

# Indirekte Sondierungen

Günstige Methoden zur geologisch/geotechnischen Abklärung von:

- laterale und vertikale Ausdehnung des Schichtaufbaus mit Variationen innerhalb der Schichten
- Schereigenschaften (drainiert, undrainiert) sowie Deformationseigenschaften (geotechnische Parameter)
- in-situ Spannungsverhältnisse (-geschichte)
- Grundwasserleiter, -stauer, Grundwasserspiegel und Druckverhältnisse sowie Durchlässigkeit schichtbezogen

Vorteile der indirekten Messungen:

quasi-kontinuierlich, Test unter in-situ Spannungsverhältnissen, keine Störung der Proben, leichte Gerätschaften und daher günstig

Nachteile der indirekten Messungen:

es werden keine Proben entnommen, Eichungen der indirekten Messungen sind erforderlich

dynamische Verfahren

Standard Penetration Test (SPT)

Rammsondierung (RS)

statisches Verfahren

Cone Penetration Test (CPT)

deformationsbasiert

Flachdilatometer

andere Versuche - Pressiometer Ménard, selbstbohrend

Scherdrehflügelversuche

# Standard Penetration Test

Bestimmung der Lagerungsdichte und Schereigenschaften in einem Bohrloch. Anwendung hauptsächlich in kohäsionslosen Lockergesteinen und untergeordnet auch in kohäsiven Böden.

Kann auch zur Bestimmung des Bodenverflüssigungspotentials (liquefaction) verwendet werden.

Anwendungsbereich gem. EN ISO 22476 *“Dieses Verfahren umfasst die Ermittlung des Bodenwiderstandes an der Bohrlochsohle gegenüber der dynamischen Eindringung eines in Längsrichtung zweigeteilten Entnahmegärts und die Entnahme gestörter Proben zur Bodenbestimmung (SPT). In kiesigem Sand und in weichem Fels wird auch eine Vollspitze verwendete SPT(C).“*

Der Standard Penetration Test wird hauptsächlich zur Bestimmung der Festigkeit und von Verformungseigenschaften kohäsionsloser Böden benutzt; es können aber auch in anderen Bodenarten einige wertvolle Parameter bestimmt werden.

“Der Versuch basiert im Wesentlichen darin, dass ein Probenahmegerät eingerammt wird, indem ein Rammhämmer mit einer Masse von 63,5 kg von einer Höhe von 760 mm auf einen Amboss oder Rammkopf fällt. Die Schlagzahl (N), die erforderlich ist, um das Entnahmegerät über eine Tiefe von 300 mm (nach seiner Eindringung unter Eigengewicht und unterhalb der Anfangsrammung) einzurammen, wird als der Eindringwiderstand (N) betrachtet.”

Vorteile:

- einfache und robuste Methode
- es gibt einen Bohrkern, an dem sich die Plausibilität der Ergebnisse überprüfen lässt (augenscheinlich und/oder durch Lab-Tests),
- einfaches Ergebnis (nämlich eine Zahl)
- anwendbar in fast allen Lockergesteinen und sogar in verwittertem Fels

Nachteile:

- nicht kontinuierliche, sondern dynamische Methode
- die Proben werden durch den Vorgang gestört
- es werden viele geotechnische und geologische Einflüsse auf eine Zahl reduziert und es gibt grosse Unterschiede bei der Ausführung

Es gibt verschiedene Systeme: Ausführung ohne Spitze (SPT) oder mit konischer Spitze (SPT(C)). Unterschiedliche Spitzenquerschnitte SPT 1081 mm<sup>2</sup> oder SPT(C) 2043 mm<sup>2</sup> SPT(C) wird in kiesigen Sanden, Kiesen und verwittertem Fels eingesetzt.

Darüber hinaus gibt es verschiedene Hammer Systeme

Die gemessene Schlagzahl wird von einer Fülle von ausführungstechnischen Einflüssen und Randbedingungen beeinflusst. Im Sinne einer guten Vergleichbarkeit bedarf es einer Korrektur für die gemessene Schlagzahl N.

$$(N_1)_{60} = C_E * C_N * C_B * C_R * C_S * N$$

$C_E$  = Korrektur für Rammenergie

$C_N$  = Korrektur für in-situ Spannung

$C_B$  = Korrektur für Bohrlochdurchmesser

$C_R$  = Korrektur für Länge des Bohrgestänges

$C_S$  = Korrektur für Kernrohr

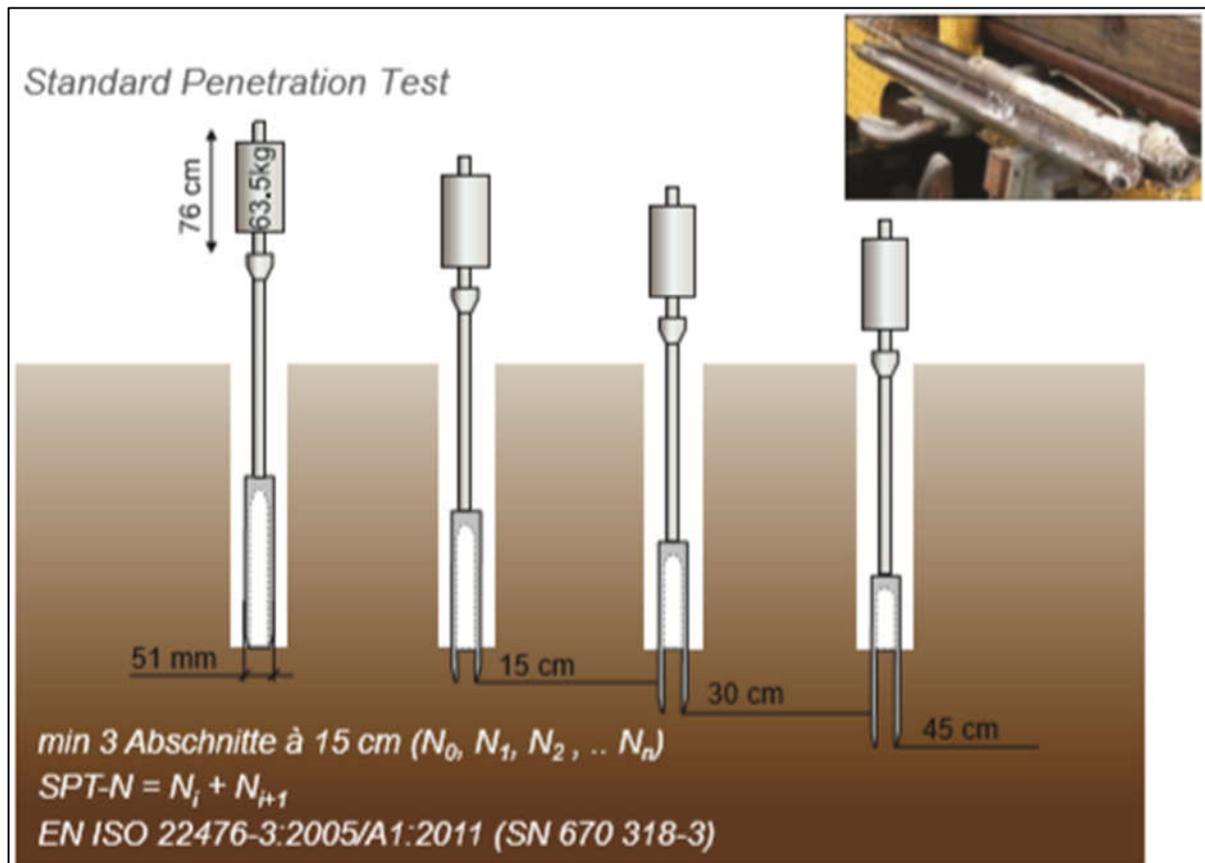


Abbildung 1: Darstellung der Versuchsausführung

Korrektur für Rammenergie  $C_E$  bei verschiedenen Hammersystemen

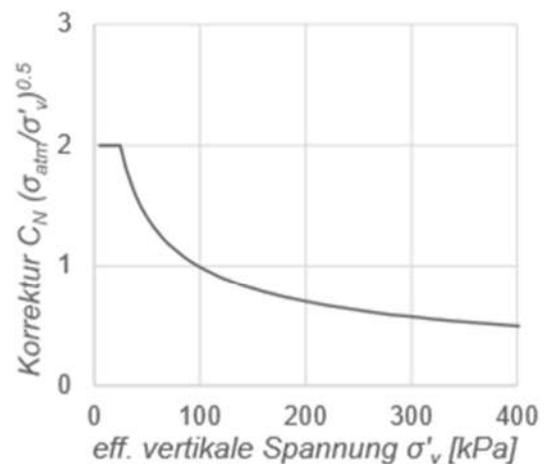
Der Bohrunternehmer muss auf Anfrage ein Prüfzeugnis über die Kalibrierung des  $E_r$ -wertes unmittelbar unter dem Eintreibkopf oder Amboss nach EN ISO 22476 vorlegen. Ziel ist die Rammenergie genau zu kennen, um die Korrektur durchführen zu können.

Hammersystem	Bedienungsmodus	Energieeffizienz %
Sicherheitshammer	Hand	50-75
Donut	Hand	40-55
"Pin" geführt	Hand	30-40
autom. Hammer	auto	45-95

- ▶ tatsächliche Rammenergie variiert stark (ca. Faktor 2)
- ▶ mittlere Energieeffizienz der SPT Hammer in den USA ca. 1985: 60%
  - ▶  $N_{60} = (E_r/60) \times N_{\text{gemessen}} = C_E \times N_{\text{gemessen}}$ ;  $E_r = E_{\text{gemessen}}/E_{\text{theor}}$
- ▶ Schweiz ??

Korrektur für die in-situ Spannung  $C_N$

- ▶ SPT-N in Sanden und Kiesen abhängig von den in-situ Spannungen
- ▶ Referenzierung zu einer (gewählten) Spannung => Bezeichnung  $N_r$
- ▶  $C_N$  = Korrektur für in-situ Spannung
- ▶ klassisch / Norm:  $(N_r)_{60} = N_{60} \times (\sigma_{\text{atm}}/\sigma'_v)^{0.5}$ 
  - ▶ Referenzspannung = 1 atm = 98 kPa
  - ▶ Spannungsexponent  $n = 0.5$
  - ▶  $C_{N,\text{max}} = 2$



- ▶ Achtung:  $n$  variabel, schwankt zwischen  $<0.5$  bis  $>0.7$
- ▶ Achtung überkonsolidierte Spannungsverhältnisse

*sonstige Korrekturen*

<b>Beschreibung</b>	<b>Kriterium</b>	<b>Korrektur</b>	
$C_B$	<i>Bohrlochdurchmesser</i>	<i>65-115 mm</i>	<i>1.0</i>
		<i>150 mm</i>	<i>1.05</i>
		<i>200 mm</i>	<i>1.15</i>
$C_R$	<i>Länge vom Bohrgestänge</i>	<i>3-4 m</i>	<i>0.75</i>
		<i>4-6 m</i>	<i>0.85</i>
		<i>6-10 m</i>	<i>0.95</i>
$C_S$	<i>Art von Kernrohr</i>	<i>ohne Inliner</i>	<i>1.2</i>
		<i>mit Inliner</i>	<i>1.0</i>

► *Literatur: weitere Korrekturen, z.B. für Dilatanz*

Siehe dazu auch EN ISO 22476 Anhang A - Korrekturfaktoren (auf den folgenden Seiten)

## Korrekturfaktoren

### A.1 In das Gestänge eingeleitete Energie

Energieverluste treten durch die Rammbarausrüstung auf Grund von Reibungs- und anderen störenden Einflüssen auf, die die Rammbargeschwindigkeit beim Aufprall gegenüber dem freien Fall verringern. Weitere Energieverluste treten beim Aufprall auf den Amboss, abhängig von seiner Masse und anderen Eigenschaften, auf. Der Gerätetyp, die Fähigkeiten des Geräteführers und andere Faktoren können ebenso die Energie beeinflussen, die in das Gestänge eingeleitet wird.

Die Größe der Schlagzahl  $N$  ist in Sanden umgekehrt proportional dem Energieverhältnis  $E_r$ , so dass:

$$N_a \times E_{r,a} = N_b \times E_{r,b} \quad (\text{A.1})$$

Für allgemeine Bemessungs- und Vergleichszwecke bei Sanden sollten die Schlagzahlen  $N$  bezogen auf ein Energieverhältnis von 60 % nach folgender Gleichung verbessert werden:

$$N_{60} = \frac{E_r}{60} N \quad (\text{A.2})$$

Dabei ist

$N$  die Schlagzahl;

$E_r$  das Energieverhältnis der entsprechenden Versuchseinrichtung.

Wenn ein Bemessungsverfahren bei Sanden für einen von 60 % unterschiedlichen Wert  $E_r$  entwickelt wurde, sollten die entsprechenden korrigierten Schlagzahlen  $N$  auf der Grundlage der Gleichung (A.1) ermittelt werden.

### A.2 Energieverluste infolge Gestängelänge

Wenn die Gestängelänge geringer als 10 m ist, dürfen die in der Tabelle 1 angegebenen Korrekturfaktoren für die Schlagzahl in Sanden angewendet werden; für Gestängelängen größer 10 m sollten keine Korrekturen vorgenommen werden.

Tabelle A.1 — Korrekturfaktoren für Gestängelänge bei Sanden

Gestängelänge unter dem Amboss m	Korrekturfaktoren $\lambda$
> 10	1,0
6 bis 10	0,95
4 bis 6	0,85
3 bis 4	0,75

### A.3 Andere Korrekturfaktoren

Wenn der Innendurchmesser des Entnahmegeräts 3,0 mm größer als der des Schuhs ist, wie in 4.2 erwähnt, ist keine Korrektur erforderlich, wenn ein Liner entsprechend passender Dicke verwendet wird, so dass die Innenseite des gesamten Entnahmegeräts praktisch durchgehend einen gleichmäßigen Durchmesser von 35 mm hat. Dennoch sollte auf mögliche Beschädigungen des Liners während des Rammens und deren Einfluss auf die entsprechende Schlagzahl geachtet werden. Wenn der Liner weggelassen wird, führt die im Verhältnis zum Schuh zusätzliche lichte Weite im Inneren des Rohres in Sanden zu Schlagzahlen, die 10 % und 20 % niedriger sind.

#### A.4 Auswirkung des Überlagerungsdrucks in Sanden

Der Effekt des Überlagerungsdrucks auf die Schlagzahl  $N$  bei Sanden in Bezug auf die Sandart und die bezogene Lagerungsdichte  $I_D$  darf dadurch berichtigt werden, dass der in Tabelle A.2 angegebene Korrekturfaktor  $C_N$  angewendet wird.

Tabelle A.2 — Korrekturfaktoren  $C_N$  für einen wirksamen Überlagerungsdruck  $\sigma_v'$  bei Sanden

Sandart	Bezogene Lagerungsdichte $I_D$ %	Korrekturfaktor $C_N$
normal belastet	40 bis 60	$\frac{200}{100 + \sigma_v'}$
	60 bis 80	$\frac{300}{200 + \sigma_v'}$
vorbelastet	-	$\frac{170}{70 + \sigma_v'}$
( $\sigma_v'$ in kPa)		

Ein weiteres Beispiel für die Korrektur bei normal belastetem Sand ist die Anwendung von  $C_N$  nach folgender Gleichung:

$$C_N = \sqrt{\frac{98}{\sigma_v'}} \quad (\text{A.3})$$

Werte für den Korrekturfaktor,  $C_N$ , die größer als 2,0 — oder besser noch 1,5 — sind, sollten nicht angewendet werden.

Die Anzahl der Schläge bezogen auf ein Energieverhältnis von 60 % und genormt für einen wirksamen Überlagerungsdruck  $\sigma_v' = 100$  kPa beträgt dann:

$$(N_1)_{60} = \frac{E_T \times N \times C_N}{60} \quad (\text{A.4})$$

#### A.5 Anwendung der Korrekturfaktoren

In den vorhergehenden Abschnitten wurde eine Reihe von Korrekturfaktoren erwähnt. Da die bestehenden auf dem SPT beruhenden Bemessungsverfahren für Gründungen empirisch sind, sollten diejenigen Korrekturfaktoren angewendet werden, die von den Verfassern der jeweiligen Verfahren dafür vorgesehen sind, es sei denn, dass eine Abweichung davon gebührend gerechtfertigt wird.

Wenn alle Korrekturfaktoren entsprechend der vorliegenden Versuchsdurchführung für ein Bemessungsverfahren auf der Grundlage einer Bezugsenergie von 60 % angewendet werden, würde man den folgenden Wert für die endgültige Schlagzahl erhalten (hierbei ist der in A.3 erwähnte Faktor nicht enthalten):

$$N_{60} = \frac{E_T}{60} \times \lambda \times C_N \times N \quad (\text{A.5})$$

Dabei ist

$\lambda$  der Korrekturfaktor für den Energieverlust auf Grund der Gestängelänge bei Sand;

$C_N$  der Korrekturfaktor für den wirksamen Überlagerungsdruck bei Sand.

Praxisbeispiel:

SPT Versuche in der Kernbohrung KB-1 in Moränenablagerungen (sandiger Silt mit reichlich Kies und Steinen), Durchmesser Bohrung 121 mm (Verrohrung außen), Durchmesser Hartmetallkrone 101 mm, Angaben im Bohr Rapport: SPT#1 in 5,00 - 5,45 m Tiefe (11/15/19), SPT#2 in 10,00 - 10,45 m Tiefe (60 Schläge auf 7 cm)

Korrektur SPT#1: (für die Auswertung werden nur die Abschnitte zw. 15 und 30 cm ( $N_1$ ) sowie zw. 30 und 45 cm ( $N_2$ ) herangezogen. Das entspricht hier den Zahlen **15** und **19**.)

Es wurde eine automatische Rammvorrichtung eingesetzt. Das Energieverhältnis  $C_E$  beträgt 80% (Prüfzeugnis).  $C_E = 80/60$

Bohrdurchmesser = 101 mm,  $C_B = 1,0$

Korrektur für die Gestängelänge  $C_R$  oder  $\lambda = 0,85$  für 4-6 m

Es wird kein Liner im Entnahmegesetz eingesetzt  $C_s = 1,2$

Korrektur für in-situ-Spannung: Bestimmung nach Norm:  $C_N = 200 / 100 + \sigma_v' = 200/100+100 = 1$  (stimmt überein mit dem Graph im Skriptum Tuentner)

$$(N_1)_{60} = C_E * C_N * C_B * C_R * C_s * N = 80/60 * 1,0 * 1,0 * 0,85 * 1,2 * 15 = 20,4$$

$$(N_2)_{60} = C_E * C_N * C_B * C_R * C_s * N = 80/60 * 1,0 * 1,0 * 0,85 * 1,2 * 19 = 25,8$$

D.h. aus 15 und 19 wird 20,4 und 25,8

Korrektur SPT#2:

Wegen der dichten Lagerung wurde bereits bei der Anpassungsrammung ( $N_0 =$  Abschnitt 0-15 cm) eine Schlagzahl von 60 auf einer Strecke von nur 7 cm festgestellt. Das ist ein Abbruchkriterium. Keine Korrektur der Daten möglich.

# Rammsondierungen

Dynamischer Versuch (vgl. SPT aber nicht im Bohrloch) nach dem Prinzip der Massenträgheit und Energieeffizienz. Die Ergebnisse sind spannungsabhängig.

Wie auch beim SPT gibt es zahlreiche Varianten der Versuchsanordnung.

Gültige Norm: EN ISO 22476-2 und SN 670 314

**Tabelle 1 — Abmessungen und Massen für die vier Rammsondiergeräte**

Geräte für Rammsondierungen	Symbol	Einheit	DPL (leicht)	DPM (mittel)	DPH (schwer)	DPSH (superschwer)	
						DPSH-A	DPSH-B
Rammvorrichtung							
Rambärmasse, neu	$m$	kg	$10 \pm 0,1$	$30 \pm 0,3$	$50 \pm 0,5$	$63,5 \pm 0,5$	$63,5 \pm 0,5$
Fallhöhe	$h$	mm	$500 \pm 10$	$500 \pm 10$	$500 \pm 10$	$500 \pm 10$	$750 \pm 20$
Amboss							
Durchmesser	$d$	mm	$50 < d < D_h^a$	$50 < d < D_h^a$	$50 < d < 0,5 D_h^a$	$50 < d < 0,5 D_h^a$	$50 < d < 0,5 D_h^a$
Masse (max.) (einschließlich Führungsstange)	$m$	kg	6	18	18	18 $\overline{A1}$	30
90°-Sondenspitze							
Nennquerschnittsfläche	$A$	cm <sup>2</sup>	10	15	15	16	20
Spitzendurchmesser, neu	$D$	mm	$35,7 \pm 0,3$	$43,7 \pm 0,3$	$43,7 \pm 0,3$	$45,0 \pm 0,3$	$50,5 \pm 0,5$
Spitzendurchmesser, abgenutzt (min.)		mm	34	42	42	43	49
Mantellänge (mm)	$L$	mm	$35,7 \pm 1$	$43,7 \pm 1$	$43,7 \pm 1$	$90,0 \pm 2^b$	$51 \pm 2$
Höhe des Kegels		mm	$17,9 \pm 0,1$	$21,9 \pm 0,1$	$21,9 \pm 0,1$	$22,5 \pm 0,1$	$25,3 \pm 0,4$
max. zulässiger Verschleiß an der Sondenspitze		mm	3	4	4	5	5
Gestänge <sup>c</sup>							
Masse (max.)	$m$	kg/m	3	6	6	6	8
Außendurchmesser (max.)	$d_a$	mm	22	32	32	32	35
$\overline{A1}$ gestrichener Text							$\overline{A1}$
spezifische Arbeit je Schlag	$mgh/A$	kJ/m <sup>2</sup>	$\overline{A1}$ 49	98	164	195	234 $\overline{A1}$

<sup>a</sup>  $D_h$  Durchmesser des Rambären, bei rechteckiger Ausbildung wird die kleinere Länge als Durchmesser angenommen.

<sup>b</sup> Nur für verlorene Sondenspitze.

<sup>c</sup> Die maximale Gestängelänge darf 2 m nicht überschreiten.

$\overline{A1}$  gestrichener Text  $\overline{A1}$

ANMERKUNG Die angegebenen Toleranzen sind Herstellungstoleranzen.

Quelle: EN ISO 22476-2

Auszug aus EN ISO 22476-2 Anhang E - Auswertung von Versuchsergebnissen unter Anwendung des dynamischen Spitzenwiderstandes

*“Die Ergebnisse von Rammsondierungen werden üblicherweise als Schläge je 10 cm Eindringtiefe ( $N_{10}$ ) gegen die Tiefe in einem Feldprotokoll aufgetragen und sollten sich normalerweise innerhalb der normalen Schwankungsbreite (typischerweise 3 bis 50) bewegen. Die  $N_{10}$  Werte können dafür verwendet werden, den dynamischen Spitzenwiderstand  $r_d$  und den massenkorrigierten dynamischen Spitzenwiderstand  $q_d$  anzugeben. Der Wert für  $r_d$  gibt die Rammarbeit an, die zum Eintreiben der Sonde in den Untergrund aufgebracht wurde. Eine weitere Berechnung, die zu  $q_d$  führt, korrigiert den  $r_d$ -Wert, um die Trägheit des Gestänges und des Hammers nach dem Aufschlag auf den Amboss zu berücksichtigen. Die Berechnung schliesst die unterschiedlichen Abmessungen und die Anzahl der Verlängerungsstangen in die Berechnung von  $q_d$  ein und sollten so den Vergleich unterschiedlicher Geräteausführungen erlauben.”*

$r_d$  und  $q_d$  die dynamischen Spitzenwiderstände in Pa

$$r_d = E_{\text{meas}} / A \cdot e = m \cdot g \cdot h \cdot E_r / A \cdot e \text{ [kPa]}$$

$E_{\text{meas}}$  = gemessene Energie,  $e$  = mittlere Eindringung pro Schlag in m (0,1/ $N_{10}$  von DPL, DPM, und DPH und 0,1/ $N_{10}$  und 0,2/ $N_{20}$  von DPSH),  $E_r$  = Energieeffizienz  
 $A$  = Basisfläche der Sondenspitze  $\text{m}^2$ ,  $m$  = Masse des Rammhärens in kg,  
 $g$  = Erdbeschleunigung in  $\text{m}^2/\text{s}$ ,  $h$  = Fallhöhe des Rammhärens in m

$$q_d = r_d \cdot m / (m + m')$$

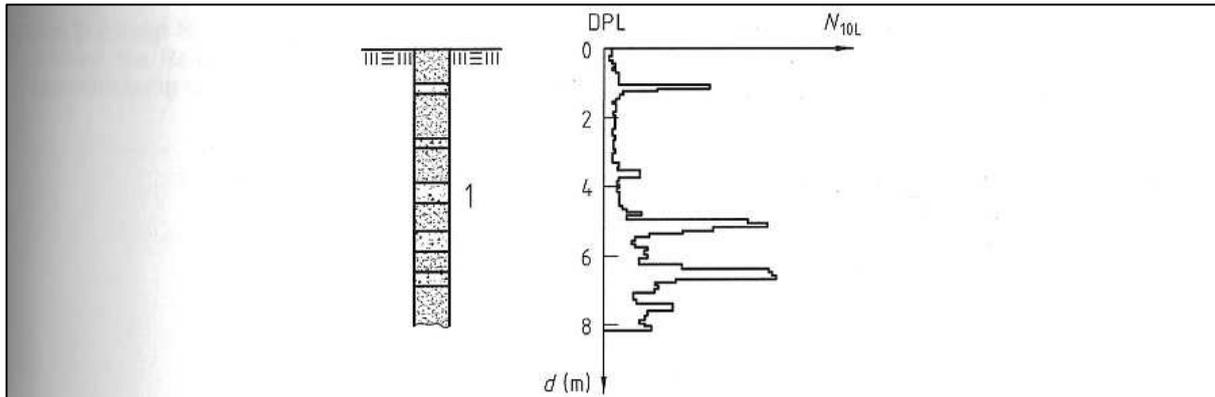
$m$  = die Gesamtmasse der Verlängerungsstangen, des Ambosses und der Führungsstangen, soweit sie zu berücksichtigen sind, in kg

Bei der Ausführung:

Zunahme des Systemwiderstandes (“Mantelreibung”). Messung mit Drehmomentschlüssel und Umrechnung auf totale Gestängereibung, oder Anheben und Nachrammen (ggf. Verfälschung durch Grundbruch im Sondierloch  
Energetische Dämpfung Weg- und Geschwindigkeitsabhängig  
Kupplung Gestänge / Baugrund ist nicht bekannt

Weitere Einflüsse auf die Rammsondierung nach EN 22476-2 Anhang D (auf den folgenden Seiten)

## Zunahme der Schlagzahlen aufgrund von Steinlagen



### Legende

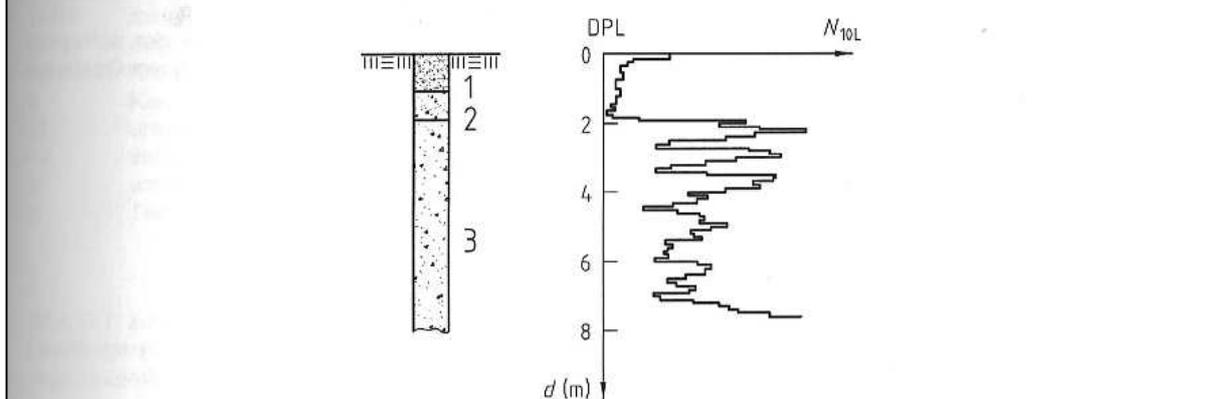
1 Grobschluff, feinsandig mit Steinlagen

$d$  Tiefe

**Bild D.2 — Zunahme des Eindringwiderstands auf Grund von Steinlagen**

Bild D.3 zeigt, dass der Eindringwiderstand in grobkörnigen Böden stärker schwankt als in feinkörnigen Böden. Die Schwankungsbreite ist bei Kiesen stärker ausgeprägt als bei Sanden.

Die absoluten Schwankungen des Eindringwiderstands der leichten Rammsonde (DPL) beruhen nicht nur auf unterschiedlichen Lagerungsdichten sondern auch auf dem größeren Eindringwiderstand beim Verdrängen oder Zerschlagen größerer eingelagerter Körner.



### Legende

1 Schluff, sandig

2 Schluff

3 Kies

$d$  Tiefe

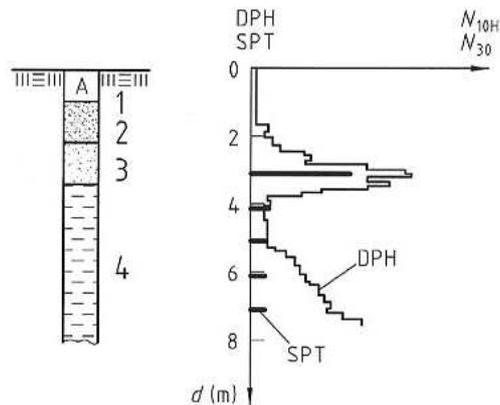
## Feinkörnige Böden

### D.3 Beispiele für Rammsondiererergebnisse in feinkörnigen Böden

In weichen Böden kann die Mantelreibung am Gestänge den Eindringwiderstand beträchtlich beeinflussen. Das kann z. B. dazu führen, dass Hohlräume im Untergrund nicht als solche erkannt werden.

Bild D.5 zeigt, dass der Standard Penetration Test (SPT) im Gegensatz zu dem Ergebnis der schweren Rammsonde (DPH) nahezu gleiche Eindringwiderstände in Ton aufweist, da die Mantelreibung am Gestänge durch das Sondieren im Bohrloch ausgeschaltet war.

A1



A1

#### Legende

- 1 Auffüllung
- 2 Schluff, sandig, kiesig
- 3 Kies, sandig
- 4 Ton

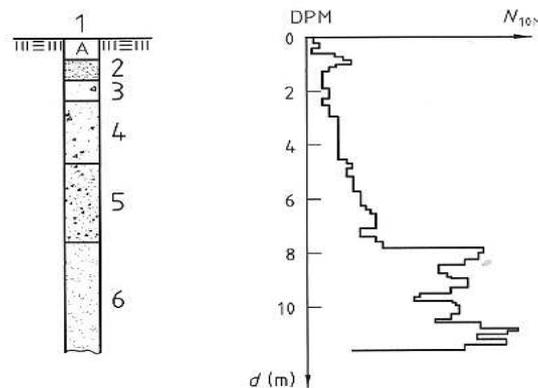
$d$  Tiefe

**Bild D.5 — Zunahme des Eindringwiderstands durch Mantelreibung am Gestänge bei einer schweren Rammsonde (DPH) im Vergleich mit dem Standard Penetration Test (SPT)**

## Gemischtkörnige Böden

Da sich die Einflüsse in gemischtkörnigen Böden überlappen können, ist die Möglichkeit einer Fehlinterpretation gross.

Bild D.11 zeigt die Schwankungen des Eindringwiderstands einer mittelschweren Rammsonde (DPM) in verschiedenen Bodenarten. Diese Schwankungen sind in gemischtkörnigen Böden (z. B. schluffigem Grobsand) wegen des höheren Anteils an Grobkorn größer als in feinkörnigen Böden mit organischen Beimengungen (z. B. Seekreide).



### Legende

- 1 Auffüllung
- 2 Sand, tonig, Kies, schluffig
- 3 Torf
- 4 Seekreide mit Pflanzenresten
- 5 Seekreide, tonig
- 6 Grobsand, schluffig, feinsandig

$d$  Tiefe

**Bild D.11 — Schwankungen des Eindringwiderstands in verschiedenen Böden**

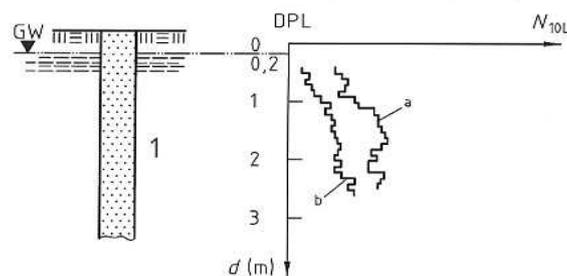
## Einfluss von Grundwasser

### D.6 Beispiel für den Einfluss von Grundwasser

In grobkörnigen Böden ist bei sonst gleichen Verhältnissen der Eindringwiderstand im Grundwasser geringer als über dem Grundwasser aufgrund der geringeren wirksamen vertikalen Beanspruchung.

In feinkörnigen Böden kann der Eindringwiderstand aufgrund der Kapillarwirkung gleich oder höher sein. Die Sondierergebnisse können auch durch Porenwasserdrücke und Grundwasserströmung beeinflusst werden.

Die Ergebnisse nach Bild D.13 zeigen den Einfluss des Grundwassers in grobkörnigen Böden. Bei Grundwasser werden geringere Eindringwiderstände trotz gleicher Lagerungsdichte gemessen.



### Legende

- a ohne Grundwasser
- b Grundwasser ab 0,2 m unter Geländeoberfläche
- 1 Fein- und Mittelsand
- $d$  Tiefe

**Bild D.13 — Änderung des Eindringwiderstands in einem Fein- und Mittelsand durch Grundwasser**

Im Folgenden wird ein Beispiel dafür gegeben, den Einfluss des Grundwassers auf Sondierergebnisse in kohäsionslosen Böden quantitativ zu bestimmen. Vergleichende Sondierungen wurden mit DPL und DPH in einem eng gestuften Sand (SP) und mit DPH in einem weit gestuften Kies-Sand-Gemisch (GW) in und über Grundwasser unter kontrollierten Bedingungen ausgeführt. Bild D.14 zeigt die entsprechenden Beziehungen zwischen den Schlagzahlen  $N_{10L}$  und  $N_{10H}$  über Grundwasser und den Schlagzahlen  $N'_{10L}$  und  $N'_{10H}$  im Grundwasser. Die Beziehungen haben die allgemeine Form  $N_{10} = a_1 N'_{10} + a_2$ ; sie beruhen auf deterministischen Festlegungen und vorsichtigen Schätzungen.

# Cone Penetration Test

CPTu = cone penetration test mit Messung der Porenwasserspannung  $u$

Anwendung in Lockergesteinen und untergeordnet in stark verwittertem Fels (Molasse oder Opalliuston)

Einsatz zur generellen Baugrundabklärung vor allem aber für die Bemessung von Pfahlfundationen (und Flachgründungen).

Die Anfänge dieses Messsystems gehen auf 1935 zurück, als in Holland eine erste Kegelsonde in einem Rohr eingesetzt wurde.

## Vorteile

Die Messung findet in der Tiefe unter den dort herrschenden Spannungen statt - keine Materialentnahme mit Entspannung an der Oberfläche, welche die Probe verfälscht. Es gibt kaum dynamische Effekte (quasi-statisch), welche die Interpretation schwierig / fehleranfällig machen würden. Die Messung geht schnell, ist wiederholbar und wirtschaftlich?.

## Nachteile

Es kann kein ungestörter Kern zur direkten Bestimmung entnommen werden.

messbaren Größen:

Spitzenwiderstand	$q_c$
lokale Mantelreibung	$f_s$
Porenwasserüberspannung	$u_2$ (= Wasserdruck in der Sondenspitze)
Sondenneigung	$i_x \ i_y$
seismische Scherwellengeschwindigkeit	$v_s$

Prinzip Messsonde und Verfahren: (Auszug aus Wikipedia):

*“Bei der Drucksondierung wird die Sonde mit kegelförmiger Spitze lotrecht mit  $2 \pm 0,5$  cm pro Sekunde in den Boden gedrückt. Dabei sollen alle 2 cm Messwerte aufgezeichnet werden.*

*Sonden mit einer Kegelgrundfläche von  $10 \text{ cm}^2$  (CPT 10) und  $15 \text{ cm}^2$  (CPT 15) sind nach DIN zulässig. Die Kegeldurchmesser müssen dementsprechend  $35,7 \pm 0,3$  mm und  $43,8 \pm 0,3$  mm betragen. Der Öffnungswinkel des Kegels beträgt immer  $60^\circ$ . Die beim Eindringen an der Spitze gemessene Kraft ergibt geteilt durch die Spitzengrundfläche den Spitzendruck.*

*Oberhalb der Spitze ist eine Reibungshülse angeordnet, die eine Oberfläche von  $150 \text{ cm}^2$  (beim CPT 10) bzw.  $225 \text{ cm}^2$  (beim CPT 15) hat. Analog zum Spitzendruck wird über die gemessene Kraft und die Oberfläche der Hülse die Mantelreibung ermittelt.*

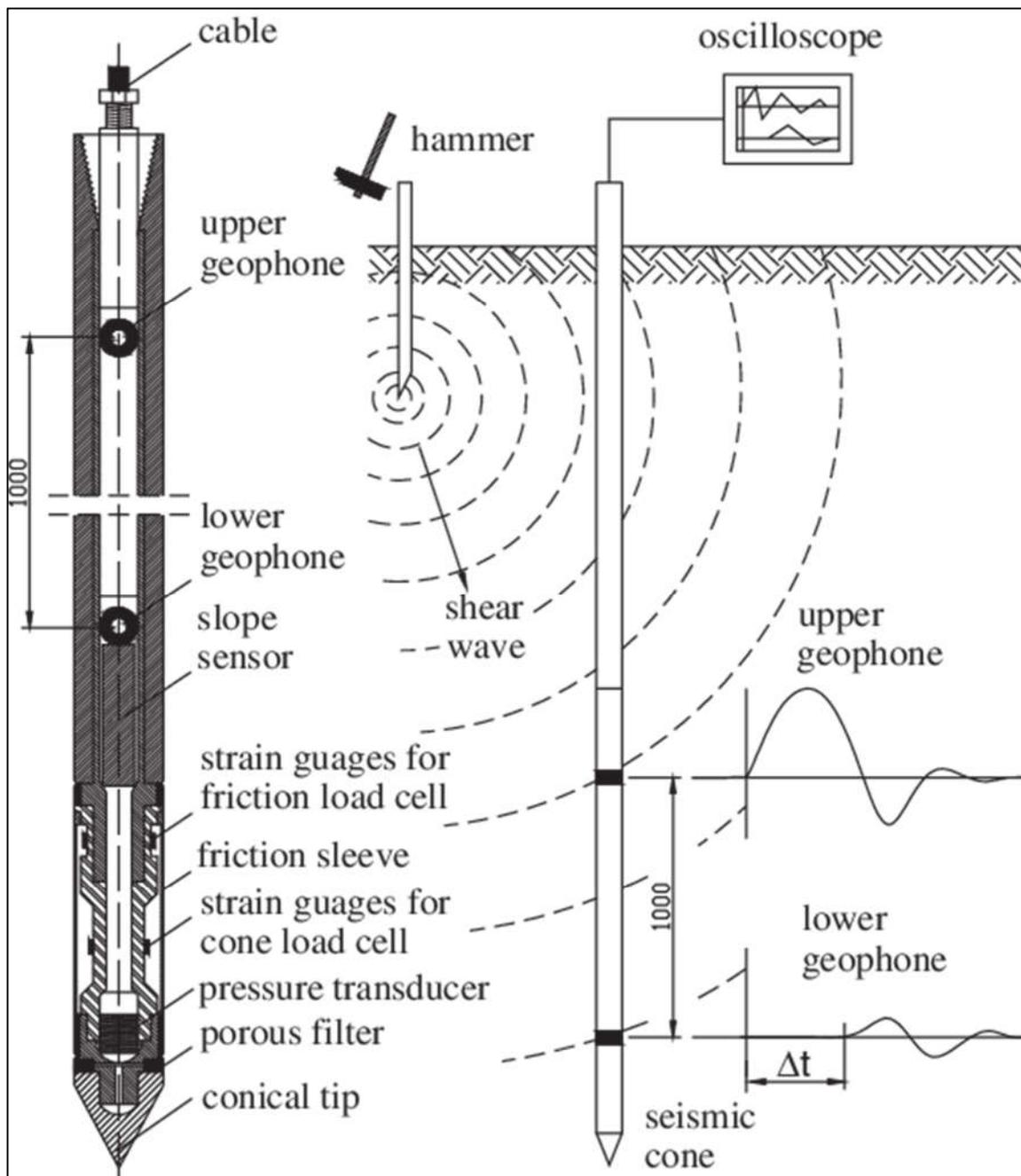
*Statt einer separaten Mantelreibungshülse wurde die Mantelreibung früher auch aus der Differenz von Gesamtwiderstand und Spitzendruckwiderstand bestimmt. Dies ist in der aktuellen Norm aber nicht geregelt.”*

Die Kraftmessung (Mantelreibung und Spitzenwiderstand) erfolgt elektrisch (Druckmesstreifen) mit digitaler Datenübermittlung (in-line). Die Mantelreibung wird auch in Prozent vom Spitzenwiderstand (=Reibungsverhältnis  $R_f = f_s/q_c$ ) angegeben.

Die Mantelreibungshülse hat i.d.R. die Länge von 5-10 x dem Spitzendurchmesser, was die Auflösung von Schichtgrenze in einer Wechsellagerung mit geringen Mächtigkeiten (Feinstschichtung) schwierig macht.

Es besteht die Möglichkeit mit einem Geophon in der Sonde zusätzlich die Scherwellengeschwindigkeit in unterschiedlichen Tiefen zu messen. Die Anregung erfolgt dabei an der Oberfläche (per Hammerschlag).

Die Messung des umgebenden Porenwassers  $u_2$  erfolgt über einen Piezometer, das in der Spitze angebracht ist. Das Schicht- und Grundwasser muss dafür einen porösen Filter passieren.



technische Skizze Drucksonde

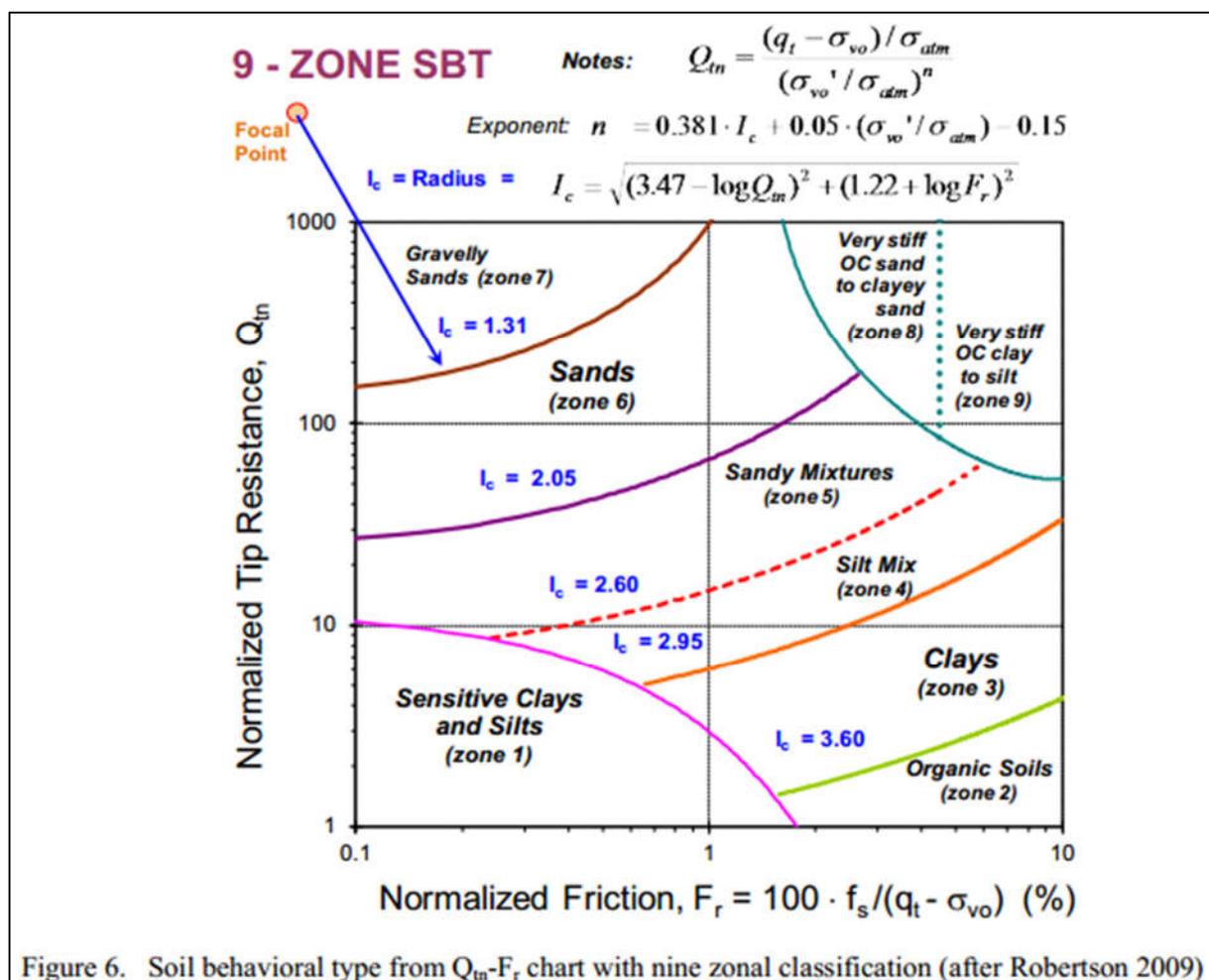
# Soil Behavioural Types

Anhand der Resultate aus der CPT- oder CPTu-Sondierung lassen sich einzelne Lockergesteinsschichten mit dem SBT-Diagramm (nach Robertson) grob klassifizieren. Es handelt sich dabei nicht um eine exakte Beschreibung im Sinne einer Korngrößenverteilungen nach USCS, sondern um eine Einteilung anhand des geotechnischen Verhaltens: soil behavioral charts (Robertson 2009)

Dafür wird der CPT Materialindex  $I_c$  gebildet und in das Diagramm *Normalized Tip Resistance,  $Q_{tn}$  vs. Normalized Friction,  $F_r = 100 \cdot f_s / (q_t - \sigma_{vo})$  (%)* eingetragen.

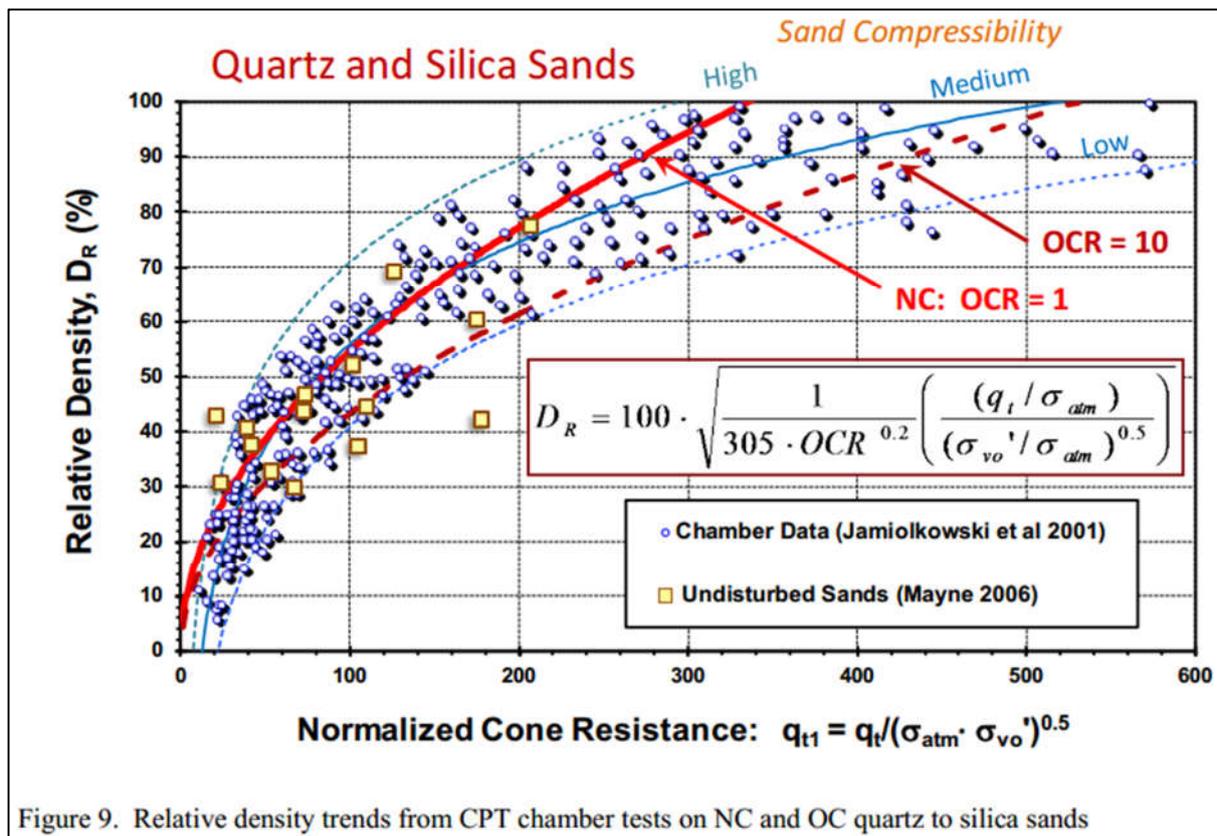
$$I_c = \sqrt{(3.47 - \log Q_{tn})^2 + (1.22 + \log F_r)^2}$$

Mit:  $Q_m$  = spannungsabhängiger Spitzenwiderstand und  $F_r$  = normalisierte Mantelreibung



Vom Sand zum Ton nimmt der Spitzenwiderstand ab und der Mantelreibung Anteil zu. Die Kalibration von Sandproben im Labor mit CTP-Resultaten ergab einen Zusammenhang zwischen dem spannungsabhängigen Spitzenwiderstand und der relativen Dichte.

Es lässt sich zudem ein Zusammenhang zum Grad der Vorbelastung (OCR) erkennen (vgl. Fig. 9). Die compressibility ist niedrig wenn der Sand vorbelastet ist. Entsprechend beträgt der normierte Spitzenwiderstand bei derselben relativen Dichte bei überkonsolidierten Bedingungen bis zu 2 mal soviel als im normal konsolidierten Bereich.



## Effektiver Reibungswinkel

Sand (oder allgemein kohäsionsloses Lockergestein)

Der effektive Reibungswinkel  $\varphi'$  (unter drainierten Bedingungen) ist eine der fundamentalen geotechnischen Kennwerte, die das Verhalten unter Belastung und in Abhängigkeit von der Spannungsvorgeschichte beschreibt.

Die Scherfestigkeit  $\sigma_{\max}$  ist nach dem allgemein anerkannten Mohr-Coulomb-Kriterium wie folgt definiert:

$$\tau_{\max} = c' + \sigma_n' * \tan \varphi' \quad (\text{für ungebundene Lockergesteine ist } c' = 0)$$

Der peak friction angle  $\varphi_p'$  (= Reibungswinkel beim Mobilisieren der maximalen Scherfestigkeit  $\tau_{\max}$ ) setzt sich zusammen aus:

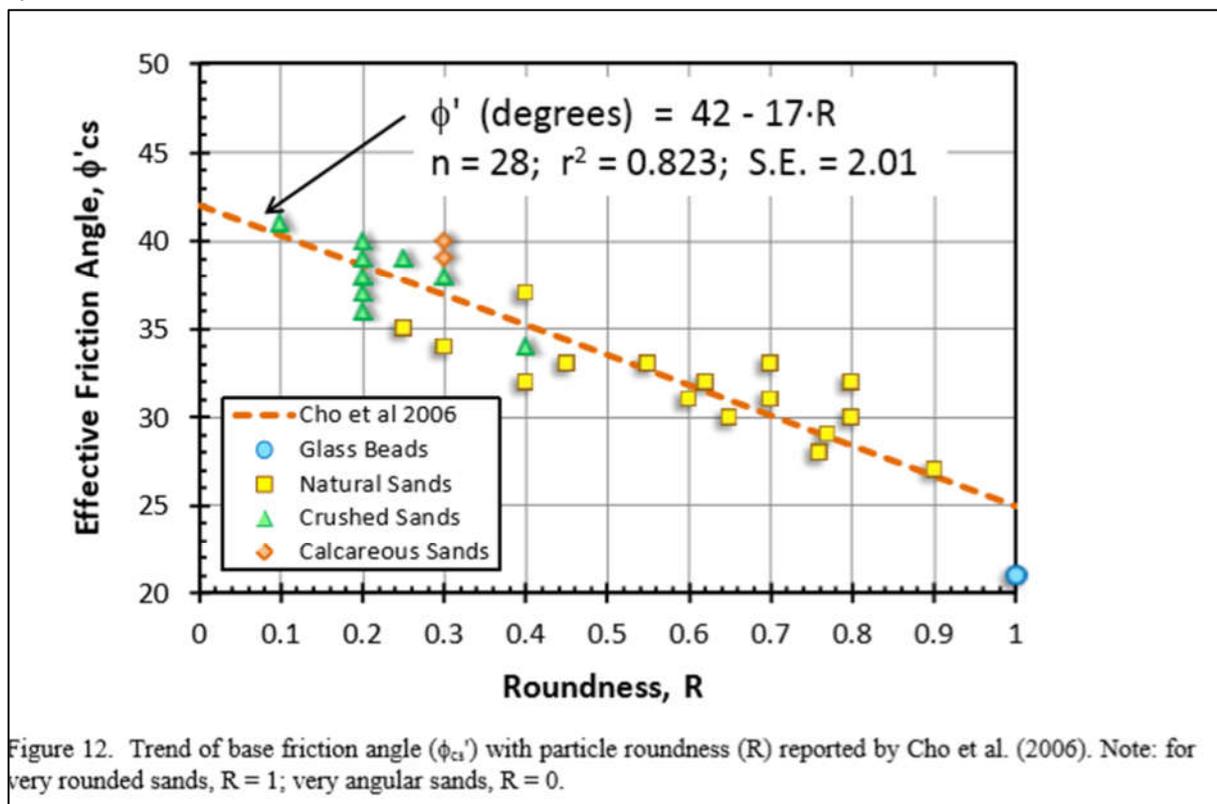
- a.) basic frictional value  $\phi_{cs}'$  (cs für critical state), das von der Kornform, der Mineralogie und dem Verformungsverhalten abhängt.
- b.) dilatancy effect  $\psi_d$  (= Dilatanzwinkel), der von der Lagerungsdichte und dem umgebenden Spannungszustand abhängt. Letzterer kann wie folgt ausgedrückt werden  $p' = \frac{1}{3}(\sigma_v' + 2\sigma_h')$  oder einfach als Vertikalspannung  $\sigma_v'$  (deren Größenordnung muss im Bruchzustand beschrieben werden und nicht im Ausgangszustand)

Zusammengesetzt ergibt sich:  $\phi_p' \approx \phi_{cs}' + \psi_d'$

Übliche Werte für  $\phi_{cs}'$  liegen im Bereich von 32° für Quarzsande, 33° für siltige Quarzsande, mit bis zu 20% Feinkornanteil, 34° für Silikat-Sande (Quarz-Feldspat), 39° für Kalksande und 40° für Feldspat-Sande.

Der Reibungswinkel hängt zudem von der Testmethode ab (Direktscherversuch oder Triaxial) und der Richtung in welcher die Spannung wirkt ab (Kompression vs. Dehnung). Für den Triaxial-Versuch zeigt Cho et al. (2006) eine klare Beziehung zwischen  $\phi_{cs}'$  und der Rundung der Partikel (R) für eine natürliche und gebrochene Sande mit unterschiedlicher Mineralogie

$$\phi_{cs}' = 42^\circ - 17 R$$



Für eine Abschätzung vom peak friction angle ( $\phi_p'$ ) von Sanden aus dem CPT gibt es verschiedene Ansätze

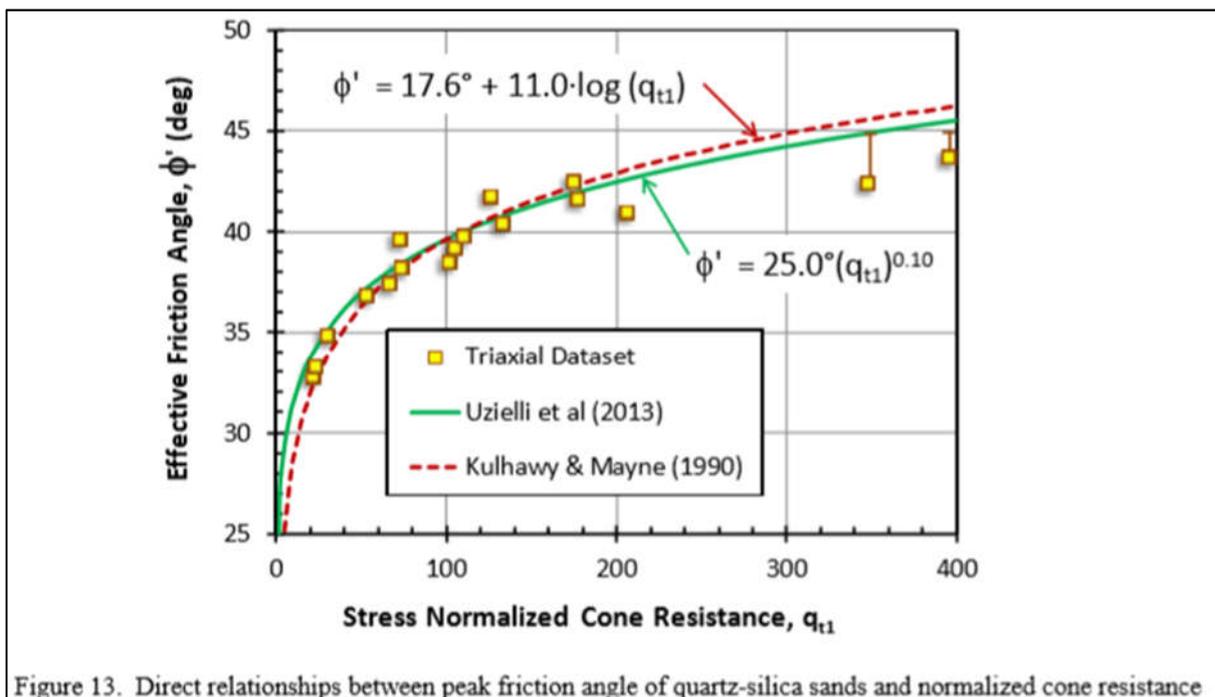
Ausschnitt aus Mayne 2014:

- (a) use of a dilatancy framework where  $qt_1$  provides the input value of DR (Bolton, 1986)
- (b) inverse bearing capacity from cavity expansion or limit plasticity theories (Yu & Mitchell, 1998; Schnaid 2009)
- (c) numerical simulation by finite elements or discrete elements (e.g., Salgado et al. 1998)
- (d) estimating the dilatancy angle ( $\psi_d'$ ) from CPT relationships (Tokimatsu et al. 1995)
- (e) state parameter relationships (Jefferies and Been 2006)
- (f) direct CPT methods (Lunne et al. 1997; Mayne 2006)“ auf die hier eingegangen wird.

Zur Validierung wurde eine “elite” Datenbank zusammengestellt von “special expensive undisturbed (frozen) samples” aus sauberen Sanden, die mit Triaxialversuchen getestet wurden, um  $\phi_p'$  Werte abzuleiten. An den entsprechenden 17 Standorte (von wo die Sand-Proben stammen) wurden zudem in-situ SPT, CPT, und Vs Messungen und andere Labor- und Feld-Tests durchgeführt (zusammengefasst by Mayne 2006, 2009).

Die Daten von den triaxial tests von den ungestörten Sanden stimmen mit jenen, abgeleitet von Kulhawy & Mayne (1990) überein, die auf der Basis von CPT calibration chamber data (primarily quartz-silica sands) entwickelt wurden und auf Randbedingungen korrigiert sind.

$$\phi_p' \text{ (degrees)} = 17.6^\circ + 11.0 \log (q_{t1})$$



Die o.g. Daten wurden von Uzielli et al (2013) noch einmal ausgewertet und hinsichtlich Zuverlässigkeit und Eintretenswahrscheinlichkeit (Probabilistik) mit der Hilfe einer deterministischen “power law” Gleichung überprüft:

$$\phi_p' \text{ (degrees)} = 25.0^\circ (q_{t1})^{0.10}$$

Das Ergebnis ist sehr ähnlich zu der vorgenannten log-funktion (vgl. Fig. 13).

Das Ziel dieser Arbeit war es ausserdem design-Werte für  $\phi_p'$  einer Ziel-Wahrscheinlichkeit (pt) zuzuordnen, mit welcher der deterministische Wert nicht überschritten wird. Die Ergebnisse sind in dem folgenden Diagramm mit unterschiedlichen Stufen von qt = target probability (Wahrscheinlichkeit) dargestellt: pt = 0.10, 0.05, 0.01, and 0.005.

Die Werte stammen von Proben aus reinem Quarzsand -Silikat-Sand mit einem Feinkornanteil von < 10%.

Je kleiner der qt Wert gewählt wird, desto weiter ist die Kurve zwar vom deterministischen Term entfernt (bis zu 5°), dafür werden jedoch die Versuchswert aus dem Triax-Test für keine Zustand mehr überschritten.

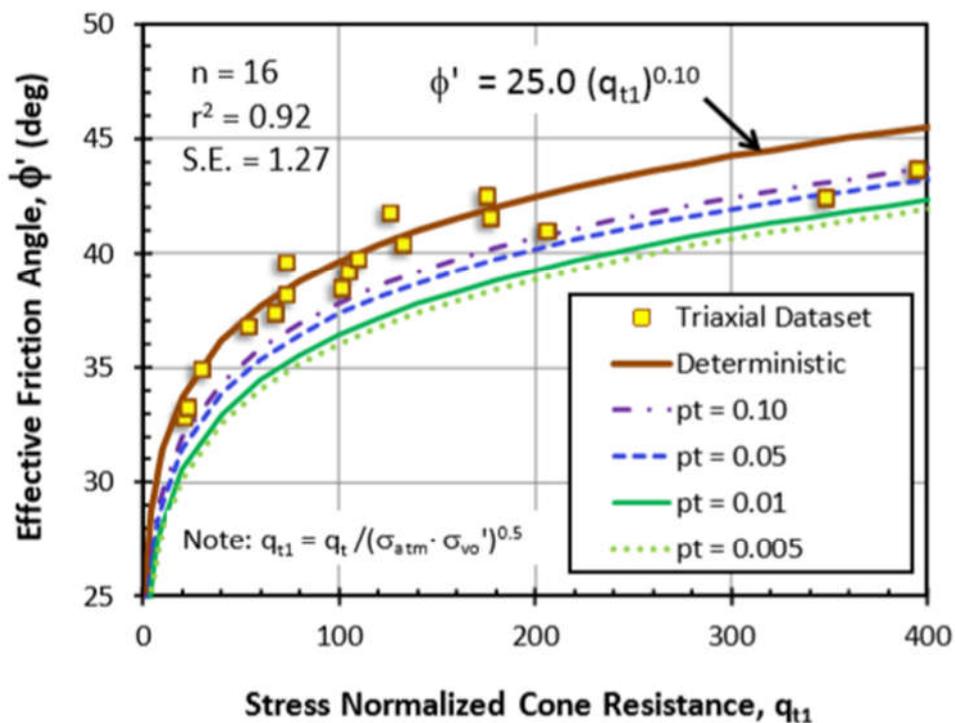
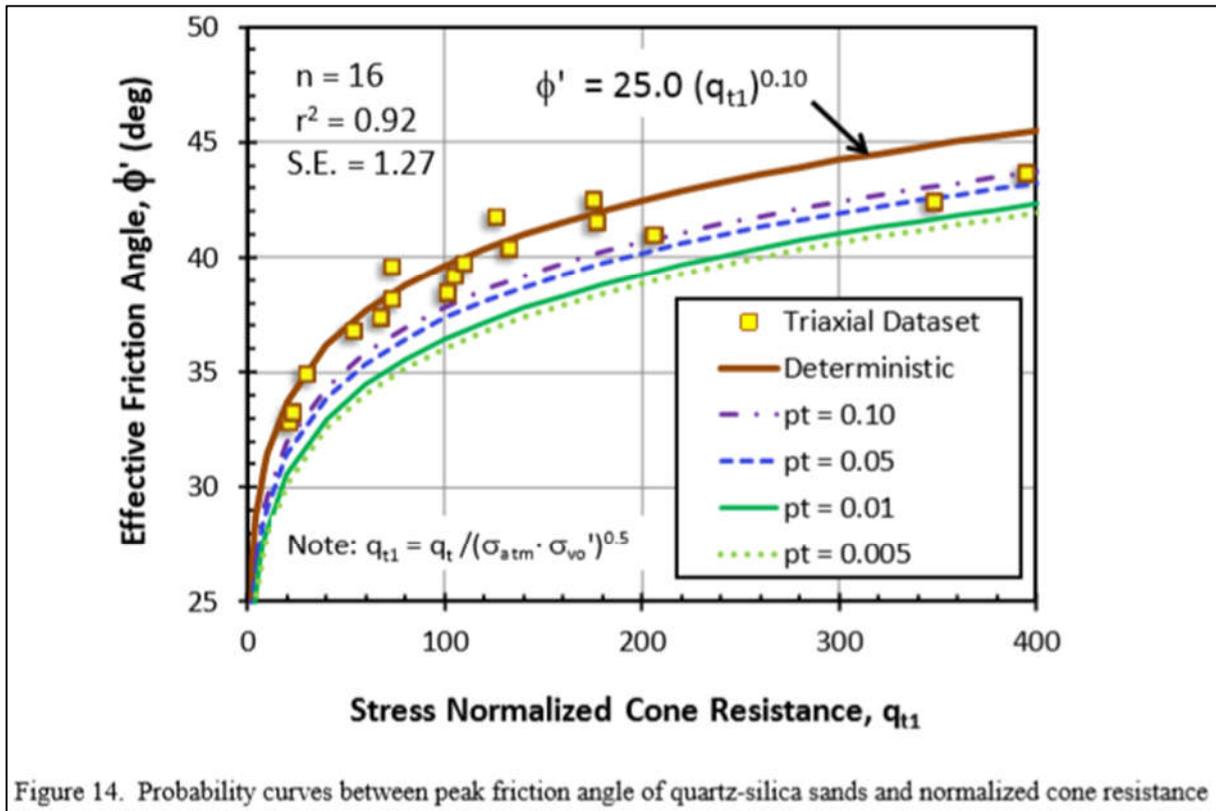


Figure 14. Probability curves between peak friction angle of quartz-silica sands and normalized cone resistance  
Außerdem wurde zusätzlich ein Zusammenhang zwischen der Scherwellengeschwindigkeit und dem  $\phi_p'$  Winkel hergestellt.

Der Zusammenhang folgt dem Trend:  $\phi_p'$  (degrees) =  $3.9^\circ (V_{S1})^{0.44}$   
mit  $V_{S1} = V_S / (\sigma_{vo} / \sigma_{atm})^{0.25}$  = stress-normalized shear wave velocity (m/s).

Das Verhältnis verschiedener Wahrscheinlichkeiten  $q_t$  für die Nichtüberschreitung der deterministischen Kurve und der Lab-Tests ist in dem folgenden Diagramm dargestellt.



## Silte und Tone (oder allgemein kohäsive Lockergestein)

Bei der Sondierung mit dem CPTu-Verfahren in siltig-tonigen Lockergesteinen steigt der Porenwasserdruck in der Nähe der Sonde durch den Verdrängungseffekt an ( $B_q > 0.1$ ).

Nach Sandven & Watn 1995 kann eine "effective stress limit plasticity solution" für undrainierte Bedingungen zur Bestimmung vom  $\phi'$ -Winkel angewandt werden.

Die Spitzenwiderstandsnummer (cone resistance number)  $N_m$  ist definiert als:

$$N_m = \frac{N_q - 1}{1 + N_u \cdot B_q} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0}' + a'}$$

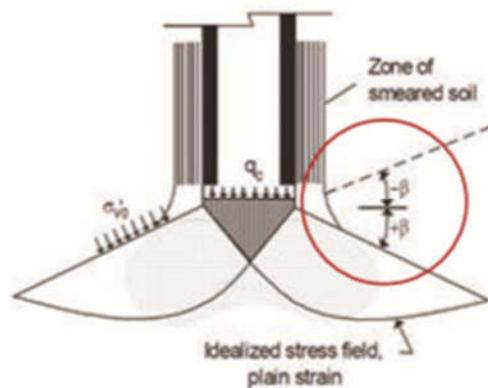
$$a' = c' \cdot \cot \phi'$$

$$N_q = K_p \exp[(\pi - 2\beta) \cdot \tan \phi']$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

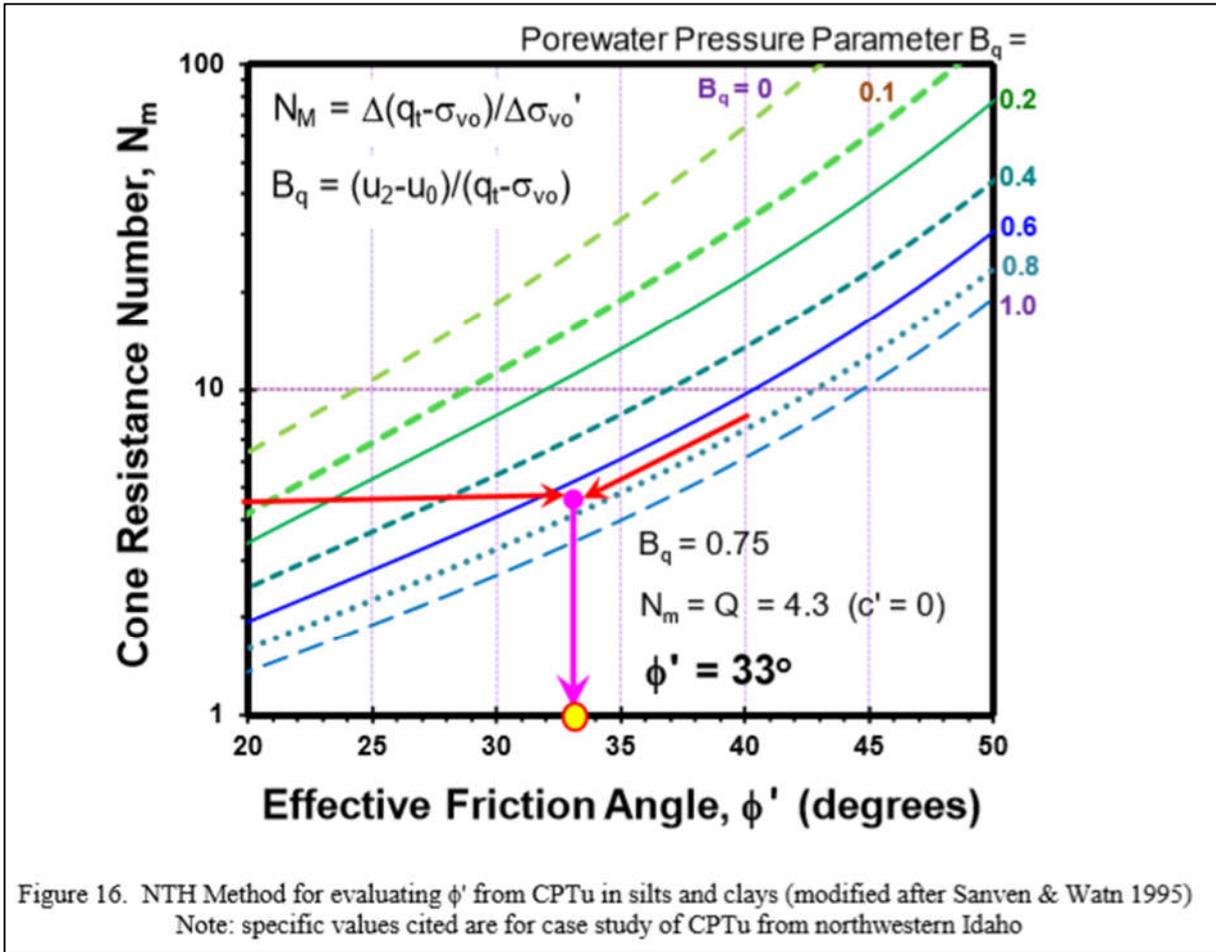
$\beta$  = angle of plastification

$$N_u = 6 \tan \phi' \cdot (1 + \tan \phi')$$



Die Lösung ist unter den Mohr-Coulomb-Spannungs-Kriterien für die Festigkeitsparameter  $c'$  und  $\phi'$  für Sande, Silte und Tone sowie Mischungen aus diesen Kongrößen gültig.

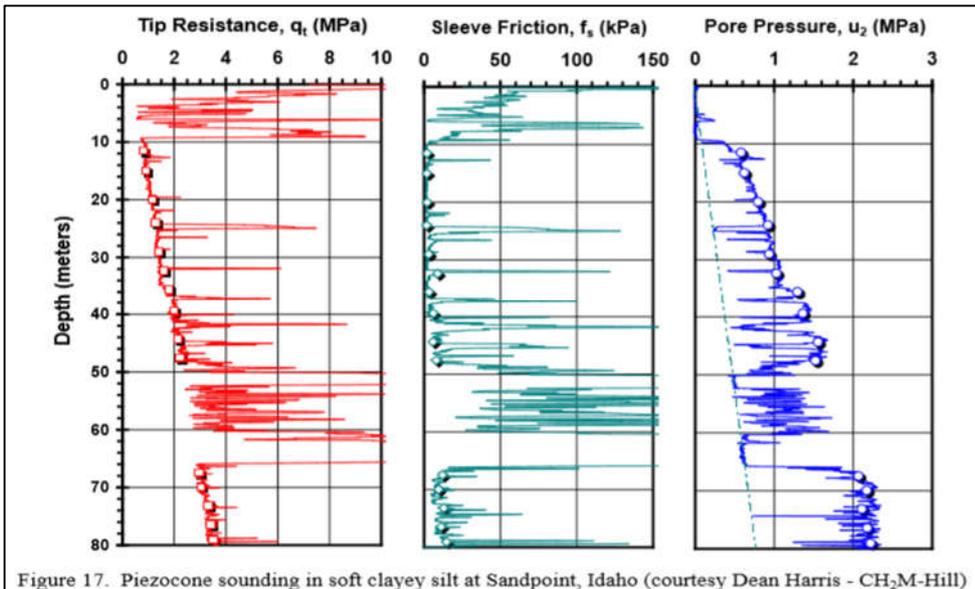
Im vereinfachten Fall  $\beta = 0$  (Terzaghi equation) ist die Beziehung zwischen  $\phi'$  und  $N_m$  sowie  $B_q$  in der folgenden Graphik dargestellt. Wenn  $c' = a' = 0$  ist der Parameter von  $N_m = Q_t$



Praxisbeispiel (Quelle der Daten von Fig. 16):

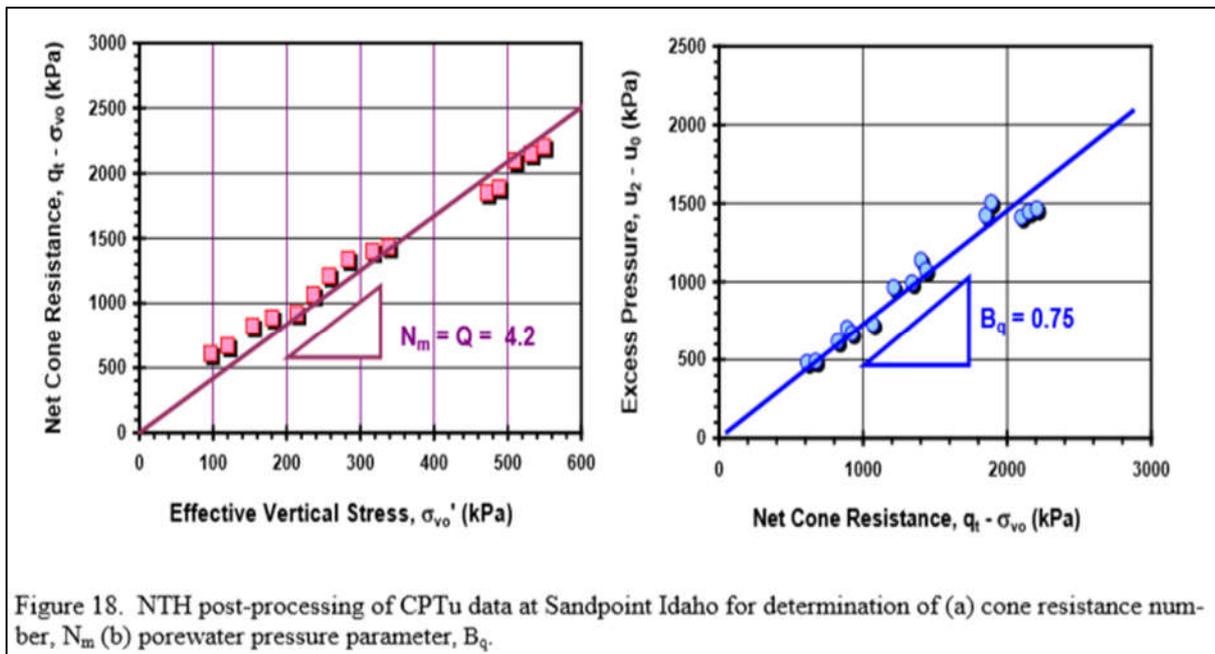
Die Werte aus obigem Diagramm stammen von einer CPTu (Tiefe 80 m) in Sandpoint Idaho (Brückenfundament). Geologie: weicher bis steifer toniger Silt mit sandigen Zwischenschichten OKT - 10 m, 50 -53 m und 60-66 m.

Die entsprechenden Diagrammen sind in der folgenden Abbildung Fig. 17 dargestellt.



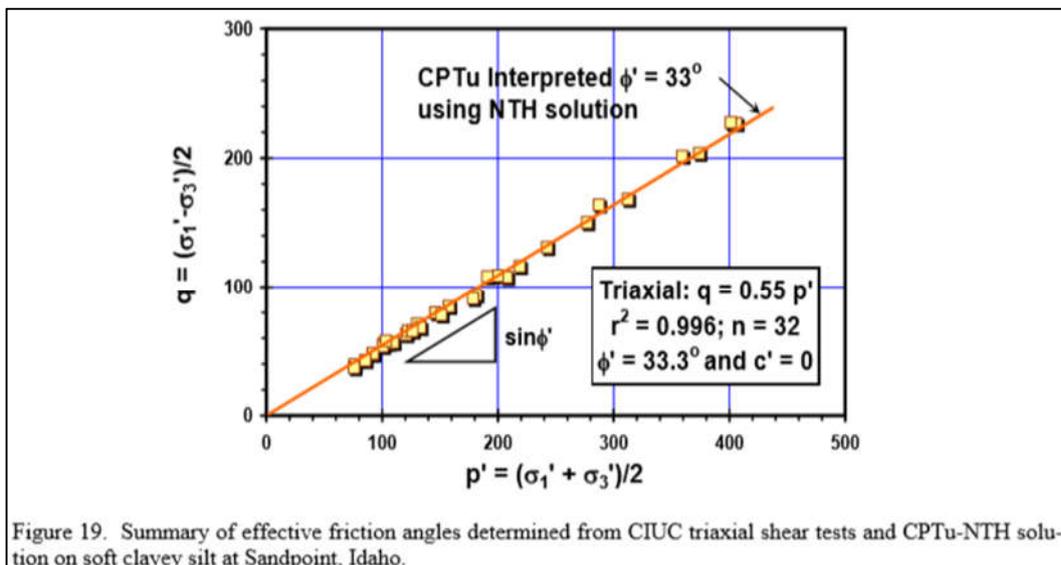
Das Interesse gilt den tonigen Siltlagen, von denen einige repräsentative Punkte entlang vom Tiefenprofil bestimmt werden. Daraus wird das Diagramm net cone tip resistance vs. effective overburden stress geplottet und  $N_m$  bestimmt. Wenn die Gerade durch den Ursprung gezwungen wird ( $c' = 0$ ) ergibt sich  $N_m = Q = 4,2$ .

Das Gleiche gilt für den porewater parameter  $B_q$ , der sich aus dem Graph  $\Delta u$  vs. net cone resistance ergibt und hier  $B_q = 0.75$  beträgt.



Die beiden Werten für  $N_m$  und  $B_q$  werden im Diagramm Figure 16 eingetragen und der repräsentative  $\phi'$  Winkel von  $33^\circ$  für tonige Silte abgelesen.

Die CPTu Werte stimmen sehr gut mit den Ergebnissen aus 30 Triaxial-Tests an ungestörten Proben über die gesamte Tiefe überein (vgl. folgenden Abbildung Fig. 19).



Für weiche bis steife Tone wurde von (Mayne 2005) ein "approximate algorithm for the NTH solution" entwickelt:

$$\varphi' (\text{°}) = 29.5^\circ Bq_{0.121} [0.256 + 0.336 Bq + \log Q_{t1}]$$

anwendbar für  $20^\circ \leq \varphi' \leq 45^\circ$  and  $0.1 \leq Bq \leq 1.0$ .

Annahme:  $c' = 0$  (->  $N_m = Q_{t1}$ ) und  $\beta = 0$

Vorteil: line-by-line Analyse mit Software oder spreadsheets möglich.

zur Zeit sollte die Annäherung nur bei Tonen Silten und Gemischen mit einer OCRs < 2 angewendet werden, bis die volle Kalibration verifiziert ist.

## Spannungsgeschichte (geostatic stress state)

Die Spannungsgeschichte von Tonen wird üblicherweise mit Oedometerversuchen an ungestörten Proben getestet (one-dimensional consolidation), um die effective yield Spannung  $\sigma_y'$  oder üblicherweise die Vorbelastungs-Spannung (preconsolidation stress)  $\sigma_p'$  zu bestimmen.

Bei Silt und Sand ist das schwieriger, weil Proben schwierig zu entnehmen, teuer und unmöglich zu behandeln sind. In solchen Fällen werden die Bohrkern nach eingelagerten Tonlinsen abgesehen an denen Odometer-Tests durchgeführt werden können (außerdem andere geologische Hinweise, Grundwasser und Alterung).

Die normalisierte und dimensionslose Form für eine Spannungsgeschichte ist die yield stress ratio (YSR =  $\sigma_y'/\sigma_{vo}'$ ) und in den meisten Fälle (OCR =  $\sigma_p'/\sigma_{vo}'$ ) im Zusammenhang mit der mechanischen Entfernung von Überlagerungsspannungen wie Ersoion, Gletschrvorstöße und -Rückzüge sowie Aushübe.

Ein alternativer Spannungs-Geschichte-Parameter ist die overconsolidation difference (OCD =  $\sigma_p' - \sigma_{vo}'$ ) welche praktischer ist für Anwendungen in mechanisch überbelasteten Sedimenten, weil der OCD auf allen Niveaus konstant ist. Der OCR hingegen nimmt mit der Tiefe ab und die Vorbelastungsspannung ( $\sigma_p'$ ) nimmt mit der Tiefe zu.

Beide,  $\sigma_p'$  and OCR können direkt aus der OCD und dem der in situ-Spannung  $\sigma_{vo}'$  berechnet werden: (a)  $\sigma_p' = (OCD + \sigma_{vo}')$ ; (b)  $OCR = (OCD/\sigma_{vo}' + 1)$ .

### Interpretation der Überlagerungsspannung aus der CPT

Von (Mayne et al. 2009) wurde eine Auswertung entwickelt, mit der anhand der net cone tip resistance eine erste Schätzung von der Überlagerungsspannung gemacht werden kann. Der Ansatz ist in der folgenden Abbildung Fig. 20 dargestellt und folgt dem "power law":

$$\sigma_p' = 0.33 \cdot (q_t - \sigma_{vo}')^{m'} (\sigma_{atm}/100)^{1-m'}$$

Der Exponent  $m'$  nimmt mit kleinen Korngrößen ab (Mayne 2013). Auf Basis vorhandener Grundlagen beträgt der Parameter  $m' \approx 0.72$  in reinen Quarzsanden, 0.8 in sandigen Silten, 0.85 in Silten, 0.90 in organischen sowie sensitiven feinkörnigen Material und  $m' = 1.0$  in Ton.

Für heterogen zusammengesetzte gemischkörnige Lockergesteine, oder bei Wechselschichtung kann der Exponent  $m$  mit Hilfe des CPT material index  $I_c$  abgeschätzt werden. Die Abbildung Fig. 22 zeigt einen plot für den Exponent  $m'$  in Abhängigkeit vom CPT index  $I_c$  für junge unzementierte Böden (quartz-silica "hourglass" sands to non-structured "vanilla" clays).

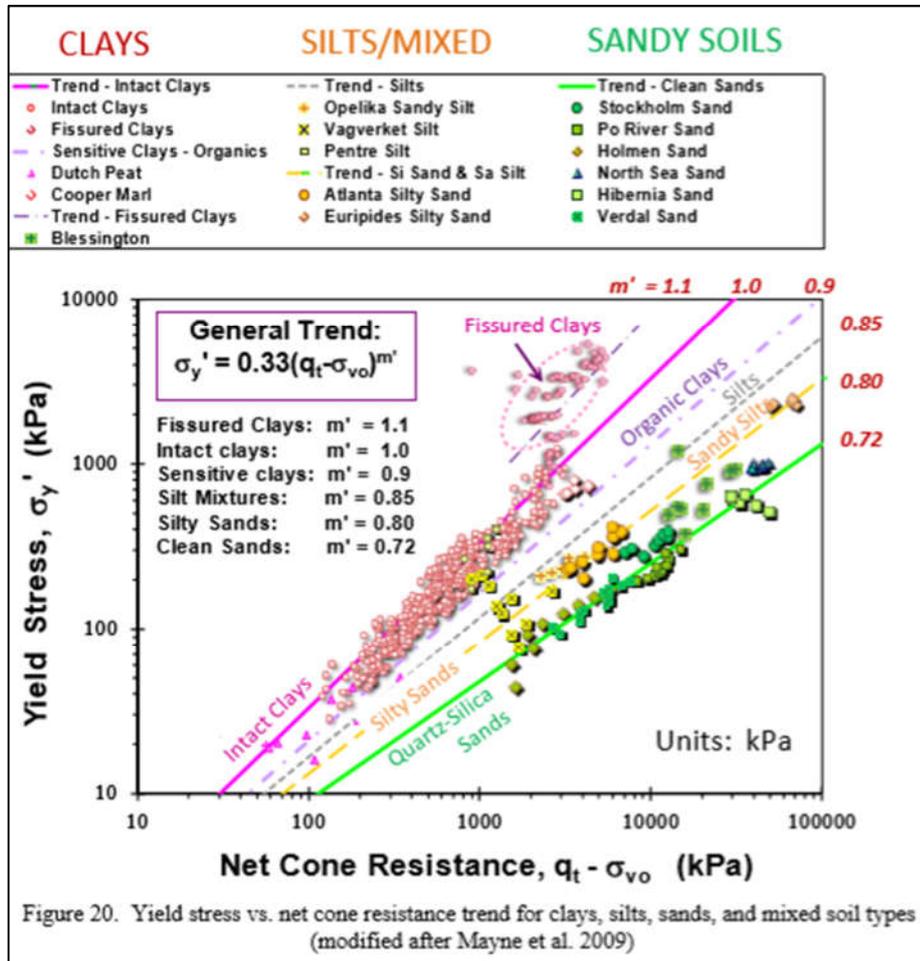
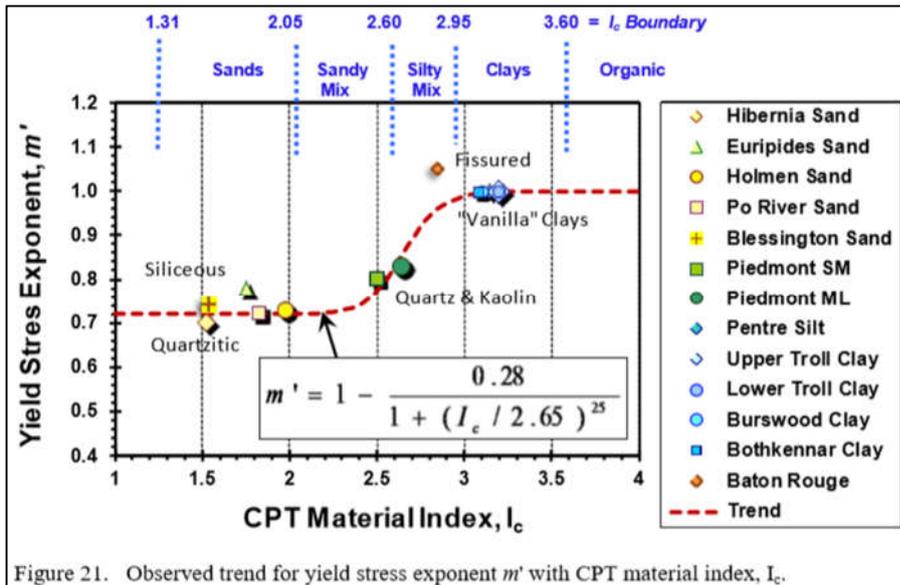


Figure 20. Yield stress vs. net cone resistance trend for clays, silts, sands, and mixed soil types (modified after Mayne et al. 2009)



## Undrainierte Scherfestigkeit

Im Allgemeinen ist nach dem Mohr-Coulomb Spannungs-Kriterium die maximale Scherspannung wie folgt definiert:  $\tau_{\max} = c' + (\sigma_{vo}' - \Delta u) * \tan\phi'$ .

Bei Sandproben (drained loading) entsteht kein Porenwasserüberdruck während dem Scherversuch. Werden Tone im Verhältnis zu Ihrer geringen Durchlässigkeit schnell belastet kann die Volumensänderung ( $\Delta V/V_0 = 0$ ) und die Scherfestigkeit mit einem Spannungsparameter (total), der undrained Scherfestigkeit (designated  $\tau_{\max} = c_u = s_u$ , oder alt und umgangssprachlich "c") beschrieben werden.

Nach Lunne et al 1997 lässt sich die undrainierte Scherfestigkeit ableiten aus:

$$s_u = (q_t - \sigma_{vo})/N_{kt}$$

Der Faktor  $N_{kt}$  hängt von der Testmethode (triaxial compression, simple shear, triaxial extension) ab.

Oft ist die simple shear mode am nächsten beim Durchschnittswert von (TC, DSS, and TE) und der Wert für  $N_{kt} = 13.6 \pm 1.9$  gültig für viele Situationen im weichen Ton (Low et al. 2010).

Zusätzlich zur Methode kann der  $N_{kt}$  Wert auch von den plastischen Eigenschaften abhängen (Karlsrud et al. 2005). zusätzlich zum Spitzenwiderstand kann auch der Porenwasserdruck zur Bestimmung der peak undrained shear strength verwendet werden:

$$s_u = (u_2 - u_0)/N_{\Delta u} \text{ und } N_{\Delta u} = 6.8 \pm 2.2 \text{ kann gleichzeitig für weiche Tone verwendet werden (Low et al. 2010).}$$

Zusätzlich kann auch der Spitzenwiderstand in Abhängigkeit vom Porenwasserüberdruck nützlich sein, um die undrainierte Scherfestigkeit darzustellen (Mayne & Chen 1993):

$s_u = (q_t - u_2)/N_{ke}$  mit  $2 < N_{ke} < 10$  wird größer mit der Abnahme des Porenwasserparameters  $B_q$  (Karslrud et al. 2005).

## Seismische Scherwellengeschwindigkeit

Deformationseigenschaften: Bestimmung eines spannungs- und dehnungsabhängigen Zusammendrückungsmoduls  $M_E$  Wert.

Bei der downholeseismik werden an der Oberfläche polarisierte Scherwellen angeregt und deren Ankunftszeit in der Tiefe gemessen (bi- und triaxialer Messgeber).

Mikrozonierung eines Projektperimeters hinsichtlich seismischer Baugrundklassen.  $v_s$  Diagramm, Erdbebensimulation und Topographie des Festgesteins.

Liquefaktion (=Bodenverflüssigung). Verlust des Korn zu Korn Kontakts infolge eines starken Anstiegs der Porenwasserpannung, welche von einer Verdichtung locker gelagerter Sande infolge zyklischer Belastungen hervorgerufen wird (Treibsand).

Sollte ernst genommen werden, v.a. bei locker gelagerten Sanden und/oder in Erdbebenzone Z2 und Z3 (inkl. Grenzzone) sowie bei Bauwerksklasse II und III.

## Drucksondierung und Pfahlfundation

Bei axialen load-displacement-capacity response Betrachtungen von Tiefenfundationen werden üblicherweise zwei analytische Komponenten betrachtet: (a) capacity (Tragfähigkeit); and (b) displacements (Verformung oder hier Setzung).

Die SCPTu Versuche stellen ausreichende Eingabewerte zur Verfügung um konventionelle Bemessungen nach dem Prinzip vom Grenzgleichgewicht und und Plastizitäts-Lösungen durchzuführen. Zudem stehen seit dem Bau von offshore Öl- Gas und Windkraftanlagen in der jüngsten Vergangenheit Datenbanken von gross angelegten Pfahltestserien mit statistischer Auswertung zur Verfügung.

### Traditional Methods for Evaluating Side Friction and Toe Resistance

In der üblichen Praxis wird die Pfahlmantelreibung  $r_s$  in Tonen nach der alpha Methode und die beta Methode für Sand angewendet (Brown et. al. 2010). Die beta Methode ist auch nach (O'Neill 2001; Fellenius 2016) für beide (Ton und Sand) anwendbar.

Ein genereller Ausdruck für die Mantelreibung ist:  $r_s = CM \cdot CK \cdot K_0 \cdot \sigma_{vo}' \cdot \tan\varphi'$

mit  $CM$  = Pfahl Mantel Faktor = 1 (rough cast-in-place concrete); 0.9 (prestressed concrete) 0.8 (timber); and 0.7 (steel)

$CK$  = installation factor = 0.9 (bored or augered); 1.0 (low displacement, e.g. H-pile or open end pipe); and 1.1 (driven solid, e.g. prestressed concrete, closed-end pipe).

$K_0$  = Ruhedruckkoeffizient. Im Allgemeinen ist  $K_0 = h_o'/v_o'$ . Für Böden mit Vorbe- und Entlastungsgeschichte gilt  $K_0 = (1 - \sin\varphi') \cdot OCR^{\sin\sigma'}$

$\sigma_{vo}'$  = in-situ-Vertikalspannung

Zur Auswertung des Spitzenwiderstands  $r_t$  wird die Lösung für das plastische Grenzgleichgewicht verbunden mit Form und Tiefen-Faktoren nach (Brown et al. 2010) herangezogen.

Für undrainierte Bedingungen gilt:  $r_t = N_c' \cdot s_u$

mit  $N_c' = 9.33$  for a circular pile.

Für drainierte Bedingungen ist die Situation komplexer, denn mit zunehmender Pfahlfuß Verformung (=Setzung) steigt der Spitzenwiderstand an (Fellenius 2016). D.h. nur ein Bruchteil der theoretischen Reibung wird mobilisiert.

$$r_t = \sigma_{vo}' \cdot N_q' \cdot f_x'$$

mit  $N_q' \approx 0.77 \cdot \exp(\phi'/7.5^\circ)$  = approximate expression for bearing factor  $f_x'$  = strain incompatibility factor = 0.1 (bored piles); 0.2 (jacked); 0.3 (driven)

Mit der CPT Methode lassen sich über die o.g. geotechnische Kenngrößen noch weitere Parameter messen, wie undrainierte Scherfestigkeit  $s_u$ , Erdruhedruck  $K_0$  und die OCR. Das Ziel ist es diese Kennwerte direkt in die Berechnungen der Tragfähigkeit von Pfählen einfließen zu lassen. Unter ca. 35 Ansätzen ist die UniCone Method von (Eslami und Fellenius 1997) zu erwähnen. Dabei fließt der von der CPT-Sonde gemessene Spitzenwiderstand  $q_t$ , die partielle Mantelreibung  $f_s$  und der Porenwasserüberdruck  $u_2$  direkt in die Berechnung ein.

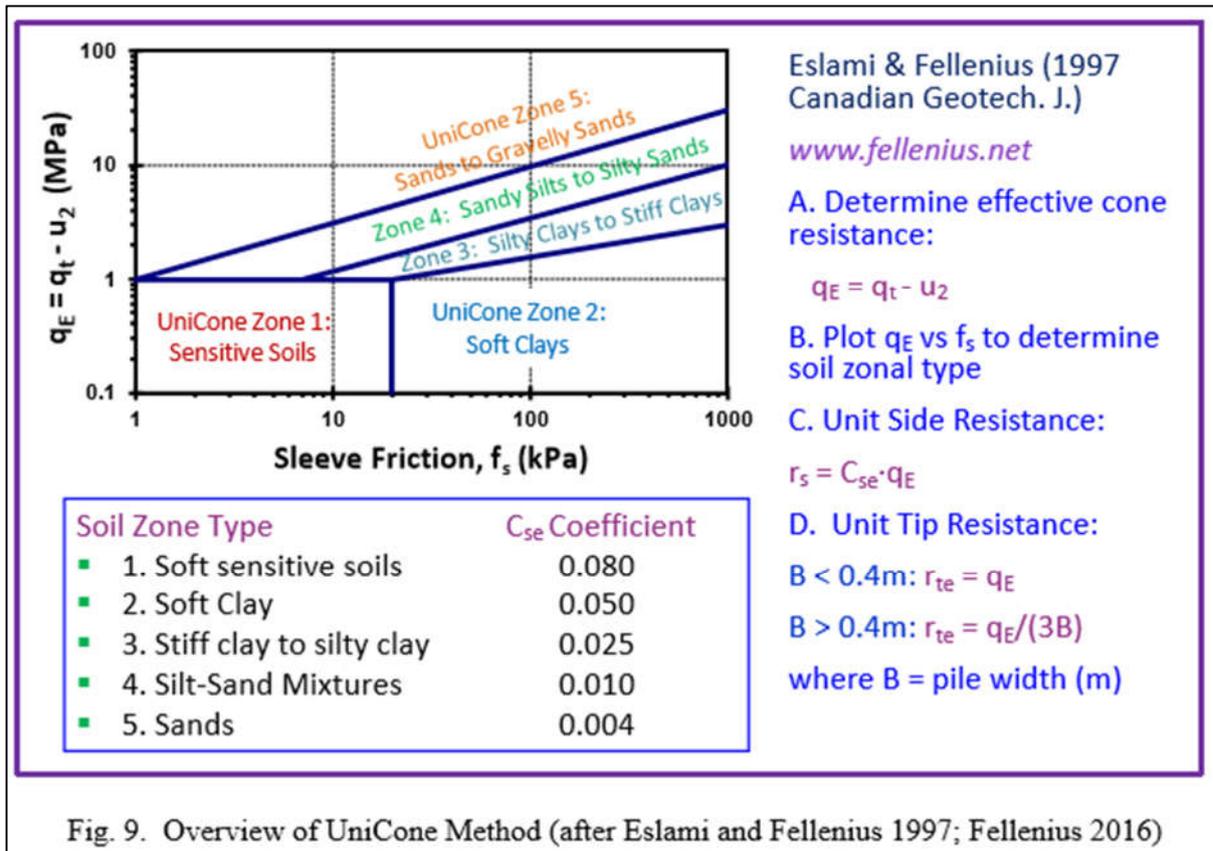
Mantelreibung und Spitzenwiderstand sind von der effektiven cone resistance abhängig:  
 $q_E = (q_t - u_2)$ .

Für den Pfahlfuß Widerstand gilt:  $r_t = C_{te} \cdot (q_t - u_2)$

Für die Mantelreibung gilt:  $r_s = C_{se} \cdot (q_t - u_2)$

mit  $C_{se}$  = Koeffizient für die Schaftreibung nach Bodentyp und  $C_{te}$  = Koeffizient für Spitzenwiderstand

Ein grober Überblick über die UniCone Methode ist der folgenden Abbildung zu entnehmen.



Von Niazi and Mayne (2016) wurde der UniCone Ansatz weiterentwickelt unter Einbeziehung vom CPT material index ( $I_c$ ).

In der SBTn Zone 1 (sensitive Tone) gilt:

$$C_{se} = 0.074 - 0.004 \cdot [Q_{tn} - 12 \cdot \exp(-1.4 \cdot F)]$$

In den übrigen SBT-Gruppen gilt für die Mantelreibung:

$$SBTn \text{ Zone 2 to 9: } C_{se} = \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot 10^{[0.732 \cdot I_c - 3.605]}$$

$\theta_1$  = pile type factor: 0.84 (bored piles), 1.02 (jacked), 1.13 (driven);

$\theta_2$  = load direction factor: 1.11 (compression) and 0.85 (tension)

$\theta_3$  = loading rate factor (1.0 for soils with  $I_c < 2.6$  and for  $I_c > 2.6$ : 0.97 (stepped load) and 1.09 (constant rate of penetration).

Der Spitzenwiderstand wird wie folgt abgeschätzt:

$$\text{In allen SBTn Zonen gilt } C_{te} = 10^{[0.325 \cdot I_c - 1.218]}$$

Die total axial compression capacity ( $Q_{ult}$ ) ist die Summe aus Mantelreibung und Spitzenwiderstand

$$Q_{ult} = R_s + R_t = \int (A_s \cdot r_s) dz + A_t \cdot r_t$$

$A_s$  = Pfahlumfang in der Tiefe  $dz$  und  $A_t$  = Querschnittsfläche im Bereich Pfahlfuss

Die Ausführung ist auf folgenden Videos veranschaulicht:

<https://youtu.be/mLbV-x5Mcr8>

<https://www.youtube.com/watch?v=0YWblWerbvE>

<https://www.youtube.com/watch?v=EdKv4pZadX8> (ab Minute 5)

<https://www.youtube.com/watch?v=Cvu9iBSnQYo>

Quellen:

Soil Behavior Type using the DMT, P.K. Robertson Gregg Drilling & Testing Inc., Signal Hill, CA, USA. E-mail: [probertson@greggdrilling.com](mailto:probertson@greggdrilling.com)

Mayne, P.W. (2014). KN2: Interpretation of geotechnical parameters from seismic piezocone tests. Proceedings, 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing (CPT'14, Las Vegas), ISSMGE Technical Committee TC 102, Edited by P.K. Robertson and K.I. Cabal: p 47-73. [www.cpt14.com](http://www.cpt14.com)

Recent developments and applications in geotechnical field investigations for deep foundations Mayne, P.W.(1) and Niazi, F.S.(2) (1) Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia, USA (2) Indiana University - Purdue University, Fort Wayne, Indiana, USA

EN ISO 22476