

Richiami di geotecnica - 6

Indagini geotecniche

rev. 15.10.2018

I testi e le figure che seguono sono stati estratti, con alcune modifiche, da uno o più dei seguenti testi, a cui si rimanda per chiarimenti e approfondimenti:

- Bowles J. E., FONDAZIONI PROGETTO E ANALISI, McGraw-Hill, Milano, 1991
- Colombo P., Colleselli F., ELEMENTI DI GEOTECNICA, Zanichelli, Bologna, 2004
- Facciorusso J., Madiari C., Vannucchi G. – DISPENSE DI GEOTECNICA, Dipartimento di Ingegneria Civile – Sezione Geotecnica, Università degli Studi di Firenze, 2006 e relativo materiale le lezioni
- Lancellotta R., Costanzo D., Foti S., PROGETTAZIONE GEOTECNICA SECONDO L'EUROCODICE 7 (UNI EN 1997) E LE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI (NTC 2008), Hoepli Ed., Milano, 2011
- Lancellotta R., Calavera J., FONDAZIONI, McGraw-Hill, Milano, 2003

INDAGINI GEOTECNICHE

Ogni opera di ingegneria civile interagisce con una parte del sottosuolo, detta **volume significativo**

Il comportamento dell'opera dipende, oltre che dai carichi applicati :

- dalla geometria e dalle proprietà fisico-meccaniche dell'opera stessa (noti o modificabili in fase di progetto)
- dalla geometria e dalle proprietà fisico-meccaniche del volume significativo di sottosuolo (da determinare e in genere immodificabili)

Lo scopo delle indagini in sito è:

- identificare la geometria del volume significativo di sottosuolo (condizioni stratigrafiche e di falda)
- caratterizzare, congiuntamente con le indagini di laboratorio, il comportamento meccanico delle diverse formazioni presenti (caratteristiche di resistenza e di deformabilità).

INDAGINI IN SITO

Le indagini geotecniche in sito e di laboratorio hanno vantaggi e limiti opposti, e non sono pertanto alternative ma complementari

VANTAGGI

- sono insostituibili per il riconoscimento stratigrafico
- interessano grandi volumi di terreno
- consentono, molte di esse, di tracciare profili pressoché continui con la profondità delle grandezze misurate
- sono più rapide ed economiche
- sono quasi l'unico mezzo per caratterizzare dal punto di vista meccanico i terreni incoerenti (il cui campionamento "indisturbato" è molto difficile ed economicamente oneroso)

SVANTAGGI

- le condizioni al contorno sono difficilmente individuabili e incerte
- la modellazione della prova è spesso incerta e schematica
- l'interpretazione è talvolta affidata a relazioni empiriche o semi-empiriche

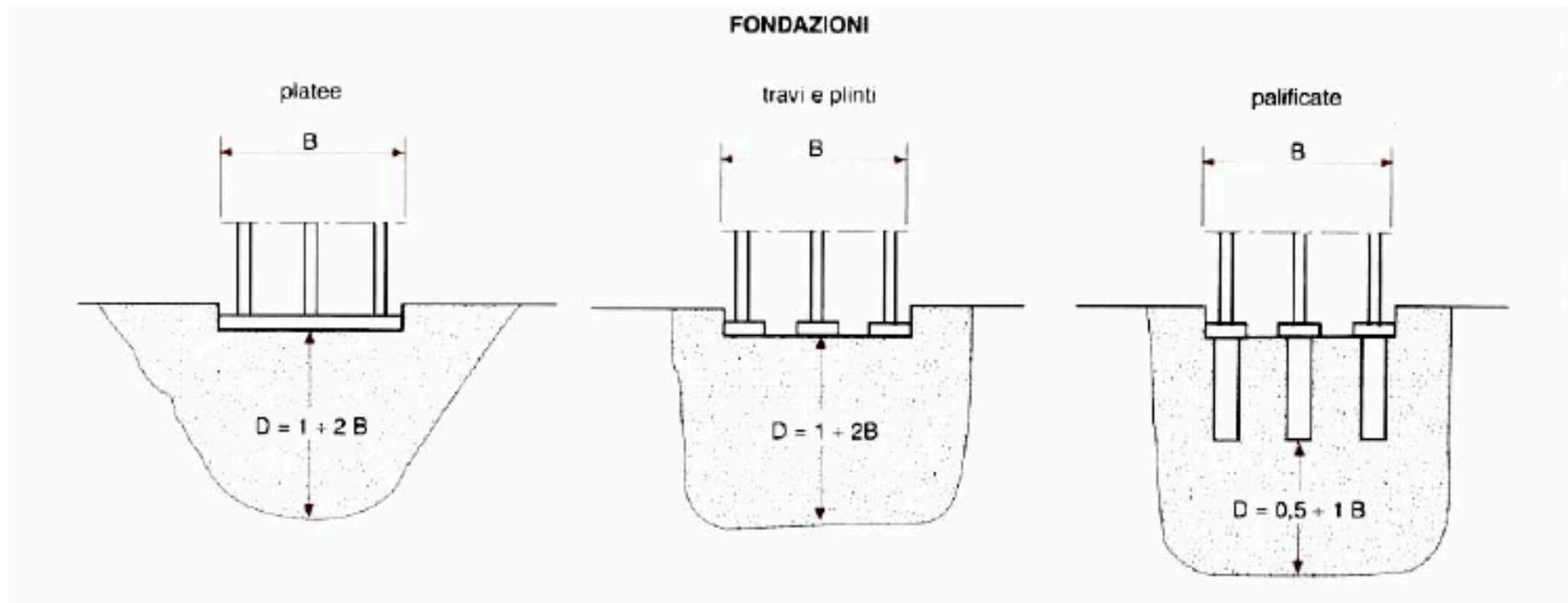
CORRELAZIONI

Per convertire i valori delle grandezze misurate con prove in sito nei valori numerici dei parametri geotecnici utili nella progettazione si utilizzano correlazioni, che a seconda della prova possono essere:

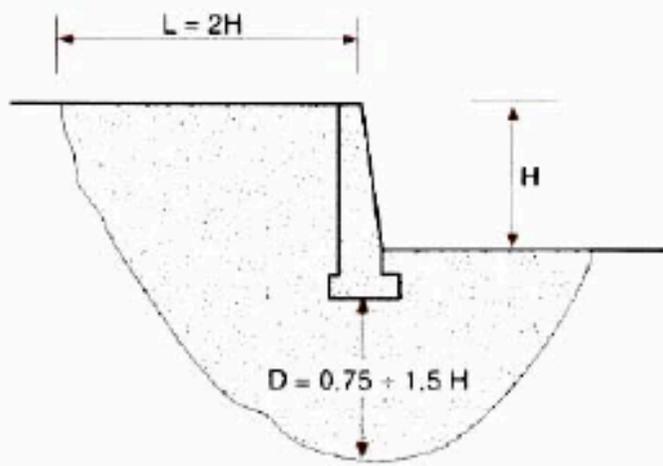
- **correlazioni primarie**, con cui il parametro geotecnico è ottenuto dal risultato della prova utilizzando una solida base teorica con poche ipotesi da verificare (ad es. la stima di G_0 da misure di V_s);
- **correlazioni secondarie**, con cui il parametro geotecnico è ottenuto dal risultato della prova utilizzando una base teorica, ma con approssimazioni e ipotesi sostanziali, e in genere con parametri intermedi (ad es. la stima di c_u da q_c);
- **correlazioni empiriche**, con cui il parametro geotecnico è ottenuto dal risultato della prova senza giustificazione teorica (ad es. la stima di q_{lim} di fondazioni su sabbia da NSPT).

ESTENSIONE DELLE INDAGINI

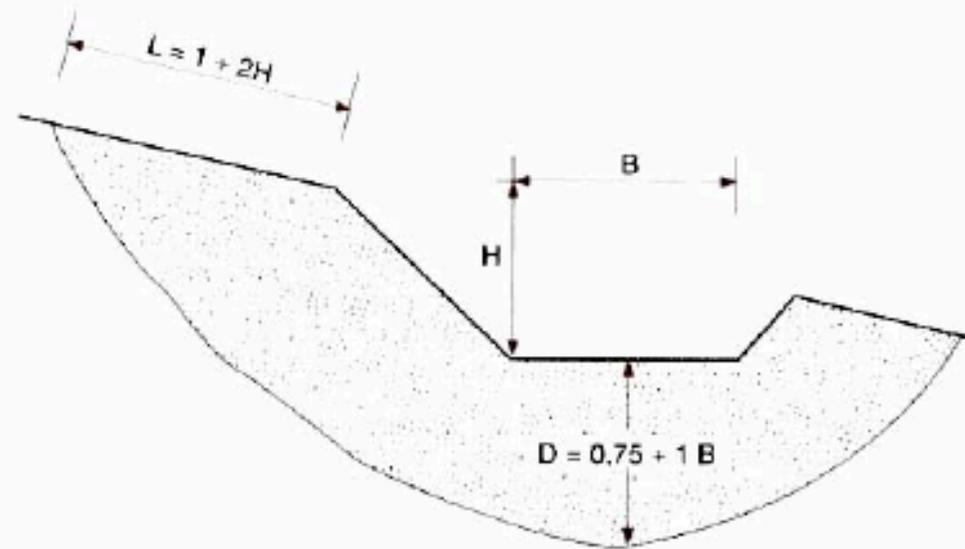
Le indagini geotecniche vanno condotte su quella parte di sottosuolo (**volume significativo**) che verrà influenzata dalla costruzione dell'opera o che ne influenzerà il comportamento.



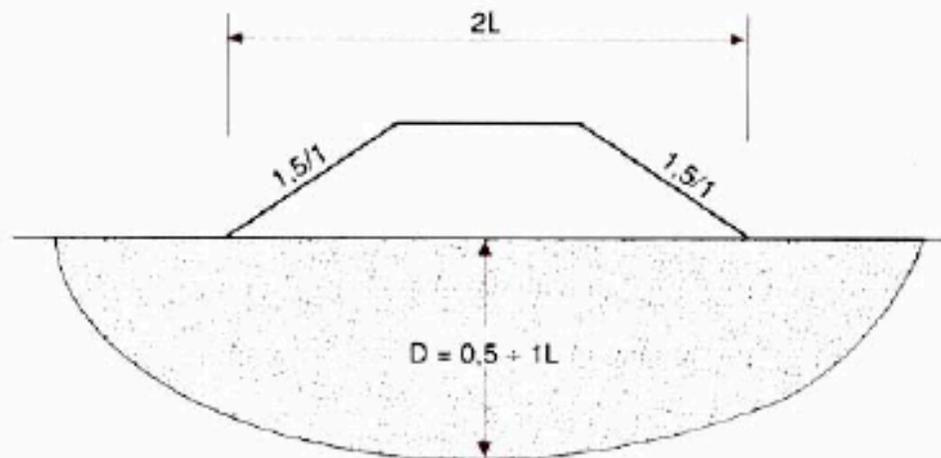
MURI DI SOSTEGNO



TRINCEE



RILEVATI



APPROFONDIMENTO DELLE INDAGINI

Il grado di approfondimento dell'indagine geotecnica nel volume significativo del sottosuolo dipende:

- dalla fase di progettazione (di fattibilità, definitiva o esecutiva)
- dalla complessità delle condizioni stratigrafiche e geotecniche
- dall'importanza dell'opera.

Secondo l'Eurocodice 7 per l'ingegneria geotecnica (EC7) le opere da realizzare possono essere classificate in tre **categorie geotecniche (GC)** di importanza crescente, cui ovviamente corrispondono gradi di approfondimento crescenti dell'indagine geotecnica.

GC1	<p>Strutture semplici caratterizzate da rischi molto limitati</p> <p>Esempi:</p> <ul style="list-style-type: none"> - fabbricati di piccole dimensioni con carichi massimi alla base dei pilastri di 25,5kN o distribuiti alla base di murature di 10kN/m, - muri di sostegno o scavi sbatacchiati di altezza non superiore a 2m, scavi di piccole dimensioni per drenaggi o posa di fognature, etc..
GC2	<p>Tutti i tipi di strutture e fondazioni convenzionali che non presentano particolari rischi.</p> <p>Esempi:</p> <ul style="list-style-type: none"> - fondazioni superficiali, - fondazioni a platea, - pali, - opere di sostegno delle terre o delle acque, - scavi, - pile di ponti, - rilevati e opere in terra, - ancoraggi e sistemi di tiranti, - gallerie in rocce dure, non fratturate e non soggette a carichi idraulici elevati
GC3	<p>Strutture di grandi dimensioni, strutture che presentano rischi elevati, strutture che interessano terreni difficili o soggette a particolari condizioni di carico, strutture in zone altamente sismiche</p>

APPROFONDIMENTO DELLE INDAGINI

Per le opere di categoria GC1 che ricadono in zone note, con terreni di fondazione relativamente omogenei e di buone caratteristiche geotecniche, ove già esistono strutture analoghe che hanno dato buona prova di sé, etc., l'indagine può essere limitata alla raccolta delle informazioni esistenti, e la relazione geotecnica (sempre necessaria) può giustificare le scelte progettuali su base comparativa, per esperienza e similitudine.

Al contrario per opere di categoria GC3 occorre un piano di indagine molto approfondito e dettagliato, curato da specialisti del settore, che si estenda nel tempo (prima, durante e dopo la realizzazione dell'opera), comprendente prove speciali, da affidare a ditte o enti altamente qualificati, mirate all'analisi dei problemi specifici e particolari dell'opera in progetto.

In questa sede ci limitiamo a considerare le **indagini geotecniche per opere di categoria GC2.**

CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA

Per identificare la geometria del volume significativo di sottosuolo, ovvero le condizioni stratigrafiche, possono essere eseguite:

- a. prove geofisiche
- b. scavi e trincee
- c. sondaggi e prove continue (o quasi) lungo verticali di esplorazione

Scavi e trincee di esplorazione mettono in luce ampie sezioni verticali del sottosuolo (consentono una descrizione di dettaglio della successione stratigrafica ed il prelievo di campioni anche di grandi dimensioni con minimo disturbo) ma sono caratterizzati da una modesta profondità di indagine

I sondaggi stratigrafici e geotecnici consentono di verificare direttamente la successione stratigrafica lungo una verticale di esplorazione, di prelevare campioni per le analisi di laboratorio, e di eseguire prove meccaniche e idrauliche a fondo foro, durante la perforazione.

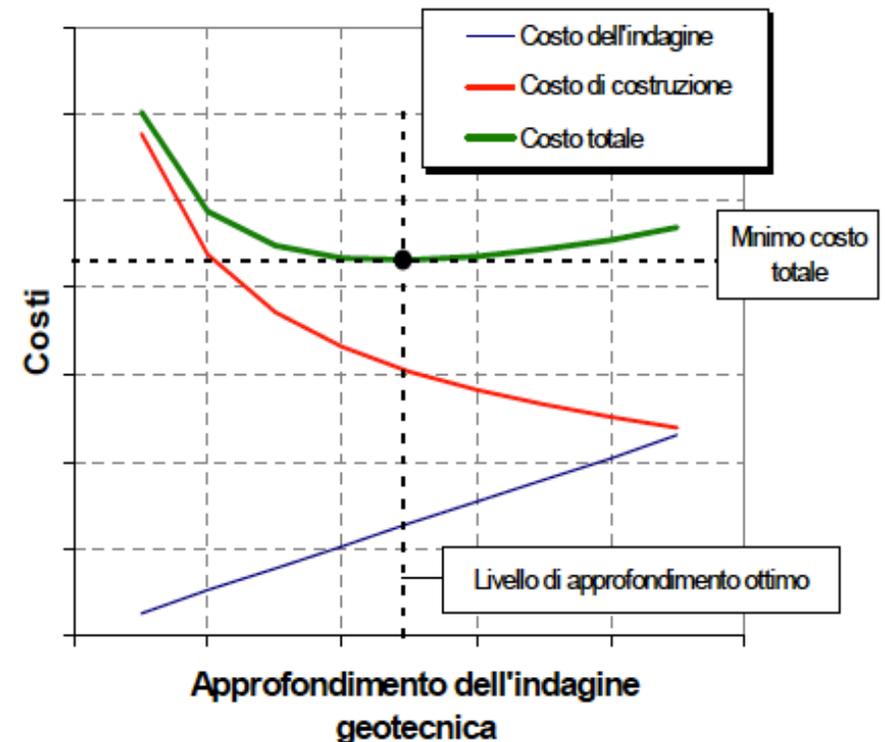
Le **prove continue** (o quasi) lungo verticali di esplorazione (SPT, CPT, , DMT, etc.) consentono di identificare la successione stratigrafica e di stimare alcune proprietà geotecniche in modo indiretto mediante correlazioni con le grandezze misurate.

Nella maggior parte dei casi, le informazioni raccolte con le indagini geotecniche sulla successione stratigrafica e sulle proprietà meccaniche e idrauliche dei terreni presenti nel sottosuolo si riferiscono a verticali di esplorazione.

Poiché lo scopo dell'indagine è definire la geometria e le proprietà fisico-meccaniche del volume significativo di sottosuolo, il numero, la profondità, e la disposizione planimetrica delle verticali di esplorazione devono essere stabiliti in base alla forma e all'estensione del volume significativo, ed al grado di dettaglio richiesto.

La densità e la qualità dell'indagine deve tener conto:

- della categoria geotecnica dell'opera in progetto
- della complessità e variabilità del terreno di fondazione
- del rapporto costi/benefici (indagine estesa e approfondita -> scelte di progetto più economiche indagine limitata -> scelte di progetto meno conservative)



Tipo di opera	Distanza fra i sondaggi (m)			Numero minimo di verticali di esplorazione
	Stratificazione			
	Uniforme	Media	Caotica	
Edificio di 1÷2 piani	60	30	15	3
Edificio a molti piani	45	30	15	4
Pile e spalle di ponti, torri	-	30	12	1÷2 per ciascuna fondazione
Strade	300	150	30	-
Gallerie:				
progetto di massima	500	300	-	-
progetto esecutivo	100	50	-	-

TIPI DI INDAGINE

I mezzi di indagine in sito per l'identificazione geometrica del volume significativo di sottosuolo e per la caratterizzazione meccanica delle formazioni presenti, sono molti e di diversa complessità.

I più diffusi in Italia, comunemente impiegati per la progettazione di opere di categoria GC2 , sono:

- a. le perforazioni di sondaggio,
- b. le prove penetrometriche dinamiche (SPT),
- c. le prove penetrometriche statiche (CPT),
- d. le prove con piezocono (CPTU),
- e. le prove dilatometriche (DMT).

SONDAGGI STRATIGRAFICI E GEOTECNICI

Per **sondaggio stratigrafico** si intende una perforazione del terreno, in genere in direzione verticale, che consente di riconoscere la successione stratigrafica, mediante l'esame visivo e l'esecuzione di alcune prove di riconoscimento sul materiale estratto.

Si parla di **sondaggio geotecnico** quando e la perforazione permette, oltre al riconoscimento stratigrafico, anche il prelievo di campioni "indisturbati" di terreno e l'esecuzione di prove in foro per la determinazione delle proprietà geotecniche dei terreni in sede.

Durante la perforazione è possibile installare apparecchi di misura quali piezometri, assestimetri, inclinometri, etc..

Con le perforazioni di sondaggio è possibile attraversare qualunque tipo di terreno, anche a grande profondità e sotto falda, ed eseguire indagini anche sotto il fondo di fiumi o del mare.

TIPI DI SONDAGGI

Esistono diverse tecniche di perforazione:

- a percussione
- a rotazione,
- con trivelle ad elica

Si definisce un **sondaggio a distruzione** se lo scopo della perforazione è solo quello di raggiungere una data profondità, ad esempio per installare uno strumento di misura, e non interessa il riconoscimento stratigrafico o il prelievo di campioni rappresentativi.

Si tratta invece di **sondaggio a carotaggio continuo** se si vuole identificare in dettaglio la successione

TECNICHE DI PERFORAZIONE

Metodo di perforazione	Utensile di perforazione	Diametro usuale (mm)	Profondità usuale (m)	Idoneità per tipo di terreno	Non idoneità per tipo di terreno	Qualità dei campioni ottenibili direttamente con gli usuali attrezzi di perforazione	Classe di qualità corrispondente
Percussione	Sonda a valvola	150-600	60	Ghiaia, sabbia, limo	Terre coesive tenere o molto consistenti	Disturbati, dilavati	Q1 (Q2)
	Scalpello	150-600	60	Tutti i terreni fino a rocce di media resistenza	Rocce con resistenza alta o molto alta	Fortemente disturbati, dilavati e frantumati	Q1
Trivella	Spirale a vite senza fine	Manuale 50-150 Meccanica 100-300	Manuale 10 Meccanica 40	Sopra falda: da coesivi a poco coesivi Sotto falda: coesivi	Terre a grana grossa, roccia	Disturbati, a volte dilavati sotto falda	Q1 (Q2-Q3)
Rotazione	Tubo carotiere semplice	75-100	50-150	Tutti i terreni escluse terre a grana grossa	Terre a grana grossa (ghiaie, ciottoli, etc..)	Generalmente discreta	A secco Q2 (Q3)
	Tubo carotiere doppio	75-150	50-150			Generalmente buona	
	ScalPELLI a distruzione, triconi, etc.. attrezzatura rotary	60-300	Praticamente illimitata			Non si ottengono campioni ma piccoli frammenti di materiale	Con circolazione di acqua o fango Q1 (Q2) Q2 (Q3-Q4)

SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO

La tecnica di perforazione attualmente più utilizzata per i sondaggi a carotaggio continuo è a **rotazione**.

Il terreno è perforato da un utensile spinto e fatto ruotare mediante una batteria di aste.

La perforazione può avvenire a secco o con immissione di un fluido.

L'utensile di perforazione è un tubo d'acciaio (**carotiere**) munito all'estremità di una corona tagliente di materiale adeguato.

Per evitare che il terreno campionato venga a contatto con la parte rotante e sia almeno parzialmente protetto dal dilavamento del fluido di circolazione, possono utilizzarsi **carotieri a parete doppia, di cui solo quella esterna ruota**.

Le carote estratte nel corso del sondaggio sono sistemate in apposite **cassette catalogatrici**

Il diametro dei fori di sondaggio è in genere compreso tra 75 e 150mm

SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO

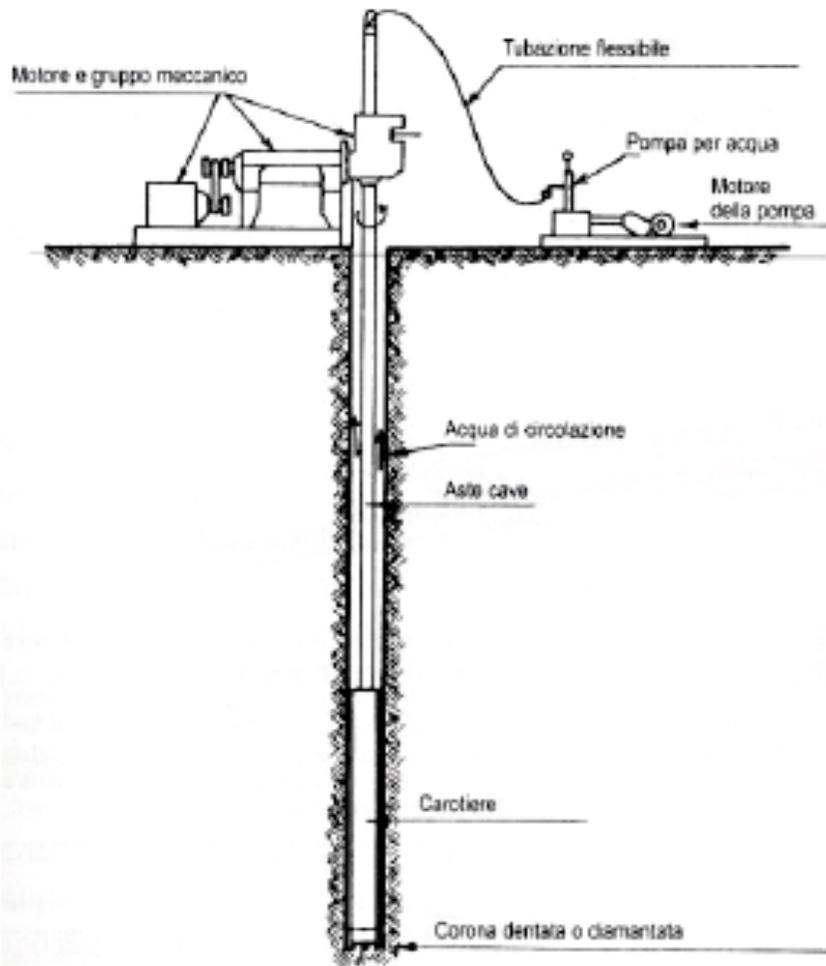
Per assicurare la stabilità della parete e del fondo del foro, ove necessario, si utilizza:

- una batteria di tubi di rivestimento
- un fluido costituito in genere da una miscela di acqua con una percentuale del 3÷5% di bentonite (fango bentonitico).

Il **fango bentonitico** è caratterizzato da un peso specifico di poco superiore a quello dell'acqua e da tixotropia, ovvero da una viscosità molto elevata in stato di quiete e molto minore in stato di moto. Tali caratteristiche rendono il fango bentonitico particolarmente adatto non solo a sostenere le pareti e il fondo del foro durante l'esecuzione ma anche a svolgere una funzione di trasporto del materiale scavato.

N.B. Se si utilizza il fango bentonitico viene a formarsi una pellicola impermeabile sulla superficie del foro che non consente l'esecuzione di prove di permeabilità e di misure piezometriche.

SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO



COMMITTENTE:		Data: 30/09/07/10/2004	
LOCALITA':		CAMPIONI	
SONDAGGIO 1		Incaricato	
Perforazione a carotaggio continuo		a pareti sottili	
		Estrazione	
prof. da p.c.	STRATI GRAFIA	FOTO	campioni prof.
DESCRIZIONE LITOLOGICA DEL TERRENO			
Pvc S.P.L. Non			
PVC, U. TOBY.			
Sestri Sestri			
STRUMENTAZIONE			
Foto			
Tubo PVC ø 3" Cava			
- 0,00 m p.c. fine sondaggio			
1			
1,7			
2,0			
2,6			
3			
3,35			
3,6			
4			
4,3			
5			
6			
6,3			
7			
7,25			
8			
8,35			
8,75			
9			
10			

CAMPIONI

I campioni estratti durante la perforazione possono avere diverso grado di disturbo in funzione sia della tecnica e degli strumenti utilizzati per il prelievo, sia della natura del terreno stesso.

Le principali cause di disturbo derivano:

- dall'esecuzione del sondaggio (disturbo prodotto dalla sonda o dall'attrezzo di perforazione)
- dall'infissione ed estrazione del campionatore
- dalla variazione dello stato tensionale

e nei provini sottoposti a prove di laboratorio:

- dal trasporto e dalla non perfetta conservazione del campione
- dalle operazioni di estrusione del campione dalla fustella
- dalla cavitazione e redistribuzione del contenuto in acqua
- dalle operazioni di formazione del provino (ad esempio al tornio)
- dal montaggio nell'apparecchiatura di prova.

CLASSI DI QUALITA' DEI CAMPIONI

Caratteristiche geotecniche determinabili	Grado di qualità				
	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5
a) profilo stratigrafico	X	X	X	X	X
b) composizione granulometrica		X	X	X	X
c) contenuto d'acqua naturale			X	X	X
d) peso di volume				X	X
e) caratteristiche meccaniche (resistenza, deformabilità, etc..)					X
	campioni disturbati o rimaneggiati			disturbo limitato	indisturbati

- A) Campionatore pesante infisso a percussione
- B) Campionatore a parete sottile infisso a percussione
- C) Campionatore a parete sottile infisso a pressione
- D) Campionatore a pistone infisso a pressione
- E) Campionatore a rotazione a doppia parete con scarpa avanzata

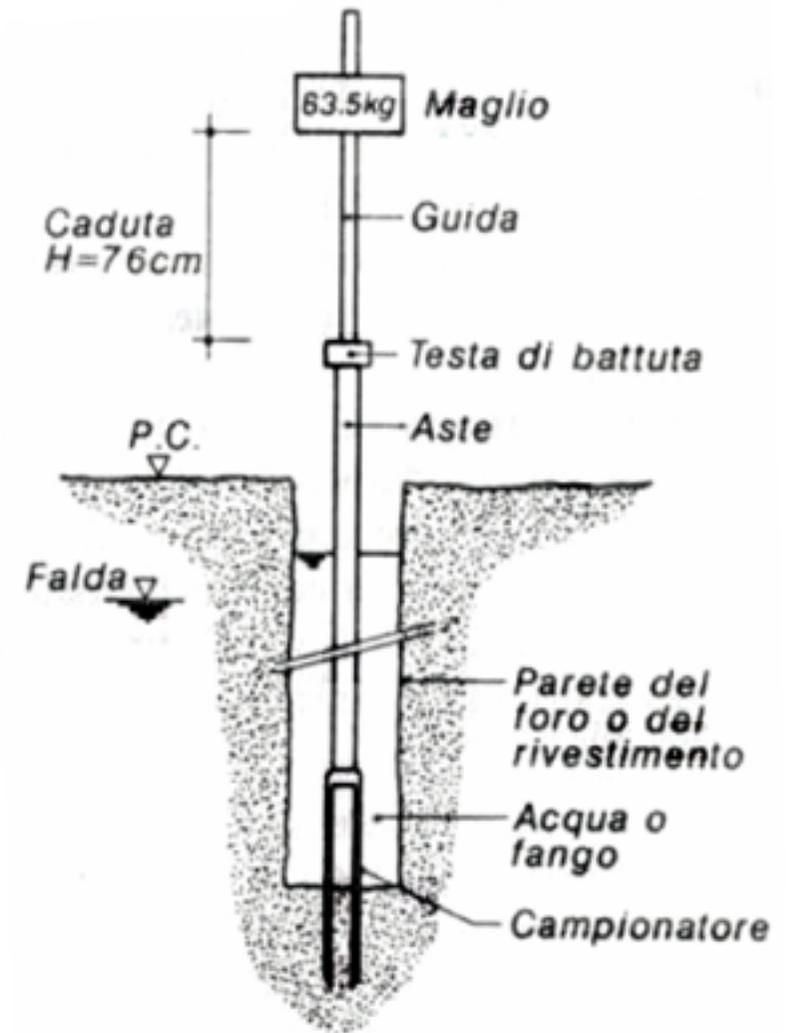
Tipo di terreno	Tipo di campionatore				
	A	B	C	D	E
a) coesivi poco consistenti		Q3	Q4	Q5	Q5
b) coesivi moderatamente consistenti o consistenti	Q3 (4)	Q4	Q5	Q5	
c) coesivi molto consistenti	Q2 (3)	Q3 (4)	Q5		
d) sabbie fini al di sopra della falda	Q2	Q3	Q3	Q3 (4)	
e) sabbie fini in falda	Q1	Q2	Q2	Q2 (3)	

N.B. Si indicano tra parentesi le classi di qualità Q raggiungibili con campionamento molto accurato.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA (SPT)

La prova penetrometrica dinamica S.P.T. (Standard Penetration Test) è la prova in sito più diffusa ed utilizzata in tutto il mondo, sia per la semplicità operativa e il basso costo, sia per la vasta letteratura tecnica esistente sull'interpretazione dei risultati.

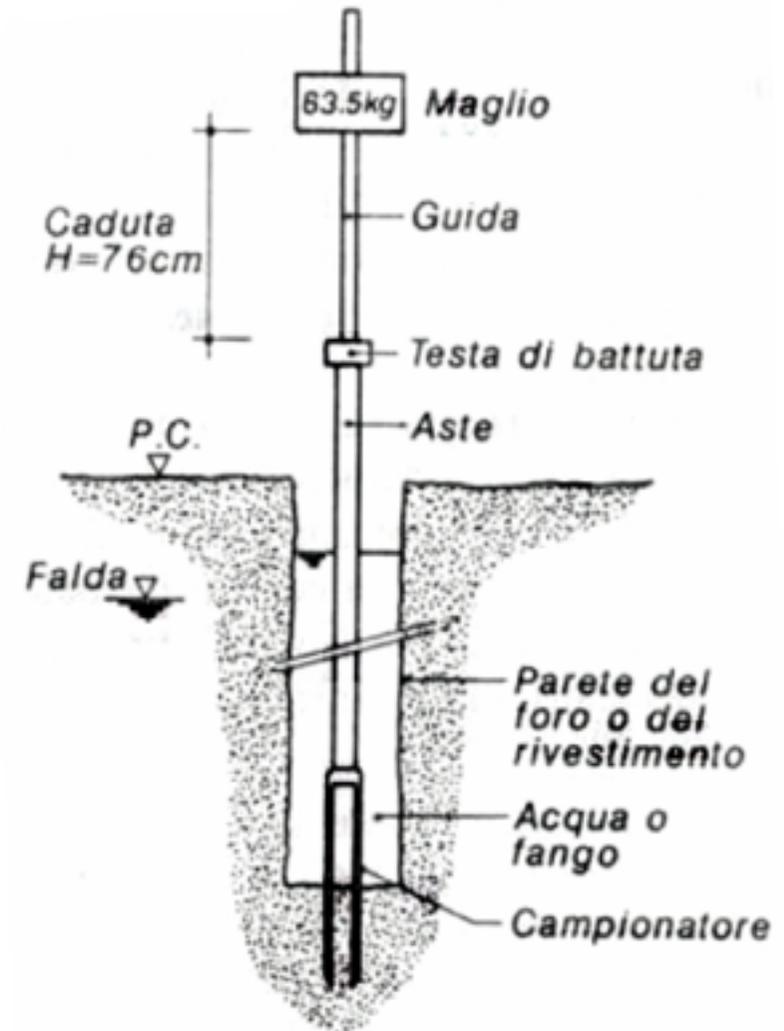
La prova consente di determinare la resistenza che un terreno offre alla penetrazione dinamica di un campionatore infisso a partire dal fondo di un foro di sondaggio o di un foro appositamente eseguito con diametro compreso tra 60 e 200 mm, e subordinatamente di prelevare piccoli campioni del terreno stesso.



MISURE SPT

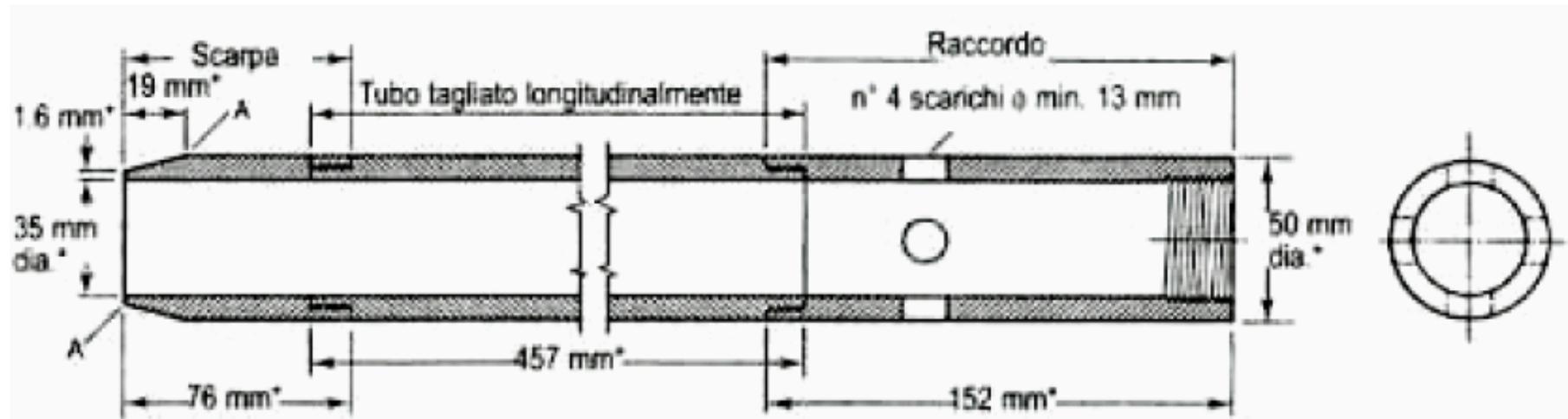
La prova S.P.T. consiste nel far cadere ripetutamente un maglio, del peso di 63.5 kgf (140 lb), da un'altezza di 760 mm (30 pollici), su una testa di battuta fissata alla sommità di una batteria di aste alla cui estremità inferiore è avvitato un campionatore di dimensioni standardizzate registrando durante la penetrazione:

- il numero di colpi di maglio N_1 necessario a produrre l'infissione per i primi 15cm (tratto di avviamento) inclusa l'eventuale penetrazione quasi statica per gravità
- il numero di colpi di maglio N_2 necessario a produrre l'infissione per altri 15cm
- il numero di colpi di maglio N_3 necessario a produrre l'infissione per ulteriori 15cm. Complessivamente, durante la prova, il campionatore sarà infisso di: $15+15+15=45$ cm

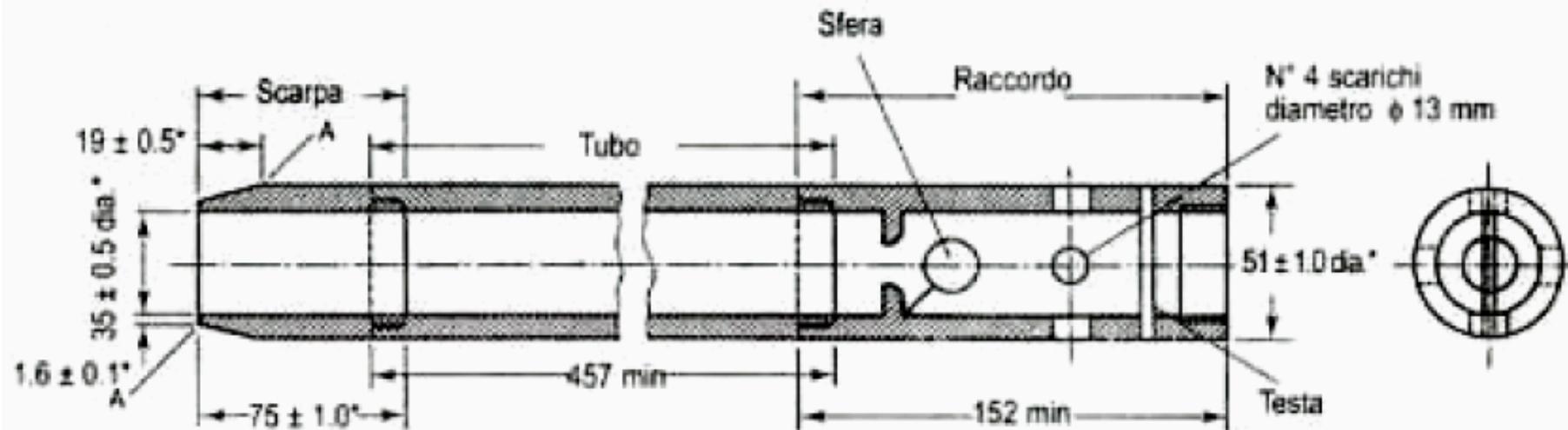


Si assume quale **resistenza alla penetrazione** il parametro: $N_{SPT} = N_2 + N_3$

CAMPIONATORE



Campionatore SPT
secondo raccomandazione ISSMFE (1988)
Note: Misure in mm



INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI

I risultati della prova S.P.T. sono utilizzati soprattutto per la stima indiretta, mediante correlazioni empiriche, della densità relativa e della resistenza al taglio delle sabbie. Meno significative e più incerte sono le correlazioni per la stima della resistenza al taglio non drenata dei terreni a grana fine.

Dato il carattere empirico dei metodi di interpretazione dei risultati della prova S.P.T. è assolutamente necessario seguire in modo scrupoloso la procedura di riferimento (ISSMFE, 1988).

I risultati della prova sono infatti influenzati:

- dalle caratteristiche del campionatore
- dalle dimensioni delle aste
- dal sistema di battitura
- dalla tecnica di perforazione
- dalle dimensioni del foro.

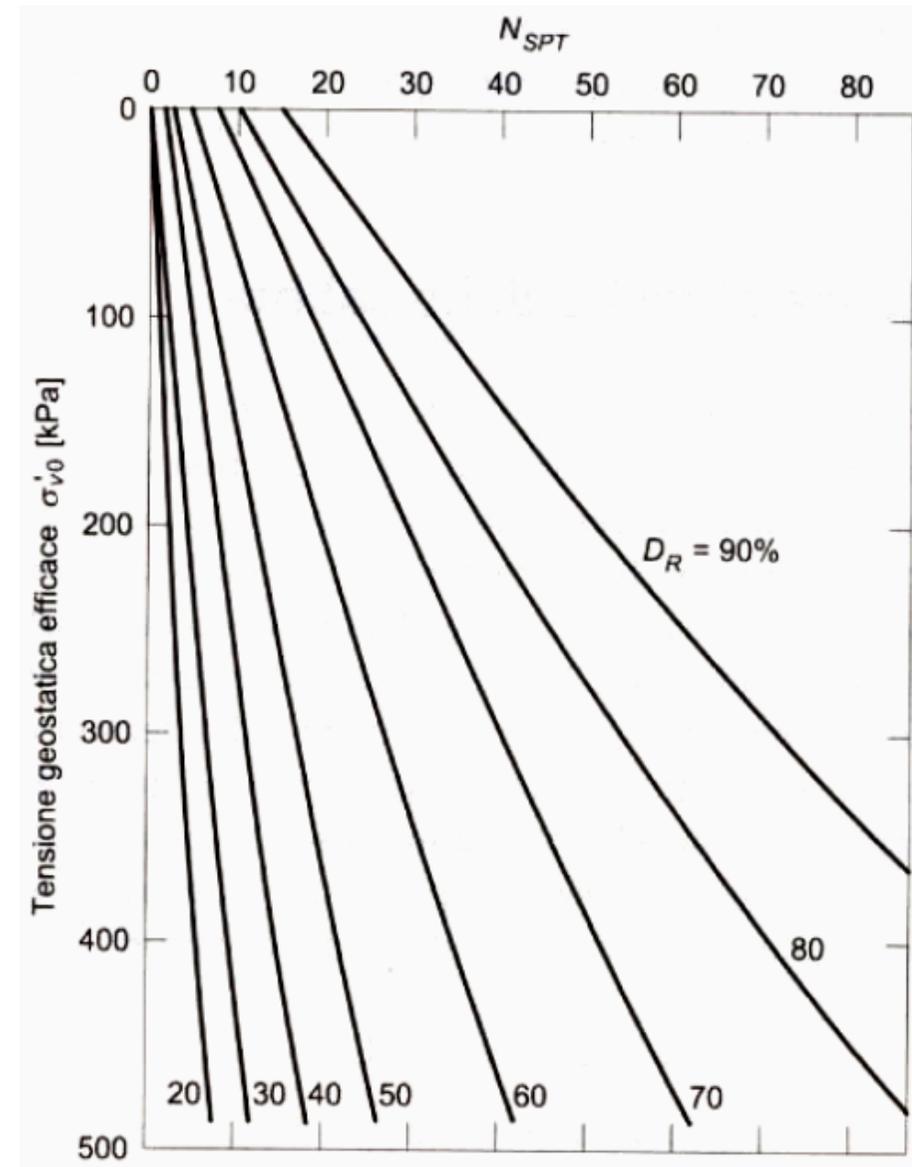
INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI

Terreni sabbiosi: stima della densità relativa

1) **Gibbs e Holtz (1957)** - valida per sabbie quarzose NC non cementate)

$$N_{SPT} = \left(17 + 24 \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) D_R^2$$

in cui p_a è la pressione atmosferica ($p_a=100$ se σ'_{v0} è espresso in kPa, $p_a=1$ se σ'_{v0} è espresso in kgf/cm²)



2) **Bazaraa** (1967) - valida per sabbie sovraconsolidate o costipate in cantiere

$$N_{SPT} = 20 \left(1 + 4.1 \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) D_R^2 \quad \text{per } \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \leq 0.732$$

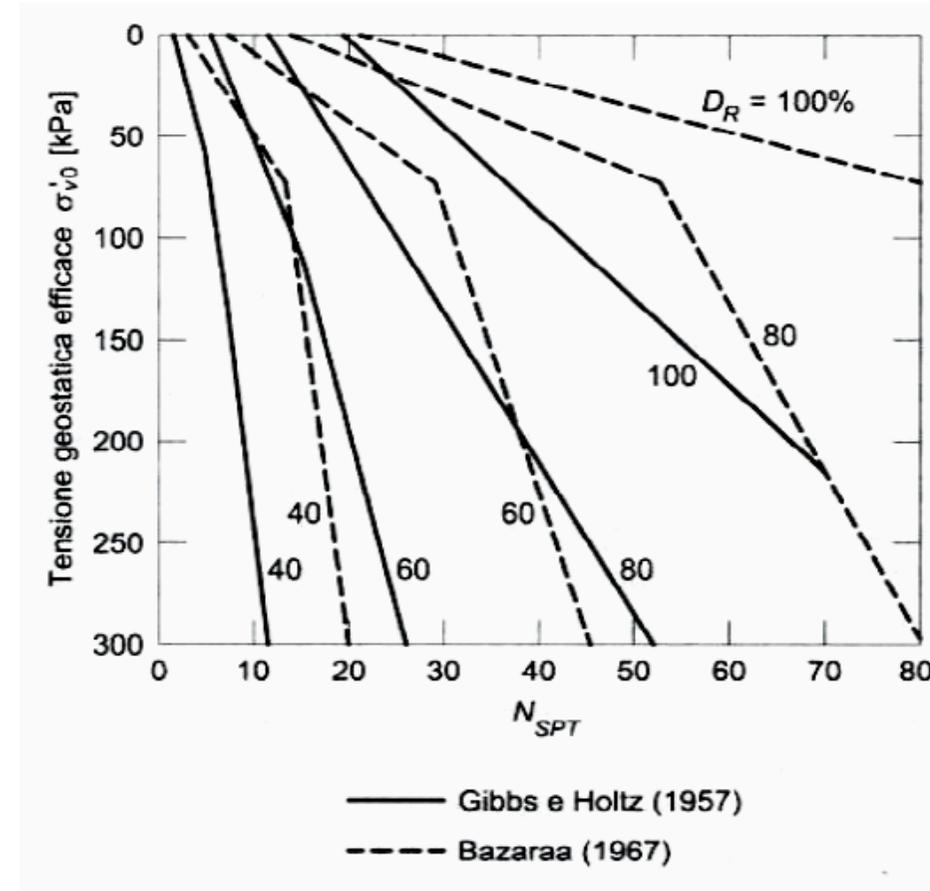
$$N_{SPT} = 20 \left(3.24 + 1.024 \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) D_R^2 \quad \text{per } \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} > 0.732$$

in cui p_a è la pressione atmosferica ($p_a=100$ se σ'_{v0} è espresso in kPa, $p_a=1$ se σ'_{v0} è espresso in kgf/cm²)

3) **Marcuson e Bieganousky** (1977)

$$D_R(\%) = 12.2 + 0.75 \left[222 N_{SPT} + 1600 - 711 OCR - 754 \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) - 50U^2 \right]^{0.5}$$

in cui OCR è il grado di sovraconsolidazione e U è il coefficiente di uniformità della sabbia.



4) Skempton(1986)

$$D_R^2 = \frac{N_{cor}}{60}$$

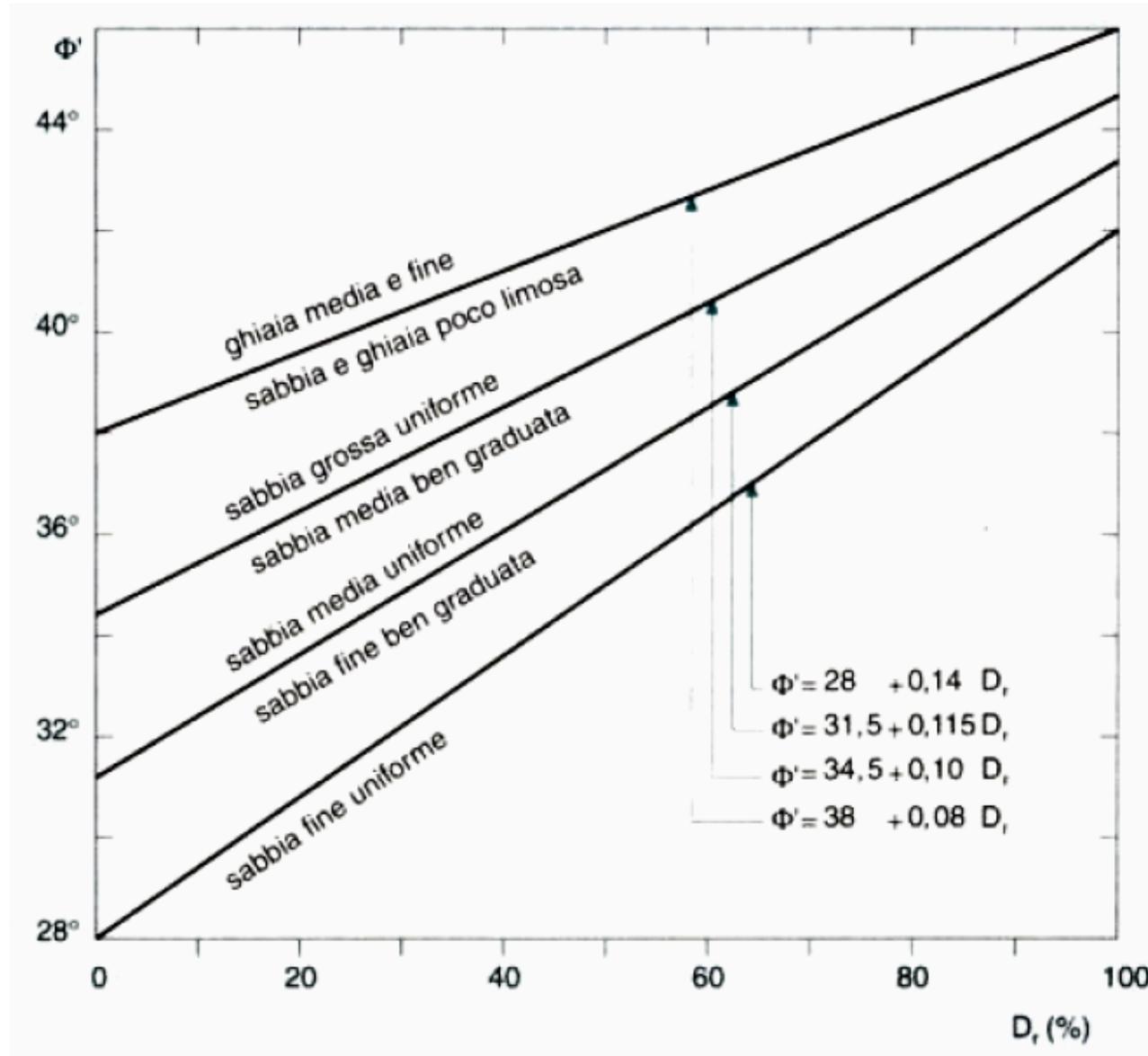
in cui N_{cor} è il valore corretto dell'indice N_{SPT} per tener conto della pressione litostatica efficace:

$$N_{cor} = C_N \cdot N_{SPT} \cdot$$

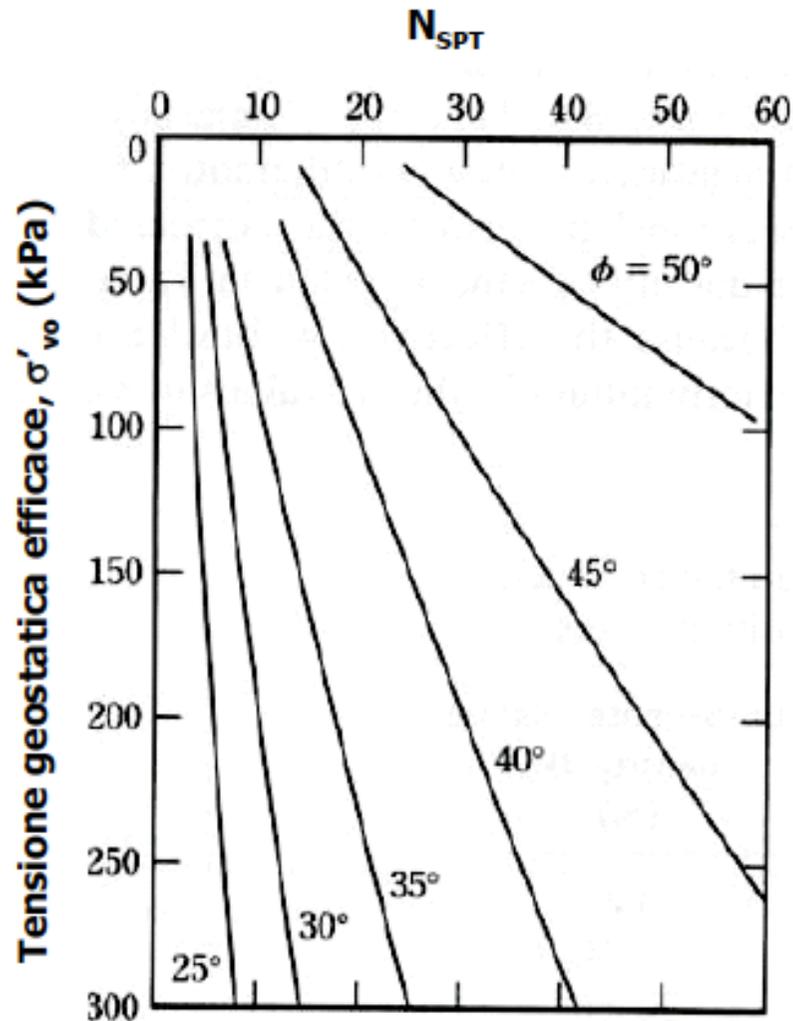
$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}} \quad \text{per sabbie fini}$$

$$C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}} \quad \text{per sabbie grosse}$$

L'angolo di resistenza al taglio può essere stimato in base al valore della densità relativa con le correlazioni proposte da Schmertmann(1977) per differenti granulometrie:



L'angolo di resistenza al taglio può essere stimato anche mediante correlazioni dirette tra ϕ' e NSPT, che evitano le approssimazioni dovute al doppio passaggio (Schmertmann (1975) - (Kulhawy e Mayne, 1980):



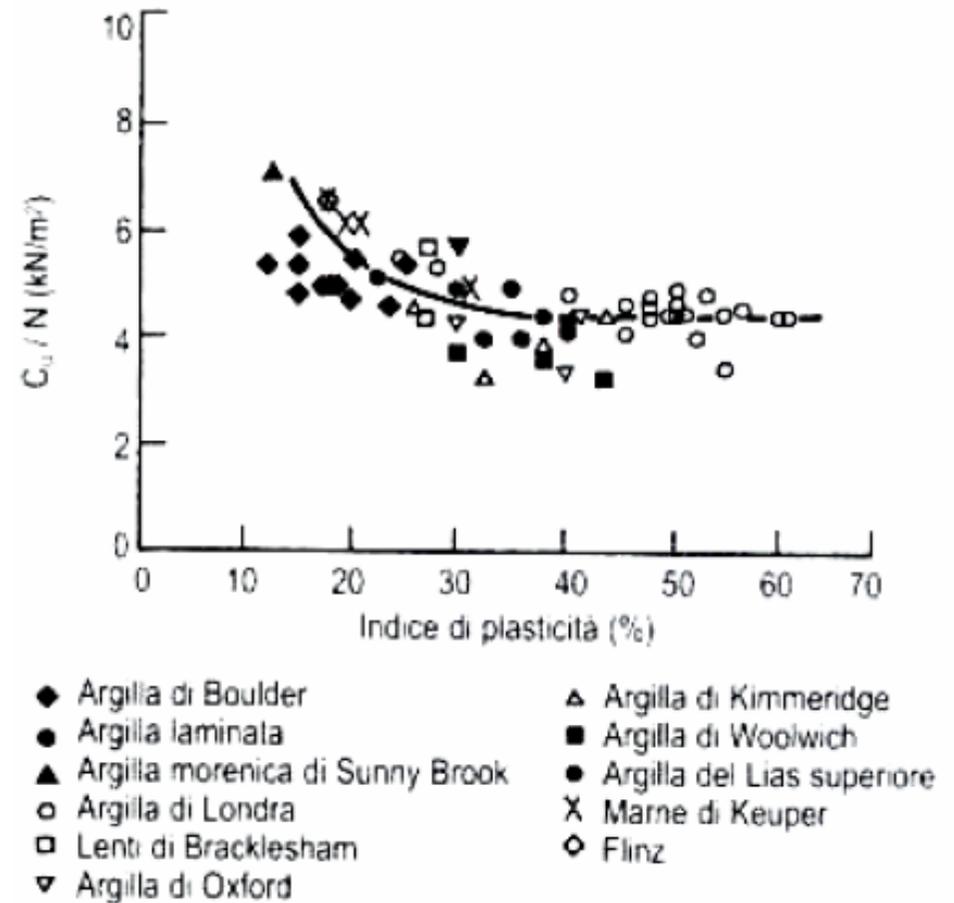
$$\phi' = \arctan \left[\frac{N_{SPT}}{12,2 + 20,3 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{0,34}} \right]$$

Stima della resistenza al taglio non drenata

La resistenza al taglio non drenata di un'argilla non sensitiva può essere approssimativamente stimata dai risultati di prove S.P.T. con la correlazione di Stroud (1974):

$$c_u = f_1 N_{SPT}$$

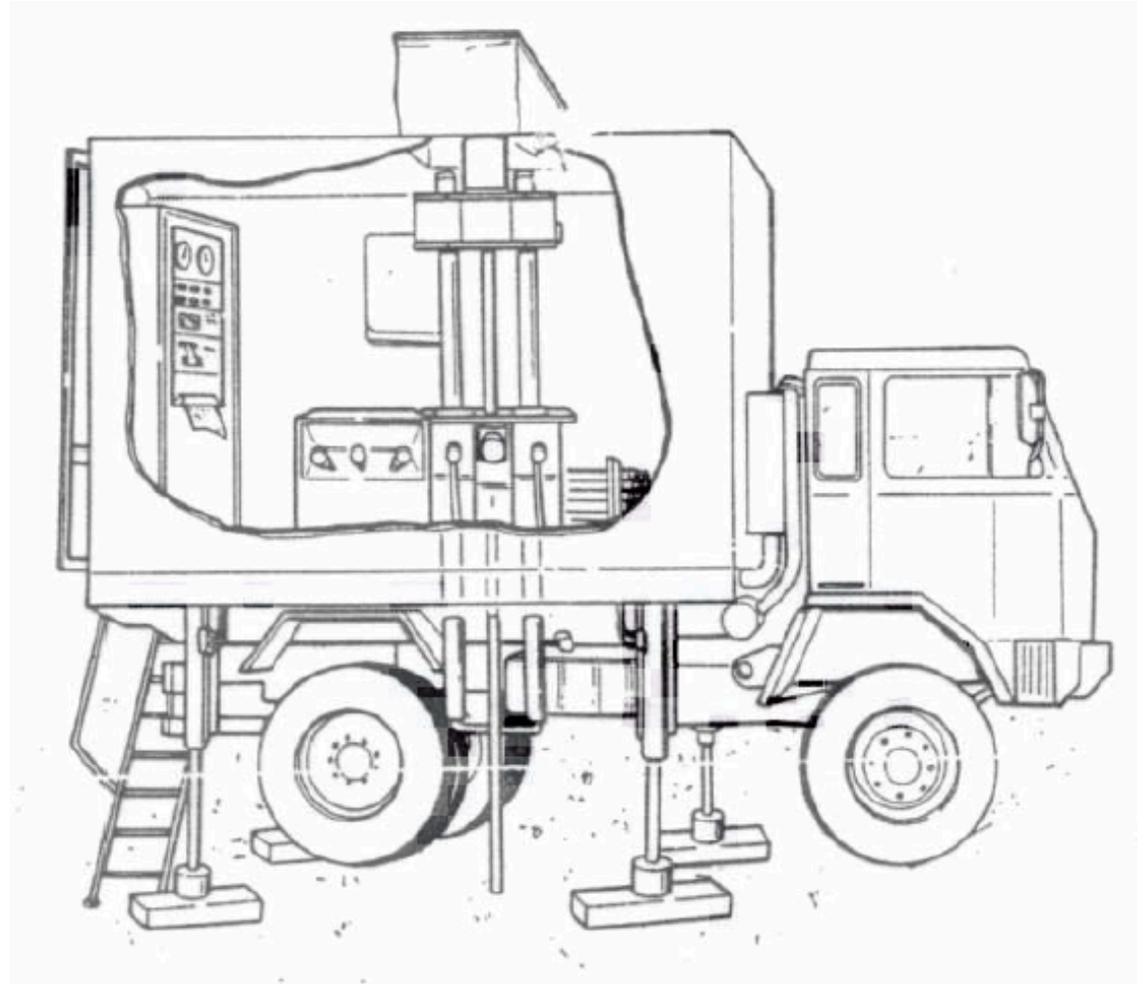
in cui f_1 è un coefficiente funzione dell'indice di plasticità. f_1 ha valori compresi tra 3,5 e 6,5 kPa, e mediamente vale 4,4 kPa,



PROVA PENETROMETRICA STATICA (CPT)

La prova penetrometrica statica C.P.T. (Cone Penetration Test) è un mezzo di indagine molto diffuso in Italia poiché, ad un costo modesto, permette l'identificazione della successione stratigrafica lungo una verticale, e la stima di molti parametri geotecnici sia in terreni a grana fine che in terreni a grana grossa (ghiaie escluse).

La prova è autoperforante, ovvero non richiede l'esecuzione di un foro di sondaggio, e consiste nell'infissione a pressione nel terreno, a partire dal p.c., ed alla velocità costante di 20 mm/sec (con una tolleranza di ± 5 mm/sec), di una punta conica avente diametro 35.7 mm e angolo di apertura 60° , collegata al dispositivo di spinta mediante una batteria di tubi.



PROVA CPT - PENETROMETRO STATICO -

Il penetrometro statico esiste attualmente in due versioni, con caratteristiche geometriche e procedure di prova normate a livello internazionale (ISSMFE, 1989):

- penetrometro meccanico con manicotto d'attrito
- penetrometro elettrico.

Prova CPT con penetrometro meccanico - Fasi operative

1) Inizialmente, esercitando una forza F_1 sulle aste interne collegate alla punta, si fa avanzare a velocità costante la sola punta per una lunghezza di 40 mm.

L'area della punta è: $A_p = \pi 3,57^2 / 4 = 10 \text{ cm}^2$

La pressione media alla punta durante l'avanzamento (resistenza di punta) vale: $q_c = F_1 / A_p$

2) Al termine della corsa di 40 mm, viene agganciato il manicotto d'attrito, che ha una superficie laterale di area $A_s = 150 \text{ cm}^2$

3) La punta continua a penetrare trascinandosi dietro anche il manicotto per altri 40 mm. Se si indica con F_2 la forza necessaria a fare avanzare il penetrometro in questa seconda fase, e se si fa l'ipotesi che la resistenza di punta non sia variata rispetto al tratto precedente, è possibile calcolare la tensione tangenziale media lungo la superficie del manicotto (resistenza laterale locale) con la relazione $f_s = (F_2 - F_1) / A_s$

4) Poi la spinta viene applicata alle aste esterne che, a punta ferma, raggiungono prima il manicotto e poi la punta, e infine fanno avanzare l'intero sistema.

5) Il procedimento viene ripetuto ogni 20 cm.

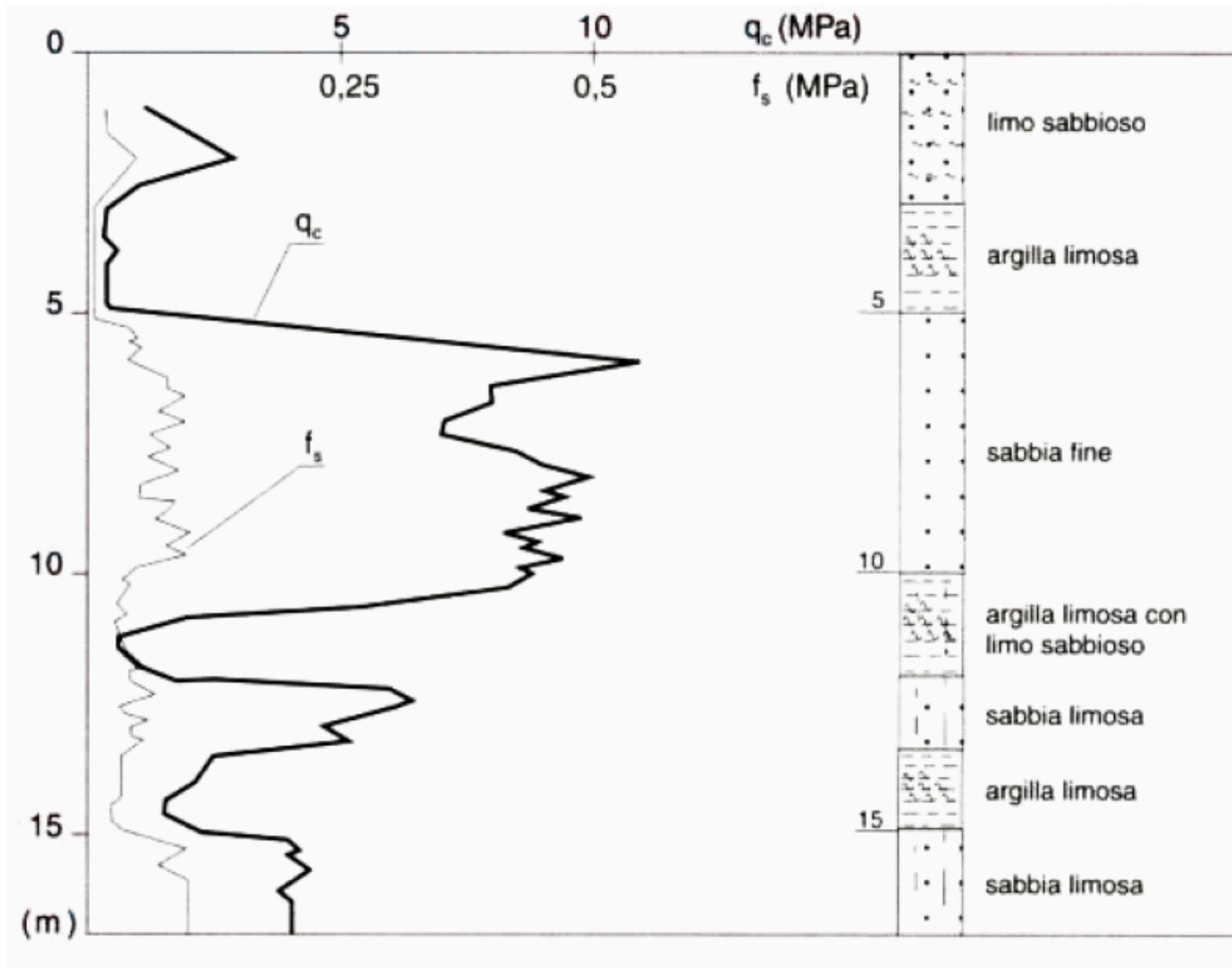
Prova CPT con penetrometro meccanico - Vantaggi e svantaggi

Vantaggi

- è uno strumento semplice e robusto
- può operare in un campo di terreni che va dalle argille alle sabbie grosse
- si possono raggiungere profondità dell'ordine di 40 m e oltre.

Svantaggi

- le resistenze alla penetrazione sono dedotte da misure di forza eseguite in superficie, e quindi sono affette da errori dovuti al peso proprio e alla deformabilità delle aste, ed agli attriti tra le varie parti dell'attrezzatura
- la profondità delle misure è desunta dalla lunghezza delle aste e quindi soggetta ad errori derivanti dalla deviazione dalla verticale
- le misure di **resistenza alla punta q_c** , e di **attrito laterale locale f_s** , non sono indipendenti fra loro e si riferiscono a profondità leggermente diverse, per cui in presenza di terreni fittamente stratificati può condurre a errori di stima.



Prova CPT con penetrometro meccanico - Esempio di rappresentazione dei risultati

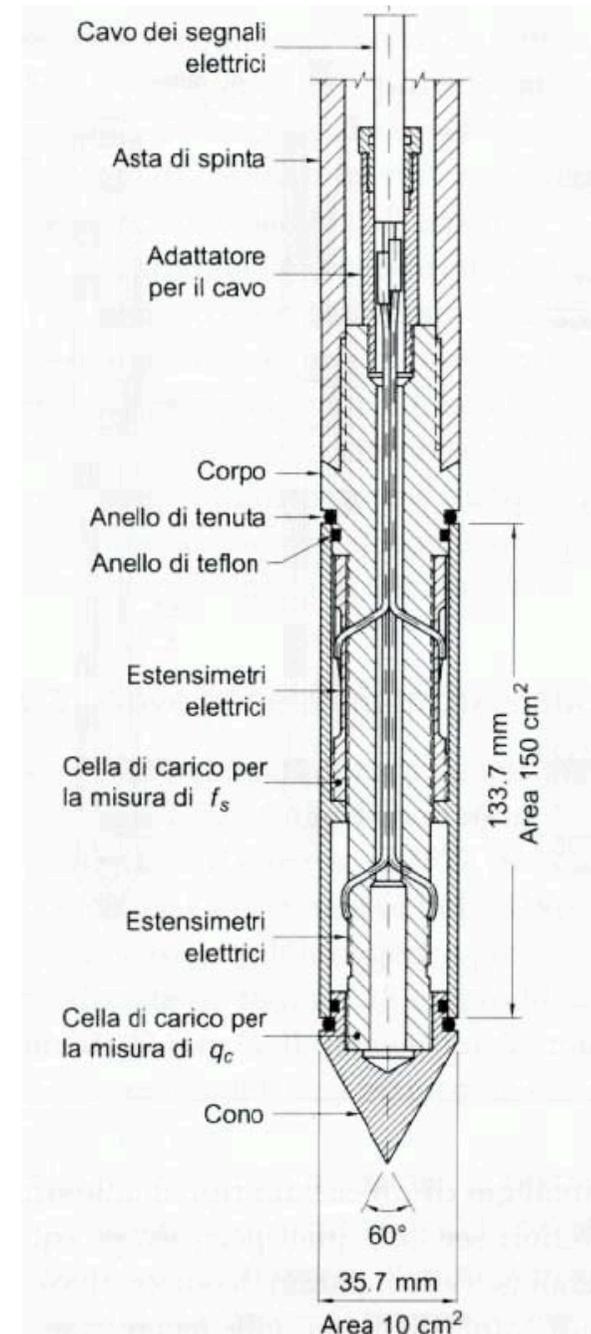
Prova CPT con penetrometro elettrico

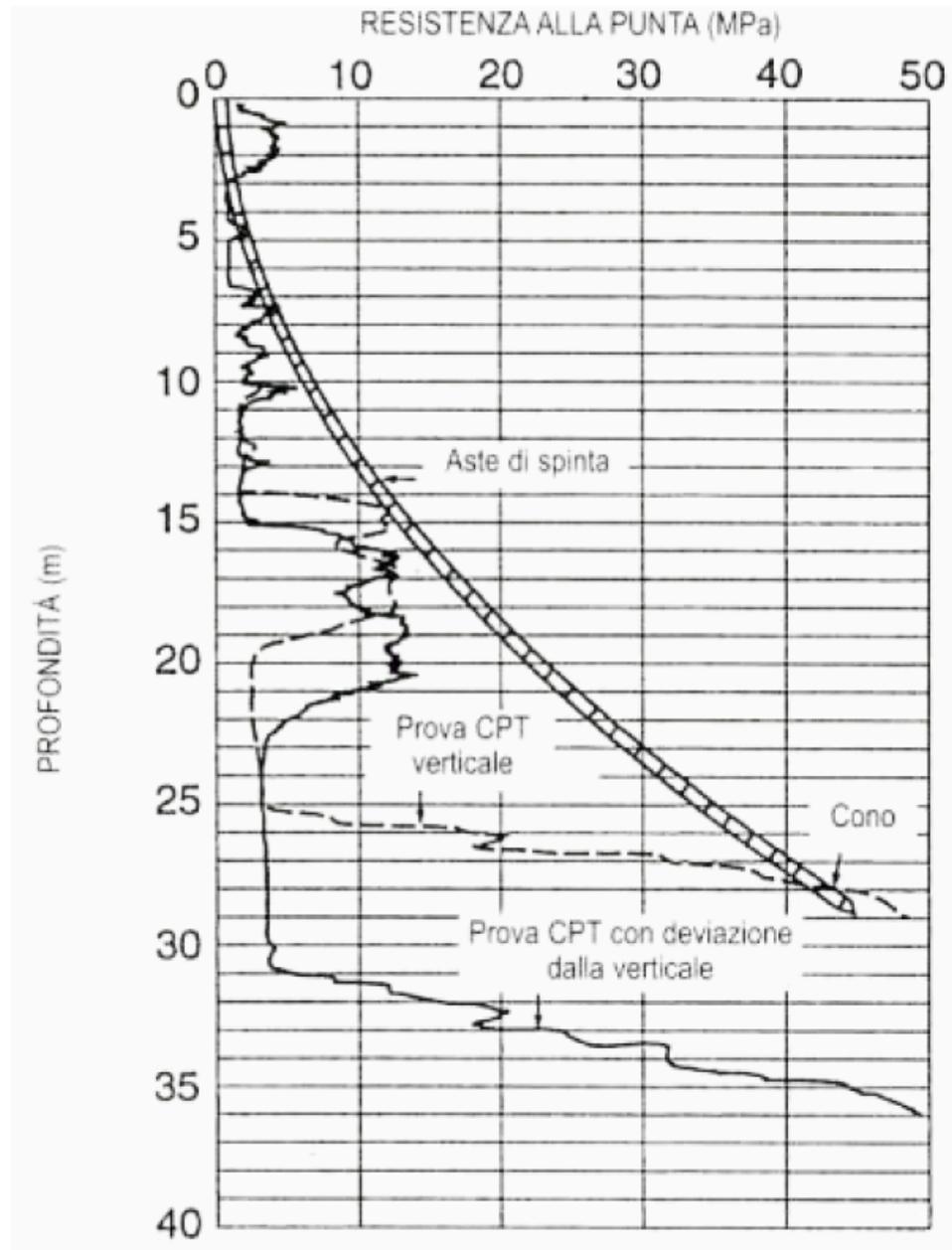
Nel penetrometro elettrico le misure di pressione alla punta e di tensione laterale locale sono eseguite localmente ed in modo fra loro indipendente con **trasduttori elettrici che inviano un segnale alla centralina posta in superficie.**

Un inclinometro alloggiato nelle aste permette di misurare la deviazione dalla verticale e di correggerne gli errori conseguenti.

La frequenza delle misure può essere anche molto ridotta, tipicamente ogni 2-5cm, e i dati sono direttamente acquisiti in forma numerica

I limiti risiedono nel maggiore costo dello strumento, e negli errori derivanti dalle componenti elettroniche (non linearità e isteresi delle celle di pressione, sensibilità alle variazioni di temperatura, calibrazione).





Prova CPT - Effetto della deviazione verticale sul profilo misurato

Prova CPT - Interpretazione dei risultati

Riconoscimento stratigrafico

L'analisi dei risultati di prove C.P.T. consente in primo luogo il riconoscimento litologico dei terreni attraversati e la ricostruzione della successione stratigrafica.

Questa prima fase interpretativa è essenziale e necessaria per ogni ulteriore interpretazione geotecnica.

Infatti durante la prova vengono misurate le resistenze di punta e di attrito laterale opposte dal terreno nelle condizioni di rottura determinate dalla penetrazione dello strumento con una velocità imposta e costante di 2 cm/sec.

A seconda della permeabilità del terreno attraversato la rottura avviene in condizioni drenate o non drenate.

Pertanto il modello interpretativo del fenomeno della rottura, e quindi la successiva deduzione delle caratteristiche meccaniche a partire dalle grandezze misurate, è condizionato dal tipo di terreno cui si riferiscono i dati di resistenza misurati

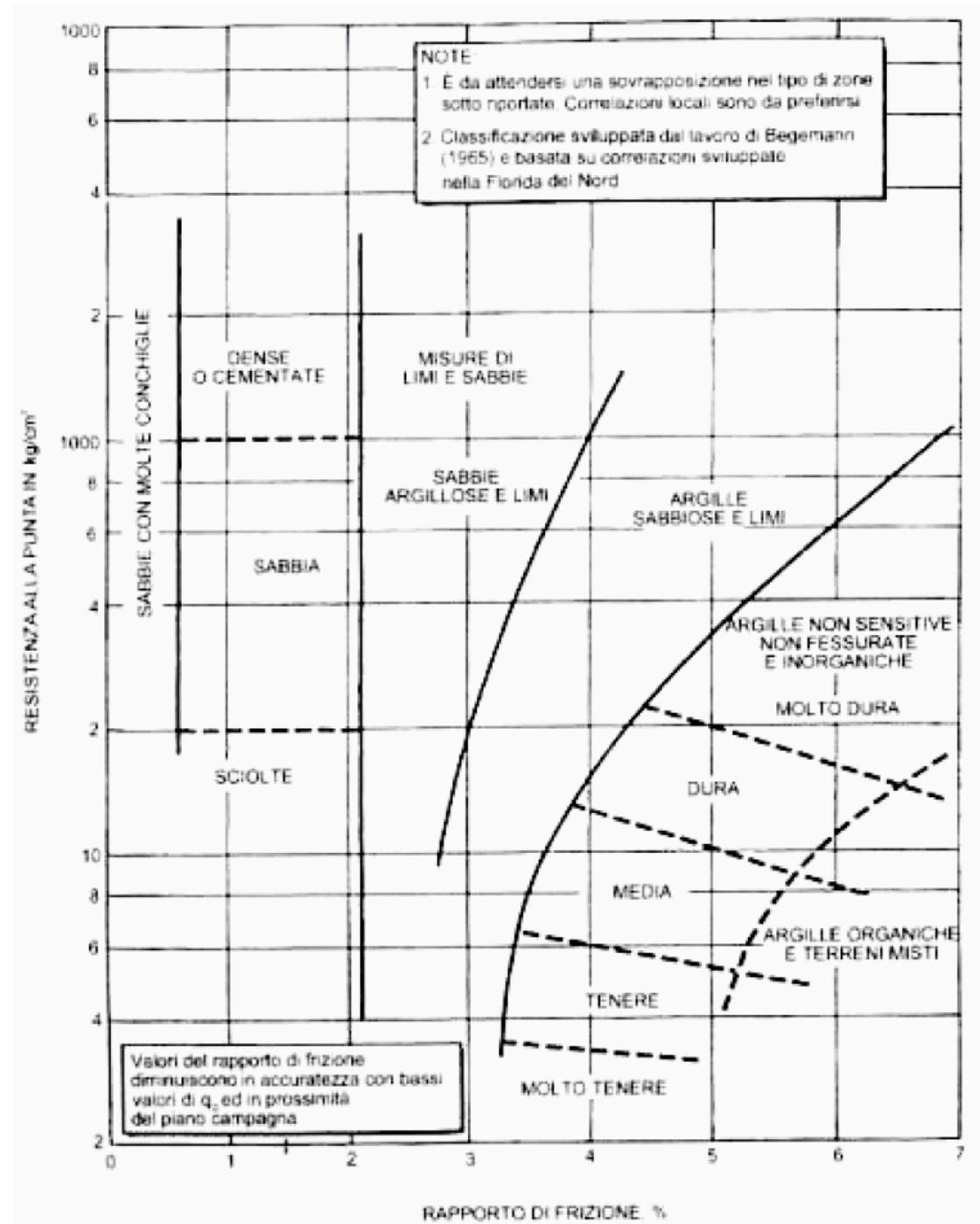
Schmertmann (1978)

Carta di classificazione per penetrometro meccanico

- in ascissa il rapporto d'attrito o di frizione o delle resistenze, R_f in scala naturale

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \cdot 100$$

- in ordinata la resistenza di punta, q_c in scala logaritmica,



Robertson (1990)

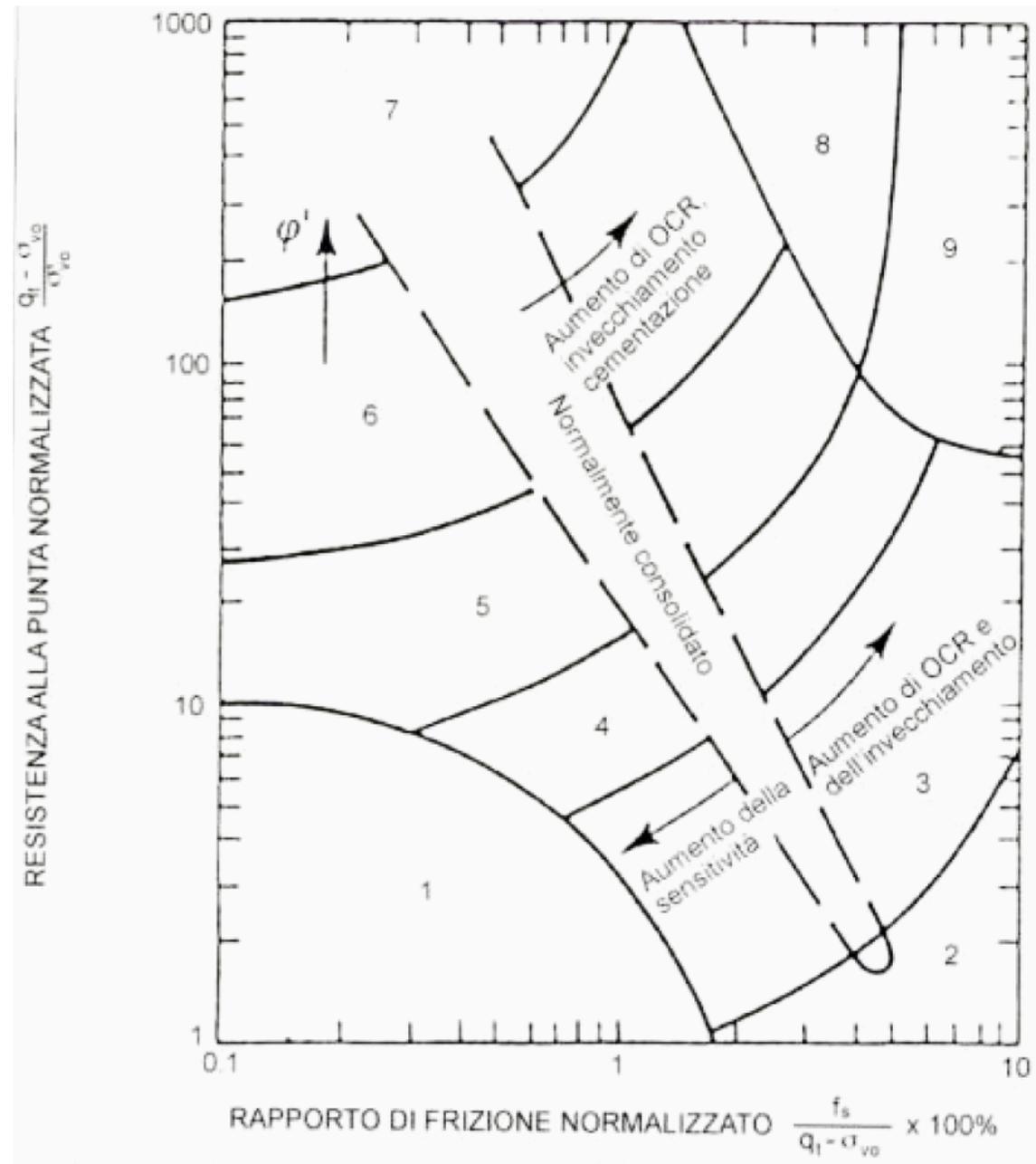
Carta di classificazione per penetrometro elettrico

- in ascissa il rapporto d'attrito normalizzato, F in scala logaritmica

$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \cdot 100$$

- in ordinata la resistenza di punta normalizzata Q in scala logaritmica

$$Q = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot 100$$



I campi in cui è diviso il grafico sono contraddistinti da numeri cui corrispondono i seguenti tipi di terreno:

1. Terreno sensitivo a grana fine.
2. Terreno organico, torba.
3. Argille. Da argille ad argille limose.
4. Limi. Da limi argillosi a argille limose.
5. Sabbie. Da sabbie limose a limi sabbiosi.
6. Sabbie. Da sabbie pulite a sabbie limose.
7. Da sabbie ghiaiose a sabbie.
8. Da sabbie molto dense a sabbie argillose fortemente sovraconsolidate o cementate.
9. Materiali fini granulari molto duri, fortemente sovraconsolidati o cementati.

È comunque opportuno che l'interpretazione stratigrafica delle prove CPT sia avvalorata dal confronto con profili stratigrafici direttamente ottenuti mediante sondaggi eseguiti nell'area di indagine.

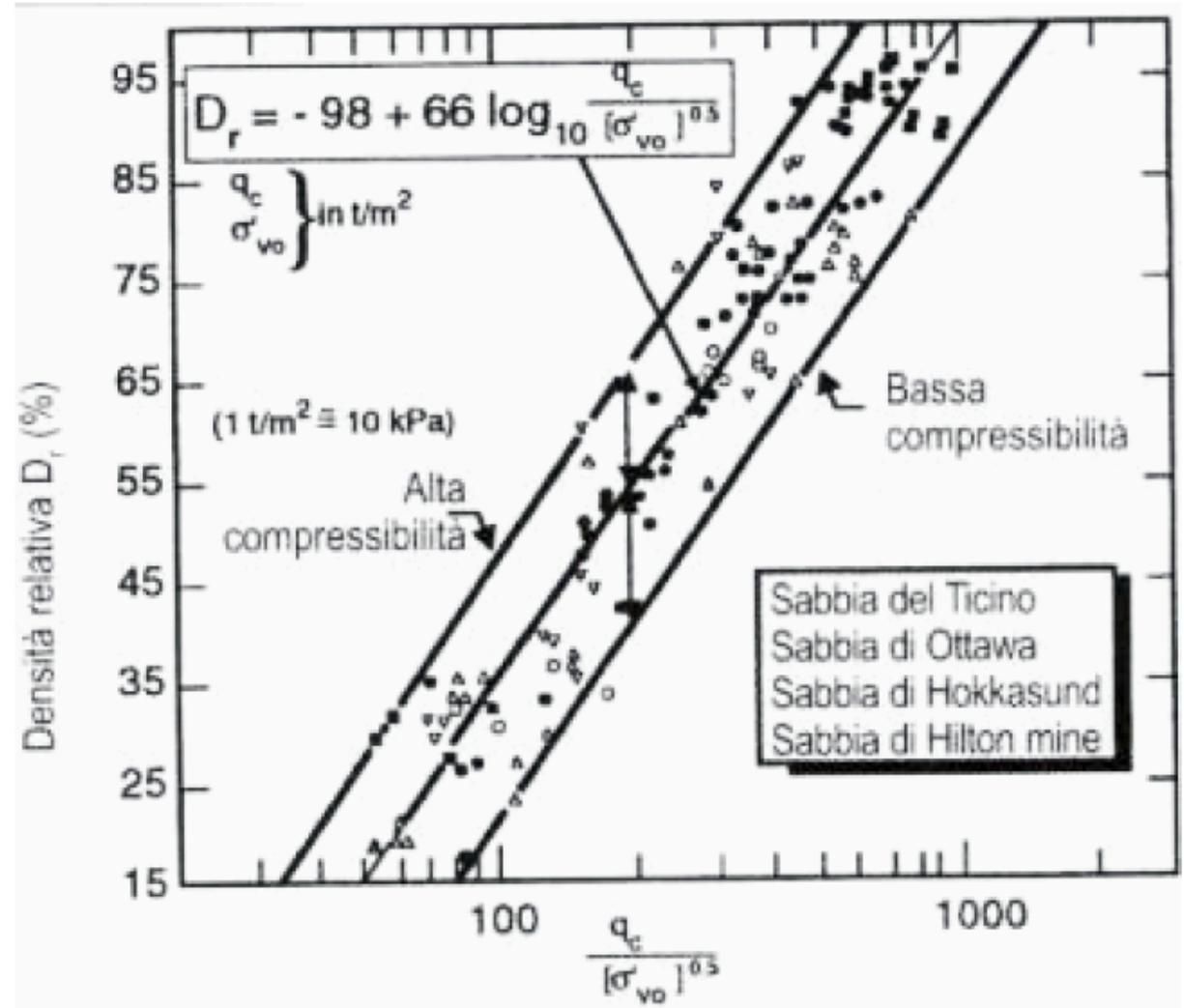
Prova CPT - Interpretazione dei risultati

Terreni sabbiosi

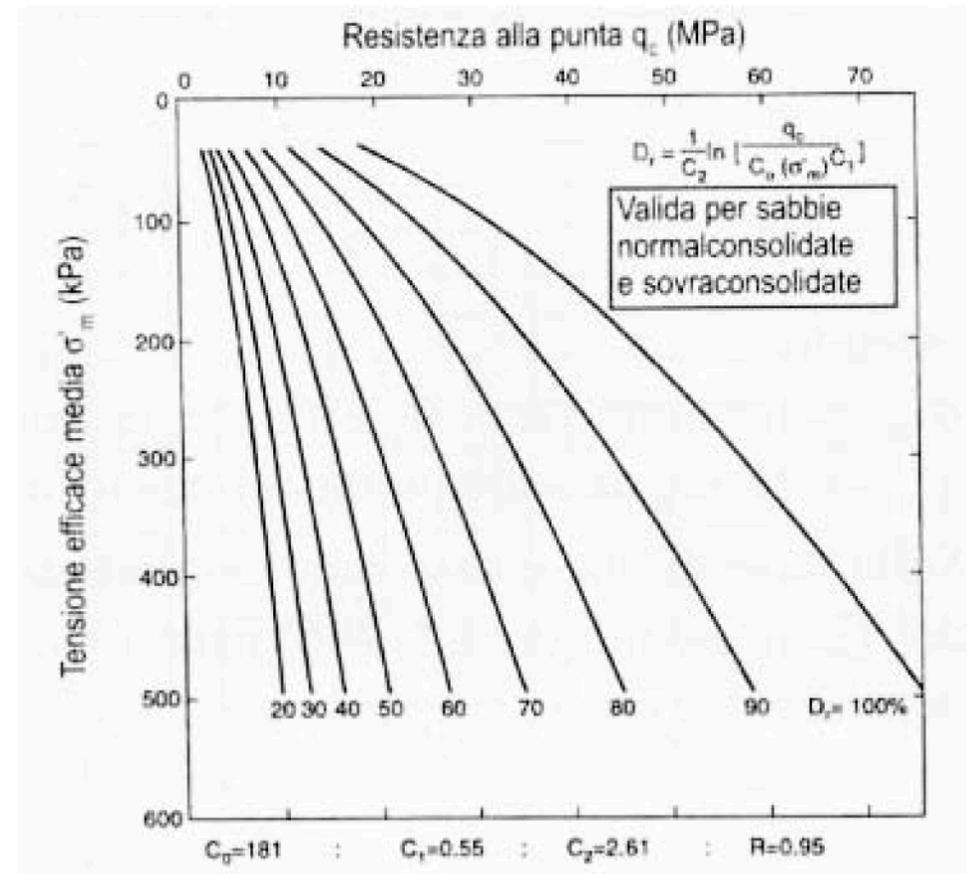
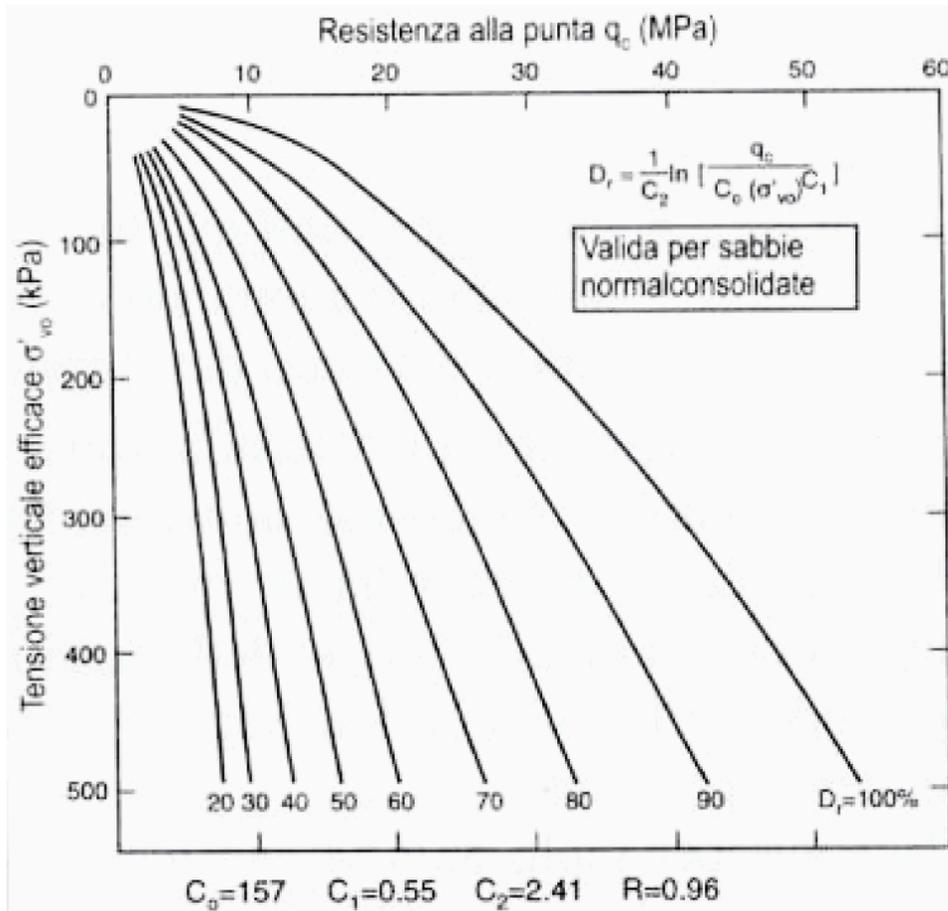
L'avanzamento del penetrometrostatico in terreni sabbiosi avviene generalmente in condizioni drenate, ed è quindi possibile interpretarne i risultati in termini di tensioni efficaci.

Per la stima dei parametri geotecnici dei terreni sabbiosi si utilizza comunemente la densità relativa, come parametro intermedio.

In figura la relazione proposta da Jamiolkowski et al.(1985) (per sabbie silicee, non cementate, di recente deposizione, normalmente consolidate) con q_c e σ'_{v0} espressi in t/m^2 ($1 t/m^2 \cong 10 kPa$)

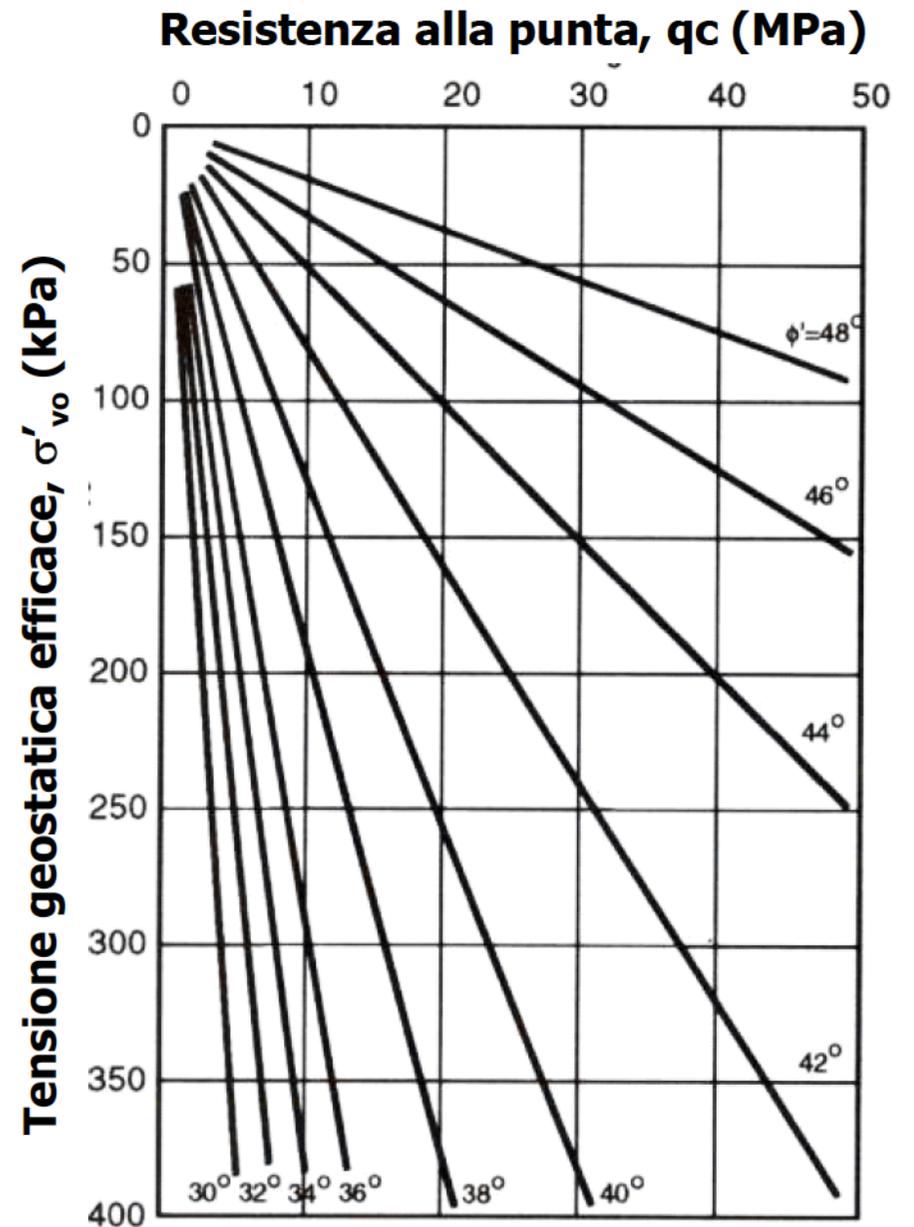


Nelle figure i diagrammi relativi alle relazioni di Baldi et al. (1986) che forniscono il valore della densità relativa D_r per sabbie silicee moderatamente compressibili di recente deposizione e non cementate normalmente consolidate a sinistra e sovraconsolidate a destra



L'angolo di resistenza al taglio può essere stimato anche mediante correlazioni dirette tra ϕ' , σ'_{v0} e q_c , che evitano le approssimazioni dovute al doppio passaggio.

In figura le relazioni proposte da Robertson e Campanella (1983) per sabbie quarzose non cementate.



Terreni coesivi

L'avanzamento del penetrometro statico in terreni a grana fine saturi avviene in condizioni non drenate.

Una stima della resistenza al taglio non drenata, c_u , della pressione di consolidazione, σ'_c , e del grado di sovraconsolidazione, OCR, di terreni argillosi può essere eseguita con le seguenti equazioni (Mayne e Kemper, 1988)

- $c_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k}$ ($N_k = 15$ per penetrometro elettrico ; $N_k = 20$ per penetrometro meccanico)
- $\sigma'_c = 0.243 q_c^{0.96}$ (σ'_c e q_c sono espressi in N/mm^2)
- $OCR = 0.37 \left(\frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right)^{1.01}$ in cui σ'_{v0} è la tensione geostatica verticale efficace alla profondità della misura di q_c .

Il modulo edometrico, M , ovvero il modulo di deformazione in condizioni di espansione laterale impedita, può essere approssimativamente stimato con la relazione (Sanglerat, 1972):

$$M = \frac{1}{m_v} = \frac{2,3 \cdot (1+e) \cdot \sigma'_v}{C_c} = \alpha \cdot q_c$$

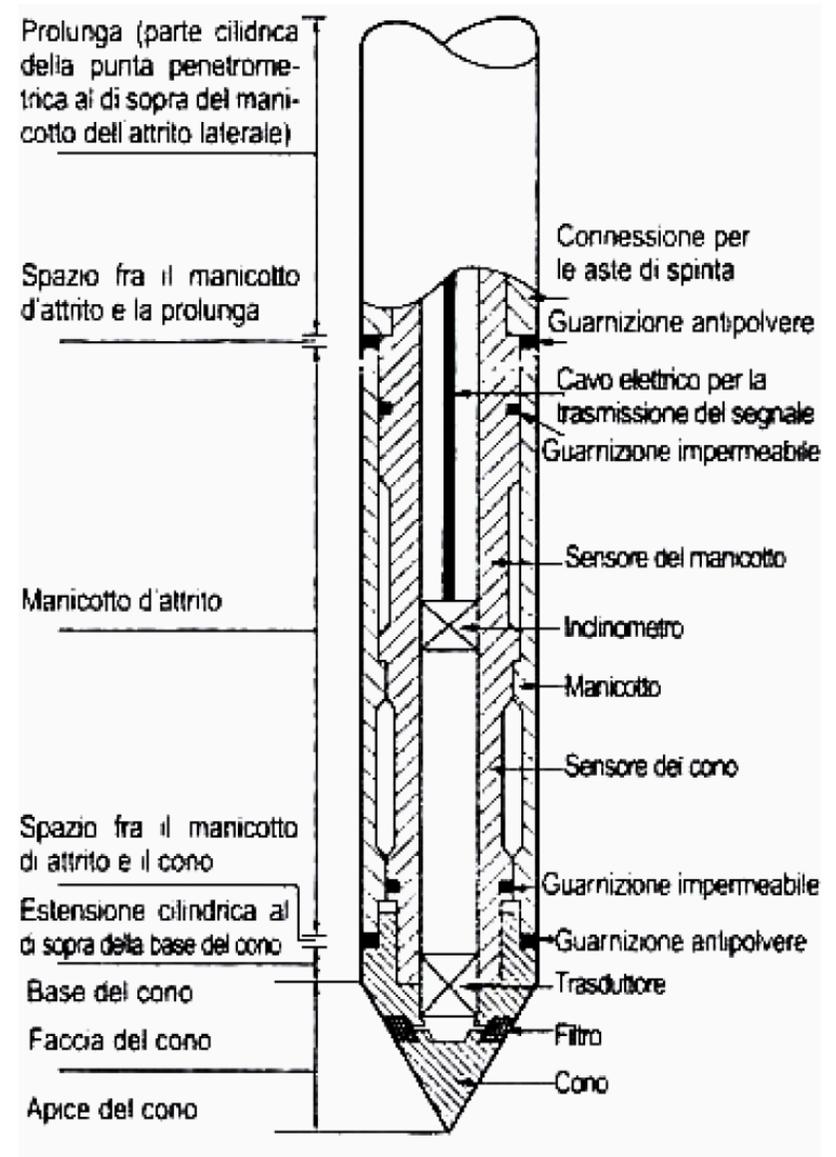
	$q_c < 0,7$ MPa	$3 < \alpha < 8$
Argille di bassa plasticità (CL)	$0,7 < q_c < 2,0$ MPa	$2 < \alpha < 5$
	$q_c > 2,0$ MPa	$1 < \alpha < 2,5$
Limi di bassa plasticità (ML)	$q_c < 2,0$ MPa	$3 < \alpha < 6$
	$q_c > 2,0$ MPa	$1 < \alpha < 3$
Argille e limi di elevata plasticità (CH, MH)	$q_c < 2,0$ MPa	$2 < \alpha < 6$
Limi organici (OL)	$q_c < 1,2$ MPa	$2 < \alpha < 8$
	$q_c < 0,7$ MPa	
	$50 < w^* < 100$	$1,5 < \alpha < 4$
Torbe e argille organiche (P _t , OH)	$100 < w < 200$	$1 < \alpha < 1,5$
	$w > 200$	$0,4 < \alpha < 1$

* w = contenuto in acqua (%)

PROVA COL PIEZOCONO (CPTU)

La prova viene effettuata in terreni saturi sotto falda secondo le stesse modalità della prova CPT (con penetrometro elettrico) e consente una misura (quasi) continua di:

- resistenza di punta, q_c
- resistenza laterale, f_s
- pressioni neutre (u_1 , u_2 e u_3)



PROVA DILATOMETRICA (DMT)

La lama, collegata ad una batteria d'aste, viene infissa a pressione nel terreno ed arrestata ogni 20 cm.

Viene espansa la membrana aumentando gradualmente la pressione del gas a tergo e misurati i valori della pressione corrispondenti all'inizio dell'espansione (p_0) e ad uno spostamento prefissato del centro, 1.1 mm (p_1).

