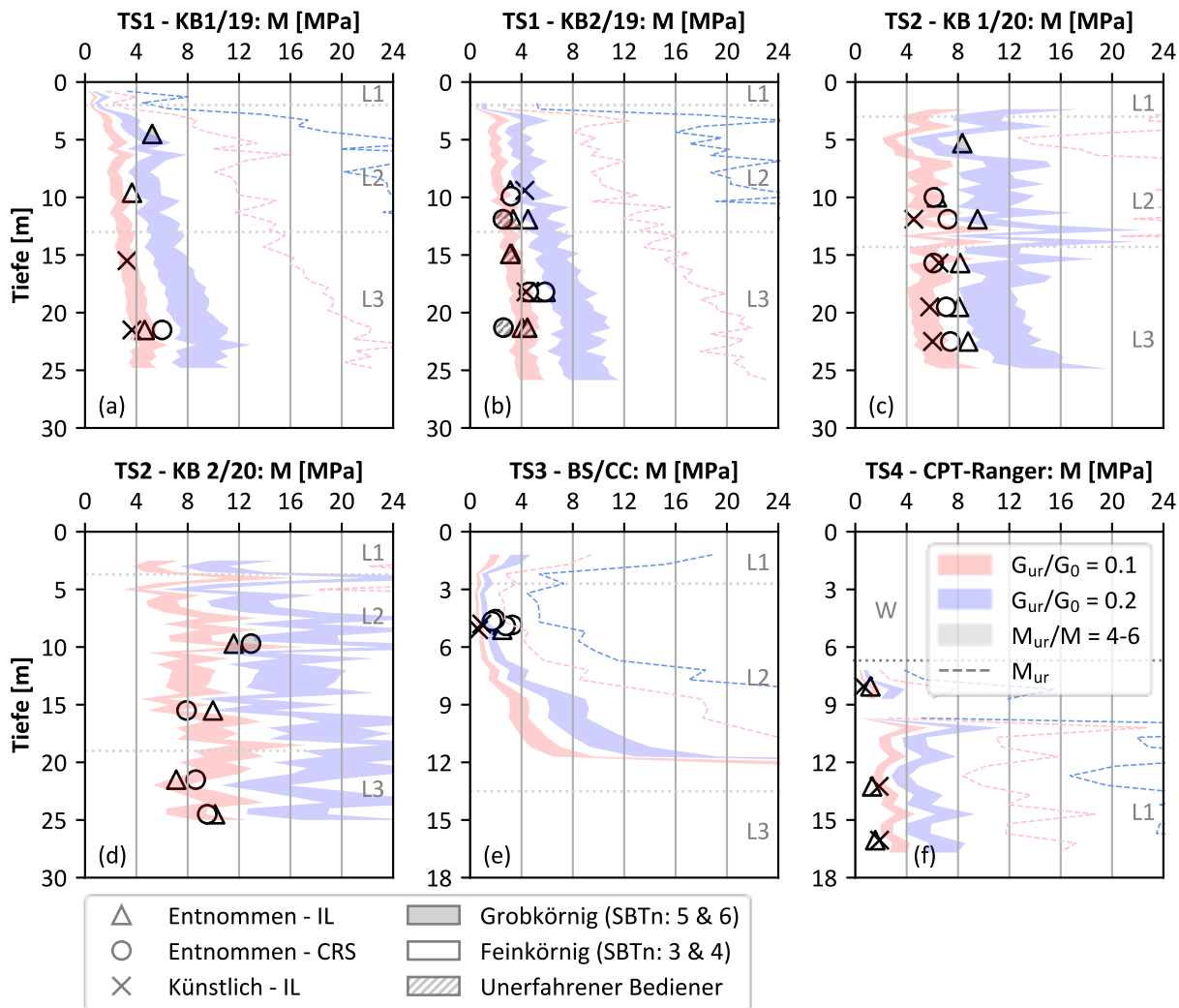


Abb. 21. Bestimmung in-situ-StEIFigkeit M basierend auf dem Schubmodul für kleine Dehnungen G_0 : Ergebnisse des Steifemoduls M über die Tiefe.

Abb. 21 verdeutlicht, dass die in-situ Steifigkeit M , berechnet nach $G_{ur}/G_0 = 0.1$ (rot) bzw. 0.2 (blau) in Kombination mit $M_{ur}/M = 4$ bis 6 , zu einer näherungsweisen Übereinstimmung mit Ödometersteifigkeiten (ausgewertet am in-situ Spannungsniveau der Erstbelastung) führt. Abgeleitete Steifigkeiten basierend auf $G_{ur}/G_0 = 0.2$ und $M_{ur}/M = 4-5$ sind in guter Übereinstimmung mit Steifigkeitsparameter, welche für die numerische Nachrechnung geotechnischer Fragestellungen im Salzburger Seeton verwendet wurden [81][82].

Es ist anzumerken, dass am Versuchsfeld *TS3 – Seekirchen* entnommene Bodenproben (Dreiecke und Kreise) in guter Übereinstimmung mit der rot strichlierten Linie sind, da bei Probenentnahme (in Unterschied zu den Versuchsfeldern *TS1*, *TS2* und *TS4*) keine bzw. sehr geringe Störungen auftraten (siehe Abb. 20e). Diese gute Übereinstimmung bestätigt eine realistische Abschätzung von G_{ur}/G_0 .

7.3. Anhang C – Steifigkeitsbestimmung basierend auf CPTu

Sekantenmoduli, ausgewertet am in-situ Spannungsniveau von Ödometerversuchen (Erstbelastung), sind in Abb. 22 durch Dreiecke (Entnommene Probe – Kraftgesteuerter Test, IL), Kreise (Entnommene Bodenprobe – Weg gesteuerter Test, CRS) und Kreuz-Symbole (Künstliche Bodenprobe – Kraftgesteuerter Test) dargestellt. Da die entnommenen Bodenproben an den Versuchsfelder *TS1 – Rhesi*, *TS2 – Lokalbahn Salzburg* und *TS3 – Seekirchen* im Vergleich zu künstlich hergestellten Böden höhere Steifemoduli aufweisen, wird davon ausgegangen, dass während der Probenentnahme keine vollständige Zerstörung der Mikrostruktur erfolgte. Entnommene und künstlich hergestellte Bodenproben aus *TS4 – Speicher Raggal* sind aufgrund der Tatsache, dass diese jungen Sedimente keine signifikante Strukturfestigkeit aufweisen, vergleichbar. Eine ungestörte Probenentnahme mittels Blocksampling konnte nur am Versuchsfeld *TS3 – Seekirchen* realisiert werden. Feinkörnige (SBT = 3 und 4 [60]) bzw. grobkörnige (SBT = 5 und 6 [60]) Böden sind durch weiße bzw. graue Symbolfüllungen gekennzeichnet. Hingewiesen wird an dieser Stelle auch noch auf das näherungsweise Alter der Sedimente, bestimmt mittels der *C-14* Methode an organischen Einschlüssen in den Proben. Bei *TS1 – Rhesi* wurde anhand von Proben aus 3 m Tiefe ein Alter von ca. 3 800 Jahren und anhand einer Probe aus 17.0 m Tiefe ein Alter von ca. 4 400 Jahren bestimmt. Bei *TS2 – Lokalbahn* wurde aus Proben in 12 bzw. 20 m Tiefe ein Alter von ca. 32 400 bzw. ca. 36 100 Jahren bestimmt. Für *TS3 – Seekirchen* wurde für eine Probe aus knapp 5 m Tiefe ein Alter von ca. 23 900 Jahren ermittelt.

Anhand dieser Altersbestimmungen zeigt sich, dass der in dieser Empfehlung verwendete Begriff „postglazial“ im Sinne von spät- oder nacheiszeitlichen Ablagerungen zu verstehen ist.

Die basierend auf CPTu-Messgrößen in Kombination mit Gleichung (33) abgeleiteten Steifemoduli sind in Abb. 22 grau schattiert (im Hintergrund) eingezeichnet. Die für eine gute Übereinstimmung mit den Ödometerergebnissen erforderlichen α -Werte unterscheiden sich zwischen den Standorten deutlich: *TS1 – Rhesi*: $\alpha = 6 - 8$, *TS2 – Lokalbahn Salzburg*: $\alpha = 10 - 12$, *TS3 – Seekirchen*: $\alpha = 5 - 7$ und *TS4 – Speicher Raggal*: $\alpha = 1 - 3$.

Diese große Bandbreite an α - Werten zeigt die Schwierigkeit der Ableitung von zutreffenden Steifigkeiten allein auf Basis von q_t -Werten (aus CPTu-Versuchen). Es bedarf umfangreicher örtlicher Erfahrungen und umfassenderer Kenntnisse über die spezifischen Eigenschaften und auch die Ablagerungshistorie der Sedimente um die Bandbreite der α -Werte eingrenzen zu können.

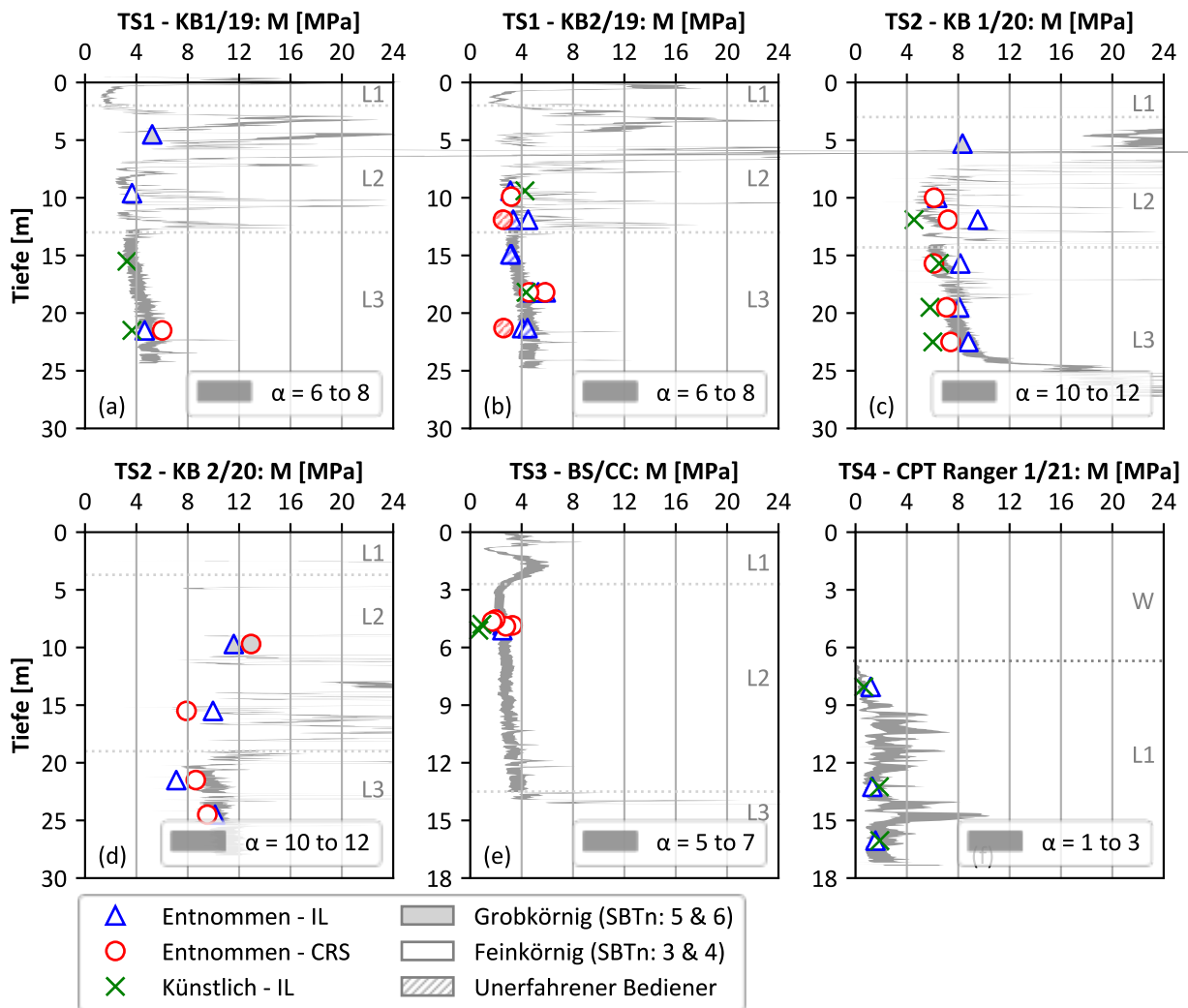


Abb. 22. Bestimmung in-situ-Steifigkeit M basierend auf Drucksondierungen: Ergebnisse des Steifemoduls M über die Tiefe.

8. LITERATURVERZEICHNIS

- [1] S. Oberhollenzer, R. Marte, D. Gasser, M. Premstaller und A. Leitch, "Mikrostruktur des Salzburger Seetons – Charakterisierung basierend auf Drucksondierungen," *Geomechanics and Tunnelling*, Jg. 12, Nr. 4, S. 340–351, 2019, doi: 10.1002/geot.201900012.
- [2] F. Schnaid, *In Situ Testing in Geomechanics - the main tests*. London: Taylor & Francis Group, 2009.
- [3] W. Steiner, Ermittlung wichtiger geotechnischer Eigenschaften für weichen Baugrund, *Mitteilungen der Schweizer Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik*, Nr. 159, 2017.
- [4] W. Steiner und G. Togliani, Anwendung genormter Feldversuche in heterogenen (alpinen) Lockergesteinen. Forschungsprojekt VSS 2011/507, Bericht Nr. 1572, www.Mobilityplattform.ch, 2016.
- [5] W. Steiner und G. Togliani, Charakterisierung geotechnischer Eigenschaften von (nach)glazialen Untergrund mit Felduntersuchungen, Österreichische OGT Geotechniktagung, Wien, 2017.
- [6] S. Oberhollenzer und L. Hauser, "Reserach project PITS - Parameter identification using in-situ tests in silty soils," Institute of Soil Mechanics, Foundation Engineering and Computational Geotechnics und Institute of Applied Geosciences, Graz, Austria, Rep. 14, 2022.
- [7] R. Marte und S. Oberhollenzer, "Schadensbeispiele an Bauwerken in weichen Böden - Ursachen und Erfahrungen," in *Geotechnik Schweiz - Frühjahrstagung: Geotechnische Herausforderungen bei weichen Böden*, Basel, Swizz, 2022.
- [8] S. Leroueil und P. R. Vaughan, "The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks," *Géotechnique*, Jg. 40, Nr. 3, S. 467–488, 1990, doi: 10.1680/geot.1990.40.3.467.
- [9] *Geotechnical investigation and testing — Field testing Part 1: Electrical cone and piezocone penetration test*, ÖNORM EN ISO 22476-1, Vienna, 2021.
- [10] Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung der Baugrunds, ÖNORM EN 1997-2, Vienna, 2010.
- [11] *Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils*, ASTM D5778-12, West Conshohocken, PA, 2012.
- [12] *Methods of test for soils for civil engineering purposes. In-situ tests*, BS 1377-9, London, 1990.
- [13] Konferenzband zur 7th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, 2024.
- [14] Konferenzband zum *Cone Penetration Testing 2022 (CPT22)*, 2022.
- [15] Geomil equipment. "Electrical CPT(U)." [https://s3.eu-central-1.amazonaws.com/z3r2zxopa4uuqpww5a4ju/geomil/files/product-information/Geomil_Electrical_%20CPT\(U\)_leaflet_02.pdf](https://s3.eu-central-1.amazonaws.com/z3r2zxopa4uuqpww5a4ju/geomil/files/product-information/Geomil_Electrical_%20CPT(U)_leaflet_02.pdf)
- [16] C. P. Wroth, "The interpretation of in situ soil tests," *Géotechnique*, Jg. 34, Nr. 4, S. 449–489, 1984, doi: 10.1680/geot.1984.34.4.449.
- [17] K. Senneset und N. Janbu, "Shear strength parameters obtained from static cone penetration tests," in *Symposium on Strength Testing of Marine Sediments: Laboratory and In-Situ Measurements - ASTM 04-883000-38*, San Diego, CA, 1984, S. 41–54.

- [18] G. T. Houlsby und C. I. Teh, "Analysis of the piezocone in clay," in *International Symposium on Penetration Testing (ISOPT-1)*, Orlando, USA, Bd. 2, 1988, S. 777–783.
- [19] P. K. Robertson und C. E. Wride, "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test," *Canadian Geotechnical Journal*, Jg. 35, Nr. 3, S. 442–459, 1998, doi: 10.1139/t98-017.
- [20] G. Zhang, P. K. Robertson und R. W.I. Brachman, "Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground," *Canadian Geotechnical Journal*, Jg. 39, Nr. 5, S. 1168–1180, 2002, doi: 10.1139/t02-047.
- [21] P. K. Robertson, "Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system — an update," *Canadian Geotechnical Journal*, Jg. 53, Nr. 12, S. 1910–1927, 2016, doi: 10.1139/cgj-2016-0044.
- [22] P. K. Robertson und K. Cabal, "Guide to Cone Penetration Testing," 2022.
- [23] S. Marchetti, "In Situ Tests by Flat Dilatometer," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1980, S. 299–321, 1980.
- [24] *Geotechnical investigation and testing — Field testing — Part 11: Flat dilatometer test*, ÖNORM EN ISO 22476-11, Vienna, 2017.
- [25] *Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer*, ASTM D6635-15, West Conshohocken, PA, 2016.
- [26] S. Marchetti, P. Monaco, G. Totani und M. Calabrese, "The Flat Dilatometer Test (DMT) in soil investigations -A Report by the ISSMGE Committee TC16," in *2nd International Conference on the Flat Dilatometer*, Washington DC, USA, 2001, S. 7–48.
- [27] D. Marchetti, P. Monaco, S. Amoroso und L. Minarelli, Hg., *In situ tests by Medusa DMT*, 2019.
- [28] P. Monaco, L. Tonni, S. Amoroso, M. F. G. Martinez, G. Gottardi, D. Marchetti und L. Minarelli, "Use of Medusa DMT in alluvial silty sediments of the Po river valley," in *6th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization*, Budapest, Hungary, 2021.
- [29] S. Marchetti, "Some 2015 Updates to the TC16 DMT Report 2001," in *3rd International Conference on the Flat Dilatometer*, Rome, Italy, 2015.
- [30] F. Kulhawy und P. W. Mayne, "Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design," Electric Power Research Institute, Cornell University, Ithaca, NY, Rep. Report No. EL-6800, 1980.
- [31] M. Jamiolkowski, V. Ghionna, R. Lancellotta und E. Pasqualini, "New Correlations of Penetration Tests for Design Practice," in *International Symposium on Penetration Testing (ISOPT-1)*, Orlando, USA, Bd. 1, 1988, S. 19–24.
- [32] S. Lacasse und T. Lunne, "Calibration of Dilatometer Correlations," in *International Symposium on Penetration Testing (ISOPT-1)*, Orlando, USA, Bd. 1, 1988, S. 539–548.
- [33] J. J. M. Powell und I. M. Uglow, "The Interpretation of the Marchetti Dilatometer Test in UK Clays," in *Penetration testing in the UK*, Birmingham, United Kingdom, Bd. 34, 1988, S. 269–273.
- [34] S. Gravesen, "Elastic Semi-Infinite Medium Bounded By A Rigid Wall With A Circular Hole: Laboratoriet for Bygningsteknik Danmarks Tekniske Hojskole Meddelelse nr. 11.," 1960.
- [35] D. Marchetti, "Applications of Dilatometer (DMT) and Seismic Dilatometer (SDMT) in Geotechnical Engineering,"

- [36] S. Marchetti, P. Monaco, G. Totani und D. Marchetti, "In Situ Tests by Seismic Dilatometer (SDMT)," in *ASCE Geotechnical Special Publication honoring Dr. John H. Schmertmann: From research to practice in geotechnical engineering*, New Orleans, USA, 2008, S. 292–311.
- [37] *Standard Test Methods for Downhole Seismic Testing*, ASTM D7400/D7400M-19, West Conshohocken, PA, 2019.
- [38] *Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugrunddynamik"*, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Ernst & Sohn, 2018.
- [39] F. A. B. Danzinger und T. Lunne, "Rate effects in cone penetration testing," *Géotechnique*, 1997, S. 901–914, 1997.
- [40] S. M. Bembem und H. J. Myers, "The influence of rate on static cone resistance in Connecticut River Valley varved clay," in *European Symposium on Penetration Testing (ESOPT)*, Stockholm, Sweden, Bd. 2, 1974, S. 33–34.
- [41] T. W. McNeilan und W. T. Bugno, "Cone penetration test results in offshore California soils," *Strength Testing of Marine Sediments: Laboratory and In Situ Test Measurements*, ASTM, SPT, 1980, S. 55–71, 1980.
- [42] D. W. Hight, V. N. Georgiannou und C. J. Ford, "Characterization of clayey sand," in *7th International Conference on the Behaviour of Offshore Structures (BOSS'94)*, Massachusetts, USA, Bd. 1, 1994, S. 321–340.
- [43] J. A. Schneider, M. F. Randolph, P. W. Mayne und N. R. Ramsey, "Analysis of Factors Influencing Soil Classification Using Normalized Piezocone Tip Resistance and Pore Pressure Parameters," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Jg. 134, Nr. 11, S. 1569–1586, 2008, doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:11(1569).
- [44] M. F. Randolph, "Characterization of soft sediments for offshore applications," in *2nd International Conference on Site Characterization*, Bd. 1, 2004, S. 209–232.
- [45] M. F. Randolph und S. Hope, "Effect of cone velocity on cone resistance and excess pore pressures," in *International Symposium on Engineering Practice and Performance Soft Deposits*, Osaka, Japan, 2004, S. 147–152.
- [46] P. G. Watson, N. Suemasa und M. F. Randolph, "Evaluating undrained shear strength using the vane shear apparatus," in *10th International Offshore and Polar Engineering Conference*, Seattle, USA, 2000, S. 485–493.
- [47] J. T. DeJong und M. Randolph, "Influence of Partial Consolidation during Cone Penetration on Estimated Soil Behavior Type and Pore Pressure Dissipation Measurements," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Jg. 138, Nr. 7, S. 777–788, 2012, doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000646.
- [48] C. I. Teh und G. T. Houlsby, "An analytical study of the cone penetration test in clay," *Géotechnique*, Jg. 41, Nr. 1, S. 17–34, 1991, doi: 10.1680/geot.1991.41.1.17.
- [49] C. I. Teh und G. T. Houlsby, "An analytical study of the cone penetration test in clay," *Géotechnique*, Jg. 42, Nr. 3, S. 529–532, 1992, doi: 10.1680/geot.1992.42.3.529.
- [50] J. Keaveny, "In-Situ Determination of Drained and Undrained Soil Strength Using the Cone Penetration Test," Dissertation, University of California, Berkeley, USA, 1985.
- [51] F. Schnaid, G. Dienstmann, E. Odebrecht und S. Maghous, "A simplified approach to normalisation of piezocone penetration rate effects," *Géotechnique*, Jg. 70, Nr. 7, S. 630–635, 2020, doi: 10.1680/jgeot.18.T.033.
- [52] A. Bihs, M. Long, S. Nordal und P. Paniagua, "Consolidation parameters in silts from varied rate CPTU tests," *AIMS GEO*, Jg. 7, Nr. 4, S. 637–668, 2021, doi: 10.3934/geosci.2021039.

- [53] L. Hauser, "Numerical simulations of cone penetration in postglacial deposits," Dissertation, Graz University of Technology, Graz, Austria, 2022.
- [54] F. Schnaid, E. Odebrecht, J. Sosnoski und P. K. Robertson, "Effects of test procedure on flat dilatometer test (DMT) results in intermediate soils," *Canadian Geotechnical Journal*, Jg. 53, Nr. 8, S. 1270–1280, 2016, doi: 10.1139/cgj-2015-0463.
- [55] F. Schnaid, M. V. A. Belloli, E. Odebrecht und D. Marchetti, "Interpretation of the DMT in Silts," *Geotechnical Testing Journal*, Jg. 41, Nr. 5, S. 20170374, 2018, doi: 10.1520/GTJ20170374.
- [56] S. Marchetti und P. Monaco, "Recent Improvements in the Use, Interpretation, and Applications of DMT and SDMT in Practice," *Geotechnical Testing Journal*, Jg. 41, Nr. 5, S. 20170386, 2018, doi: 10.1520/GTJ20170386.
- [57] S. Marchetti und G. Totani, "Ch Evaluations from DMTA Dissipation Curves," in *12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio de Janeiro, Brazil, Bd. 1, 1989, S. 281–286.
- [58] H.K.S. Begemann, "The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile," in *6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Montreal, Quebec, Canada, Bd. 2, 1965, S. 17–20.
- [59] B. J. Douglas und R. S. Olsen, "Soil Classification Using Electric Cone Penetrometer," in *Conference on Cone Penetration Testing and Experience*, St. Louis, USA, 1981, S. 209–227.
- [60] P. K. Robertson, "Interpretation of cone penetration tests — a unified approach," *Canadian Geotechnical Journal*, Jg. 46, Nr. 11, S. 1337–1355, 2009, doi: 10.1139/T09-065.
- [61] *Geotechnical investigation and testing - Identification and classification of soil - Part 1: Identification and description*, ÖNORM EN ISO 14688-1, Vienna, 2020.
- [62] *Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*, ASTM D2487-17e1, West Conshohocken, PA, 2017.
- [63] S. Oberhollenzer, "Characterization of postglacial, fine-grained sediments by means of in-situ and laboratory testing," Dissertation, Institute of Soil Mechanics, Foundation Engineering and Computational Geotechnics, Graz University of Technology, Graz, 2022.
- [64] S. Oberhollenzer, L. Hauser, F. Brand, R. Marte und H. F. Schweiger, "Characterization of young sediments using CPTu and Medusa SDMT," in *Cone Penetration Testing 2022 (CPT22)*, Bologna, Italy, 2022, S. 617–622.
- [65] S. Oberhollenzer, M. Premstaller, R. Marte, F. Tschuchnigg, G. H. Erharder und T. Marcher, "Cone penetration test dataset Premstaller Geotechnik," *Data in Brief*, Early Access.
- [66] J. K. Mitchell, *Fundamentals of soil behavior* (Series in soil engineering). New York, NY, London, Sydney, Toronto: Wiley, 1976.
- [67] J. B. Burland, "On the compressibility and shear strength of natural clays," *Géotechnique*, Jg. 40, Nr. 3, S. 329–378, 1990, doi: 10.1680/geot.1990.40.3.329.
- [68] F. Tavenas und S. Leroueil, "The behavior of embankments on clay foundations," *Canadian Geotechnical Journal*, Jg. 17, Nr. 2, S. 236–260, 1980, doi: 10.1139/t80-052.
- [69] S. Goto, Y. Suzuki, S. Nishio und H. Ohoka, "Mechanical properties of undisturbed Tone-River gravel obtained by in-situ freezing method," *Soils and Foundations*, Jg. 32, Nr. 3, S. 15–25, 1992, doi: 10.3208/sandf1972.32.3_15.
- [70] K. Nishi, T. Ishiguro und K. Kudo, "Dynamic Properties of Weathered Sedimentary Soft Rocks," *Soils and Foundations*, Jg. 29, Nr. 3, S. 67–82, 1989, doi: 10.3208/sandf1972.29.3_67.

- [71] S. Eslaamizaad und P. K. Robertson, "Seismic cone penetration test to identify cemented sands," in *49th Canadian Geotechnical Conference*, St. John's, Newfoundland, 1996, S. 352–360.
- [72] S. Oberhollenzer, E. J. Lande, S. Ritter, "The influence of soil structure on CPTu and SDMT results", in *7th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization (ISC'7)*", Barcelona, Spain.
- [73] T. Benz, "Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences," PhD, Institut für Geotechnik, University of Stuttgart, Stuttgart, 2007.
- [74] S. Amoroso, P. Monaco, B. M. Lehané und D. Marchetti, "Examination of the Potential of the Seismic Dilatometer (SDMT) to Estimate In Situ Stiffness Decay Curves in Various Soil Types," *Soils and Rocks*, 37(3), S. 177–194, 2014.
- [75] P. J. Vardanega, M. D. Bolton, "Stiffness of Clays and Silts: Modeling Considerations", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Jg. 140, Nr. 6, Technical Note, 2013 doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001110.
- [76] S. Oztoprak, M. D. Bolton, "Stiffness of sands through a laboratory test database", *Géotechnique*, Jg. 63, Nr. 1, S. 54–70, 2015, doi: 10.1680/geot.10.P.078.
- [77] J. H. Atkinson und G. Sallfors, "Experimental Determination of Soil Properties," in *10th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Florence, Italy, Bd. 3, 1991, S. 915–956.
- [78] S. Amoroso, "G- γ decay curves by seismic dilatometer (SDMT)," PhD, University of L'Aquila, 2011.
- [79] D. van Husen, "Geological processes during the Quaternary," *Mitteilungen Österreichische Geologische Gesellschaft*, Jg. 92, S. 135–156, 1999.
- [80] D. van Husen, "Verbreitung, Ursachen und Füllung glazial übertiefer Talabschnitte an Beispielen in den Ostalpen," *Eiszeitalter und Gegenwart*, Jg. 29, S. 9–22, 1979.
- [81] T. Voit, "3D - FEM Modelling of a Deep Excavation," Master's thesis, Institute of Soil Mechanics, Foundation Engineering and Computational Geotechnics, Graz University of Technology, Graz, 2016.
- [82] Freiseder M. G., "Ein Beitrag zur numerischen Berechnung von tiefen Baugruben in weichen Böden," Dissertation, Institute of Soil Mechanics, Foundation Engineering and Computational Geotechnics, Graz University of Technology, Graz, 1998.

9. TABELLENVERZEICHNIS

Tab. 1.	Gruppierung der Bodenansprachen nach ÖNORM EN ISO 14688-1 [61] und USCS [62].	24
Tab. 2.	Abschätzung der Korngrößenverteilung mittels CPTu – Alternative Empfehlungen für die Bodenverhaltensdiagramme nach Robertson (2009 [60], 2016 [21]) und Schneider et al. (2008 [43]).	27

10. ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abb. 1.	Drucksondierung mit Porenwasserdruckmessung: (a) Übersicht elektrischer CPT- und CPTu-Sonden [15], (b) Übersicht verschiedener Positionen für die Porendruckmessung.	4
Abb. 2.	Flachdilatometer-Test: (a) Spatenförmige Sonde, (b) Versuchskonfiguration (modifiziert nach [26]).	6
Abb. 3.	Seismischer Flachdilatometer-Test: Versuchskonfiguration (modifiziert nach [35]). .	9
Abb. 4.	Referenzkurven für die Beurteilung der Drainagebedingungen basierend auf der normierten Penetrationsgeschwindigkeit (V).	12
Abb. 5.	Beurteilung der Drainagebedingungen während CPTu-Durchführung basierend auf der normalisierten Penetrationsgeschwindigkeit (V).	14
Abb. 6.	Beurteilung der Drainagebedingungen während CPTu-Durchführung basierend auf der normalisierten Penetrationsgeschwindigkeit V_h	15
Abb. 7.	Abfall des A-Drucks innerhalb der ersten 15 Sekunden nach Penetrationsstopp: (a) I_D (A15/B30) über d_A (%) und (b) U_D (A15/B30) über d_A (%).	17
Abb. 8.	Schematischer Abfall der A- und B-Drücke mit der Wurzel der Zeit nach dem Penetrationsstopp.	18
Abb. 9.	Einfluss von Teildrainage auf DMT -Zwischenparameter: Prozentuelle Änderungen von ΔI_D (a, b, c), ΔK_D (d, e, f) und ΔE_D (g, h, i) zufolge Teildrainage für verschiedene k_B/k_A -Verhältnisse.	19
Abb. 10.	Einfluss von Teildrainage auf Bodenkennwerte: Prozentuelle Änderungen von ΔK_0 (a, b, c), ΔOCR (d, e, f), Δc_u (g, h, i) und ΔM (j, k, l) zufolge Teildrainage für verschiedene k_B/k_A -Verhältnisse.	20
Abb. 11.	Übersicht der Bodenverhaltensdiagramme nach (a) Robertson (2009 [60]), (b) Robertson (2016 [21]) und (c) Schneider et al. (2008 [43]).	23
Abb. 12.	Ergebnisse der Bodenverhaltensdiagramme nach (a) Robertson (2009 [60]), (b) Robertson (2016 [21]) und (c) Schneider et al. (2008 [43]).	25
Abb. 13.	Bodenklassifizierung nach Marchetti [23]: Ergebnisse basierend auf A15/B30 (obere Reihe) und A0/B0 (untere Reihe).	28
Abb. 14.	Normal-Konsolidierung feinkörniger Böden: Effekte zufolge Kriechen und Struktur auf die Porenzahl und die undrainierte Scherfestigkeit (modifiziert basierend auf [8]).	29
Abb. 15.	Detektion von Mikrostruktur gemäß Robertson (2016 [21]).	31
Abb. 16.	Konzept zur Bestimmung der in-situ-Steifigkeiten M und M_{ur} basierend auf der Scherwellengeschwindigkeit V_s	33
Abb. 17.	Gegenüberstellung des empirischen Faktors α mit der Porenzahl e und der Dichte ρ_{sat} bzw. ρ_{unsat}	35
Abb. 18.	Bestimmung der in-situ Steifigkeit M nach Marchetti (1980 [23]) und auf Grundlage eines alternativen Ansatzes ($PITS$): Ergebnisse für A15/B30.	36
Abb. 19.	Bestimmung der in-situ-Steifigkeit M nach Marchetti (1980 [23]) und auf Grundlage eines alternativen Ansatzes ($PITS$): Ergebnisse für A0/B0.	37
Abb. 20.	Bestimmung der in-situ-Ent-/Wiederbelastungssteifigkeit M_{ur} basierend auf dem Schubmodul für kleine Dehnungen G_0 : Ergebnisse des Steifemoduls M_{ur} über die Tiefe.	39

Abb. 21.	Bestimmung in-situ-Steifigkeit M basierend auf dem Schubmodul für kleine Dehnungen G_0 : Ergebnisse des Steifemoduls M über die Tiefe.	40
Abb. 22.	Bestimmung in-situ-Steifigkeit M basierend auf Drucksondierungen: Ergebnisse des Steifemoduls M über die Tiefe.....	42