

INDAGINI E PROVE IN SITU

Prof. Ing. Geol. Eugenio Castelli

6.2.1 ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO

6.2.1 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

6.2.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

6.2.3 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

6.2.4 IMPIEGO DEL METODO OSSERVAZIONALE

6.2.5 MONITORAGGIO DEL COMPLESSO OPERA -TERRENO

6.2.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

- Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento e devono riguardare il volume significativo e devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione.
- I valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni **devono essere ottenuti mediante specifiche prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno e attraverso l'interpretazione dei risultati di prove e misure in sito.**
- Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una **stima ragionata e cautelativa** del valore del parametro nello stato limite considerato.
- Per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo....
- È **responsabilità del progettista** la definizione del piano delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica.
- Le indagini e le prove devono essere **eseguite e certificate dai laboratori di cui all'art.59 del DPR 6.6.2001, n.380.**
- Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata sull'esperienza e sulle conoscenze disponibili...

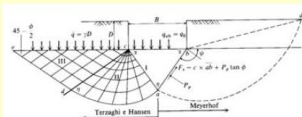
Caratteristiche geotecniche

- **Caratteristiche del deposito:** *Morfologia, genesi, profilo stratigrafico, struttura, condizioni ambientali ecc.*
- **Caratteristiche delle fasi:** *Dimensioni, forma, mineralogia e peso specifico delle particelle, chimica del fluido/gas*
- **Caratteristiche di stato:** $\gamma, e_0(n), w, S_r, D_R, K_0, OCR, \xi_0$
- **Caratteristiche meccaniche:** $G_0, \nu', E, E_u, C_c(\lambda), C_r(\kappa), C_\alpha, \phi'_{cv}(M), \phi'_p, \phi'_{res}, c', \psi, c_u$
- **Caratteristiche idrauliche:** k
- **Caratteristiche sismiche:** V_p, V_s, D

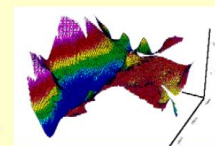
Sondaggi con campionamento e prove di laboratorio



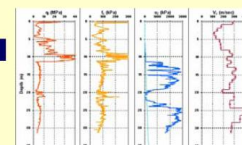
Metodi analitici



Indagini geofisiche



Prove in posto

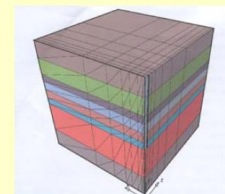


Modellazione costitutiva

Valutazione dei parametri
 $D_{50}, U, \gamma, e_0(n), w, S_r, \psi, D_R, K_0, OCR$
 $G_0, \nu', E, E_u, \phi'(M), c', D, c_u$
 $C_c(\lambda), C_r(\kappa), C_\alpha, V_p, V_s, V_R - k, c_v$

Modellazione costitutiva

Simulazioni numeriche



Relazione fra indagini geotecniche e progetto

Analisi e definizione dei problemi geotecnici posti dalla costruzione dell'opera



Definizione della profondità d'indagine, del tipo e del numero di indagini



Affidamento delle indagini ad un'impresa specializzata e controllo in corso d'opera

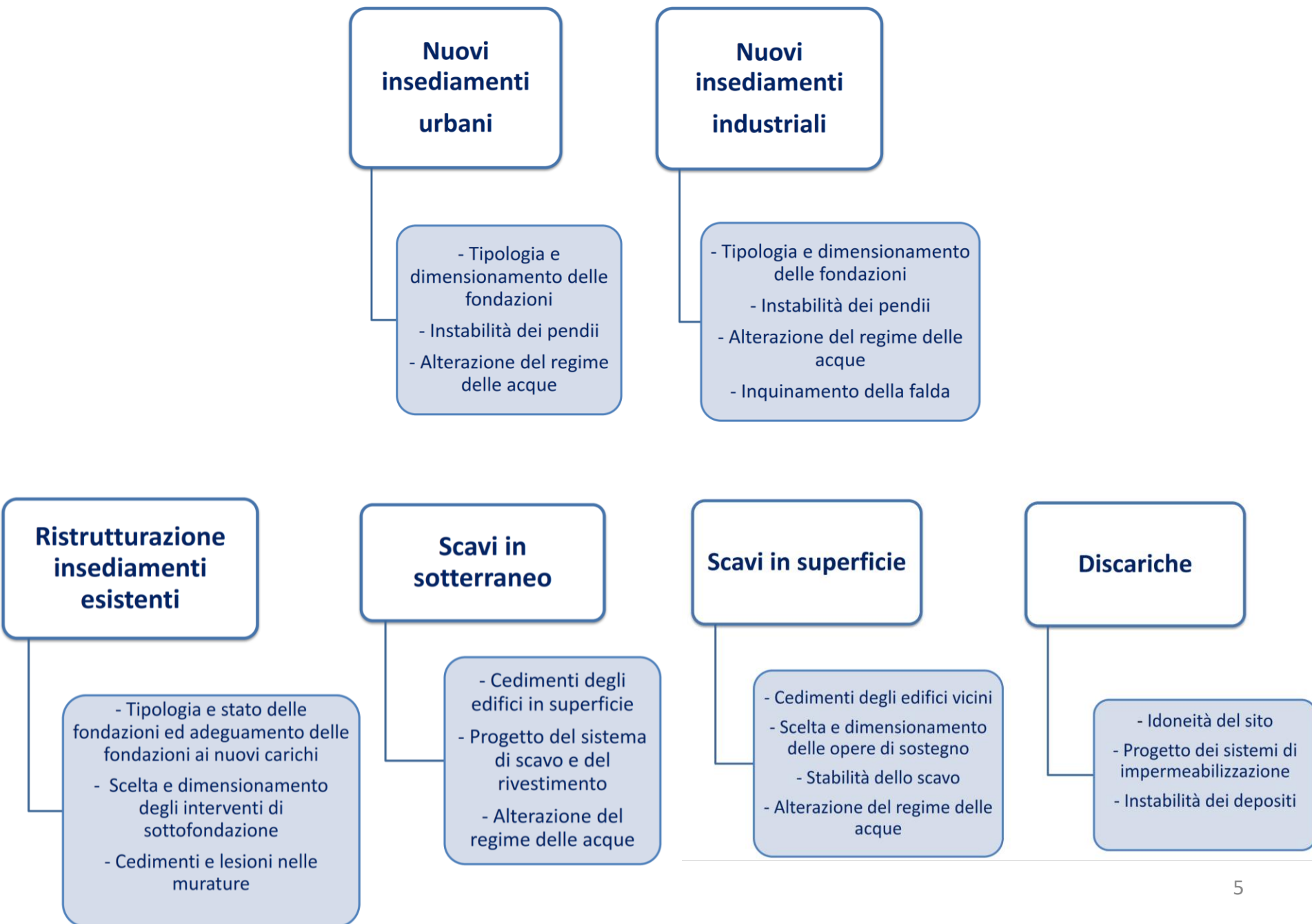


Interpretazione critica delle indagini



Modello geotecnico del terreno

Relazione fra indagini geotecniche e progetto



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

Le **INDAGINI IN SITO** sono insostituibili per il riconoscimento stratigrafico, interessano volumi di terreno molto maggiori, molte di esse consentono di determinare **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.

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

Per ottenere dai valori delle grandezze misurate con prove in sito i 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 N_{SPT}).

Al contrario le **PROVE DI LABORATORIO** hanno condizioni al contorno (di carico, di vincolo, di drenaggio), ben definite e controllabili, ed i risultati possono essere interpretati con modelli matematici appropriati, ma i campioni possono non essere rappresentativi delle reali condizioni in sito, sia a causa della variabilità intrinseca del terreno naturale, sia per l'inevitabile disturbo di campionamento.

DIAGRAMMA DI FLUSSO PER L'INTERPRETAZIONE DELLE INDAGINI



INDAGINI IN SITO: finalità

- Le indagini geotecniche hanno lo scopo di rendere possibile, a costi ragionevoli, la realizzazione di opere di ingegneria civile, riducendo le incertezze ed i rischi relativi alle caratteristiche dei terreni ad un livello accettabile, che è, ovviamente, funzione dell'importanza dell'opera. Più in dettaglio, le indagini geotecniche sono rivolte a:
 1. **l'individuazione del profilo stratigrafico**, in termini di litotipi presenti, disposizione geometrica dei contatti stratigrafici, presenza di elementi strutturali rilevanti (ad esempio faglie attive) e definizione del regime idraulico delle acque sotterranee;
 2. **la determinazione delle caratteristiche fisiche** (granulometria, plasticità, peso dell'unità di volume, contenuto d'acqua, grado di saturazione, ecc.), **meccaniche** (deformabilità e resistenza al taglio) ed **idrauliche** (permeabilità) dei litotipi individuati;
 3. **il controllo della variazione nel tempo di alcune grandezze**, quali, ad esempio spostamenti, forze, e pressioni interstiziali, assunte come rappresentative del comportamento di un'opera in fase di realizzazione o completata.
- L'insieme delle attività 1 e 2 va sotto il nome di **"caratterizzazione geotecnica"**, le attività di cui al punto 3 costituiscono il cosiddetto **"monitoraggio"**.
- Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e devono riguardare il **volume significativo** del terreno (volume di sottosuolo interessato dalle variazioni di stato tensionale causate dalla costruzione del manufatto).
- Le indagini devono essere finalizzate alla definizione di uno o più **modelli geotecnici del sottosuolo** necessari alla progettazione, ovvero schemi rappresentativi delle condizioni stratigrafiche, geotecniche ed idrauliche da utilizzare nell'analisi quantitativa di un determinato problema geotecnico.
- L'interpretazione ragionata e cautelativa delle prove in sito e delle prove di laboratorio deve condurre alla stima dei valori caratteristici dei parametri geotecnici rappresentativi del comportamento del terreno.
- E' responsabilità del progettista definire il piano d'indagine, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica.

INDAGINI IN SITO: caratteristiche

Per la determinazione del profilo stratigrafico del sottosuolo e delle caratteristiche meccaniche dei terreni presenti, le prove in sito costituiscono un utile complemento alla sperimentazione in laboratorio su campioni di terreno indisturbati. Una disamina dei vantaggi e degli svantaggi delle prove in sito è elencata di seguito.

Vantaggi

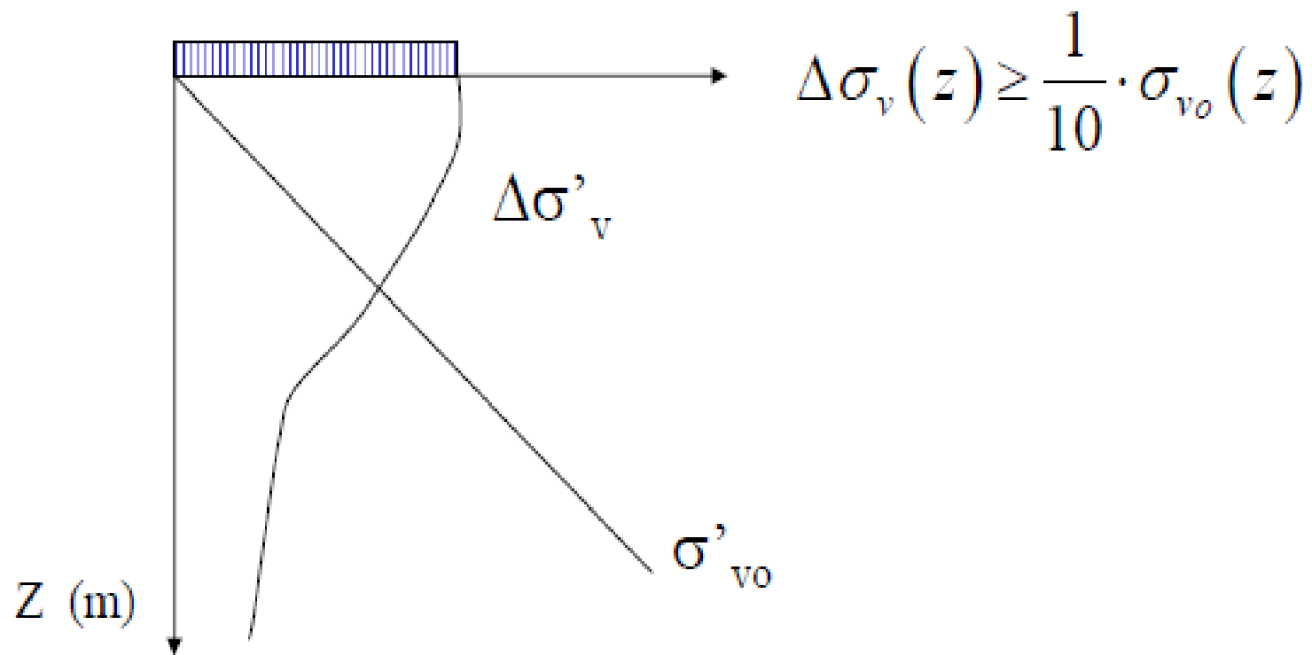
- Non è necessario il prelievo di campioni. A tale riguardo le prove in sito sono spesso l'unica fonte di informazioni disponibile per caratterizzare il comportamento meccanico dei terreni incoerenti per i quali il prelievo di campioni indisturbati è impossibile.
- Con alcune attrezzature è possibile ottenere la registrazione continua con la profondità di parametri che mettono in luce la presenza di caratteri stratigrafici come intercalazioni, lenti di materiali di diversa permeabilità, passaggi di strato.
- Possibilità di indagare un volume di terreno superiore a quello corrispondente ad un campione di laboratorio, con le sue peculiarità macrostrutturali.
- Maggiore rapidità di esecuzione
- Minore costo specifico (soprattutto per quanto riguarda le prove penetrometriche). Ciò rende possibile investigare un numero elevato di verticali con una spesa inferiore a quella necessaria per eseguire un uguale numero di sondaggi con prelievo di campioni indisturbati da inviare al laboratorio.

Svantaggi

- Forniscono un quadro relativamente limitato delle caratteristiche meccaniche del materiale (ad esempio, non è possibile ottenere informazioni sulle caratteristiche di resistenza e deformabilità in tensioni efficaci di un terreno coesivo da prove penetrometriche);
- A differenza della maggior parte delle prove di laboratorio convenzionali, le prove meccaniche in sito sollecitano il terreno in maniera disomogenea, con percorsi di tensione e deformazione diversi da punto a punto; pertanto l'interpretazione della risposta meccanica del terreno alle sollecitazioni imposte richiede pertanto la risoluzione di un problema ai limiti di complessità spesso proibitiva.
- Nelle prove in terreni coesivi sussiste sempre una incertezza riguardo le effettive condizioni di drenaggio (condizioni non drenate, consolidazione parziale), legata alle caratteristiche di permeabilità e rigidità del deposito e alla localizzazione di potenziali recapiti drenanti.
- Il grado di disturbo prodotto dall'inserimento dello strumento di misura talvolta è molto elevato.

Relazione fra indagini geotecniche e progetto: estensione delle indagini

Volume significativo: parte del terreno che interagisce con la struttura e che ne influenza il comportamento (e quindi entro il quale vanno condotte le indagini). In genere si considera il volume entro il quale l'incremento della tensione verticale efficace $\sigma'_v(z)$ eccede di oltre il 10% - 15% la tensione verticale efficace preesistente $\sigma'_{vo}(z)$ in assenza di sovraccarichi.



PROGRAMMAZIONE DELLE INDAGINI

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 e dalle caratteristiche del sottosuolo all'interno del volume significativo.

La geometria e le proprietà fisico meccaniche dell'opera sono generalmente dati del problema noti con buona approssimazione e modificabili in fase di progetto. Ad esempio si può variare lo spessore di un solaio, o la classe di un calcestruzzo, o la pendenza dei fianchi di un rilevato.

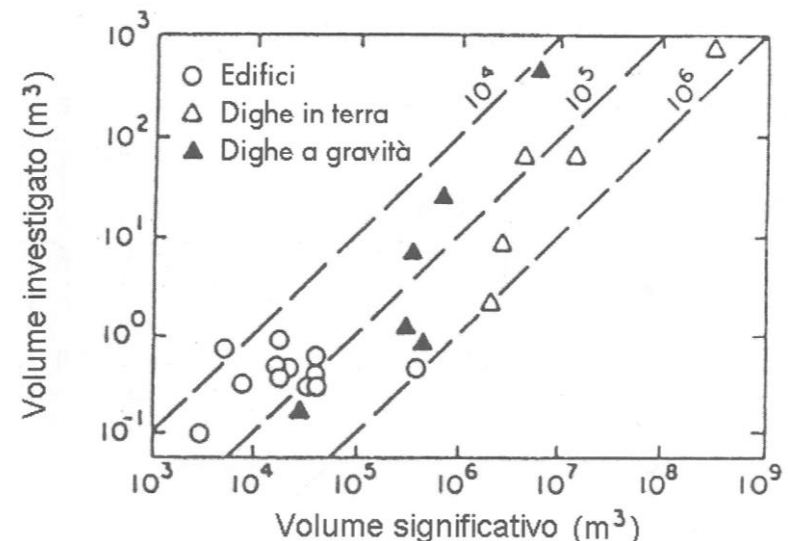
Le caratteristiche del volume significativo di sottosuolo sono invece quasi sempre imm modificabili e sono tutte da determinare.

Lo scopo delle **INDAGINI IN SITU** è identificare le condizioni stratigrafiche e di falda all'interno del volume significativo di sottosuolo, e di caratterizzare, congiuntamente con le indagini di laboratorio, il comportamento meccanico delle diverse formazioni presenti.

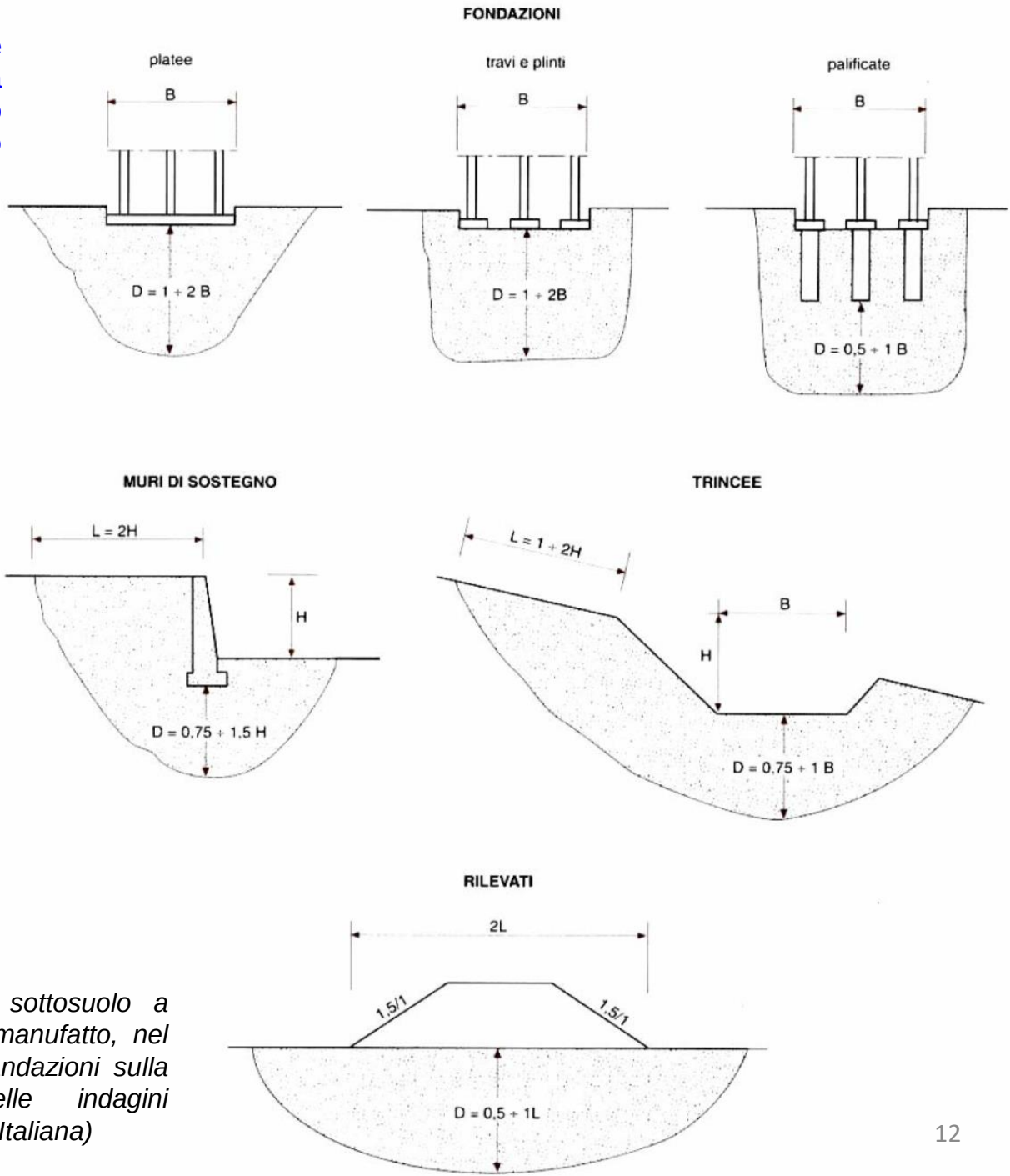
Nella programmazione e interpretazione delle indagini in situ sono di valido aiuto le conoscenze di geologia, ma **ancora più importanti**, anzi essenziali, sono **le conoscenze ingegneristiche** dell'**OPERA DA REALIZZARE**.

Infatti la progettazione geotecnica passa attraverso la definizione di un **MODELLO GEOTECNICO**, ovvero di uno schema semplificato della realtà fisica, in grado di conciliare, quanto più possibile, variabilità e complessità naturale con procedure e metodi di calcolo che conducano ad una soluzione quantitativa affidabile, anche se non esatta, del problema ingegneristico.

FINALITA'	MEZZI DI INDAGINE	
	DIRETTI	INDIRETTI
Profilo stratigrafico	- pozzi - trincee - cunicoli - fori di sondaggio	- Indagini geofisiche (*)
Proprietà fisico - meccaniche	IN LABORATORIO	- Prove su campioni indisturbati
	IN SITO	- prove penetr. statiche e dinamiche - prove scissometriche - prove pressiometriche - prove di carico su piastra - indagini geofisiche (*)
Misura delle pressioni neutre	- piezometri	
Permeabilità dei terreni	IN LABORATORIO	- Prove su campioni indisturbati
	IN SITO	- prove puntuali tipo Lefranc o Lugeon - prove di emungimento da pozzi - prove di immissione di acqua in pozzetti o fori di sondaggio
Verifica dell'impiego di procedimenti tecnologici	- palificate (prove di carico su pali isolati) - impermeabilizzazione (piezometri, prove di permeabilità) - consolidamenti (misura delle proprietà meccaniche mediante prove in sito)	
N.B. (*) - I risultati delle prove geofisiche dovranno comunque essere tarati e correlati mediante scavi o perforazioni di sondaggio		



Le indagini geotecniche vanno condotte su quella **parte di sottosuolo** che verrà influenzata dalla costruzione dell'opera o che ne influenzerà il comportamento indicato come **VOLUME SIGNIFICATIVO**.



Indicazioni sul volume significativo del sottosuolo a seconda del tipo e delle dimensioni del manufatto, nel caso di terreno omogeneo (da «Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche» dell'Associazione Geotecnica Italiana)

AMPIEZZA ORIENTATIVA DELL'INDAGINE GEOTECNICA

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	-	-

CRITERI DI SCELTA DEI MEZZI DI INDAGINE

Proprietà fisiche e meccaniche	Terreni a grana fine	- prove penetrometriche - prove scissometriche - prove dilatometriche - prove pressiometriche - prove di carico su piastra - prove di laboratorio
	Terreni a grana grossa	- prove penetrometriche - prove di carico su piastra - prove di laboratorio
	Rocce	- prove speciali in sito (prove di taglio) - prove di carico su piastra - prove di laboratorio
Misure di pressione interstiziale	Terreni di qualsiasi tipo	piezometri
Permeabilità	Terreni a grana fine	- misure piezometriche - prove di laboratorio
	Terreni a grana grossa	- prove idrauliche in fori di sondaggio - prove di emungimento da pozzi
Verifica dei procedimenti tecnologici	Palificate	- prove di carico su pali singoli - prove di carico su gruppi di pali
	Impermeabilizzazioni	prove di permeabilità in sito e misura della quota piezometrica prima e dopo un intervento
	Consolidamenti	- determinazione delle proprietà meccaniche in sito prima e dopo un intervento - prove di laboratorio
Indagini di tipo geofisico	In foro con strumentazione in profondità	- cross hole - down hole - con "suspension logger"
	Senza esecuzione di fori, strumentazione in profondità	- penetrometro sismico - dilatometro sismico
	Con strumentazione superficiale	- prove SASW - prove di rifrazione sismica - prove di riflessione sismica

INFORMAZIONI IN BASE ALLA CAMPAGNA GEOGNOSTICA

TIPO DI TERRENO	INFORMAZIONI OTTENIBILI DALLE PROVE DI LABORATORIO												INFORMAZIONI OTTENIBILI DALLE PROVE IN SITU									
	PROVE DI CLASSIFICA PROPRIETA' INDICI						PROVE MECCANICHE ED IDRAULICHE						PROVE PENETROMET RICHE STATICHE	PROVE PENETROMET RICHE DINAMICHE	SCISSOMETRO	PROVE DI CARICO SU PIASTRA	PERMEABILITA'					
	CAMPIONI CLASSE Q1 Q2			CAMPIONI CLASSE Q3 - Q4			CAMPIONI CLASSE Q5															
	GRANULOMETRIA	LIMITI ATTERBERG E INDICI DI CONSISTENZA	PESO SPECIFICO	CARATTERISTICHE DI COMPATTAZIONE	CONTENUTO DI ACQUA, GRADO DI SATURAZIONE	PESO DI VOLUME, POROSITA', INDICE DEI VUOTI	PROVA DI COMPRESSIONE SEMPLICE	CARATTERISTICHE DI RESISTENZA NON DRENATA	CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DRENATA	CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITA'	CARATTERISTICHE DI CONSOLIDAZIONE	CARATTERISTICHE DI PERMEABILITA'	RESISTENZA ALLA PENETRAZIONE	COESIONE NON DRENATA	RAPPORTO DI RESIST. ALLA PUNTA/RESIST. LATERALE	N. DI COLPI PER L'AVANZAMENTO	DENSITA' RELATIVA	ANGOLO DI ATTRITO	COESIONE NON DRENATA	CEDIMENTI	MODULO DI REAZIONE	COEFFICIENTE DI PERMEABILITA'
GHIAIE	X	-	X	X	-	-	-	-	-	-	-	-	■	-	-	■	■	X	-	X	X	X
SABBIE	X	-	X	X	-	-	-	-	-	-	-	-	X	-	X	X	X	X	-	X	X	X
LIMI INORGANICI	X	■	X	■	X	X	X	X	X	X	■	X	X	X	X	X	-	■	■	X	X	-
LIMI ORGANICI	X	X	X	■	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	-	-	■	X	X	-
ARGILLE	X	X	X	■	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	-	-	X	X	X	-
ARGILLE ORGANICHE	X	X	X	■	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	-	-	X	X	X	-
ARGILLE SCAGLIOSE, ARGILLOSCISTI	■	■	X	■	X	X	X	■	■	■	■	■	■	-	■	■	-	-	-	X	X	-
TORBE	-	-	■	-	■	X	X	■	■	■	X	■	X	-	X	■	-	-	■	X	X	-
TERRENI VULCANICI	X	-	X	X	■	■	■	■	■	■	■	X	X	-	■	X	■	■	-	X	X	X
ARGILLITI	■	■	X	-	X	■	X	■	■	■	■	■	■	-	-	■	-	-	-	X	X	■
ROCCE CON RESISTENZA BASSA E MOLTO BASSA	-	-	X	-	X	X	X	-	X	X	-	■	-	-	-	-	-	-	-	X	X	X
ROCCE	-	-	X	-	-	X	X	-	X	X	-	■	-	-	-	-	-	-	-	X	X	X

(X) L'INFORMAZIONE E' SIGNIFICATIVA

(-) NON E' SIGNIFICATIVA O NON E' POSSIBILE OTTENERLA

(X) E' SIGNIFICATIVA SOLO IN ALCUNI CASI

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 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	Strutture semplici caratterizzate da rischi molto limitati Esempi: - 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	Tutti i tipi di strutture e fondazioni convenzionali che non presentano particolari rischi. Esempi: - 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	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

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.

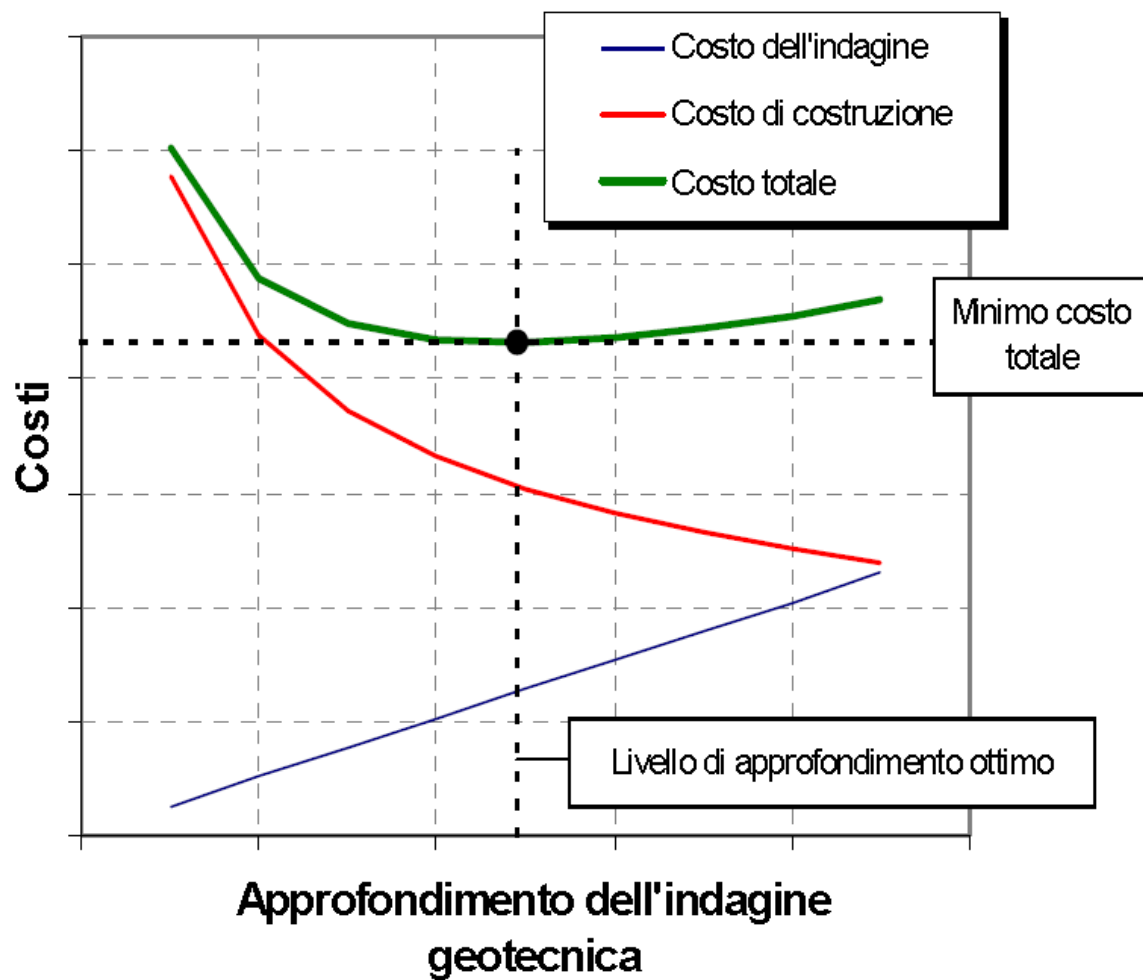
Al contrario per opere di categoria **GC3** occorre **un piano di indagine molto approfondito e dettagliato**, curato da specialisti del settore, che **si estenda nel tempo (prima, durante e dopo la realizzazione dell'opera)**, comprendente prove speciali, da affidare a ditte o enti altamente qualificati,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

In tutte le altre situazioni si considerano le indagini geotecniche per opere di categoria **GC2**

La **DENSITÀ** e la **QUALITÀ DELL'INDAGINE** devono tener conto:

- 1) della categoria geotecnica dell'opera in progetto,
- 2) della complessità e variabilità del terreno di fondazione;
- 3) del rapporto costi/benefici.

Un'indagine estesa e approfondita, che consenta di definire un modello geotecnico affidabile, può giustificare scelte di progetto più "coraggiose" ed economiche.
Viceversa se i dati di progetto sono poco affidabili o incerti, anche le soluzioni tendono ad essere più "prudenti" e conservative, e quindi più costose.



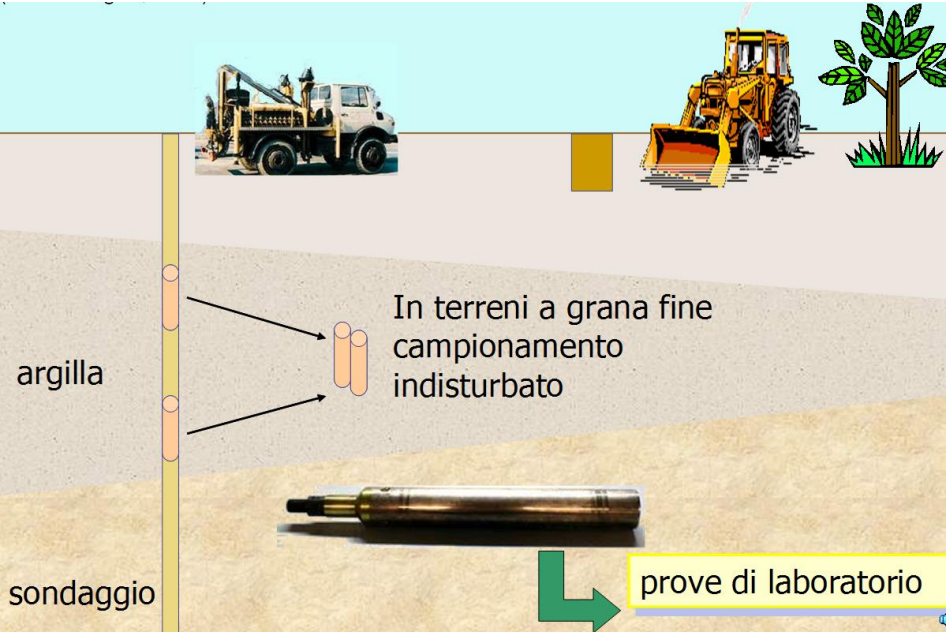
Per identificare le condizioni stratigrafiche del sottosuolo all'interno del volume significativo, possono essere eseguite prove geofisiche (sismica - elettrica), scavi, trincee, sondaggi e prove continue (o quasi) lungo verticali di esplorazione (ad esempio prove CPT, DMT etc.).

Scavi e trincee di esplorazione hanno il vantaggio di mettere in luce **ampie sezioni verticali del sottosuolo**, e quindi consentono una descrizione di dettaglio della successione stratigrafica ed il **prelievo di campioni anche di grandi dimensioni** con minimo disturbo. Il loro maggiore limite consiste nella 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 consentono di identificare la successione stratigrafica e di **stimare alcune proprietà geotecniche in modo indiretto mediante correlazioni con le grandezze misurate**.

Dunque, 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.



Il **prelievo di campioni rimaneggiati**, cioè di campioni che permettono l'esecuzione delle prove di classificazione e a volte la determinazione del contenuto d'acqua, non presenta particolari difficoltà e non richiede il ricorso ad attrezzature e tecniche particolari.

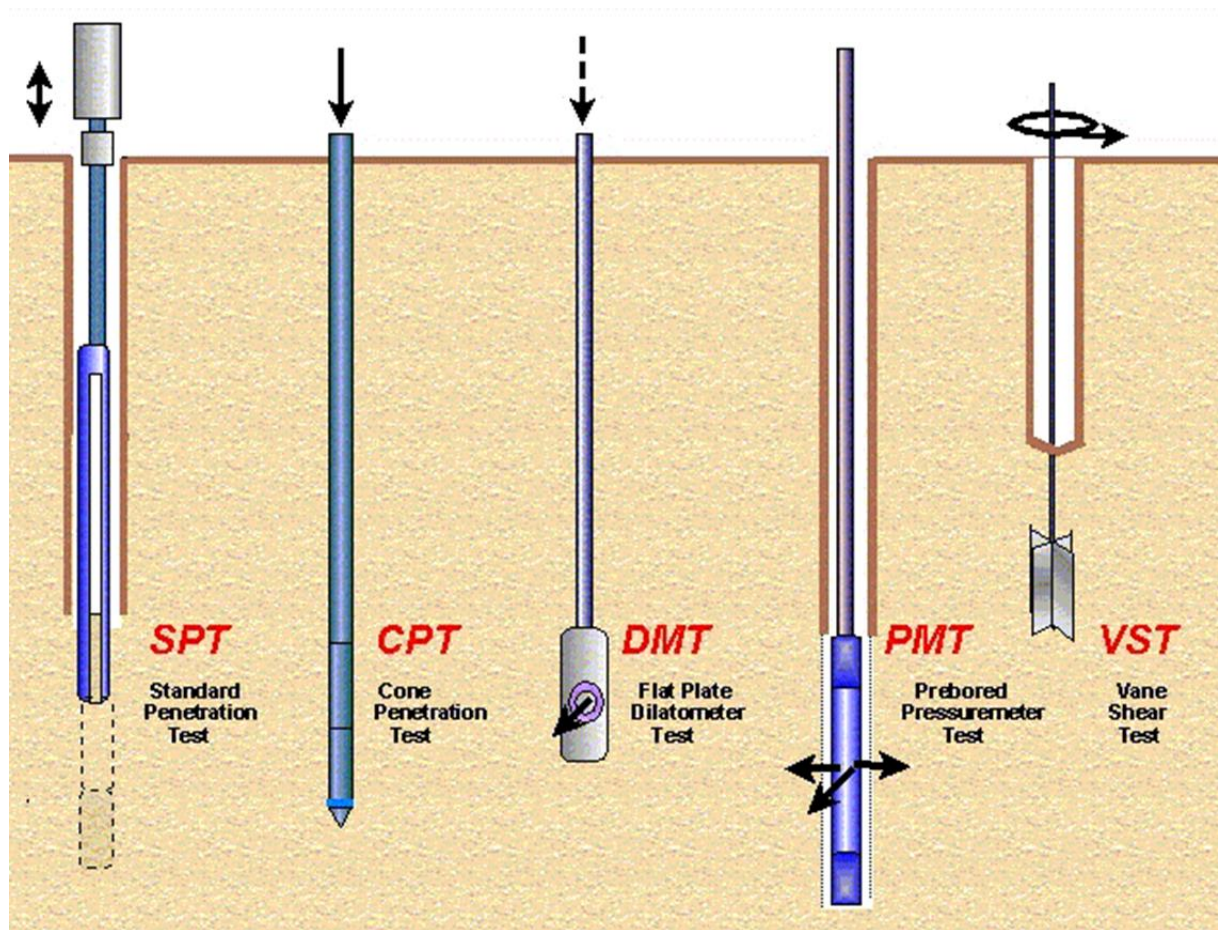
Il **prelievo di campioni indisturbati**, cioè di campioni che mantengono la struttura e il contenuto d'acqua del terreno in situ, richiede l'utilizzazione di campionatori adeguati ai diversi tipi e situazioni dei terreni.

È PRATICAMENTE IMPOSSIBILE PRELEVARE CAMPIONI INDISTURBATI DI MATERIALI GRANULARI INCOERENTI

I **MEZZI DI INDAGINE IN SITO** per la caratterizzazione del volume significativo di sottosuolo, sono molti e di diversa complessità.

I più diffusi sono:

- le perforazioni di sondaggio,
- le prove penetrometriche dinamiche SPT (Standard Penetration Test),
- le prove penetrometriche statiche (CPT),
- le prove con piezocono (CPTU),
- le prove dilatometriche (DMT).



Nelle **PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE** l'utensile viene infisso, a percussione e si registra il numero di colpi necessario per ottenere un avanzamento prefissato. L'utensile può essere cavo e costituito da un campionatore standard (**Standard Penetration Test o SPT**) o a punta conica chiusa (**SCPT**).

Nelle **PROVE PENETROMETRICHE STATICHE (Cone Penetration Test o CPT)** si infigge nel terreno una punta con avanzamento controllato; viene misurata: (a) in superficie la pressione esercitata sulle aste di manovra nei penetrometri meccanici e (b) direttamente sulla punta nei penetrometri elettrici.

Si è anche messa a punto e utilizzata la **PROVA PENETROMETRICA STATICA CON PIEZOCONO (CPTU)** con la quale, attraverso una punta penetrometrica opportunamente modificata, è possibile misurare anche la pressione dell'acqua nel terreno durante l'avanzamento.

Nelle **PROVE SCISSOMETRICHE (VST)** (indicate anche come Field Vane Test) viene infisso nel terreno un utensile avente all'estremità quattro alette poste a croce, utensile che viene fatto ruotare tagliando il terreno e misurando il momento torcente corrispondente. **Questa prova viene utilizzata principalmente in terreni argillosi a bassa consistenza ricavandone la resistenza al taglio senza drenaggio c_u .**

Nelle **PROVE DILATOMETRICHE (DMT)** viene infisso nel terreno, con le stesse modalità delle prove penetrometriche statiche, un utensile formato da una lama che ha su una faccia una membrana piana di forma circolare che viene fatta dilatare misurando la pressione corrispondente all'inizio del moto della membrana e quella corrispondente ad uno spostamento prefissato.

Le **PROVE PRESSIOMETRICHE (PMT)** sono delle prove di carico realizzate installando nel terreno alla profondità voluta una sonda cilindrica dilatabile, facendola poi espandere gradualmente e misurando nel contempo le pressioni applicate e le deformazioni corrispondenti.

- Con il **pressiometro tipo Menard (MPM)**, ideato per primo, la sonda viene posizionata in un foro di sondaggio appositamente eseguito.
- Con i **pressiometri autoperforanti (SBP)** la prova viene eseguita rimuovendo con lo stesso attrezzo il terreno corrispondente al volume della sonda e **limitando quindi l'effetto del disturbo nel terreno.**

Le **PROVE DI CARICO CON PIASTRA** sono usate spesso in superficie, specialmente nel **campo delle costruzioni stradali**, ma talvolta anche in profondità; con queste prove si determinano prevalentemente le caratteristiche di deformabilità. A questo tipo di prove appartengono quelle con piastra ad elica (screw plate) con le quali vengono misurati i cedimenti di una piastra ad elica avvitata nel terreno e poi caricata.

Vi sono infine **PROVE GEOFISICHE**, nelle quali si misura la velocità di propagazione delle onde sismiche, e fra queste si ricordano quelle **cross-hole**, quelle **down-hole** e le **prove geoelettriche** nelle quali si misura la resistività del terreno.

FINALITÀ ED AFFIDABILITÀ DELLE PROVE IN SITO

<i>Finalità</i>	<i>Prova in sito</i>	<i>Determinazione in terreni</i>	
		<i>grana fine</i>	<i>grana grossa</i>
Profilo stratigrafico	Penetrometriche Dilatometrica	IN	IN
Caratteristiche di permeabilità	Prove emungimento Prove in foro Misure piezometriche	- - D	D D,R -
Parametri di deformabilità	Pressiometro Menard Pressiometro autoperf. Penetrometriche Dilatometrica Prova carico su piastra Prove Cross/Down-Hole	D,R D NR E D D	D,R D E E D D
Parametri di resistenza	Pressiometriche Penetrometrica statica Penetrometrica SPT Dilatometrica Scissometrica Prova carico su piastra	D E NR E D,E D	D E E E - -
Tensione orizzontale geostatica	Pressiometriche Dilatometriche	D,R E,R	D,R E,R
Velocità onde sismiche	Prove Cross/Down-Hole Pen. Statica sismica Dilatometrica sismica Penetrometrica SPT	D D D NR	D D D E
D: diretta ; IN: indiretta ; E: empirica ; R: con riserva ; NR: non affidabile, verificare			

DETERMINAZIONE DELLE CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

Per definire l'azione sismica di progetto, si valuta l'effetto della risposta sismica locale (RSL) mediante specifiche analisi. *In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II) e sulle condizioni topografiche.*

Risposta sismica locale è l'azione sismica quale emerge in “superficie” a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, subìte trasmettendosi dal substrato rigido.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

PERFORAZIONI DI SONDAGGIO

I sondaggi a carotaggio possono essere divisi in: SONDAGGI GEGNOSTICO e SONDAGGIO GEOTECNICO.

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**. Consentono la definizione del profilo stratigrafico e delle condizioni idrauliche nel sottosuolo; i campioni che sono prelevati con i normali utensili di perforazione sono delle classi Q1 e Q2

Se 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, il SONDAGGIO È DETTO GEOTECNICO. Questi sondaggi oltre alle informazioni riguardanti il profilo stratigrafico prevedono il prelievo di campioni indisturbati per prove di laboratorio (classe Q4 e Q5) e/o l'esecuzione di prove in sito.

A seguito della 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.

Esistono diverse tecniche di perforazione:

- a percussione,
- a rotazione,

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	Con circolazione di acqua o fango Q1 (Q2) Q2 (Q3-Q4)
	Scalpellini a distruzione, triconi, etc., attrezzatura rotary	60-300	Praticamente illimitata			Non si ottengono campioni ma piccoli frammenti di materiale	



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.

In particolare con gli usuali mezzi e tecniche di prelievo non è possibile estrarre campioni “indisturbati” di terreno incoerente.

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, e dalla variazione dello stato tensionale. Nei provini sottoposti a prove di laboratorio, ulteriori cause di disturbo derivano 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) e dal montaggio nell’apparecchiatura di prova.

Per i campioni di terreno si distinguono 5 classi di qualità, crescente da Q1 a Q5, ottenibili con campionatori e terreni di tipo diverso (AGI, 1977).

<i>Caratteristiche geotecniche determinabili</i>	<i>Grado di Qualità</i>				
	<i>Q.1</i>	<i>Q.2</i>	<i>Q.3</i>	<i>Q.4</i>	<i>Q.5</i>
Profilo stratigrafico	☑	☑	☑	☑	☑
Composizione granulometrica		☑	☑	☑	☑
Contenuto d’acqua naturale			☑	☑	☑
Peso unità di volume				☑	☑
Proprietà meccaniche (resistenza, deformabilità, ecc.)					☑
	<i>Campioni disturbati o rimaneggiati</i>			<i>a disturbo limitato</i>	<i>indisturbati</i>

I campioni rimaneggiati (di qualità Q1 e Q2) sono ottenibili con i normali utensili di perforazione.
I campioni a disturbo limitato o indisturbati (Q4 e Q5) sono ottenibili con utensili appropriati, scelti in relazione alle esigenze del problema ed alle caratteristiche del terreno.

CLASSI DI QUALITÀ DEI CAMPIONI OTTENIBILI CON CAMPIONATORI DI TIPO DIVERSO

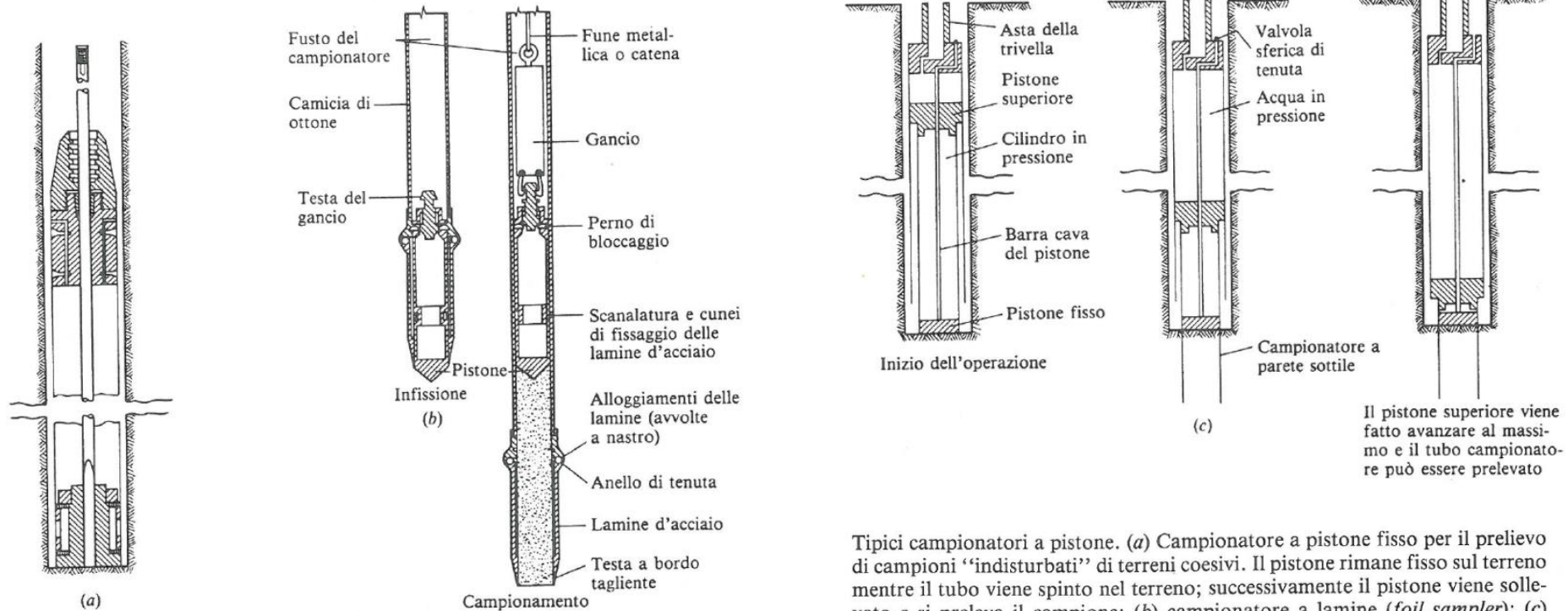
- A) Campionatore pesante infisso a percussione
- B) Campionatore a parete sottile infisso a percussione
- C) Campionatore a parete sottile infisso a pressione
- D) Campionatore a pistone infisso a pressione
- E) Campionatore a rotazione a doppia parete con scarpa avanzata

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.

I campionatori più utilizzati per il prelievo di campioni di buona qualità sono i **CAMPIONATORI A PARETE SOTTILE E A PISTONE** infissi a pressione e il campionatore a rotazione a doppia parete con scarpa avanzata.

Il tubo infisso nel terreno per il prelievo, ha lunghezza minima di 600 mm e diametro minimo 100 mm, è impiegato anche come contenitore e pertanto deve essere di acciaio di buona qualità, inossidabile oppure zincato, o cadmiato o termoplastificato.



Tipici campionatori a pistone. (a) Campionatore a pistone fisso per il prelievo di campioni "indisturbati" di terreni coesivi. Il pistone rimane fisso sul terreno mentre il tubo viene spinto nel terreno; successivamente il pistone viene sollevato e si preleva il campione; (b) campionatore a lamina (foil sampler); (c) campionatore a pistone di Osterberg. [Hvorslev (1949)]

Caratteristiche geotecniche determinabili	Grado di qualità				
	<i>Q.1.</i>	<i>Q.2.</i>	<i>Q.3.</i>	<i>Q.4.</i>	<i>Q.5.</i>
a) Profilo stratigrafico	×	×	×	×	×
b) Composizione granulometrica		×	×	×	×
c) Contenuto d'acqua naturale			×	×	×
d) Peso dell'unità di volume				×	×
e) Caratteristiche meccaniche (resistenze, deformabilità, ecc.)					×
	Campioni disturbati o rimaneggiati			a disturbo limitato	indisturbati

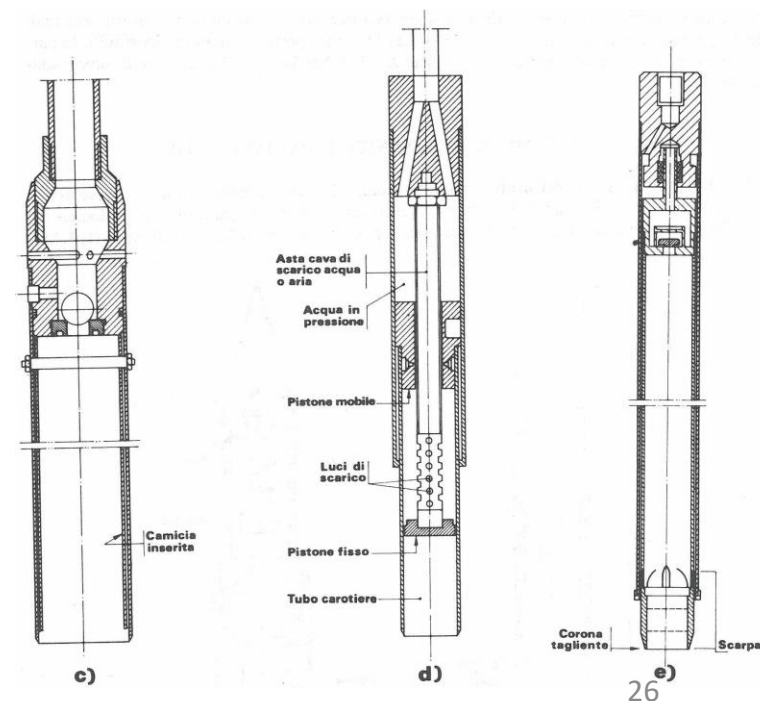
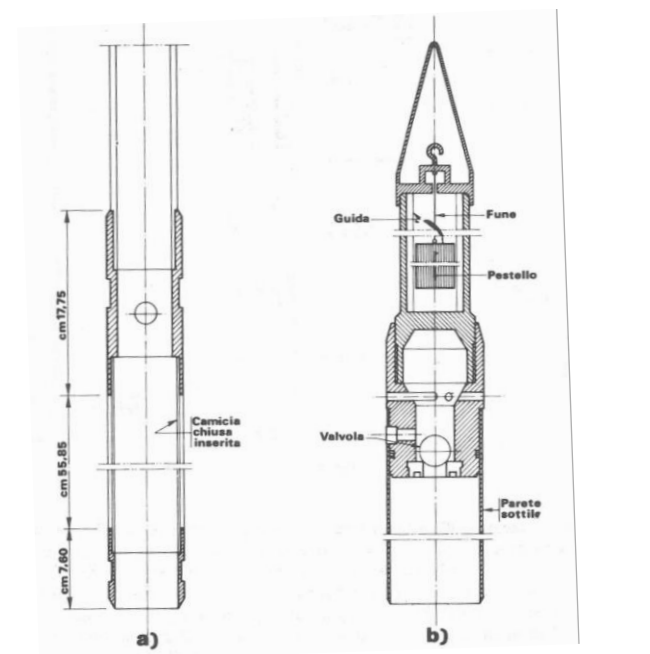
Classi di qualità dei campioni ottenibili con campionatori di tipo diverso:

- A) Campionatore pesante-infisso a percussione (fig. 10a)
 B) Campionatore a parete sottile-infisso a percussione (fig. 10b)
 C) Campionatore a parete sottile-infisso a pressione (fig. 10c)
 D) Campionatore a pistone-infisso a pressione (fig. 10d)
 E) Campionatore a rotazione a doppia parete con scarpa avanzata (fig. 10e)

Tipo di terreno	Tipo di campionatore				
	A	B	C	D	E
a) coerenti poco consistenti		<i>Q3</i>	<i>Q4</i>	<i>Q5</i>	
b) coerenti mediamente consistenti	<i>Q3</i> (4)	<i>Q4</i>	<i>Q5</i>	<i>Q5</i>	
c) coerenti molto consistenti	<i>Q2</i> (3)	<i>Q3</i> (4)	<i>Q5*</i>		<i>Q5</i>
d) sabbie fini al di sopra della falda	<i>Q2</i>	<i>Q3</i>	<i>Q3</i>	<i>Q3</i> (4)	
e) sabbie fini in falda	<i>Q1</i>	<i>Q2</i>	<i>Q2</i>	<i>Q2</i> (3)	

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

* In terreni coesivi con resistenza alla penetrazione con penetrometro tascabile $> 1 + 2 \text{ kg/cm}^2$ ($100 \div 200 \text{ kN/m}^2$) può non risultare possibile ottenere campioni indisturbati di lunghezza adeguata.

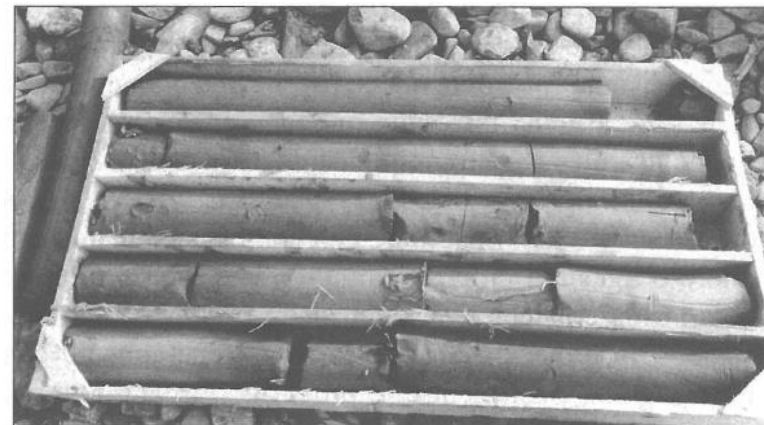
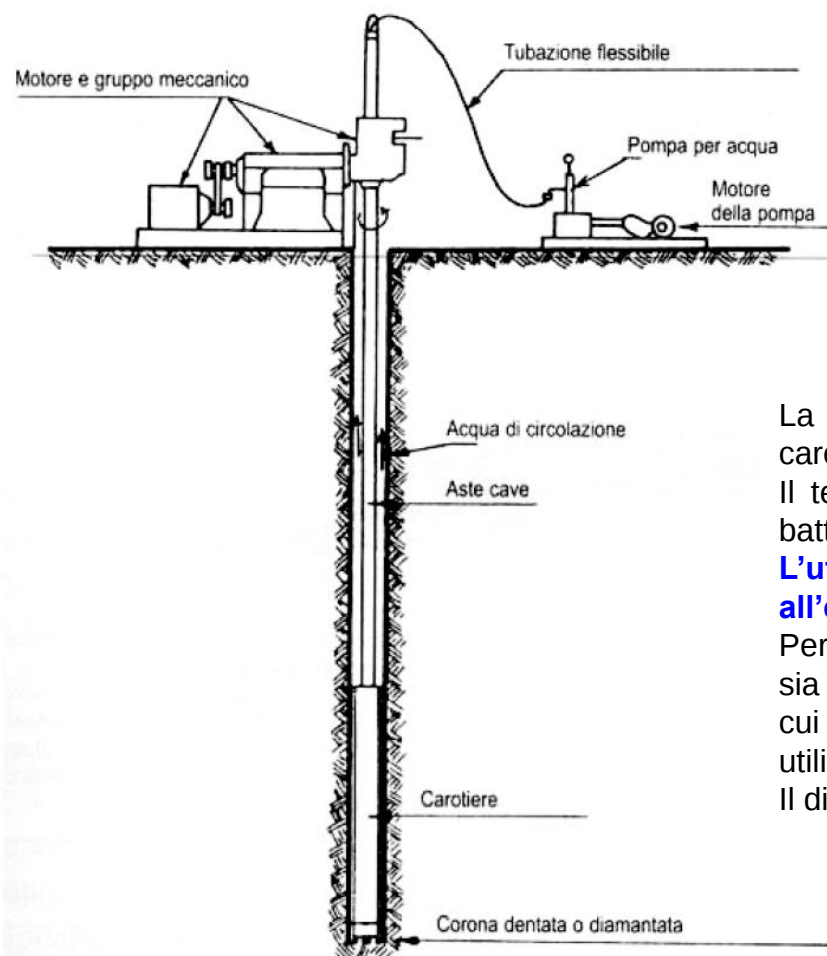


Se lo scopo della perforazione è solo quello di raggiungere una data profondità, ad esempio per installare uno strumento di misura, e non interessa il riconoscimento stratigrafico o il prelievo di campioni rappresentativi, il **SONDAGGIO È DETTO A DISTRUZIONE**.

Se invece si vuole identificare in dettaglio la successione stratigrafica occorre eseguire una perforazione di **SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO**.

Le carote estratte nel corso del sondaggio sono sistemate in apposite cassette catalogatrici (in legno, metallo o plastica), munite di scomparti divisori e coperchio apribile a cerniera.

Le cassette devono essere conservate, per tutto il tempo necessario, al riparo dagli agenti atmosferici.



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.

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, il cui impiego si rende talvolta necessario per l'esecuzione del foro, possono utilizzarsi **carotieri a parete doppia**, di cui solo quella esterna ruota.

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

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, il cui impiego si rende talvolta necessario per l'esecuzione del foro, possono utilizzarsi **carotieri a parete doppia**, di cui solo quella esterna ruota.

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

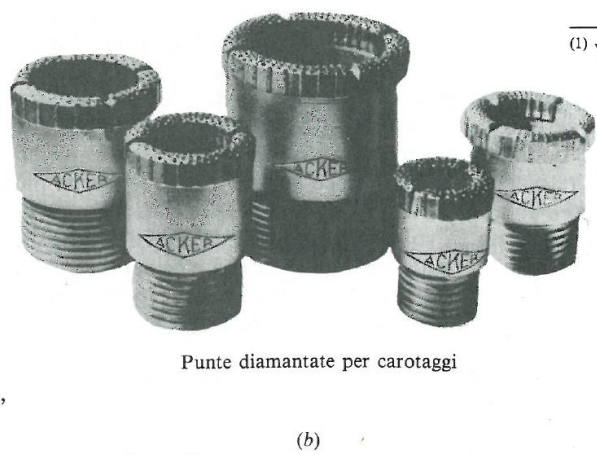
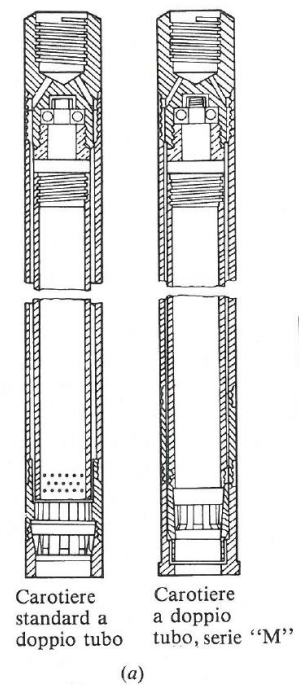


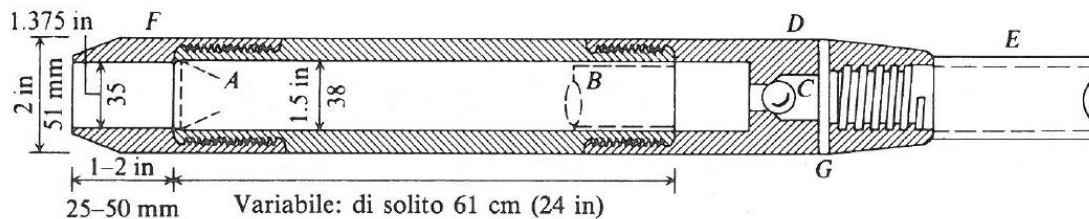
Tabella 3.6 Sigle di identificazione e dimensioni standard di attrezzature per perforazioni in roccia.⁽¹⁾

Diametro controtubo (camicia), mm		Diametro esterno punta, mm		Diametro interno punta, mm
RW	29.0	EWT	37.3	23.0
EW	45.9	AWT	47.8	32.5
AW	57.2	BWT	59.7	44.5
BW	73.2	NWT	75.4	58.7
NW	88.9	HWT	98.8	80.9
PW	139.7	6 x 7 ³ / ₄	196.8	151.6

⁽¹⁾ Vedere ASTM D 2113 per una completa rassegna di punte, camicie e tubi da perforazione di uso corrente.

Figura 3.32 (a) Carotieri a cui vengono collegate le punte (b) per ottenere campioni di roccia. (The Acker Drill Company)

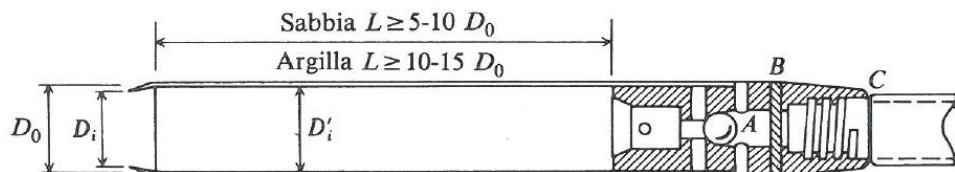
Per assicurare la **stabilità della parete e del fondo del foro**, ove necessario, si utilizza una batteria di tubi di rivestimento oppure un fluido costituito in genere da una miscela di acqua con una percentuale del 3 ÷ 5% di bentonite (fango bentonitico). La bentonite è un'argilla di origine vulcanica molto plastica (IP = 50 ÷ 100). **Il fango bentonitico è caratterizzato da un peso di volume 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 degli scavi durante l'esecuzione, ad esempio, di pali trivellati e di diaframmi ma anche a svolgere una funzione di trasporto del materiale scavato. Mantenendo il livello del fango superiore a quello della falda si impedisce l'entrata dell'acqua nel foro e se ne assicura la stabilità. Tuttavia sulla superficie del foro viene a formarsi una pellicola impermeabile che non consente l'esecuzione di prove di permeabilità e di misure piezometriche.



- A – accessorio (opzionale) B – camicia (opzionale)
 C – valvola sferica di tenuta (per applicare suzione al campione)
 D – raccordo sonda-asta della trivella
 E – asta della trivella (tipo A o AW)
 F – puntale d'infiissione (scarpa) G – fori di sfiato (usati insieme a C)

Aste della trivella:
 W: 41.3 × 28.6 mm 5.51 kg/m
 AW: 44.4 × 31.8 mm 6.25 kg/m

(a) Sonda penetrometrica apribile standard (*split barrel*).



- A – valvola di tenuta sferica per trattenere il campione nel tubo durante l'estrazione
 B – raccordo sonda/asta della trivella
 C – asta della trivella

$$\text{Coefficiente di ingresso} = \frac{D'_i - D_i}{D_i}$$

Valori comuni di D_0 : 50.8, 63.5, 76.2, 88.9 mm

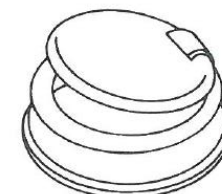
(b) Campionatore a parete sottile.



Punta a cestello:
 i denti flessibili
 si aprono per far
 entrare la sabbia
 e si richiudono
 quando il campio-
 natore viene
 estratto



Dispositivo a
 molla per tratte-
 nere il campione

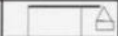


Valvola di tenuta
 per trattenere il
 campione; usata
 per prelevare
 fango e campioni
 acquosi

(c) Accessori della sonda penetrometrica apribile standard.

Figura 3.5 Attrezzi di uso comune per prove in situ e per prelievo di campioni. Si vedano le norme ASTM D 1586 e D 1587 per i dettagli della sonda penetrometrica standard (o *split barrel*) e del tubo campionatore a parete sottile.

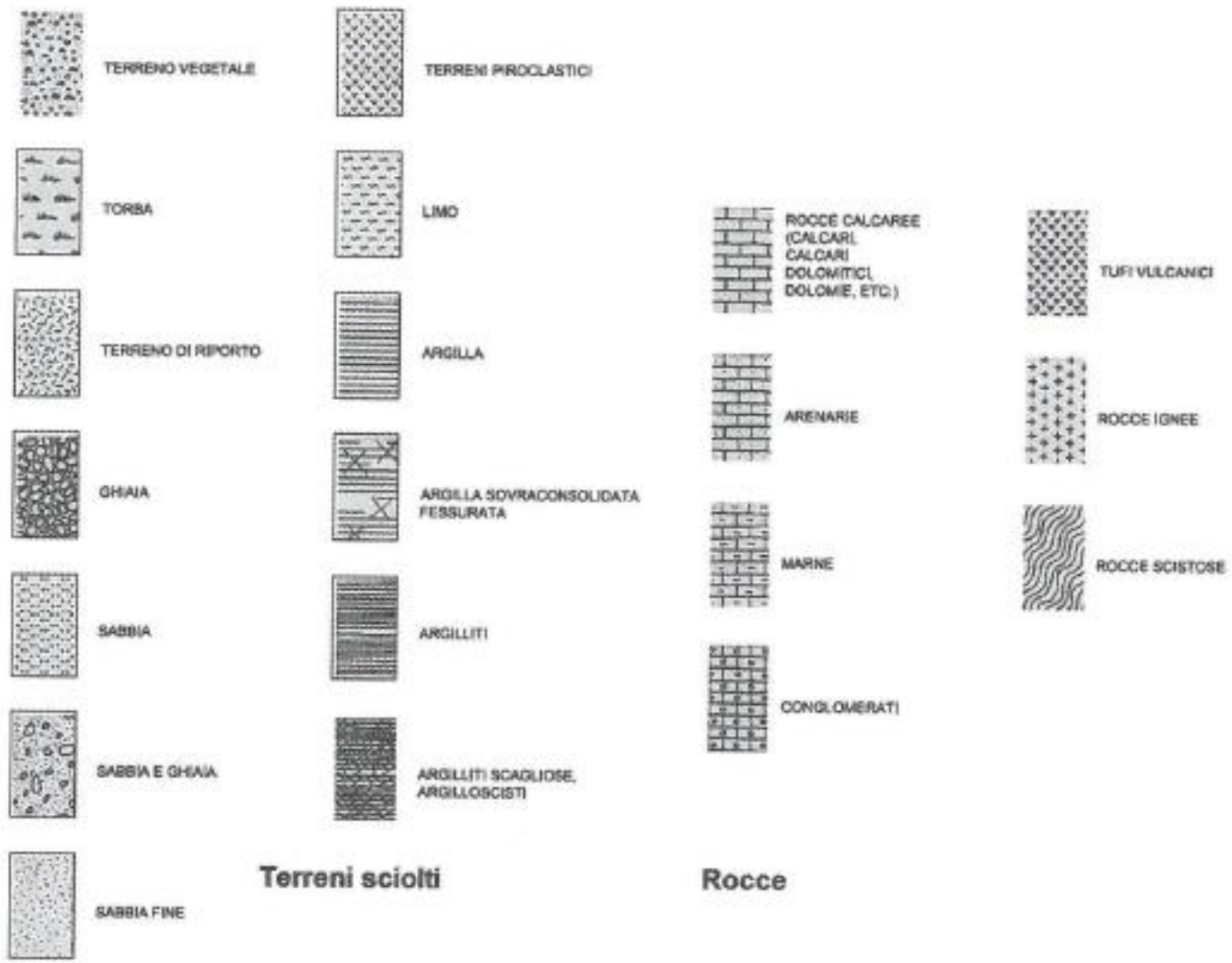
I **RISULTATI** di una perforazione di sondaggio vengono riportati in una **SCHEMA STRATIGRAFICA** ove, oltre ai dati generali relativi al cantiere e alle attrezzature impiegate, è rappresentata graficamente la successione degli strati con la descrizione di ciascuno di essi, la profondità della falda, la profondità dei campioni estratti, la profondità ed i risultati delle prove eseguite nel corso della perforazione, etc..

					COMMITTENTE:		Data: 30/09-07/10/2004	
					LOCALITA':		CAMPIONI	
					SONDAGGIO 1		Indisturbato a pareti sottili	
					Attrezzatura : Puntel		Rimaneggiato	
					Perforazione a carotaggio continuo			
prof. da p.c.	STRATI GRAFIA	FOTO	campioni prof.	DESCRIZIONE LITOLOGICA DEL TERRENO	Prof. S.P.T.		STRUMENTAZIONE FORO	R.D.Q.
					POCKET Kg/cmq	TORV. Kg/cmq		
1				Limo debolmente sabbioso marrone con radici.				
2				Limo argilloso grigio marrone.			Miscela cemento + bentonite	Tubo PVC ø 3 " Cleco
3				Limo sabbioso marrone.				
4				Limo debolmente sabbioso debolmente argilloso marrone con noduli millimetrici biancastri.	4,0	>1,0		
					4,0	0,55		
					3,3	0,40		
				Limo con argilla grigio con chiazze color oca.	4,0	0,50		
					1,1	0,40		
					1,3	0,45		
				Limo debolmente argilloso igrigio con lenti e livelli sabbiosi.	1,7	0,60		
					3,5	>1,0		
					3,0	>1,0		
					3,8	0,95		
				Limo sabbioso grigio con livelli e lenti sabbiosi grigio verdastro (spessore max 1 cm) e frammenti marnosi subangolari (φ max 1 cm)	3,6	>1,0		
					3,4	-		
					3,4	-		
					3,6	-		
					2,1	-		
					1,6	-		
					2,3	-		
					2,6	0,6		



DESCRIZIONE DEI TERRENI

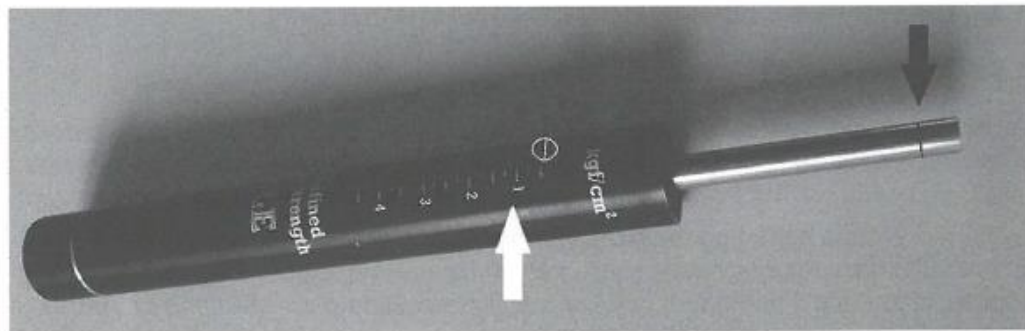
La descrizione delle terre portate alla luce mediante sondaggi geognostici avviene utilizzando metodi di classificazione come il sistema unificato. Di seguito si riporta la rappresentazione dei vari tipi di suolo previste dalle "Raccomandazioni" AGI (1977).

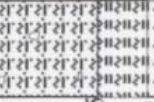
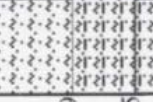
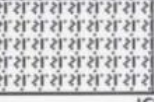
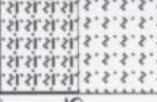


PROVE IN CAMPO SUI MATERIALI CAMPIONATI

Oltre al riconoscimento dei suoli, sui materiali coesivi si possono eseguire:

- prove al pocket penetrometer, consistenti nell'infiggere a pressione la sonda penetrometrica fino al segno indicato sull'asta metallica. In corrispondenza della scala graduata si legge il valore approssimato di q_u (compressione monoassiale non confinata), pari al doppio del valore della coesione non drenata c_u . La prova di limitata affidabilità in quanto i campioni di terreno testati sono sempre disturbati dalle operazioni di sondaggio;
- prove al Vane tascabile, che consiste nell'effettuare una prova tipo Vane Test su scala ridotta e su campioni nelle condizioni di disturbo tipiche dell'esecuzione del carotaggio. Il valore che si ottiene dallo strumento una stima approssimata della coesione non drenata c_u ;
- granulometrie e Limiti di Atterberg (disponendo in campo dei necessari strumenti).



COMMITTENTE:		Data: 30/09-07/10/2004						
LOCALITA':		CAMPIONI						
SONDAGGIO 1		Indisturbato a pareti sottili						
Perforazione a carotaggio continuo		Rimaneggiato						
prof. da p.c.	STRATI GRAFIA	FOTO	campioni prof.	DESCRIZIONE LITOLOGICA DEL TERRENO	S.P.T.		STRUMENTAZIONE FORO	RDQ
					POCKET Kg/cmq	TORV Kg/cmq		
1				Limo debolmente sabbioso marrone con radici.				
2				Limo argilloso grigio marrone. Limo sabbioso marrone.				
3				Limo debolmente sabbioso debolmente argilloso marrone con noduli millimetrici biancastri.	4,0	>1,0		
4				Limo con agulla grigio con chiazze color ocra.	4,0	0,55		
5				Limo debolmente argilloso igrigio con lenti e livelli sabbiosi.	3,3	0,40		
6				Limo sabbioso grigio con livelli e lenti sabbiosi grigio verdastro (spessore max 1 cm) e frammenti marnosi subangolari (φ max 1 cm)	4,0	0,50		
7				Limo con sabbia grigio.	1,1	0,40		
8				Limo debolmente sabbioso debolmente argilloso grigio con livelli sabbiosi verdastri (spessore 1-2 cm).	1,3	0,45		
9				Limo debolmente sabbioso debolmente argilloso grigio.	1,7	0,60		
10				Limo debolmente sabbioso grigio ricco di frammenti (da subangolari a subarrotondati) di arenaria grigio verdastri (φ max 3-4 cm)	3,5	>1,0		
					3,0	>1,0		
					3,8	0,95		
					3,6	>1,0		
					3,4	-		
					3,4	-		
					3,6	-		
					2,1	-		
					1,6	-		
					2,3	-		
					2,6	0,6		
					1,7	-		
					2,1	0,9		
					2,4	-		
					3,1	0,45		
					3,3	-		
					3,5	-		
					2,4	-		
					2,3	0,90		
					<0,4	-		
					<0,4	-		
					<0,4	-		

INDAGINI IN SITO: le prove penetrometriche

Le prove penetrometriche si fondano sull'idea che la resistenza opposta dal terreno alla penetrazione di uno strumento dipenda dalle sue caratteristiche meccaniche (soprattutto dalla sua resistenza, dato che la penetrazione è un fenomeno di rottura) oltre che dallo stato del materiale. Si distingue tra:

- **prove penetrometriche dinamiche**
 - con campionatore Raymond (Standard Penetration Test o SPT);
 - con punta conica (Standard Cone Penetration Test o SCPT);
 - continua (Dynamic probing o DP).
- **prove penetrometriche statiche**
 - con punta meccanica Begemann (cono "olandese", Cone Penetration Test o CPT);
 - con punta elettrica (Cone Penetration Test o CPT);
 - con punta piezometrica (piezocono o CPTU, la U serve per ricordare che nel corso della prova si misurano le pressioni interstiziali).

I risultati delle prove penetrometriche possono essere utilizzati per indagare:

- profilo stratigrafico;
- grado di sovraconsolidazione (OCR);
- stato di addensamento (D_r);
- resistenza in tensioni totali (c_u);
- resistenza in tensioni efficaci (σ');
- deformabilità in tensioni totali (E_u);
- deformabilità in tensioni efficaci (E');
- caratteristiche idrauliche (C_v).

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

L'utensile di percussione può essere cavo (**SPT**) o con punta conica chiusa (**SCPT**) usata in terreni molto compatti o ghiaiosi (diametro esterno 51mm, apertura 60°).

Nello Standard Penetration Test (SPT) si misura il numero di colpi necessario per infiggere il campionatore standard per 30 cm (1 piede) di profondità battendo con un maglio di peso di 63,5 kg (140 libbre) e con un'altezza di caduta di 76,2 cm (30 pollici).

La prova viene eseguita sul fondo del foro di sondaggio infiggendo il campionatore per 45 cm e tenendo conto dei colpi relativi agli ultimi 30 cm di infissione.

Sebbene la prova sia relativamente rozza sono state approntate tabelle e diagrammi che correlano prevalentemente i risultati della prova standard con le caratteristiche dei terreni granulari, per i quali d'altra parte i risultati delle prove penetrometriche sono più attendibili.

All'aumentare della profondità oltre i 20 m i risultati sono meno attendibili in relazione anche alla diminuzione dell'energia trasmessa alla punta.

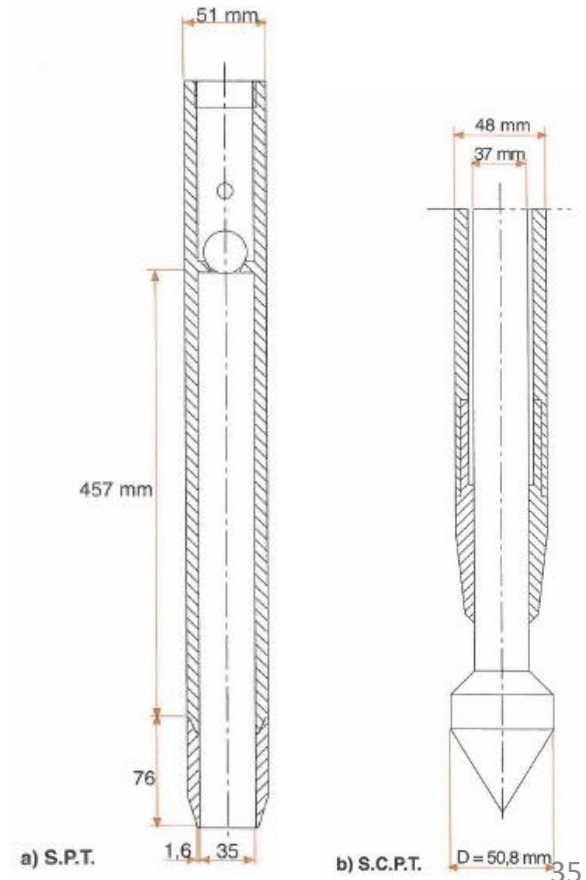
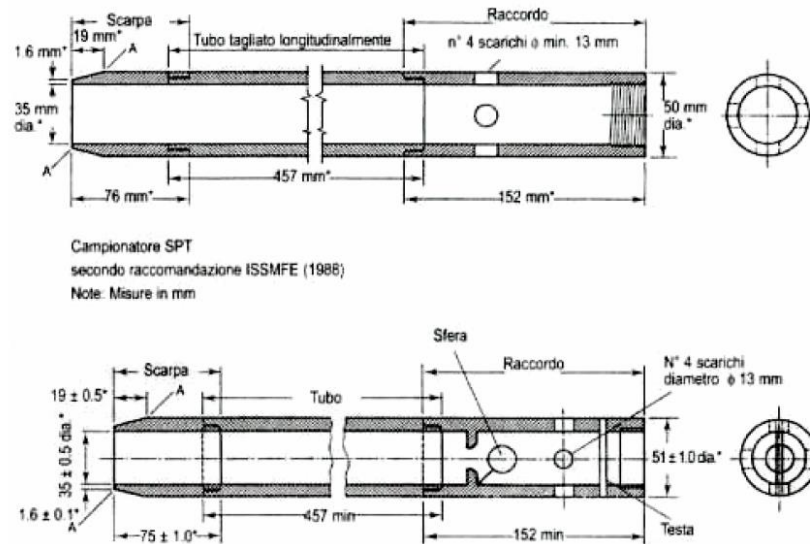
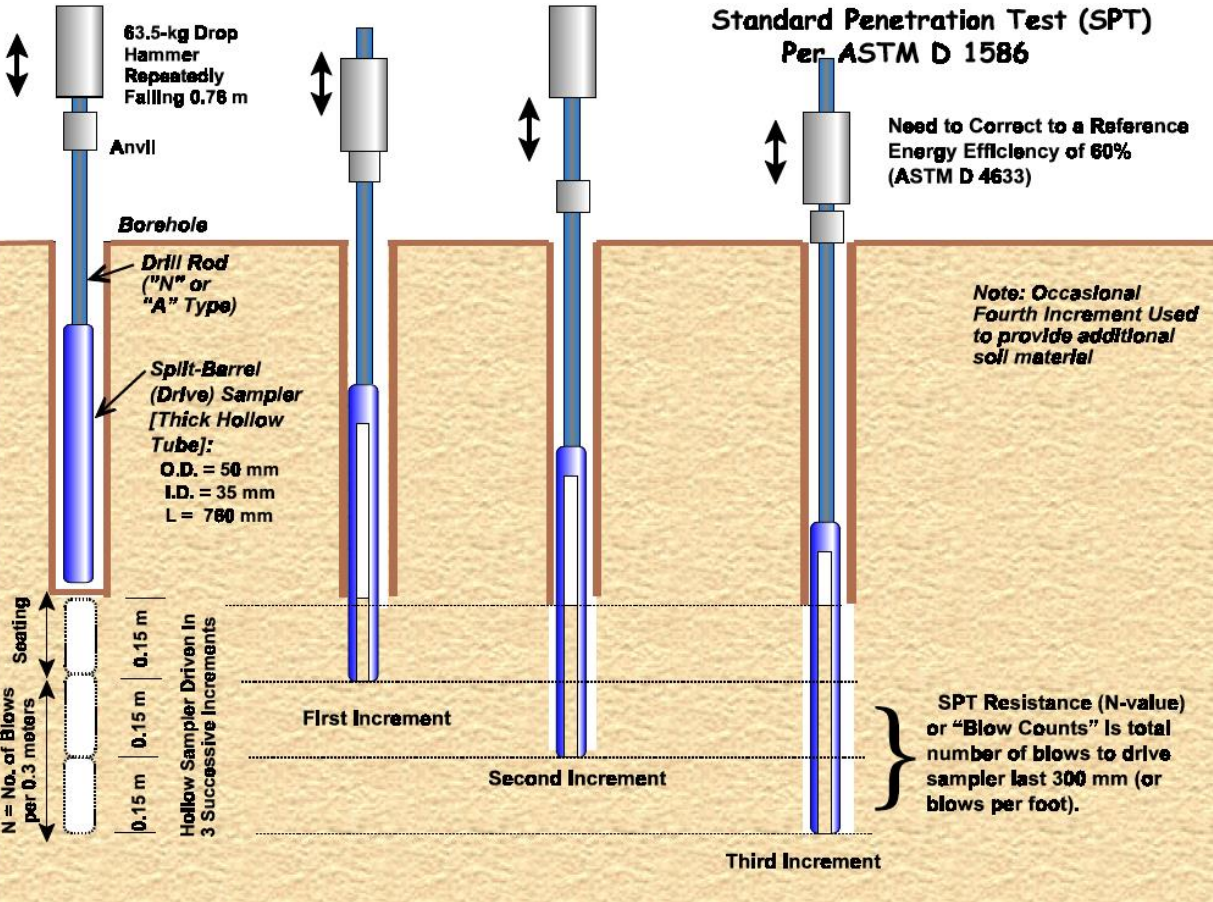


Figura 12.6: Campionatore per la prova S.P.T. (ASTM D1586-84)

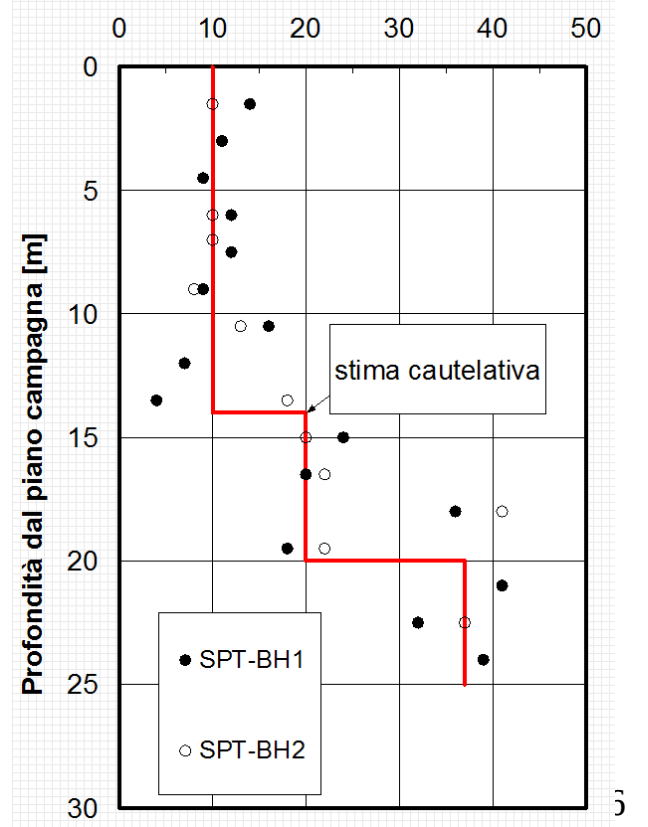
La **PROVA PENETROMETRICA DINAMICA S.P.T.** (Standard Penetration Test), è la prova in sito più diffusa ed utilizzata in tutto il mondo, sia per la semplicità operativa ed il basso costo, sia per la vasta letteratura tecnica esistente sull'interpretazione dei risultati. La prova consente di determinare 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 disturbati del terreno stesso (utilizzati ad esempio per prove di classificazione).

La prova S.P.T. consiste nel far cadere ripetutamente un maglio, del peso di 63,5 kgf, da un'altezza di 760 mm, 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 N1 necessario a produrre l'infissione per i primi 15 cm (tratto di avviamento) inclusa l'eventuale penetrazione quasi statica per gravità,
- il numero di colpi di maglio N2 necessario a produrre l'infissione per altri 15 cm,
- il numero di colpi di maglio N3 necessario a produrre l'infissione per ulteriori 15 cm.



Si assume quale resistenza alla penetrazione il parametro: $N_{SPT} = N2 + N3$
 N_{SPT} [colpi/piede]



INDAGINI IN SITO: le prove SPT

VANTAGGI	SVANTAGGI
può essere eseguita in qualunque tipo di terreno, anche se il campo di impiego ottimale è relativo ai terreni sabbiosi	si tratta di una misura discontinua
consente il riconoscimento diretto dei terreni attraversati	bisogna eseguire un foro di sondaggio
esistono un gran numero di correlazioni empiriche e di metodi di progetto basati sulla misura di N_{SPT} (grande diffusione, uso lungo e documentato)	si riscontra una leggera dipendenza dei risultati della prova dalle modalità di esecuzione del foro
	nei terreni a grana fina, le operazioni di battitura inducono la generazione di elevate sovrappressioni interstiziali.

I risultati di una prova SPT sono influenzati da alcuni fattori che possono essere suddivisi in tre gruppi principali:

- 1) **tecnica di perforazione** (metodo di sostegno del foro, metodo di avanzamento del foro, diametro del foro);
- 2) **attrezzatura utilizzata per l'esecuzione della prova SPT** (dispositivo di battitura comprendente la testa di battitura in acciaio, il maglio e il dispositivo di rilascio, caratteristiche del campionatore);
- 3) **procedura di esecuzione della prova** (penetrazione iniziale, infissione preliminare, infissione vera e propria, frequenza di battitura).

In particolare esistono numerosi dati relativi all'influenza del diametro del foro sulla resistenza alla penetrazione. Skempton (1986) ha suggerito di correggere i valori di NSPT ottenuti in fori di grande diametro attraverso un coefficiente correttivo, C_d , i cui valori sono tabellati:

$$N_{\text{SPT corretto}} = N_{\text{SPT misurato}} \times C_d$$

- Per quanto riguarda l'influenza dell'attrezzatura sulla resistenza alla penetrazione si è proposto di valutare l'efficienza del sistema di infissione mediante una misura dell'energia effettivamente ceduta dal maglio alle aste. Essa viene espressa attraverso il cosiddetto **rendimento energetico, ER**, che rappresenta il rapporto tra l'energia effettivamente ceduta dal maglio alle aste e l'energia potenziale teorica del maglio.
- Molti ricercatori hanno misurato l'energia effettivamente ceduta dal maglio alle aste in diversi sistemi di infissione e trovato una notevole variabilità.
- Per tenere conto di questa osservazione, Seed et al. (1985) hanno suggerito che il numero di colpi dell'SPT sia corretto rispetto ad un valore di riferimento che corrisponde al 60% dell'energia potenziale del maglio:

$$N_{60} = N_{\text{SPT}} \times (ER/0.60)$$

perché la maggior parte delle misure effettuate su sistemi di infissione tradizionali, in base ai quali sono state stabilite le correlazioni empiriche adottate nella pratica progettuale, mostrano che il valore medio dell'energia effettivamente ceduta è pari al 60% dell'energia potenziale teorica del maglio.

Poiché la resistenza alla penetrazione non è dovuta solo alla natura del terreno, ma anche al suo stato, **il numero di colpi N_{SPT} viene messo in relazione alla tensione efficace (generalmente verticale) agente alla profondità di prova**. In questo modo è possibile valutare grandezze quali la densità relativa D_R e l'angolo di resistenza al taglio di picco in sabbie ϕ' .
 A titolo di esempio, per tenere conto di σ'_v , Skempton (1986) propone le seguenti relazioni per tener conto della pressione litostatica efficace:

$$D_R \cong \sqrt{\frac{N_I}{60}} \quad ; \quad N_I = C_N \cdot N_{SPT}$$

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_v}{p_a}} \qquad \textit{sabbie fini}$$

$$C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_v}{p_a}} \qquad \textit{sabbie grosse}$$

in cui la p_a è pressione di riferimento ($\approx 100 \text{ kN/m}^2$ se σ'_v è espressa in kPa).

Il parametro C_N è un coefficiente che «normalizza» il numero di colpi in riferimento alla tensione di 100 kN/m² ($C_N = 1$; $N_I = N_{SPT}$); esso diminuisce all'aumentare di σ'_v e quindi della profondità.

Si osserva quindi che, a parità di N_{SPT} , strati più profondi saranno caratterizzati da minor densità relativa, essendo la tensione di confinamento agente la causa della resistenza alla penetrazione.

Analoghe considerazioni valgono in riferimento all'angolo di resistenza al taglio, valutabile indirettamente a partire da N_I (a parità di N_{SPT} , ϕ' diminuisce all'aumentare della profondità).

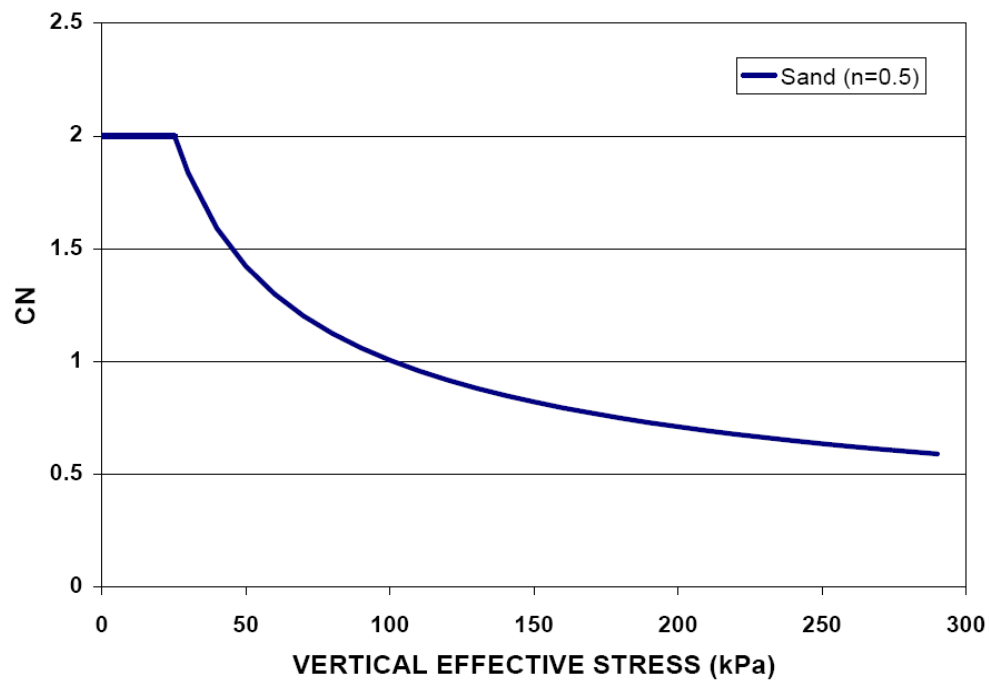
Durante la caduta del maglio parte dell'energia viene dissipata in attriti, che dipendono dal sistema con il quale il maglio viene rilasciato. L'energia realmente trasmessa al campionatore, rispetto a quella teorica, dipende quindi da tale sistema: considerando le più comuni attrezzature si è valutato un rendimento mediamente pari al 60%.

A parità di condizioni (natura e stato del terreno), il numero di colpi N_{SPT} risulta minore se maggiore è l'energia trasmessa al campionatore: la relazione sopra riportata può essere corretta per tenere conto di tale aspetto introducendo un coefficiente di rendimento ER , così da avere (Skempton, 1986):

$$D_R \cong \sqrt{\frac{(N_I)_{60}}{60}} \quad ; \quad (N_I)_{60} = C_N \cdot \frac{ER}{60} \cdot N_{SPT}$$

$$ER \cong 45 \div 75$$

Per le usuali attrezzature impiegate in Italia si può assumere $ER \cong 60 \div 65$.



Fattori correttivi per SPT (Skempton, 1986)

Factor	Equipment Variable	Term	Correction
Energy Ratio	Donut Hammer Safety Hammer Automatic Hammer	$C_E = ER/60$	0.5 to 1.0 ⁽¹⁾ 0.7 to 1.2 ⁽¹⁾ 0.8 to 1.5 ⁽¹⁾
Borehole Diameter	65 to 115 mm 150 mm 200 mm	C_B	1.0 1.05 1.15
Sampling method	Standard sampler Non-standard sampler	C_S	1.0 1.1 to 1.3
Rod Length	3 to 4 m 4 to 6 m 6 to 10 m 10 to >30 m	C_R	0.75 0.85 0.95 1.0

Determinazione dei parametri geotecnici sulla base dei risultati delle prove SPT

Nella progettazione di opere di fondazione, sia superficiali che profonde, sono numerosi i metodi che si basano sulla resistenza penetrometrica N_{SPT} .

Parametro	TIPO DI MATERIALE			VALORE PROVE SPT NECESSARIO
	TERRENI A GRANA GROSSA	TERRENI A GRANA FINE	ROCCE TENERE	
ϕ'	*			$(N_1)_{60}$
c_u		*	*	N_{60}
σ_c			*	N_{60}
E_u		*		N_{60}
E'	*	*	*	N_{60}
m_v		*		N_{60}
G_0	*			$(N_1)_{60}$

dove:

N_1 = valore della resistenza alla penetrazione N misurata nel corso della prova Standard Penetration Test (SPT) corretto per una tensione verticale efficace pari a 100 kPa

N_{60} = valore di N corretto per una energia pari al 60% di quella teorica

$(N_1)_{60}$ = valore di N corretto per tenere in conto sia del livello tensionale sia dell'energia effettivamente rilasciata dal maglio alle aste

ϕ' = angolo di resistenza al taglio

c_u = resistenza al taglio non drenata

σ_c = resistenza a compressione monoassiale

E_u = modulo di deformazione in condizioni non drenate

E' = modulo di deformazione in condizioni drenate

m_v = coefficiente di compressibilità

G_0 = modulo di taglio a piccole deformazioni.

Soil Type	Equivalent Elastic Modulus (kPa)
Silts, sandy silts, slightly cohesive mixtures	400 $(N_1)_{60}$
Clean fine to medium sands and slightly silty sands	700 $(N_1)_{60}$
Coarse sands and sands with little gravel	1,000 $(N_1)_{60}$
Sandy gravels	1,200 $(N_1)_{60}$

Utilizzo dei risultati

La prova SPT appartiene a quel gruppo di prove in sito durante le quali il terreno segue dei percorsi degli sforzi efficaci diversi ed i risultati della prova possono essere correlati solo empiricamente con le specifiche proprietà del terreno in sito.

Ne consegue che è necessario essere consci delle molte limitazioni di tali correlazioni, a causa dei molti fattori che influiscono sul comportamento non lineare e plastico dei terreni naturali:

- Composizione mineralogica
- Sforzi agenti in sito
- Storia dello stato tensionale e deformazionale
- Struttura
- Cementazione
- Resistenza alla frantumazione dei grani sottoposti agli elevati sforzi necessari per la penetrazione.

Viene considerato principalmente solo l'approccio indiretto, cioè l'interpretazione dei risultati per la stima dei parametri geotecnici..

Terre a grana grossa (sabbie)	Stato di addensamento	D_R (%)	N_{SPT} (colpi/30 cm)	q_c (MPa)
	molto sciolto	0÷15	0÷4	<2
	sciolto	15÷35	4÷10	2÷4
	med. denso	35÷65	10÷30	4÷12
	denso	65÷85	30÷50	12÷20
	molto denso	85÷100	>50	>20
Terre a grana fine (argille)	Consistenza	IC	N_{SPT} (colpi/30 cm)	q_c (MPa)
	nulla	<0.5	<2	<0.5
	poco consistente	0.5÷0.75	2÷8	0.5÷1.5
	med. consistente	0.75÷1.0	8÷15	1.5÷3.0
	molto consistente	1.0÷1.5	15÷30	3.0÷6.0
	estr. consistente	>1.5	>30	>6.0

Tab. 8.4 Densità e consistenza vs. N_{SPT} e q_c (da Kulhawy, Mayne, 1990)

Terre a grana grossa (sabbie)	D_R (%)	N_{SPT} (colpi/30 cm)	q_c (MPa)	ϕ' (°)	ϕ' (°)
	0÷15	0÷4	<2	<28	<30
	15÷35	4÷10	2÷4	28÷30	30÷35
	35÷65	10÷30	4÷12	30÷36	35÷40
	65÷85	30÷50	12÷20	36÷41	40÷45
	85÷100	>50	>20	>41	>45
				(Peck et al. 1974)	(Meyerhof, 1956)

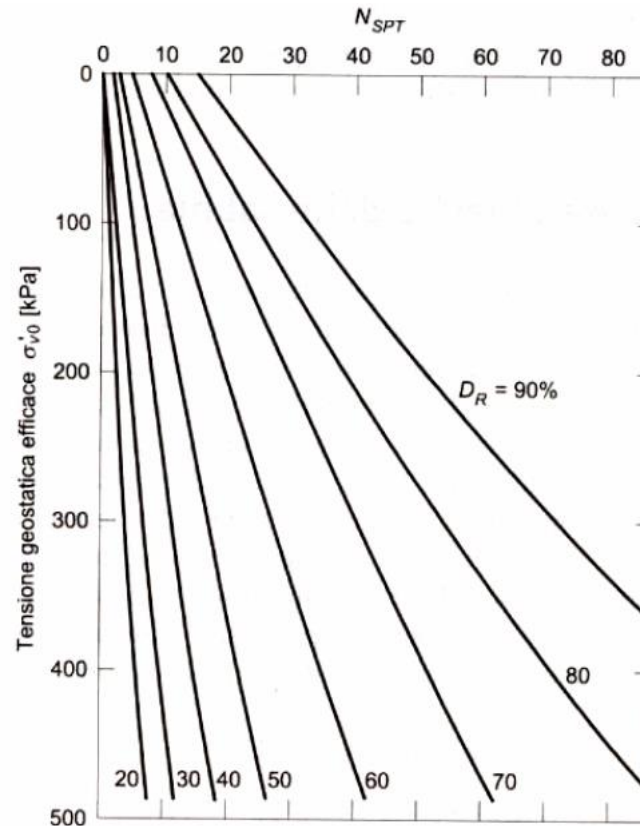
Tab. 8.5 Angolo di resistenza al taglio vs. N_{SPT} e q_c (da Kulhawy, Mayne, 1990)

DEFORMABILITÀ. Le correlazioni con N_{SPT} appaiono poco accettabili.

DENSITÀ RELATIVA. La stima della densità relativa può avvenire con la correlazione di Gibbs e Holtz, valida per **sabbie quarzose NC non cementate**, di seguito graficamente rappresentata, che corrisponde all'equazione:

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

in cui p_a è la pressione di riferimento ($p_a=100$ se σ'_{v0} è espresso in kPa).



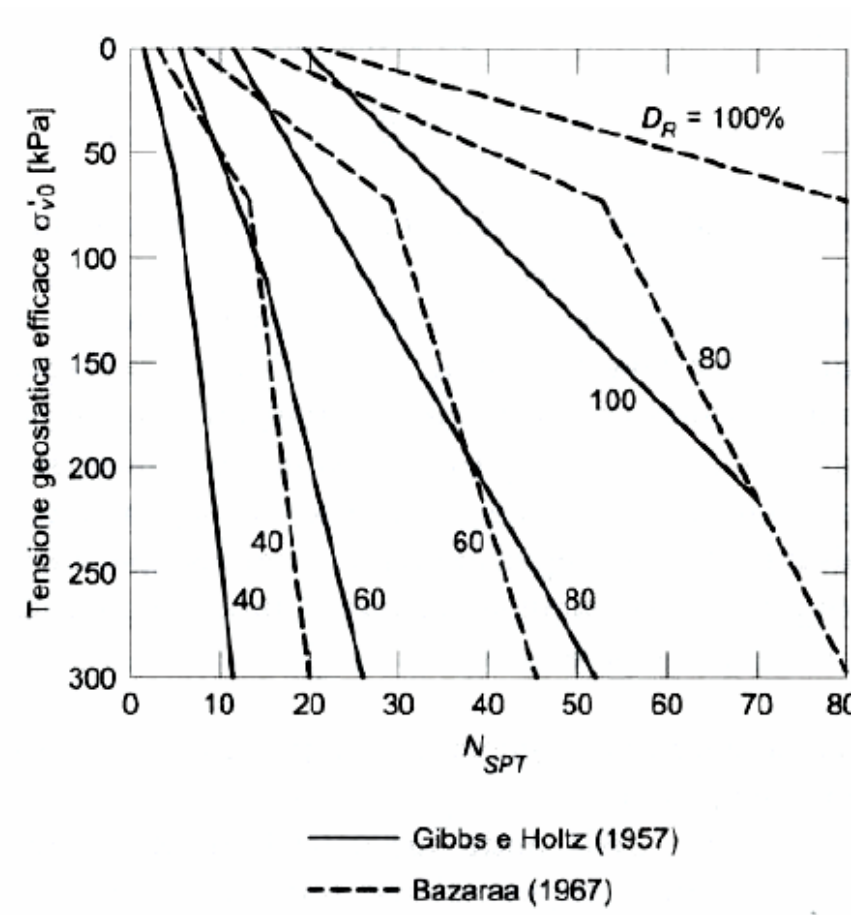
La correlazione di Marcuson e Bieganousky:

$$D_R (\%) = 12,2 + 0,75 \cdot \left[222 \cdot N_{SPT} + 1600 - 711 \cdot OCR - 754 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) - 50 \cdot U^2 \right]^{0,5}$$

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

La correlazione di Bazaara, più adatta a **sabbie sovraconsolidate** o costipate in cantiere, graficamente rappresentata in Figura, che corrisponde all'equazione:

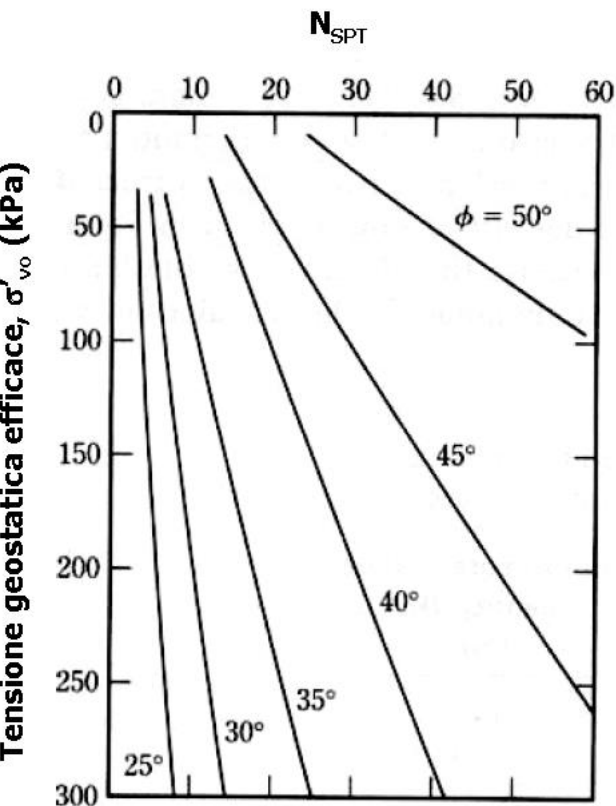
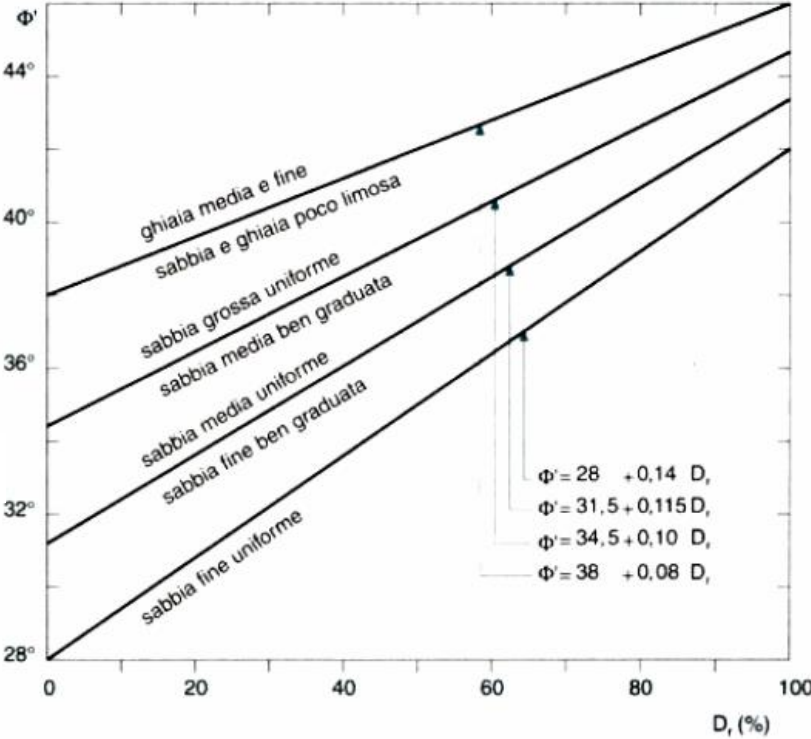
$$\begin{cases} N_{SPT} = 20 \cdot \left(1 + 4,1 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) \cdot D_R^2 & \text{per } \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \leq 0,732 \\ N_{SPT} = 20 \cdot \left(3,24 + 1,024 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) \cdot D_R^2 & \text{per } \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} > 0,732 \end{cases}$$



ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO. L'angolo di resistenza al taglio di picco può essere stimato a partire dal valore della densità relativa con le correlazioni proposte da Schmertmann (1977) per differenti granulometrie, graficamente rappresentate a lato.

Le correlazioni dirette tra ϕ' e N_{SPT} evitano le approssimazioni dovute al doppio passaggio.

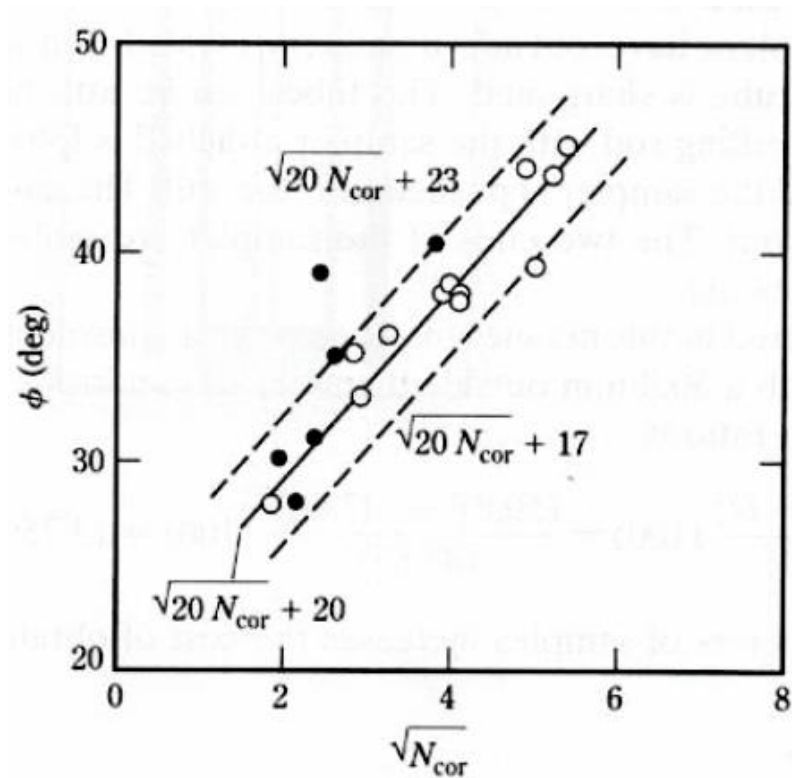
La correlazione di Peck, Hanson e Thornburn (1974), approssimabile con la seguente equazione (Wolff, 1989): $\phi'(^{\circ}) = 27,1 + 0,3 \cdot N_{cor} - 0,00054 \cdot N_{cor}^2$



La correlazione di Schmertmann (1975), graficamente rappresentata a lato, corrispondente all'equazione :

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

La correlazione di Hatanaka e Uchida (1996), graficamente rappresentata sotto, che corrisponde all'equazione $\phi'(^{\circ}) = \sqrt{20 \cdot N_{cor}} + 20$



L'esistenza stessa di molte correlazioni è un chiaro segno delle incertezze e delle approssimazioni insite nelle procedure empiriche di stima.

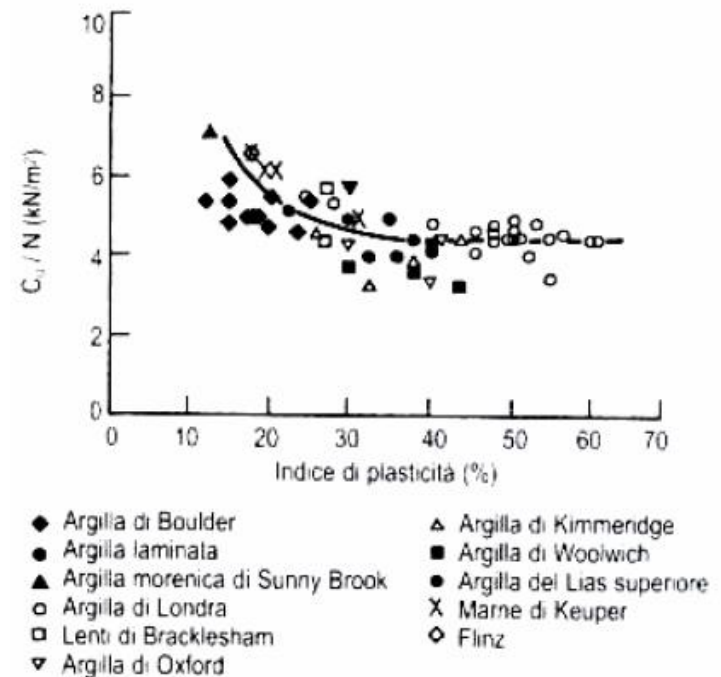
Per tale motivo **può essere opportuno confrontare i valori stimati con le diverse correlazioni, ed utilizzare come valore di progetto dell'angolo di resistenza al taglio di picco di uno strato di sabbia, la media delle stime, escludendo eventuali valori anomali.**

Si tenga presente che, poiché il terreno non è omogeneo, i valori di N_{SPT} ottenuti nella stessa formazione possono essere anche sensibilmente diversi fra loro, e che la presenza di ciottoli e ghiaia può determinare valori di N_{SPT} erratici e inaffidabili.

RESISTENZA AL TAGLIO NON DRENATA. La resistenza al taglio non drenata di un'argilla non sensitiva può essere approssimativamente stimata dai risultati di prove SPT con la correlazione di Stroud (1974): $c_u = f_1 \cdot N_{SPT}$ in cui f_1 è un coefficiente funzione dell'indice di plasticità ed ha valori compresi tra 3,5 e 6,5 kPa, e mediamente vale 4,4 kPa, come mostrato in Figura, dove è possibile rilevare la dispersione dei dati sperimentali su cui si basa la correlazione.

Correlazione fra N_{SPT} e c_u per argille non sensitive (Stroud, 1974)

Un'altra correlazione per la stima di c_u da NSPT è quella proposta da Hara et al. nel 1971): $c_u \text{ (kPa)} = 29 \cdot N_{SPT}^{0,72}$



GRADO DI SOVRACONSOLIDAZIONE DELL'ARGILLA.

Mayne e Kemper nel 1988 hanno proposto la seguente correlazione per la stima del grado di sovraconsolidazione dell'argilla da

prova S.P.T.: $OCR = 0,193 \cdot \left(\frac{N_{SPT}}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,689}$ con σ'_{v0} espresso in MPa.

Tabella 3.4 Valori empirici di ϕ , D_r e del peso specifico di terreni granulari normalmente consolidati, in base ai risultati di prove penetrometriche standard a 6 m circa di profondità.

Descrizione del terreno	Molto sciolto	Sciolto	Medio	Compatto	Molto compatto
Densità relativa, D_r	0	0.15	0.35	0.65	0.85
SPT N'_{70} : fine	1-2	3-6	7-15	16-30	?
medio	2-3	4-7	8-20	21-40	> 40
grosso	3-6	5-9	10-25	26-45	> 45
ϕ : fine	26-28	28-30	30-34	33-38	
medio	27-28	30-32	32-36	36-42	< 50
grosso	28-30	30-34	33-40	40-50	
γ_{wet} (kN/cm ³)	11-16 ⁽¹⁾	14-18	17-20	17-22	20-23

⁽¹⁾ Un terreno scavato oppure del materiale di riporto scaricato da un automezzo pesa da 11 a 14 kN/m³ e dev'essere ben compattato per poter pesare più di 21 kN/m³. Nessun terreno in natura ha $D_r = 0.00$ né $D_r = 1.00$; in generale la densità relativa varia tra 0.3 e 0.7.

Tabella 3.5 Consistenza di terreni coesivi saturi.⁽¹⁾

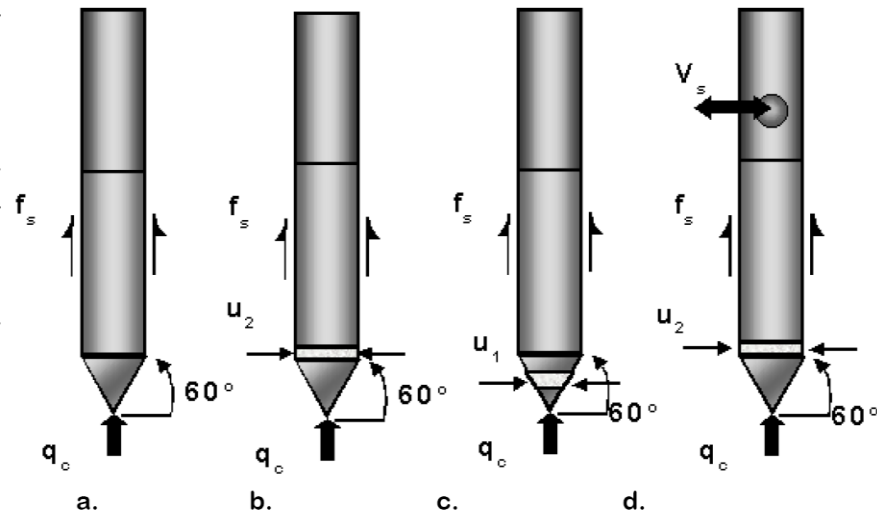
Consistenza		N'_{70}	Osservazioni
Molto soffice	Argilla giovane NC	0-2	Scivola tra le dita quando viene schiacciata
Soffice		3-5	Si deforma con estrema facilità per schiacciamento
Media		6-9	
Dura	Valori di OCR crescenti; Invecchiamento/cementazione	10-16	Si deforma con difficoltà se schiacciata con le mani
Molto dura		17-30	Si deforma con estrema difficoltà con le mani
Durissima		> 30	Pressoché impossibile da deformare con le mani

⁽¹⁾ La suddivisione in base al numero di colpi e a OCR serve come guida; tra le argille, le “eccezioni alla regola” sono molto comuni.

PROVE PENETROMETRICHE STATICHE(CPT)

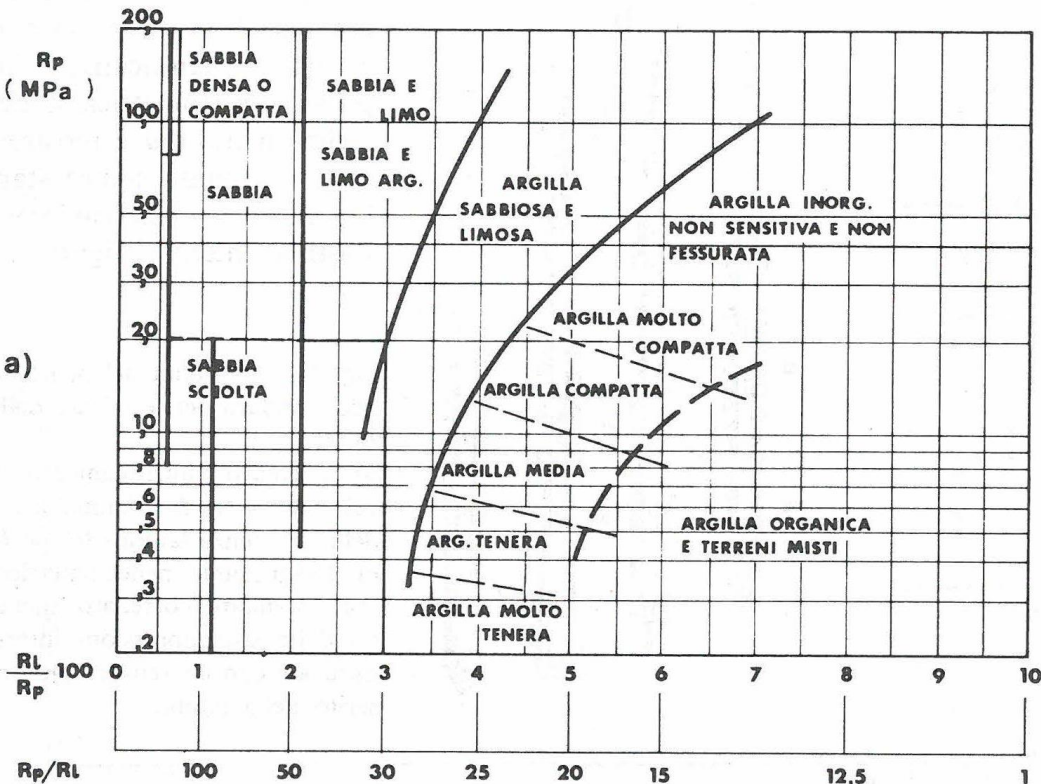
La prova penetrometrica statica C.P.T. (Cone Penetration Test) ideata in Svezia nel 1917 (anche se comunemente chiamato penetrometro olandese), ha subito nel tempo modifiche e miglioramenti ed è un mezzo di indagine molto diffuso poiché, ad un costo modesto, permette l'identificazione della successione 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).

Una punta conica standardizzata, con apertura 60° e diametro 35,7 mm, viene infissa nel terreno, mediante una batteria d'aste a velocità costante di 20 mm/s, misurando in continuo o ad un prefissato intervallo la resistenza alla penetrazione della punta. La forza totale, che agisce sul cono Q_c divisa per l'area della proiezione inferiore del cono A_c fornisce la resistenza alla punta q_c . La forza totale che agisce sul manicotto F_s , divisa per la superficie del manicotto, A_s fornisce la resistenza laterale f_s .



- a. Electric Cone Penetrometer, CPT;
 b. e c. Piezocone penetrometer, CPTU;
 d. Seismic piezocone, SCPTU

Nel piezocono la pressione interstiziale è misurata mediante un elemento poroso, chiamato filtro e situato in una posizione scelta tra: il vertice della parte conica o la base del cono.

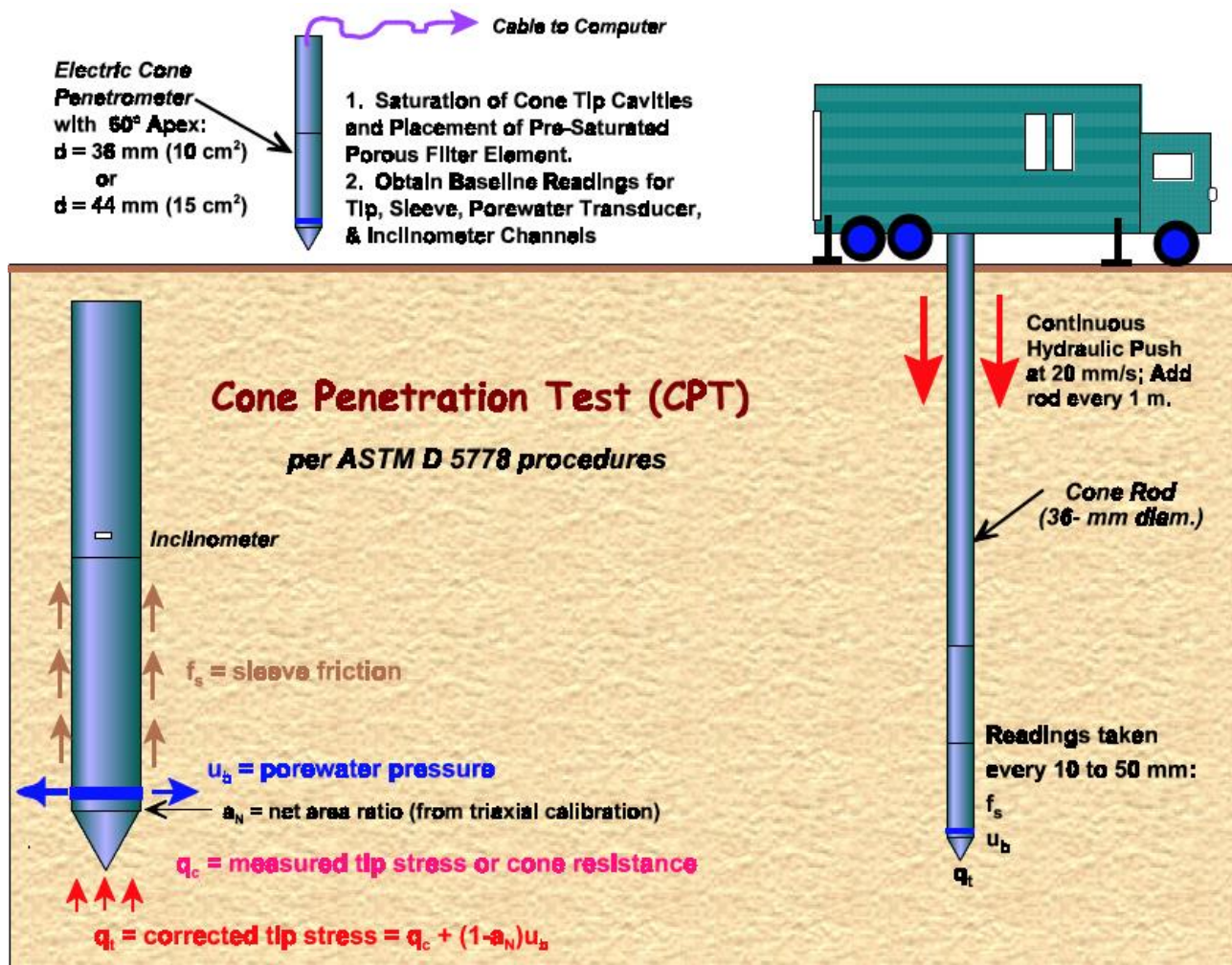


Attualmente ne esistono due tipi, con caratteristiche geometriche e procedure di prova normate a livello internazionale (ISSMFE, 1989):

- a) il penetrometro meccanico con manicotto d'attrito che consente di misurare, oltre alla resistenza di punta q_c anche la resistenza di attrito laterale locale f_s ;
- a) il penetrometro elettrico nel quale la resistenza di punta e la resistenza laterale locale vengono misurati direttamente con trasduttori montati nella punta; gli eventuali errori dipendono principalmente dalle componenti elettroniche dell'apparecchiatura e sono legati alla non linearità e isteresi delle celle di pressione, alla sensibilità alle variazioni di temperatura e alla calibrazione.

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.

Il contrasto necessario ad infiggere il penetrometro è di norma ottenuto col peso dell'autocarro, eventualmente zavorrato, su cui è installata l'attrezzatura.

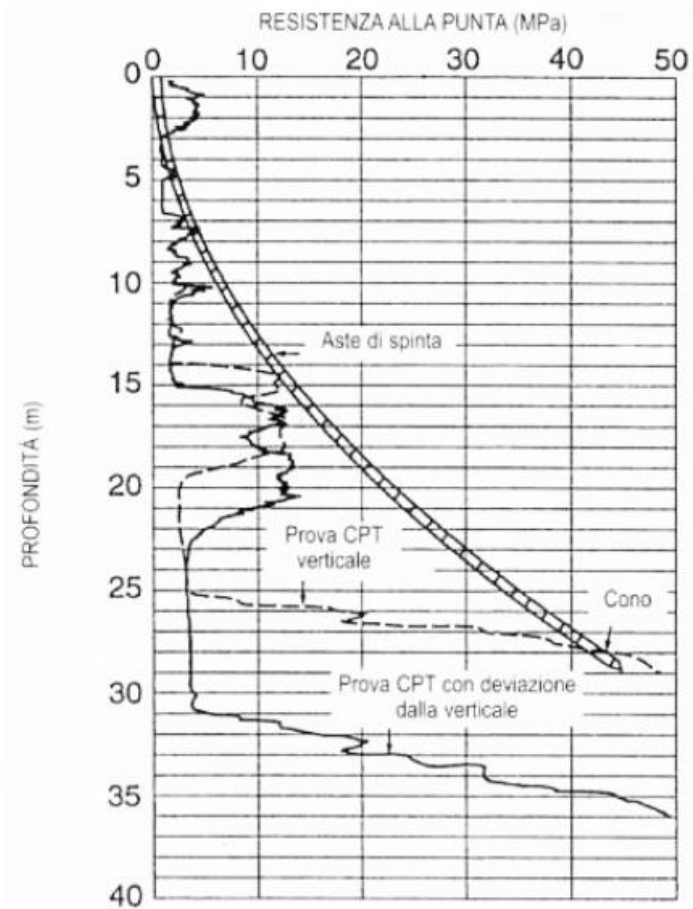
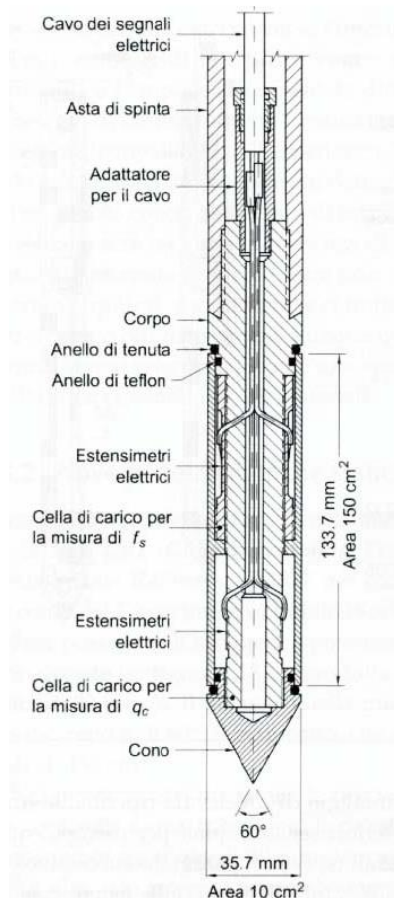


L'utilizzazione dei penetrometri statici è possibile per le terre a grana fine e per le sabbie.

Il **PENETROMETRO MECCANICO** è uno strumento semplice e robusto, che può operare in un campo di terreni che va dalle argille alle sabbie grosse, fino a profondità dell'ordine di 40 m e oltre. I suoi **principali limiti** derivano dal fatto che:

- 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 la presenza di terreni fittamente stratificati può condurre a errori di stima.

L'introduzione della punta elettrica, con trasduttori montati sulla punta, ha praticamente ovviato a quasi tutti questi fattori negativi.



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 ÷ 5 cm, e i dati sono direttamente acquisiti in forma numerica e rappresentati graficamente anche durante l'esecuzione della prova.

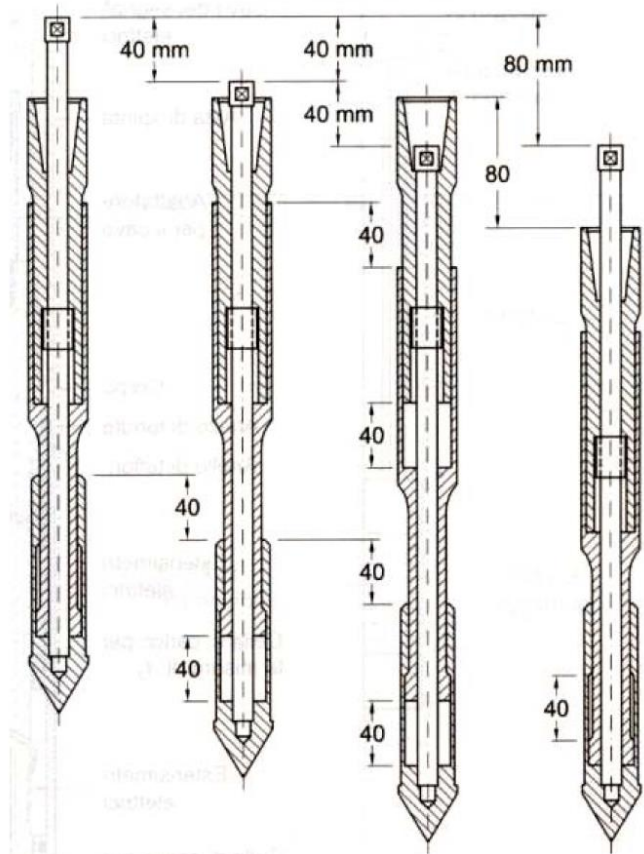
I limiti del penetrometro a punta elettrica risiedono: nel maggiore costo dello strumento, e negli errori derivanti dalle componenti elettroniche (non linearità e isteresi delle celle di pressione, sensibilità alle variazioni di temperatura, calibrazione).

Nei **penetrometri meccanici con manicotto d'attrito** la punta conica è solidale con una batteria di aste coassiali ad una tubazione di rivestimento. La parte finale, ovvero più prossima alla punta, della tubazione di rivestimento è mobile, e costituisce il manicotto di attrito.

A lato sono rappresentate la punta di un penetrometro meccanico con manicotto d'attrito e le posizioni che assume durante l'infissione.

- 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: $A_p = (\pi \cdot 3,57^2)/4 = 10 \text{ cm}^2$ e 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: $A_s = 150 \text{ cm}^2$ e si continua a far avanzare la punta a velocità costante per altri 40 mm (che nella penetrazione si trascina dietro il manicotto). 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: $f_s = (F_2 - F_1)/A_s$.
- 3) In una terza fase 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.

Queste operazioni sono ripetute ogni 20 cm.



I risultati della prova vengono rappresentati in grafici (e tabelle) aventi:

- in ordinata: la profondità;
- in ascissa: la resistenza di punta, indicata con R_p o con q_c e la resistenza di attrito laterale indicata con R_l o f_s espresse in kg/cm^2 o in MPa in genere ogni 20 cm.

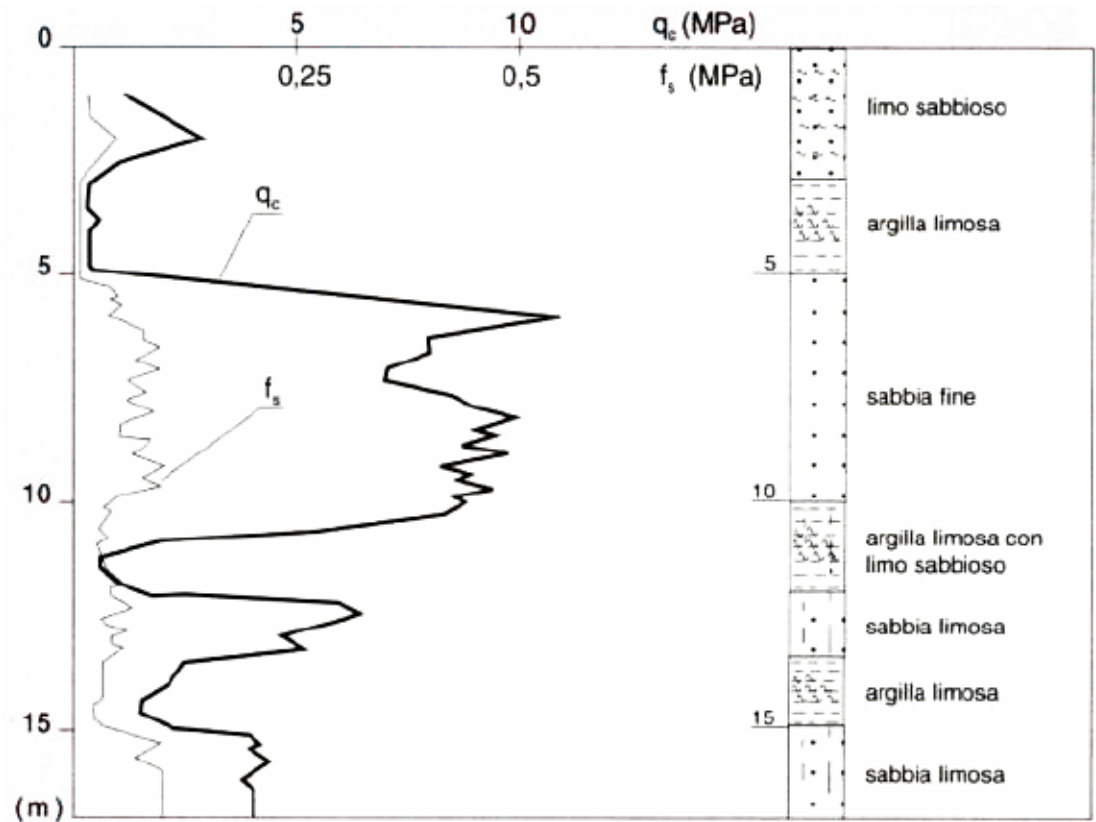
Le misure con il penetrometro statico meccanico in genere sono attendibili per il campo di terreni compresi tra le sabbie e le argille, per profondità sotto il piano campagna sino a circa $25 \div 30$ m e per resistenze massime alla punta q_c dell'ordine di $20 \div 25$ MPa.

Con resistenze di punta e profondità maggiori di quelle sopraindicate, i dati raccolti devono essere riguardati con cautela, poiché entrano in gioco vari fattori quali la compressione elastica delle aste interne quando si devono attraversare strati compatti e profondi, il peso delle aste quando si attraversano strati profondi argillosi di bassa resistenza, l'attrito che si sviluppa tra le aste interne ed il rivestimento e la deviazione dalla verticale.

Parimenti con cautela devono essere considerati i dati raccolti quando si incontrano strati alternati e di piccolo spessore (dell'ordine di decimetri o centimetri) di terreni diversi.

Analogamente a quanto visto per la prova SPT, anche nel caso della prova CPT si deve tenere conto dello stato di tensione agente alla quota di indagine: la resistenza penetrometrica statica q_c , è messa in relazione alla tensione efficace verticale agente alla profondità di prova mediante espressioni del tipo ($p_a \approx 100 \text{ kN/m}^2$)

$$q_{cl} = C_q \cdot q_c = \frac{1}{\sqrt{\sigma'_v / p_a}} \cdot q_c$$



Rappresentazione dei risultati di una prova CPT

Con il penetrometro elettrico vi è la possibilità di avere la restituzione dei dati sia in forma grafica che digitale e quindi di applicare metodologie statistiche ai dati registrati; inoltre è possibile installare nella punta anche altri sensori, come ad esempio quello per la misura delle pressioni interstiziali.

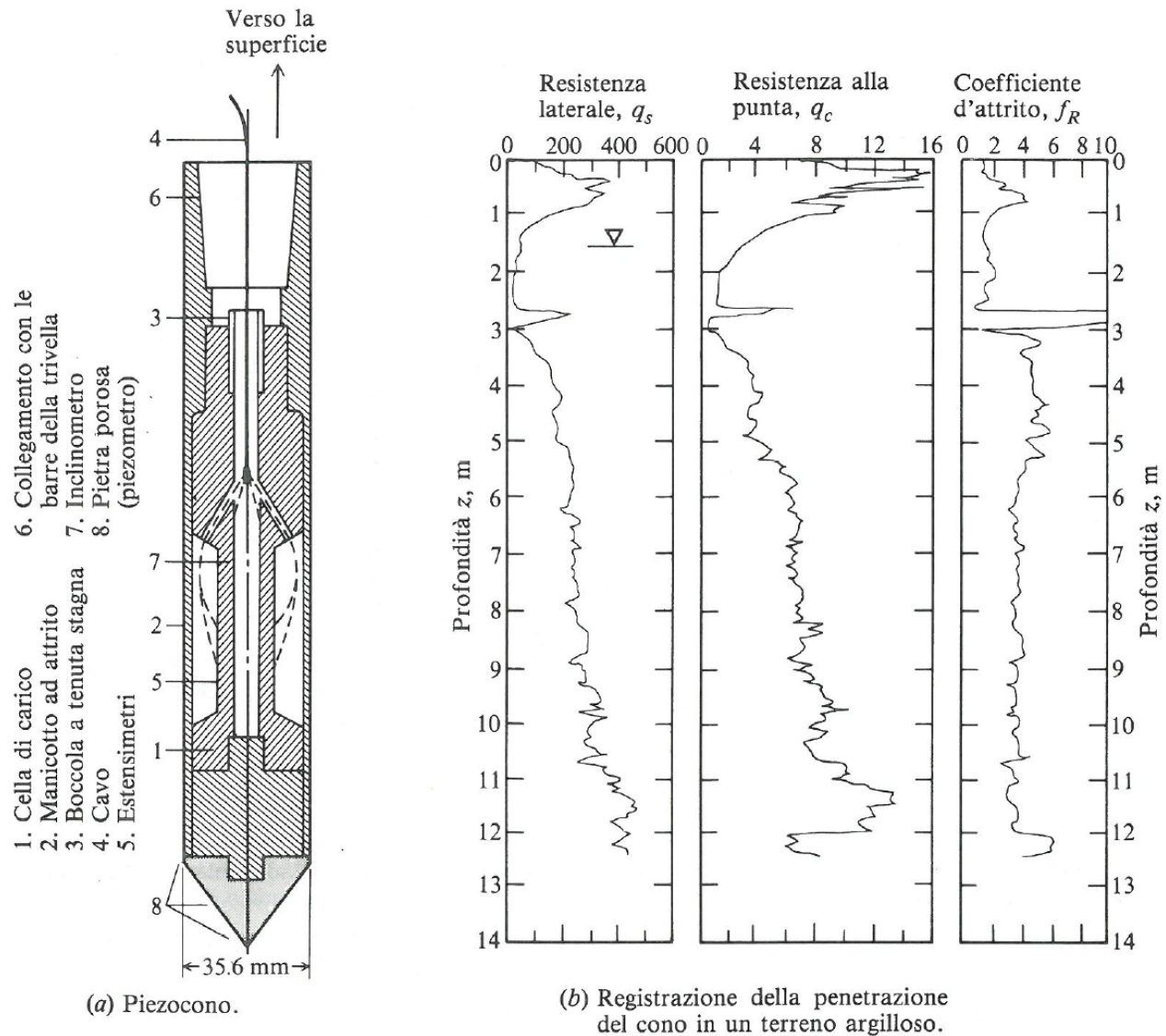
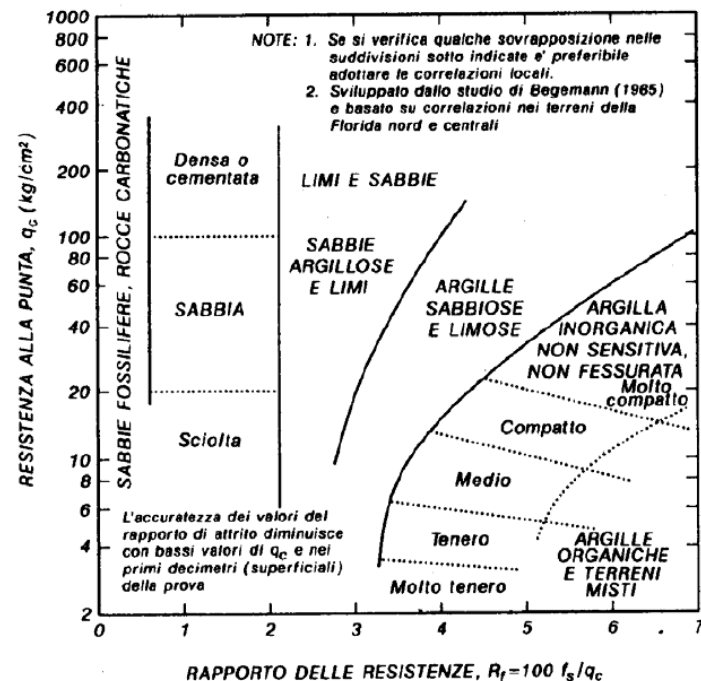


Figura 3.15 Cono elettrico e dati ottenuti dalla prova penetrometrica statica.

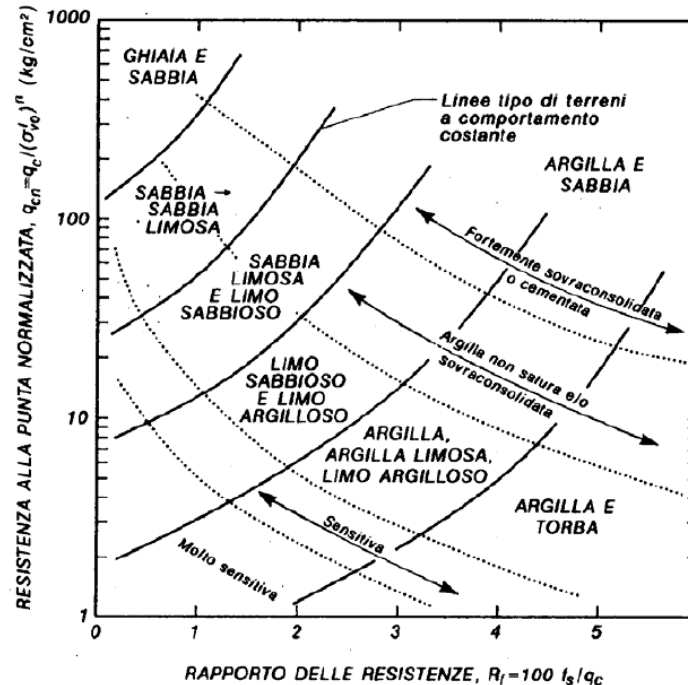
L'analisi dei risultati di prove CPT consente in primo luogo il riconoscimento litologico dei terreni attraversati e la ricostruzione della successione stratigrafica, fase essenziale e necessaria per ogni ulteriore interpretazione geotecnica. Infatti durante la prova vengono misurate le resistenze di 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 risultando il modello interpretativo del fenomeno della rottura condizionato dal tipo di terreno cui si riferiscono i dati di resistenza misurati.

RICONOSCIMENTO STRATIGRAFICO / CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI. Il solo esame del profilo di q_c può dare una prima idea della successione stratigrafica risultando la resistenza penetrometrica di punta offerta da un terreno sabbioso, di norma, nettamente superiore alla resistenza offerta da terreni argillosi di media e bassa consistenza; tuttavia le migliori correlazioni proposte per l'individuazione della natura del terreno attraversato fanno uso, oltre che della resistenza di punta, q_c , anche della resistenza d'attrito laterale, f_s . La carta di classificazione più accreditata per il **penetrometro statico meccanico** è quella di Schmertmann (1978) che ha in ascissa il rapporto adimensionale: $R_f = \frac{f_s}{q_c} \cdot 100$ detto **rapporto d'attrito o di frizione o delle resistenze**, in scala naturale, ed in ordinata la resistenza di punta q_c [FL-2] in scala logaritmica.

Abaco per punta meccanica
Begemann (Schmertmann, 1969)

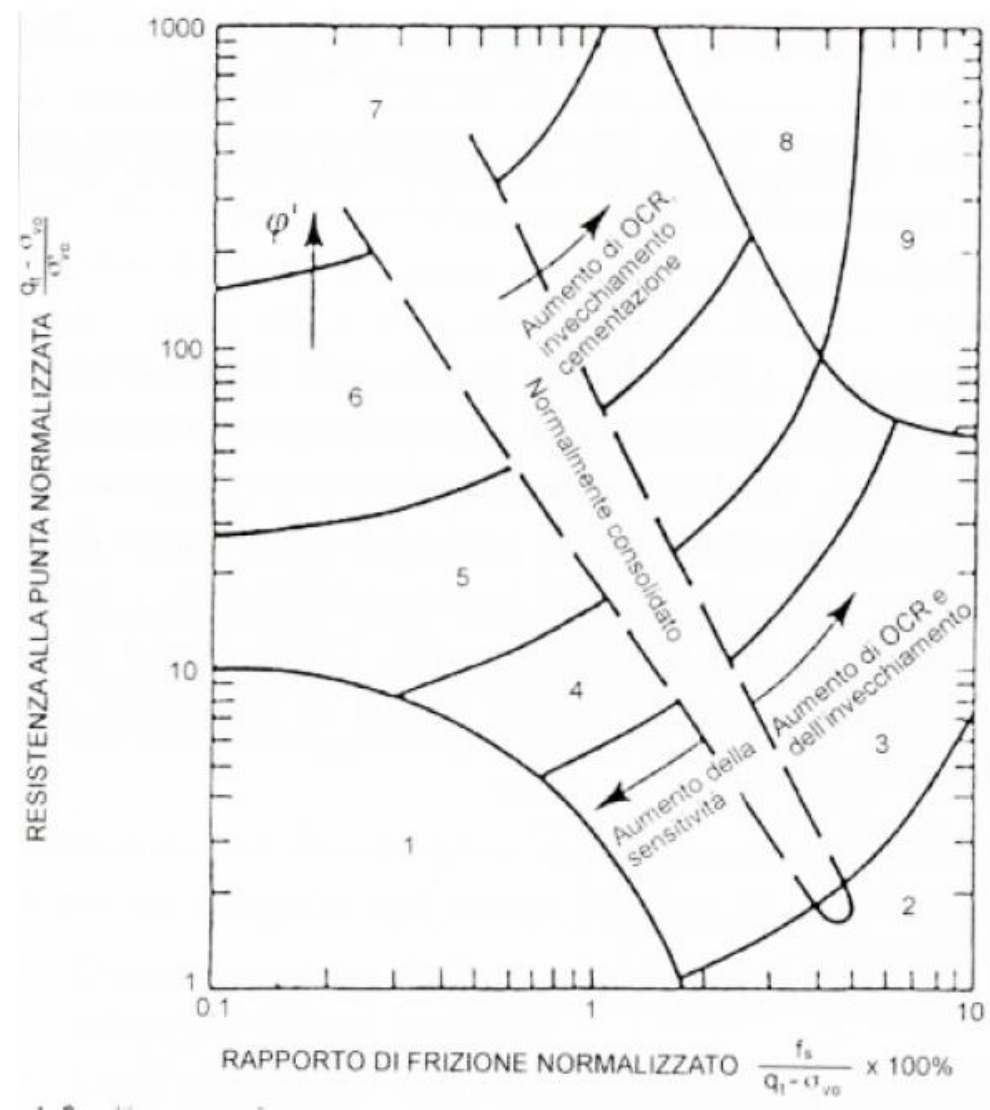


Abaco per punta elettrica
(Olsen-Farr, 1986)



NOTA.
Queste correlazioni sono relativamente accettabili per terreni sotto falda e per strati di spessore non inferiore a 50 cm.

Per il **PENETROMETRO ELETTRICO** si può fare riferimento anche alla carta di Robertson (1990) che ha: in ascissa il rapporto d'attrito normalizzato: $F = \frac{f_s}{q_c - \sigma'_{v0}} \cdot 100$ ed in ordinata la resistenza di punta normalizzata $Q = \frac{q_c - \sigma'_{v0}}{\sigma'_{v0}}$ entrambe in scala logaritmica.



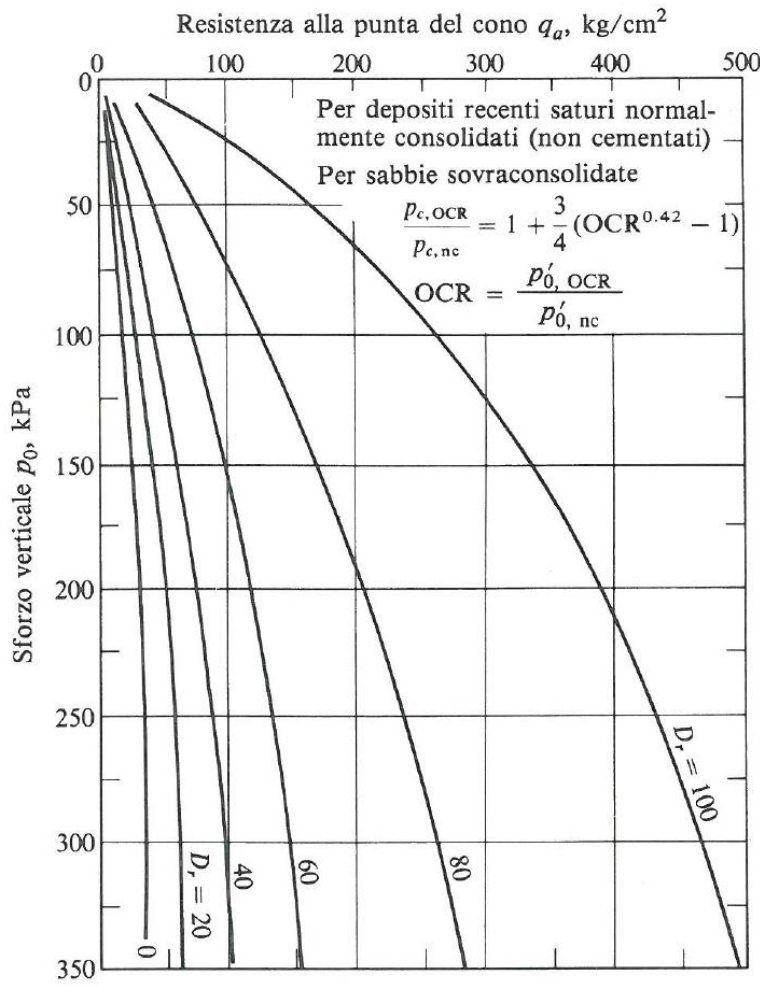
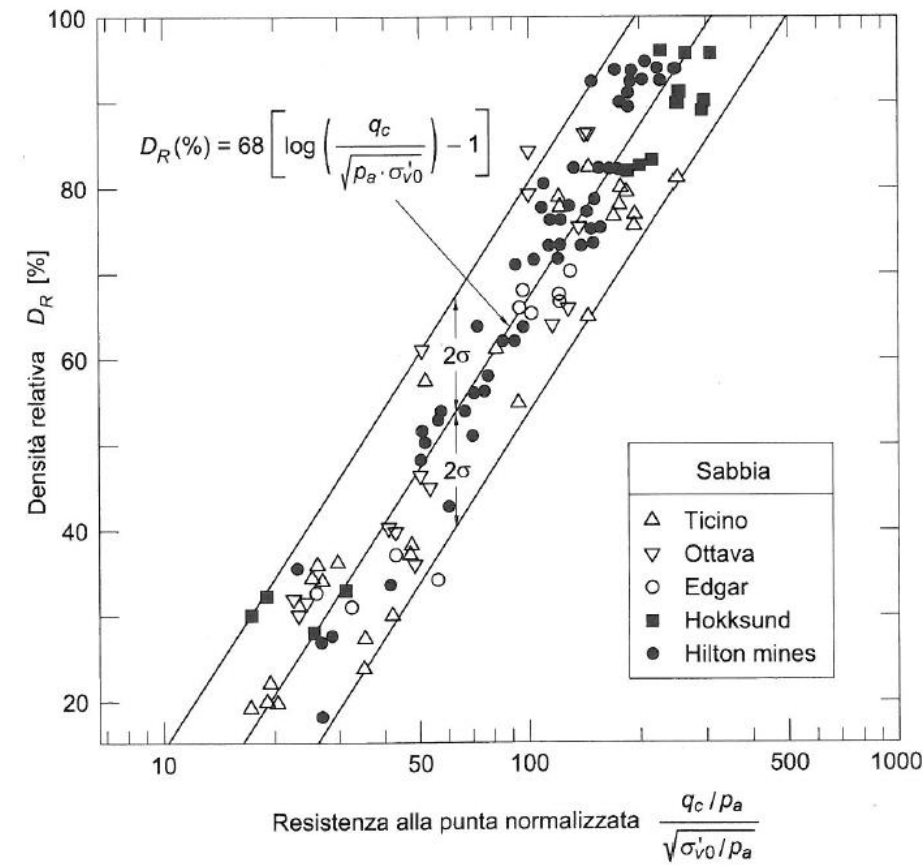
- I campi sono contraddistinti da numeri cui corrispondono i seguenti tipi di terreno:
1. Terreno sensitivo a grana fine.
 2. Terreno organico, torba.
 3. Argille. Da argille ad argille limose.
 4. Limi. Da limi argillosi a argille limose.
 5. Sabbie. Da sabbie limose a limi sabbiosi.
 6. Sabbie. Da 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.

Carta di classificazione per il penetrometro statico elettrico (Robertson, 1990)

Dalla resistenza alla punta q_c si ottengono indirettamente ed empiricamente indicazioni sullo stato di addensamento, sullo stato di consistenza, sulla resistenza al taglio e sulla deformabilità di terreni a grana grossa e a grana fine.

DENSITÀ RELATIVA. Un'espressione che permette di stimare valori medi della densità relativa per depositi sabbiosi indagati con prove CPT è la seguente (Lancellotta, 1983):

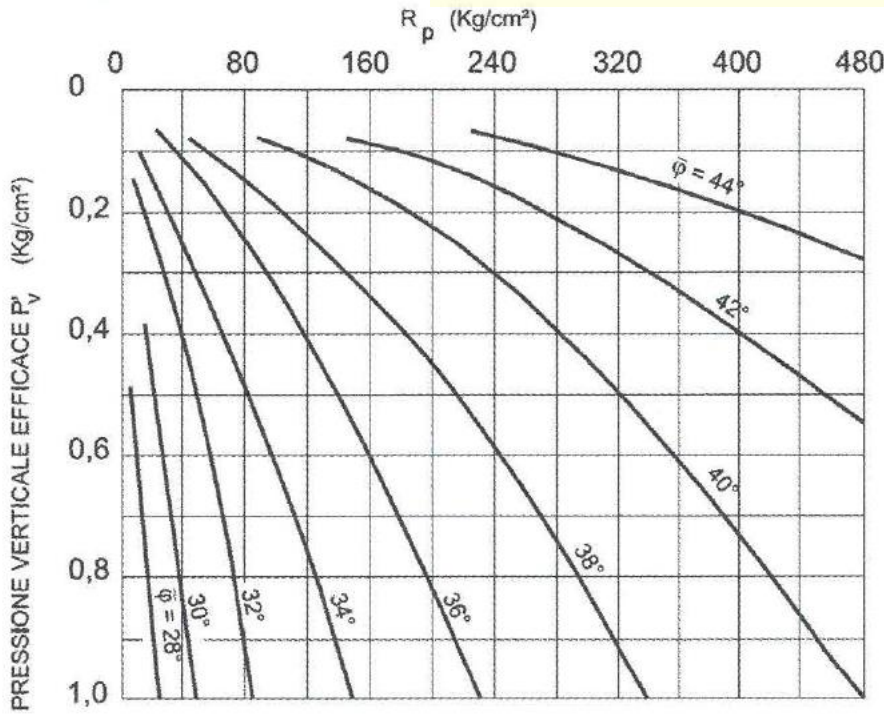
$$D_R(\%) = 68 \left[\log \left(\frac{q_c}{\sqrt{p_a \cdot \sigma'_v}} \right) - 1 \right]$$



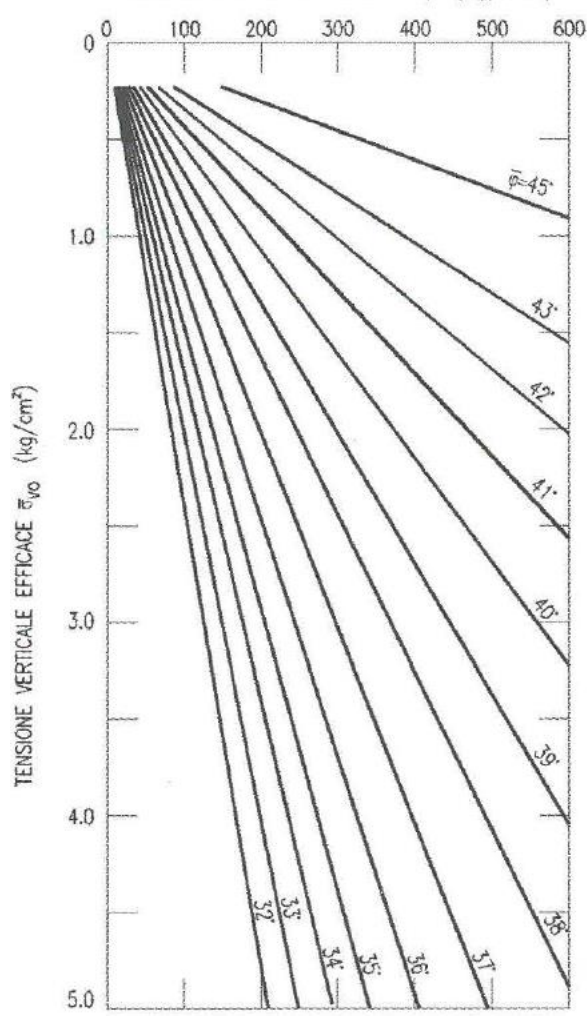
Legame approssimato tra q_c e la densità relativa D_r ottenuto assemblando dati riportati da Schmertmann (1978) e da Villet e Mitchell (1981)

ANGOLO DI ATTRITO. Molti studi sono stati rivolti a stabilire correlazioni tra l'angolo d'attrito ϕ delle sabbie non cementate e la resistenza di punta q_c . Si tratta di ricerche piuttosto difficili, poiché devono tenere conto dei fattori che influenzano la resistenza alla penetrazione della punta quali il processo di rottura progressiva, il livello di deformazione, la compressibilità del mezzo, a sua volta dipendente dallo stato tensionale, ecc.

RESISTENZA ALLA PUNTA DEL PENETROMETRO STATICO MECCANICO



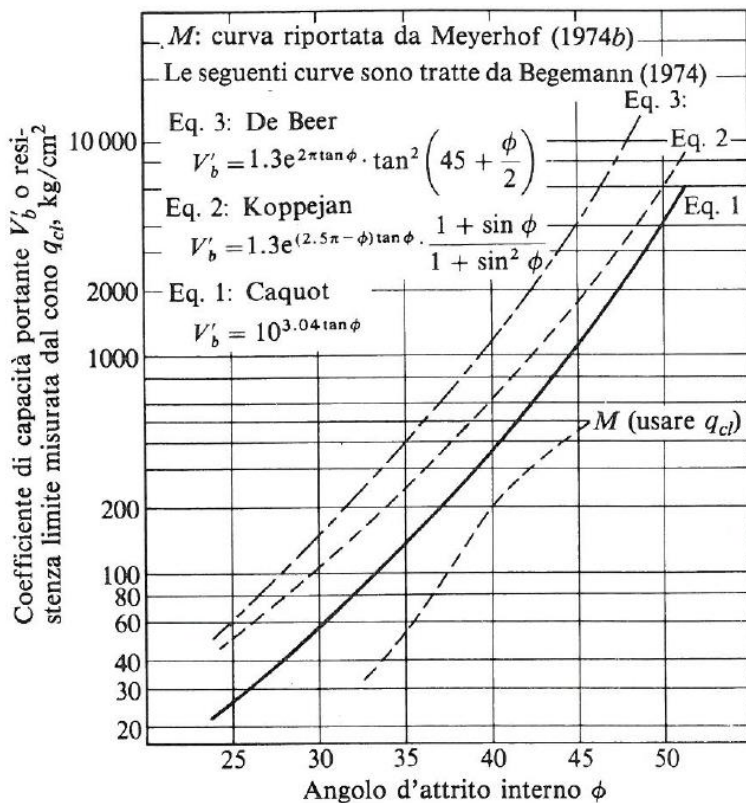
RESISTENZA ALLA PUNTA, R_p (kg/cm²)



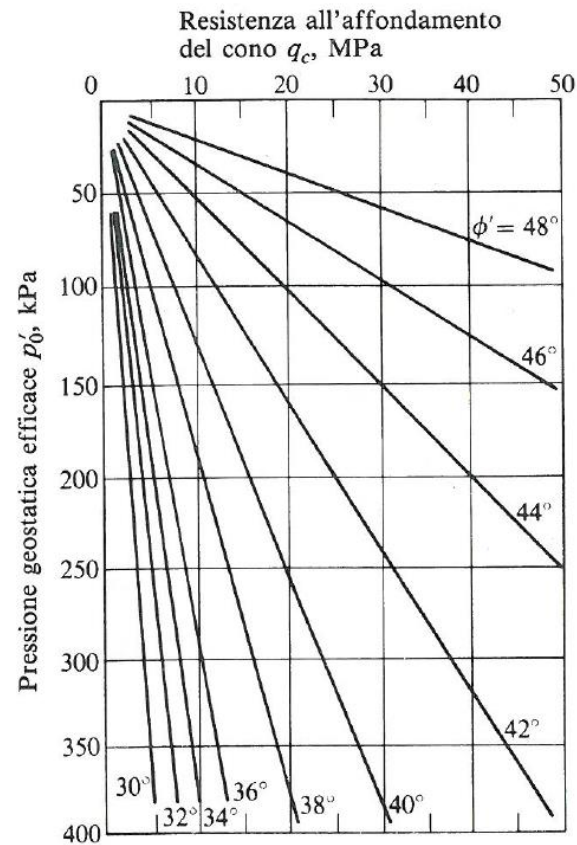
Sabbie: valori di ϕ' ed E' ricavati in funzione di q_c (Bergdahl 1993 ed EC 2007)

Resistenza alla punta q_c (Kg/cm²)	Densità relativa	Angolo di attrito interno (°)	Modulo di Young drenato E' (MPa)
0 – 25	Molto bassa	29 – 32	< 10
25 – 50	Bassa	32 – 35	10 – 20
50 – 100	Media	35 – 37	20 – 30
100 – 200	Alta	37 – 40	30 – 60
> 200	Molto alta	40 – 42	60 – 90

LEGAME TRA DATI DELLA PROVA CPT ED ANGOLO D'ATTRITO INTERNO ϕ



(a) Legame fra resistenza all'affondamento e ϕ .



(b) Legame fra angolo d'attrito di picco ϕ' e q_c per sabbie quarzifere non cementate. [Sintesi dei risultati presentati da Robertson e Campanella (1983) e da diversi altri autori]

Numerosi sono gli approcci progettuali per le fondazioni superficiali e profonde che si basano direttamente sulla resistenza alla punta q_c per determinare la capacità portante limite delle fondazioni.

RESISTENZA AL TAGLIO.

Parecchi studi sono stati eseguiti per determinare correlazioni empiriche tra la resistenza al taglio senza drenaggio c_u dei terreni coesivi e la resistenza di punta q_c .

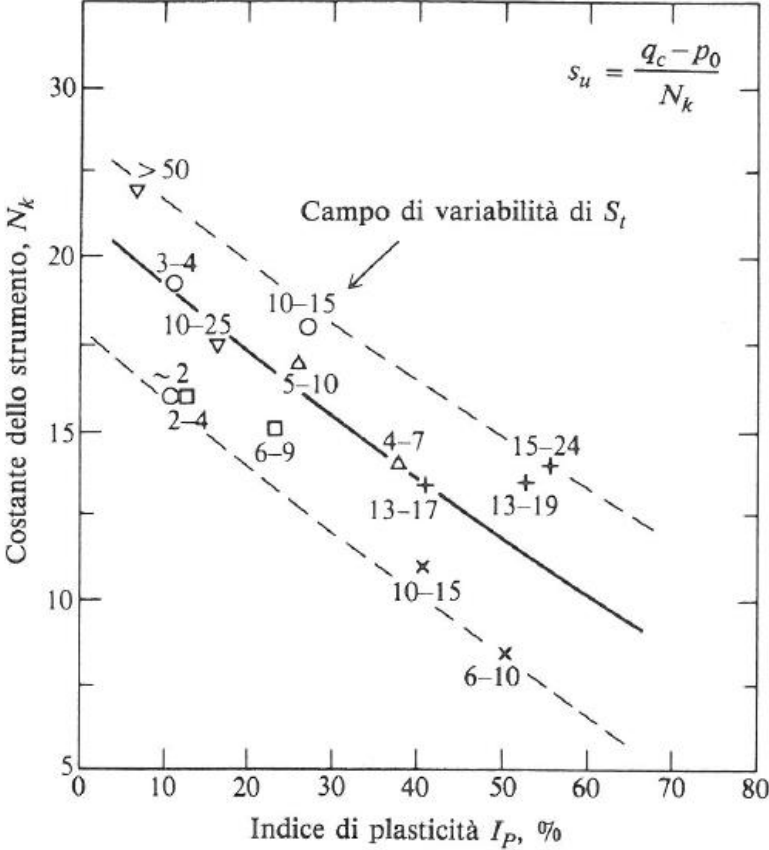
Per i terreni coesivi si ipotizza che il valore di resistenza alla punta sia direttamente paragonabile alla pressione statica limite: $q_c =$

$R_p = \sigma_{v0} + c_u N_k$ da cui si ricava la coesione non drenata $c_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k}$;

nella quale c_u è la resistenza al taglio senza drenaggio; q_c è la resistenza di punta; σ_{v0} (anche indicata come p_0) è la pressione verticale alla profondità di prova dovuta al terreno sovrastante.

N_k è una costante dello strumento (o costante per un dato terreno in un dato punto) anche detto fattore di capacità portante, dipendente dalla profondità relativa e dall'angolo di apertura del cono del penetrometro. Vi sono vari approcci di carattere teorico-sperimentale per la definizione di N_k ; dai dati sperimentali raccolti sembra che N_k ricadano principalmente nell'intervallo $10 \div 30$, con un andamento che decresce all'aumentare dell'indice di plasticità I_p . Indicativamente si può fare riferimento per argille normalmente consolidate (NC) a valori tra 10 e 15 e per argille sovraconsolidate (OC) tra 15 e 25.

Diagrammi della costante del penetrometro N_k in funzione dell'indice di plasticità I_p per vari terreni, dei quali sono riportati anche i valori di sensitività. [Lunne ed Eide (1976)]



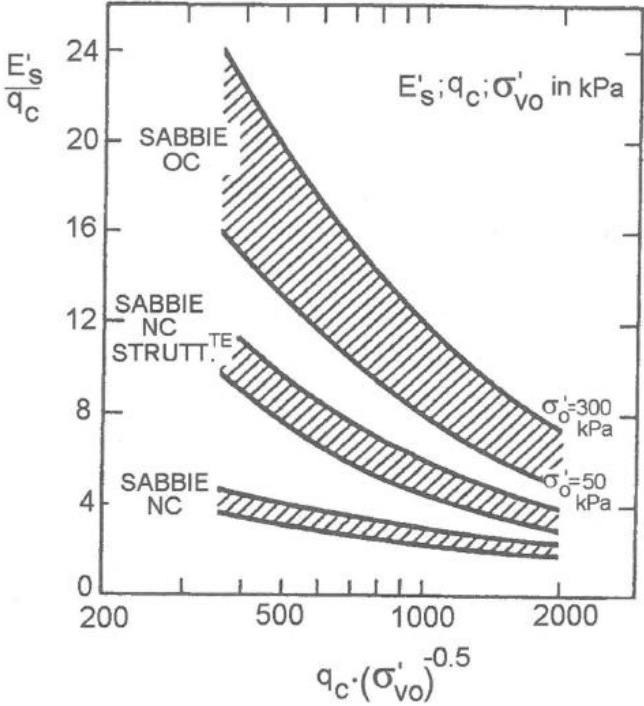
MODULO EDOMETRICO.

Per i terreni fini è possibile correlare la resistenza alla punta q_c con il modulo edometrico D utilizzando la seguente relazione proposta nell'Eurocodice EC7: $D = \alpha \cdot q_c$; dove sia D , sia q_c sono espressi mediante la stessa unità di misura [F/L2] e i valori di α sono tabellati (Sanglerat, 1972), alcuni terreni vengono distinti anche in base al contenuto d'acqua naturale w .

	Materiale	Resistenza alla punta (MPa)	Coefficiente moltiplicativo
CL -	Argilla bassa plasticità	$q_c < 0.7$	$3 < \alpha < 8$
		$0.7 < q_c < 2$	$2 < \alpha < 5$
		$q_c \geq 2$	$1 < \alpha < 2.5$
ML -	Limo bassa plasticità	$q_c < 2$	$3 < \alpha < 6$
		$q_c \geq 2$	$1 < \alpha < 2$
CH -	Argilla oppure	$q_c < 2$	$2 < \alpha < 6$
MH -	Limo molto plastici	$q_c \geq 2$	$1 < \alpha < 2$
OL -	Limo molto organico	$q_c < 1.2$	$2 < \alpha < 8$
T -	Torba e Argille	$q_c < 0.7$ e $50 < w < 100$	$1.5 < \alpha < 4$
OH -	molto plastiche	$q_c < 0.7$ e $100 < w < 200$	$1 < \alpha < 1.5$
		$q_c < 0.7$ e $w > 300$	$\alpha < 0.4$

	Materiale	Resistenza alla punta (MPa)	Coefficiente moltiplicativo
Gessi	$2 < q_c \leq 3$	$2 < \alpha < 4$	$1.5 < \alpha < 3$
		$q_c > 3$	
	Sabbie	$q_c < 5$	$\alpha = 2$
		$q_c > 10$	$\alpha = 1.5$

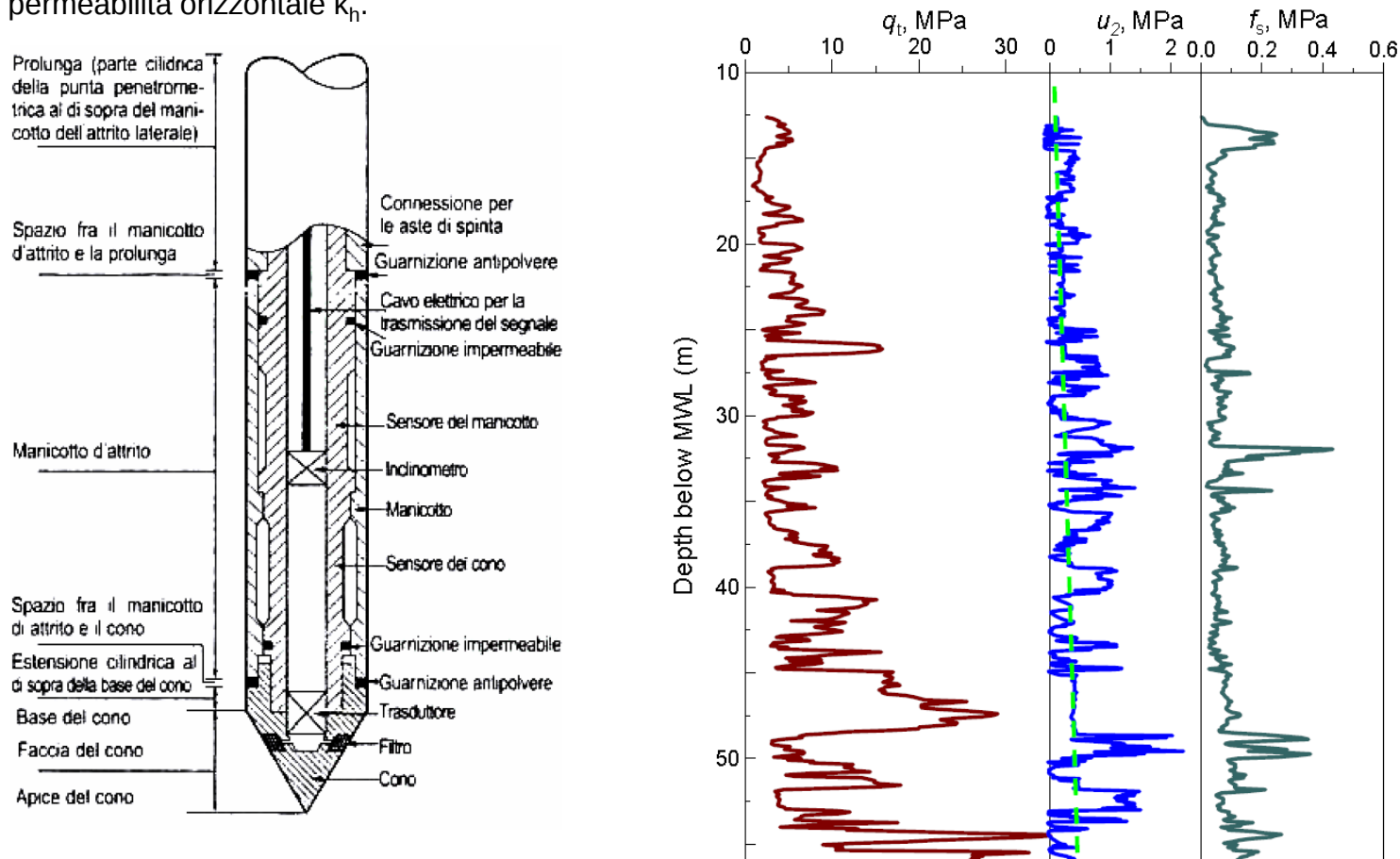
Modulo edometrico. Modulo secante in funzione resistenza penetrometrica statica per sabbie con diversa storia tensionale



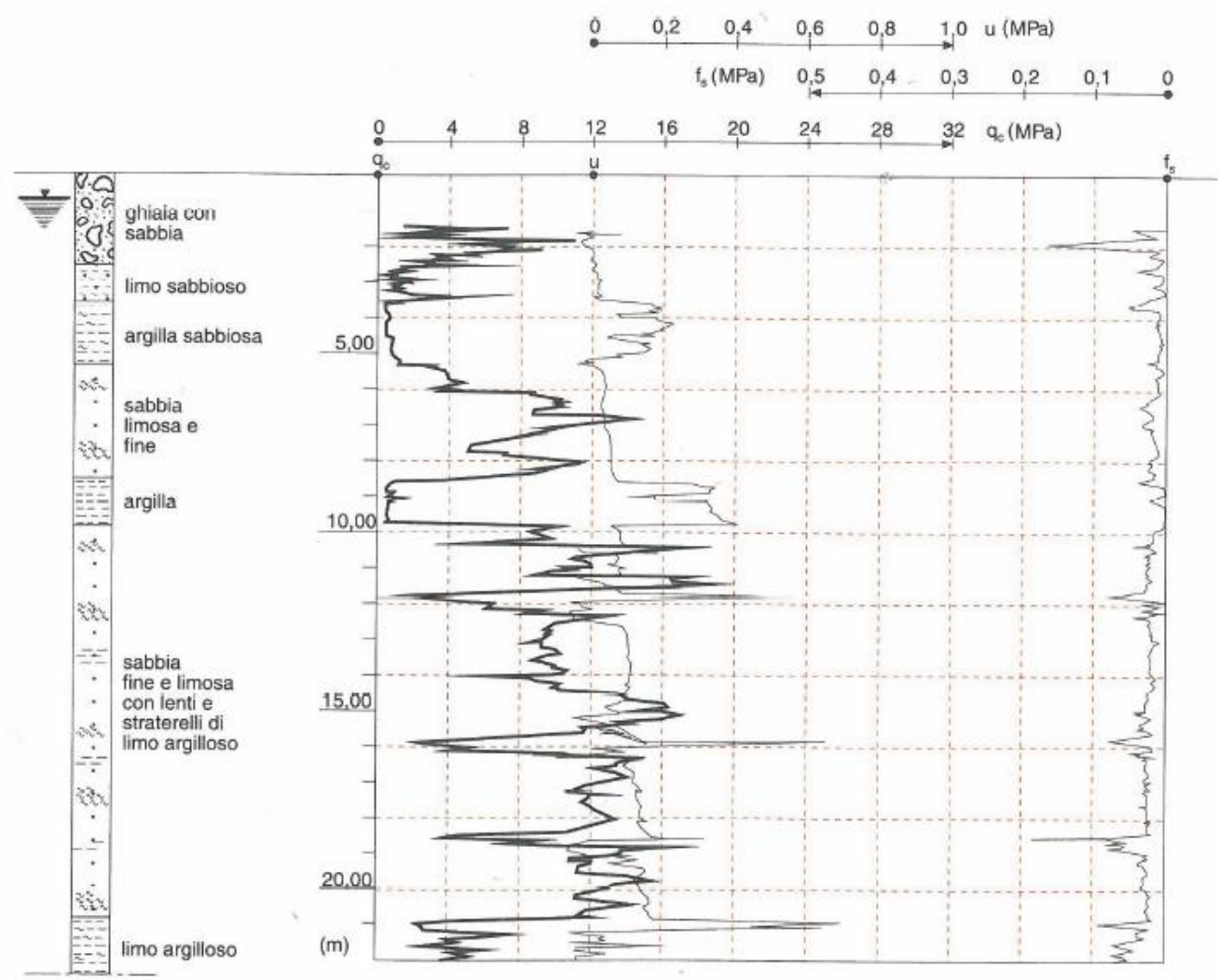
PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CON PIEZOCONO (CPTU)

Le prove penetrometriche CPTU differiscono dalle prove penetrometriche con punta elettrica particolarmente nella preparazione dell'elemento poroso di misura della pressione neutrale e dal fatto che vengono eseguite in terreni saturi al di sotto del livello di falda. In queste prove l'impiego del piezocono permette di identificare strati con differenti caratteristiche di permeabilità basandosi sulla misura contemporanea di q_c e della pressione neutrale u .

Con il piezocono, poiché la misura delle pressioni neutrali “ u ” è più sensibile di quella della resistenza q_c alle variazioni del tipo di terreno anche per piccoli spessori, si vedono bene anche stratificazioni sottili e intercalazioni che sono importanti in problemi di filtrazione e di consolidazione. Con il piezocono si possono eseguire anche prove di dissipazione; in queste prove si arresta la penetrazione del piezocono nel terreno affinché la pressione dei pori Δu in eccesso, dovuta alla penetrazione si possa dissipare e si misura la velocità di riduzione della pressione fino ad un abbattimento del 60 ÷ 80%. Questa velocità di dissipazione dipende dal processo di consolidazione orizzontale ed è quindi possibile determinare il coefficiente di consolidazione orizzontale c_h e quello di permeabilità orizzontale k_h .



In corrispondenza delle sabbie, dove la penetrazione avviene in condizioni praticamente drenate, si hanno valori relativamente alti di q_c associati a valori di u corrispondenti alle condizioni di equilibrio iniziale della falda; nell'argilla invece la penetrazione avviene in condizioni non drenate cosicché si ha un notevole aumento della pressione neutrale u e valori bassi di q_c caratteristici delle argille NC.

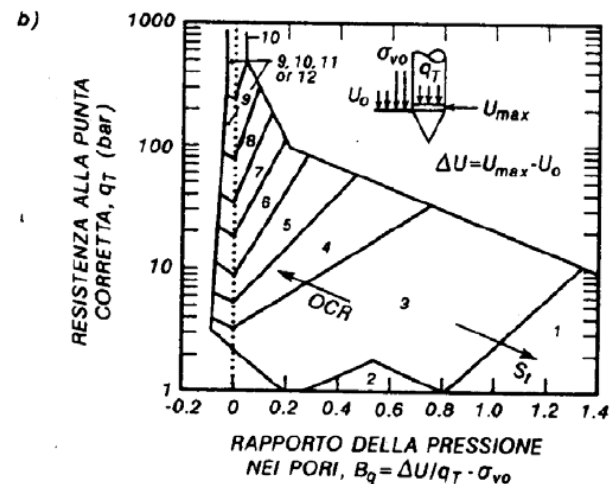
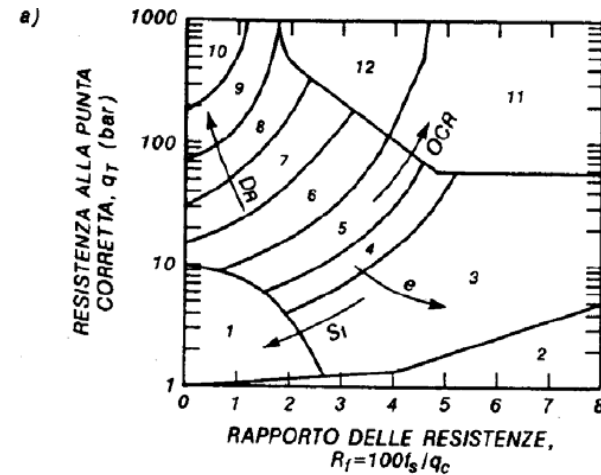


Riconoscimento stratigrafico

Abaco per piezocono
(Robertson-Campanella,
1986)

Campi dell'abaco

1. Sensitive, fine grained
2. Organics soils, peats
3. Clays - Clay to silty clay
4. Silt mixtures- Clayey silt to silty clay
5. Sand mixtures - Silty sand to sandy silt
6. Sands - Clean sand to silty sand
7. Gravelly sand to sand
8. Very stiff sand to clayey sand
9. Very stiff, fine grained



La determinazione dei cedimenti verticali direttamente dalla prova CPT

Un originale contributo allo studio del comportamento di una fondazione su suoli granulari, basato sui risultati delle penetrometriche statiche, è dovuto a Schmertmann (1970) che ha formulato un proprio metodo di calcolo dei cedimenti attesi. Il metodo originario è stato ripreso anche dall'EC7:2002 con alcuni adattamenti².

Il cedimento s di una fondazione superficiale sottoposta ad un carico q è dato da:

$$s = C_1 * C_2 * (q - \sigma'_{v0}) * \sum_i I_{ZPi} / E_{Si} * \Delta z_i$$

dove

$$C_1 = 1 - 0.5 * [\sigma'_{v0} / (q - \sigma'_{v0})]$$

$$C_2 = 1.2 + 0.2 \log t$$

σ'_{v0} = tensione verticale efficace alla quota della fondazione

t = tempo, espresso in anni

I_{ZPi} = fattore di influenza determinato in figura 3.24 per i seguenti casi:

- 1) fondazioni circolari, quadrate, rettangolari compatte (per le quali il rapporto tra le dimensioni B e L risulta ~ 1)
- 2) striscia o rettangolo di lunghezza indefinita (ovvero $B/L \geq 10$)

E_S = modulo elastico del terreno correlato alla resistenza statica alla punta q_c :

- $E_S = 2.5 * q_c$ per cerchio, quadrato, rettangolo compatto

- $E_S = 3.5 * q_c$ per carico a striscia

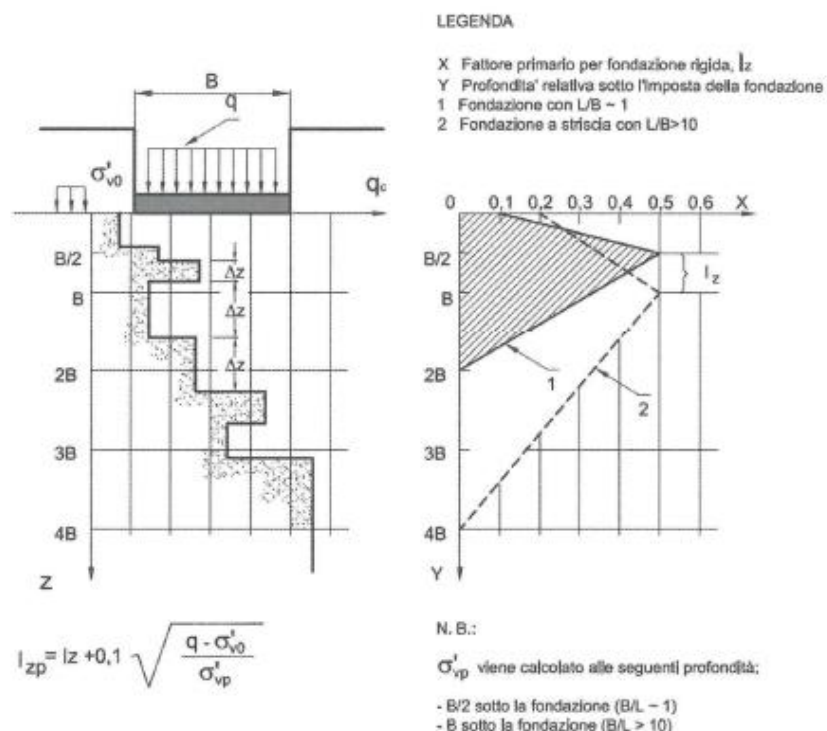
Δz = intervalli di discretizzazione per i quali vengono calcolati i contributi di cedimento

La procedura da adottare è la seguente:

- riportare il profilo della verticale penetrometrica come in figura 3.24 assumendo strati di dimensione finita Δz aventi q_c all'incirca costante;
- calcolare, per ogni Δz , il valore di E_S corrispondente;
- per tutti gli intervalli Δz compresi nella profondità $z = 2B$ (fondazioni circolari, quadrate, rettangolari compatte) oppure $z = 4B$ (fondazioni a nastro di lunghezza indefinita), calcolare i valori del coefficiente I_{ZPi} come mostrato in figura;
- calcolare i singoli contributi $I_{ZPi} / E_{Si} * \Delta z_i$. I valori di I_z vengono letti dal grafico nel punto medio di ogni intervallo Δz . Tutti i valori devono essere espressi in misure coerenti;
- ottenere la sommatoria di tutti gli strati $\sum_i I_{ZPi} / E_{Si} * \Delta z_i$ e quindi il cedimento atteso.

Per fondazioni aventi rapporto B/L = larghezza / lunghezza compresi tra 1 e 10, mostrati in figura, sono ammesse forme di interpolazione lineare.

La stima evidenzia anche una quota di creep che si sviluppa nel tempo. In molti casi il cedimento viene calcolato per $t = 10$ anni ($\log t = 1$).



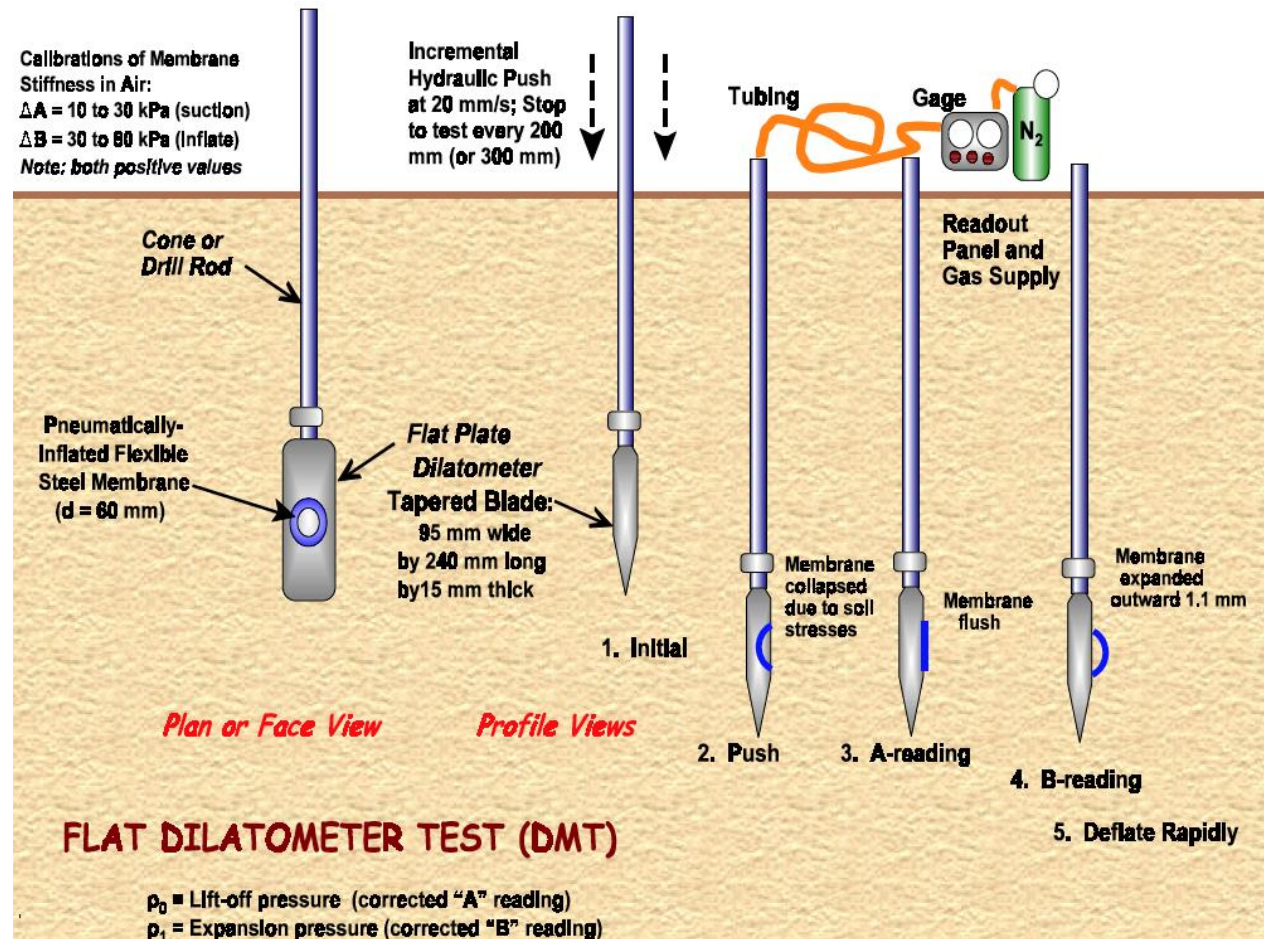
Il metodo di Schmertmann per il calcolo dei cedimenti dei terreni granulari

² La riorganizzazione successiva dell'EC 7 fino all'edizione (2010) non ha modificato la sostanza dell'approccio

PROVE CON DILATOMETRO MARCHETTI (DMT)

Il **DILATOMETRO PIATTO** ideato da Marchetti è formato da una lama di acciaio dello spessore di 14 mm avente su una faccia una membrana circolare pure di acciaio del diametro di 60 mm.

La lama viene generalmente spinta a pressione nel terreno mediante un penetrometro statico e arrestata ogni 20 cm per eseguire la prova. Mediante una centralina di misura con cavo pneumatico e un conduttore elettrico, che passano attraverso le aste di spinta, si aumenta gradualmente la pressione del gas a tergo della membrana; a mezzo di un avvisatore acustico, l'operatore rileva i valori della pressione p_0 alla quale la membrana inizia ad espandersi contro il terreno e della pressione p_1 alla quale la membrana ha subito un'espansione molto piccola e prefissata contro il terreno (spostamento del centro membrana pari a 1,1 m).



Le pressioni p_0 e p_1 opportunamente corrette per tenere conto della resistenza iniziale del diaframma, insieme con una stima della tensione verticale effettiva σ'_{v0} e della pressione dei pori in situ u_0 alla stessa profondità, permettono la determinazione di alcuni indici significativi. Il primo è l'**INDICE DEL MATERIALE**: $I_d = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0}$ che permette una **classificazione del terreno** secondo la tabella proposta da Marchetti.

Torbe e argille sensibili	argilla		limo			sabbia	
		limosa	argilloso		sabbioso	limosa	
0 + 0,10	0,10	0,35	0,60	0,90	1,2	1,8	3,3

Si ha poi l'**INDICE DI TENSIONE ORIZZONTALE**:

$$K_d = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{v0}};$$

e il **MODULO DILATOMETRICO**: $E_d = 34,7 (p_1 - p_0)$.
 I risultati dell'indagine eseguita con il dilatometro vengono generalmente rappresentati riportando gli indici in funzione della profondità.

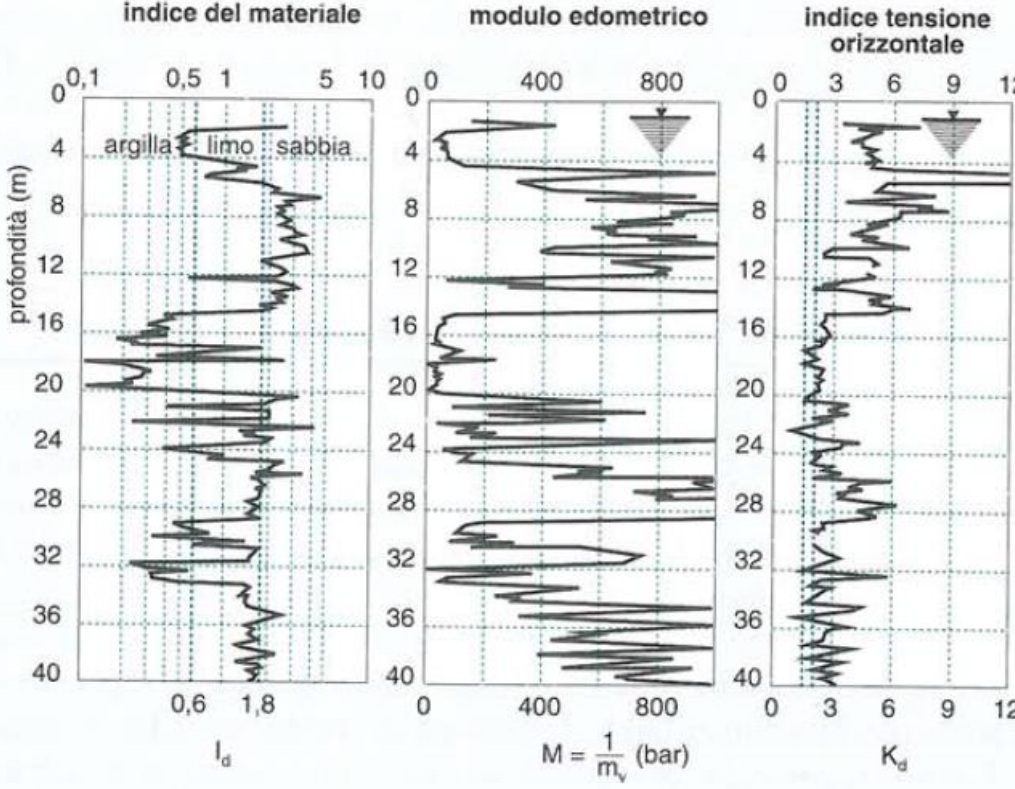
Questi tre indici possono essere correlati con varie caratteristiche di compressibilità e resistenza del terreno.
 Il modulo edometrico $M = 1/m_v$ può essere correlato con il modulo dilatometrico E_d con la relazione: $M = R_M \cdot E_d$.
 Nella quale R_M è dato dalle seguenti relazioni:

- per $I_d \leq 0,6$ allora $R_M = 0,14 + 2,36 \log K_d$;
- per $I_d \geq 3$ allora $R_M = 0,5 + 2 \log K_d$;
- se I_d è compreso tra 0,6 e 3 allora $R_M = R_{M0} + (2,5 - R_{M0}) \log K_d$ con $R_{M0} = 0,14 + 0,15 (I_d - 0,6)$;
- se $K_d > 10$ si ha $R_M = 0,32 + 2,18 \log K_d$;
- in ogni caso $R_M \geq 0,85$.

Come si vede R_M è dedotto con riferimento all'indice di tensione orizzontale K_d e varia principalmente tra 0,85 e 3,5.

Altri moduli per il **calcolo del cedimento immediato** possono essere correlati con il modulo dilatometrico E_d con la relazione: $E = F \cdot E_d$ nella quale F assume i valori riportati nella seguente tabella e desunti dalle ricerche di vari studiosi.

<i>Tipo di terreno</i>	<i>Modulo</i>	<i>F</i>	<i>Ref.</i>
terreni coesivi	E_i	10	Robertson et al. (1989)
sabbia	E_i	2	Robertson et al. (1989)
sabbia	E_{25}	1	Campanella et al. (1985)
sabbia NC	E_{25}	0,85	Baldi et al. (1986)
sabbia OC	E_{25}	3,5	Baldi et al. (1986)



SOIL DESCRIPTION and estimated γ/γ_w

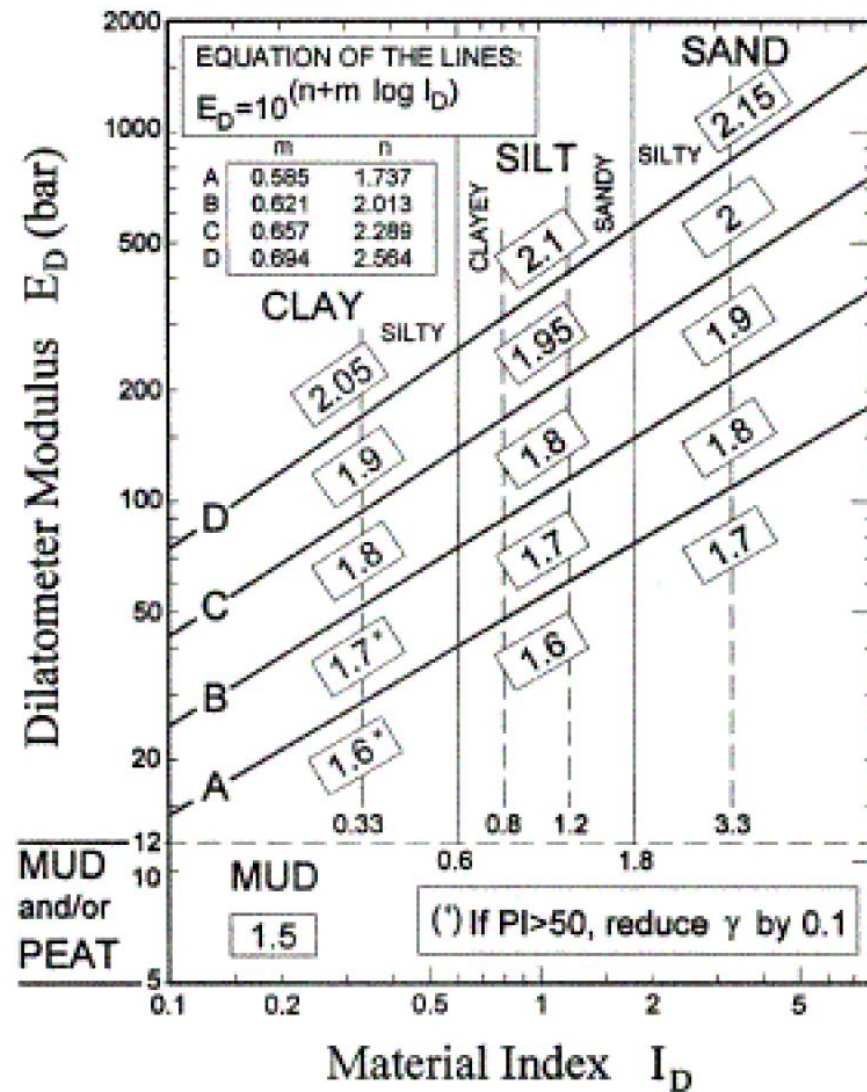
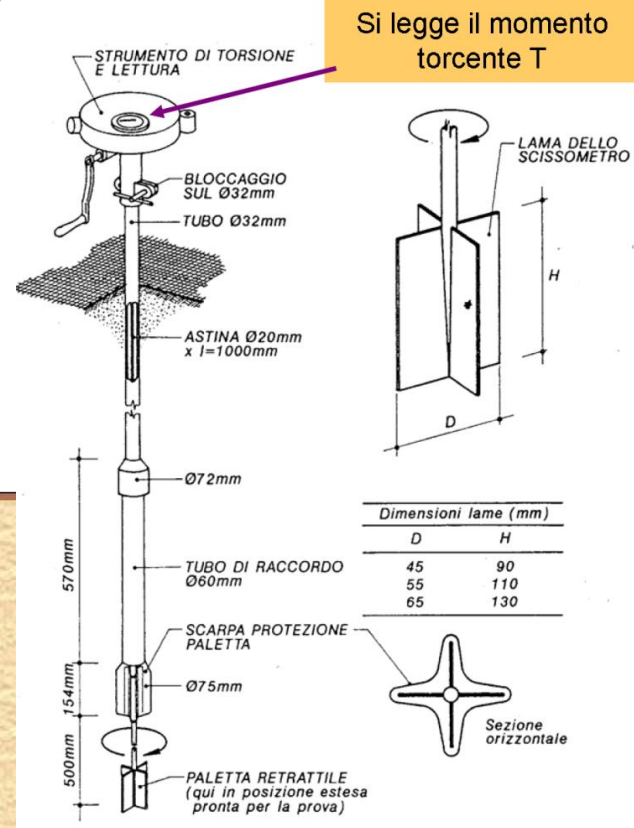
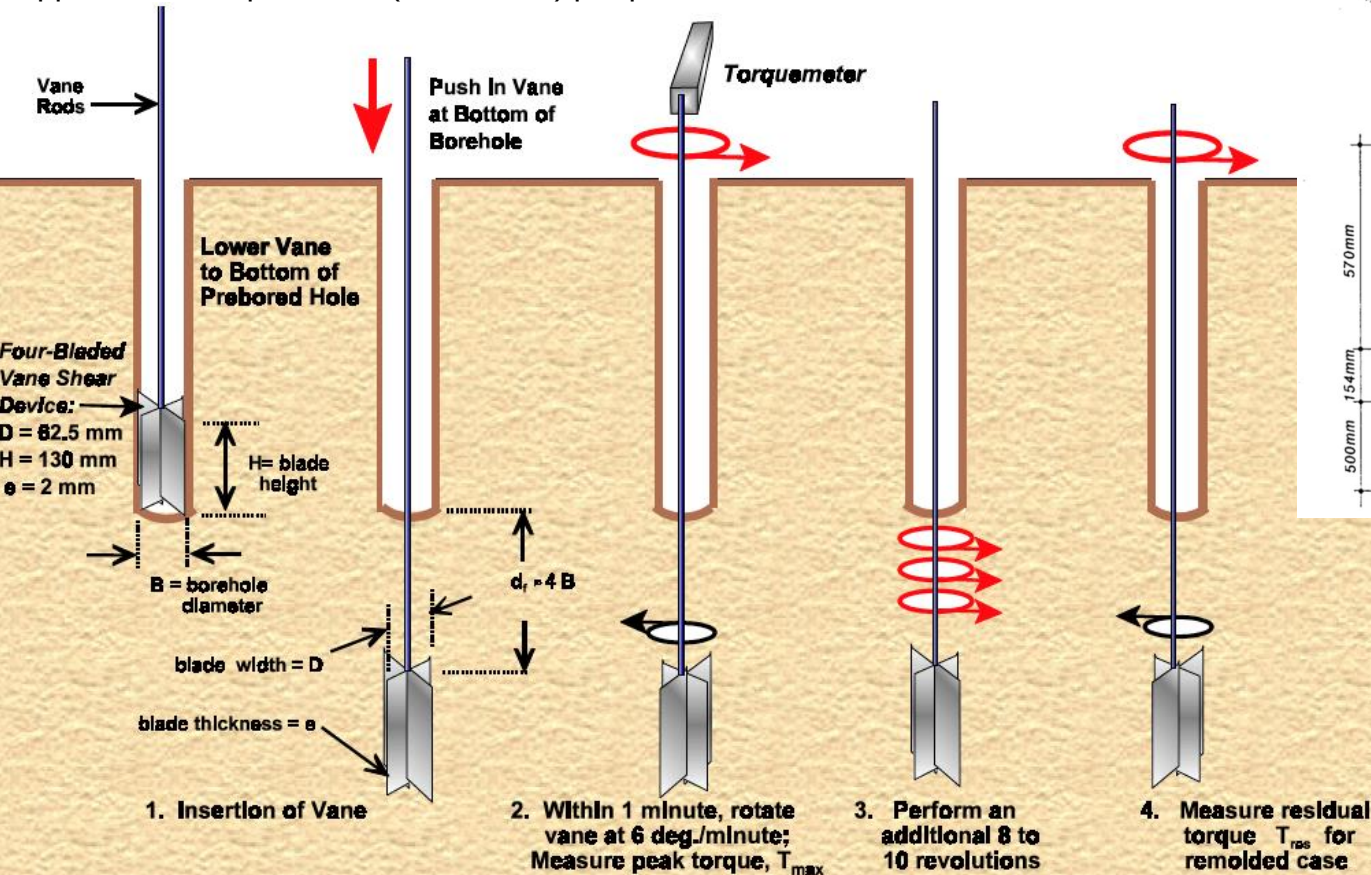


Figura 12.28 – Carta per il riconoscimento stratigrafico e la classificazione dei terreni con il dilatometro di Marchetti

VANE TEST O PROVE CON SCISSOMETRO

La prova consiste nell'infiuggere nel terreno un'asta con quattro alette all'estremità poste a croce e nel farla ruotare tagliando in situ il cilindro di terreno corrispondente e misurando la coppia di torsione.

Durante la prova non è possibile alcun drenaggio e quindi questa prova può essere assimilata alla prova triassiale senza drenaggio. Il rapporto H/D deve essere pari a 2 con diametro da 40 a 70 mm e la prova va eseguita con velocità di rotazione standardizzata di 6 gradi/minuto (0,1 gradi/secondo); aumentando la velocità si ottengono valori maggiori di c_u . Si hanno apparecchi per prove in foro di sondaggio e apparecchi autopercoranti (vane-borer) per profondità fino a 30 m.



Si legge il momento torcente T

Vane Shear Test (VST) per ASTM D 2573:

Undrained Shear Strength: $S_{uv} = 6 T / (7 \pi D^3)$ For $H/D = 2$

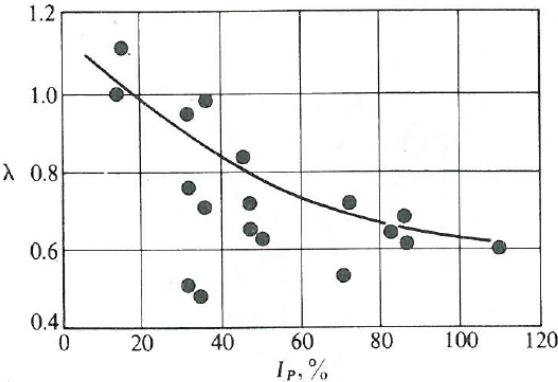
In-Situ Sensitivity: $S_t = S_{uv} (\text{peak}) / S_{uv} (\text{remolded})$

La resistenza al taglio che si sviluppa sulla superficie di rotazione provoca una coppia resistente formata dalla resistenza sulla superficie laterale del cilindro $c_u \cdot \pi \cdot D \cdot H \cdot \frac{D}{2}$ e da quella sulle basi del cilindro $c_u \cdot \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{D}{2}$.

La somma di questi due termini è eguale alla coppia di torsione che si deve esercitare sull'asse di rotazione per provocare il taglio:
 $c_u = \frac{6 \cdot M_T}{\pi \cdot D^2 (D + 3H)}$. In genere vengono misurati il valore massimo e quello finale e si ricava quindi la resistenza al taglio senza drenaggio c_u corrispondente a queste due situazioni.

Questa prova è usata per **determinare la resistenza al taglio di argille di bassa consistenza** ($c_u < 100$ kPa) e specialmente di **argille molli sensibili, in quanto per queste ultime in particolare l'operazione di prelevamento e preparazione dei campioni provoca un notevole disturbo**.

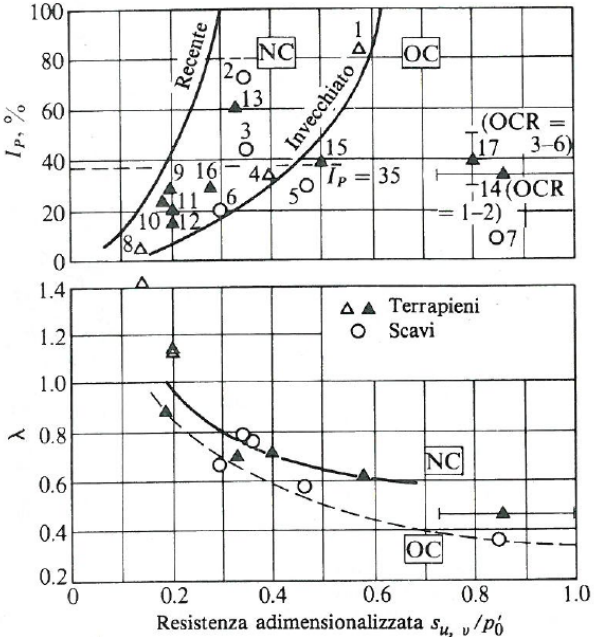
Il valore di c_u misurato con lo scissometro deve generalmente essere corretto per tenere conto di vari fattori; Bjerrum (1973) ha proposto un coefficiente correttivo μ dipendente dall'indice di plasticità, che tiene conto dell'anisotropia iniziale e della velocità di deformazione.



(a) Fattore di correzione proposto da Bjerrum. [Bjerrum (1973), Ladd et al. (1977)]

Fattore di correzione della resistenza al taglio ottenuta dalla prova scissometrica, λ

Se si vuole una misura della sensibilità del terreno occorre misurare c_u dopo almeno 10 ÷ 25 rotazioni determinando così la resistenza al taglio dopo rimaneggiamento.



(b) Modifica del diagramma di Bjerrum mostrato in (a) proposta da Aas et al. (1986) per tener conto degli effetti dell'invecchiamento e della sovraconsolidazione. Per il significato dei numeri e dei simboli accanto ai punti sperimentali, si rimanda il lettore al testo originale.

Esempio: $p'_0 = 150$; $s_{u,v} = 75$ kPa; $I_p = 35$. Determinare λ .
 Dal diagramma di Bjerrum (a) per $I_p = 35$ si ricava $\lambda = 0.85$, da cui

$$s_{u, progetto} = \lambda s_{u,v} = 0.85 \times 75 = 65 \text{ kPa}$$

Dal diagramma di Aas et al. (b), in corrispondenza di $I_p = 35$ nella parte superiore si ricava, sull'asse delle ascisse della parte inferiore, $s_{u,v}/p'_0 = 75/150 = 0.5$ (nella zona OC), mentre sull'asse delle ordinate, usando la curva OC, si legge $\lambda = 0.5$:

$$s_{u, progetto} = 0.5 \times 75 = 37 \text{ kPa}$$

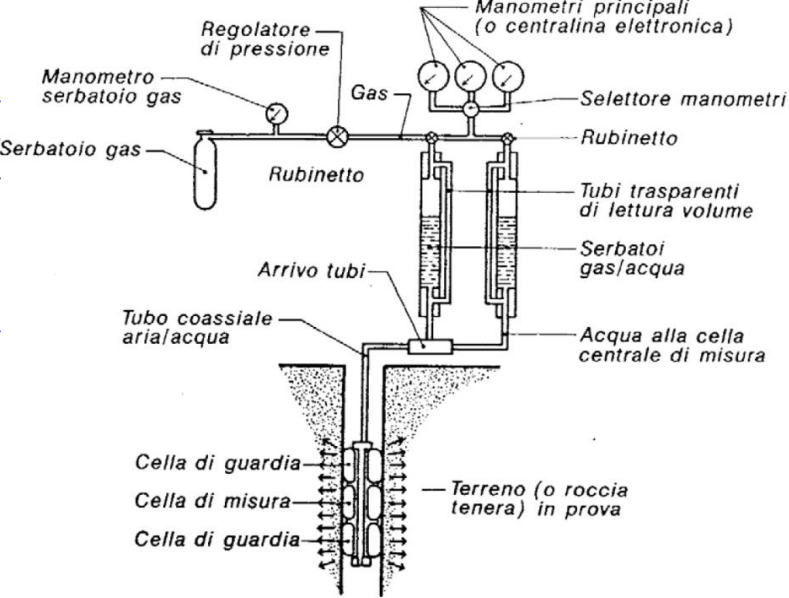
In questo caso conviene probabilmente usare $s_{u, progetto} = 35 \div 45$ kPa.

PROVE PRESSIOMETRICHE (MPM E SBP)

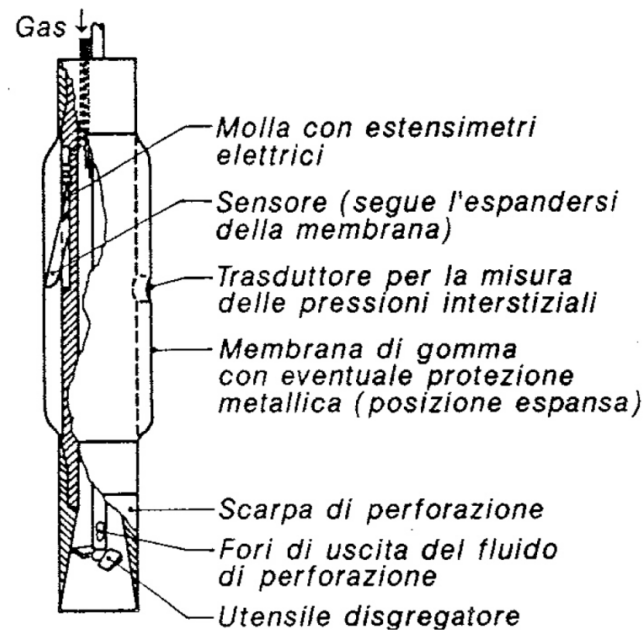
Nelle prove pressiometriche **si riproduce il fenomeno di deformazione di una cavità cilindrica verticale** facendo espandere radialmente una sonda cilindrica dilatabile, introdotta in un foro, a mezzo di un aumento graduale della pressione nella sonda **fino a raggiungere, se è necessario e possibile, il limite di rottura del terreno.**

La sonda è formata **da una parte centrale (cella di misura) e da due celle alle estremità, celle che hanno lo scopo di garantire un'espansione radiale ed una pressione uniforme in corrispondenza della cella di misura.** La cella centrale piena d'acqua viene fatta espandere, aumentando la pressione e misurando la variazione di volume d'acqua corrispondente. **Le celle di guardia sono mantenute ad una pressione quasi eguale a quella della cella di misura.** Per i controlli dei volumi d'acqua iniettati e delle pressioni si ha un complesso di dispositivi raggruppati in uno strumento di superficie e connessi con tubazioni alla sonda.

L'utilizzazione della classica attrezzatura Menard richiede un foro di sondaggio apposito nel quale viene calata la sonda per eseguire le prove alle varie profondità richieste. Sui risultati della prova si ripercuotono i vari tipi di disturbo che si hanno nell'esecuzione del foro, per i diversi tipi di terreno. Per ovviare almeno in parte agli effetti dei disturbi sono state messe a punto delle apparecchiature autoperforanti, quali ad esempio, il pressimetro inglese Camkometer e quello francese Pafsor che sono caratterizzati anche da altre attrezzature e modalità di controllo delle pressioni e delle deformazioni.



Pressimetro Menard
Pressimetro autoperforante



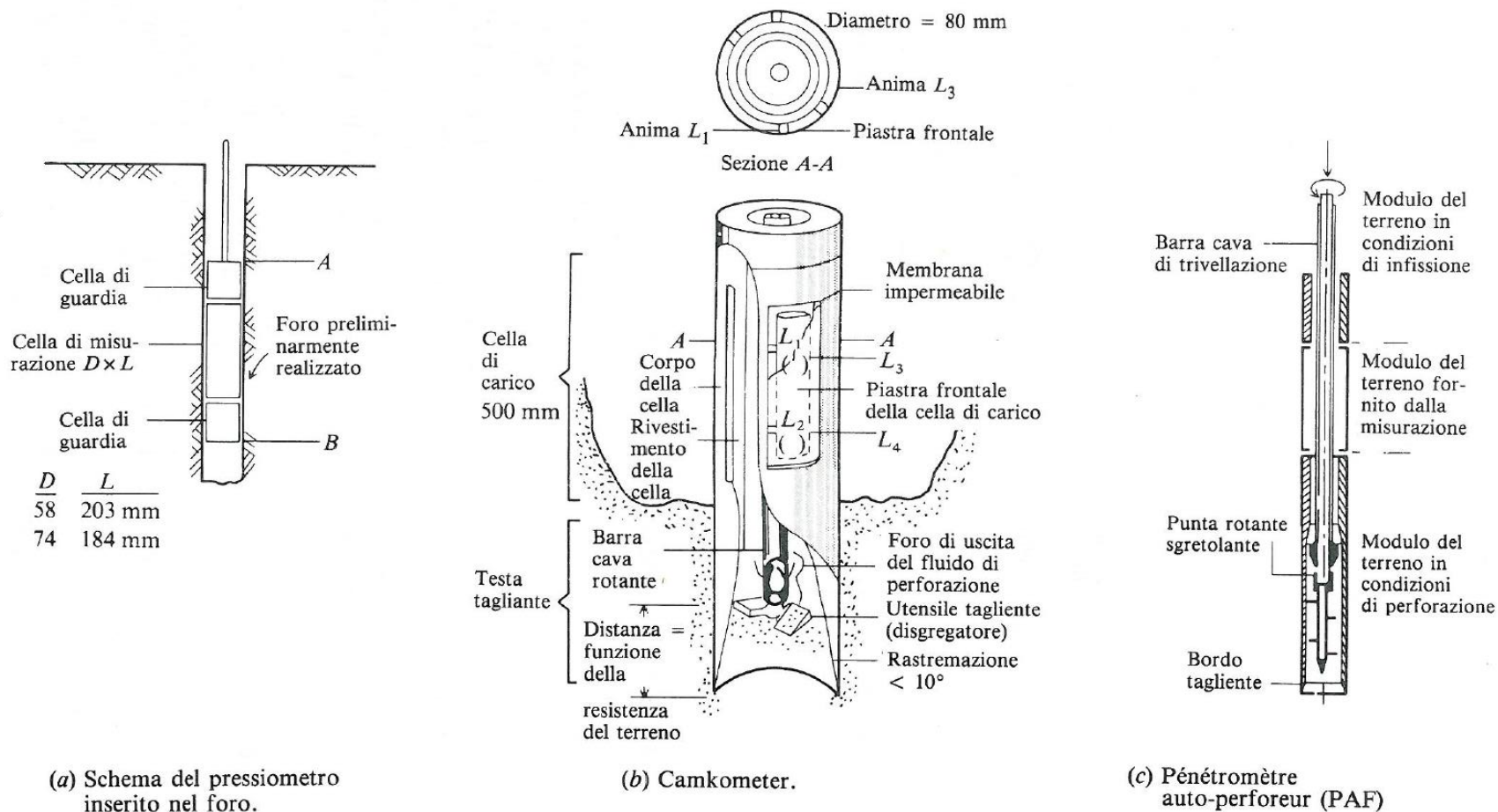
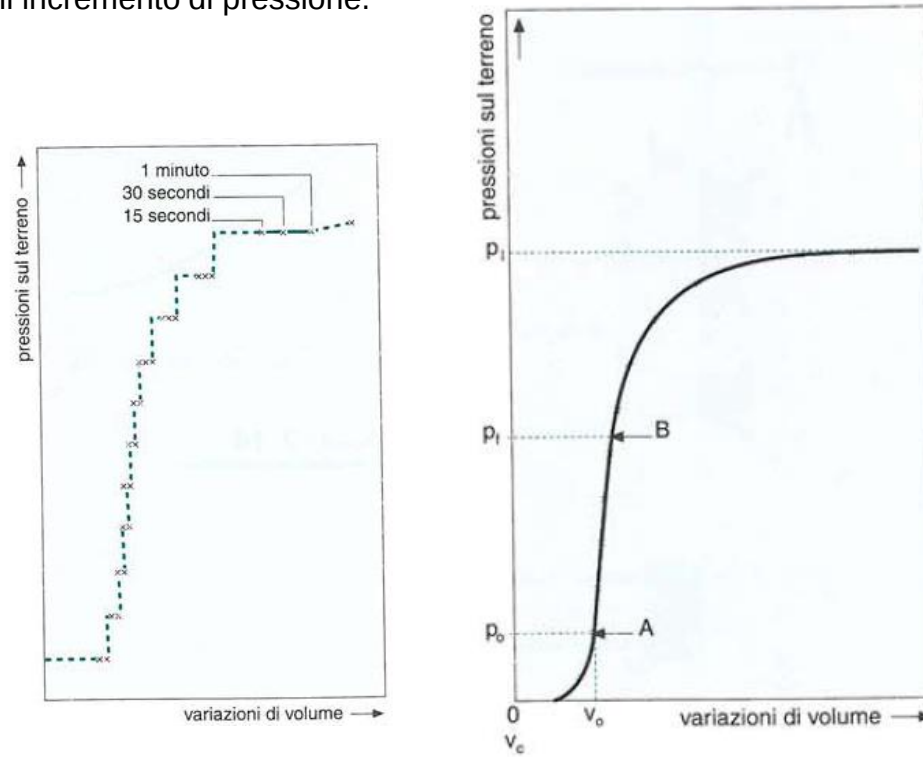


Figura 3.27 Prova pressiométrica; i pressiometri (b) e (c) sono “autoperforanti”, ovvero capaci di far variare la distanza AB della figura (a) senza che lo sforzo orizzontale in situ venga alterato.

Per costruire il diagramma pressione-volume, rappresentativo della risposta reale del terreno, sono necessarie alcune correzioni; infatti per la pressione vi è differenza di livello tra misuratore e sonda e resistenza della membrana, e per il volume si ha l'espansione delle tubazioni e dell'attrezzatura di misura e la compressione del fluido. Si può quindi costruire nel diagramma la curva pressiometrica corretta che si basa sui valori misurati alla fine di ogni incremento di pressione.

Si distinguono nella curva **tre tratti**:

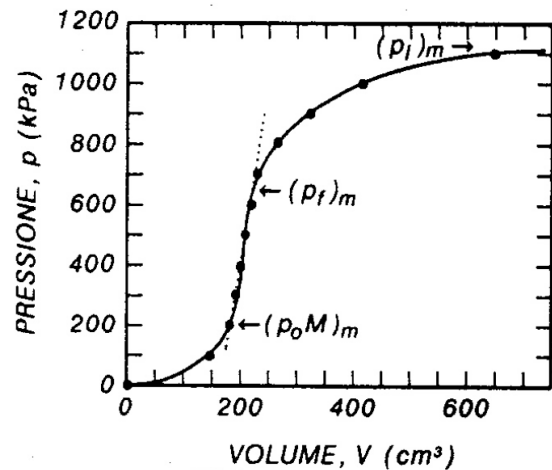
- a) uno iniziale curvilineo concavo verso l'asse p delimitato dalla pressione p_0 corrispondente alla fase di ricompressione del terreno e collegato ai disturbi prima indicati. Al punto A si dovrebbero ristabilire le condizioni a riposo del terreno e quindi il V_0 al quale corrisponde la pressione p_0 è dato dalla relazione $V_0 = v_0 + V_c$ dove v_0 è l'ascissa del punto A e V_c è il volume della cella di misura, quando la lettura al volumenometro è zero, e rappresenta il volume iniziale della cavità cilindrica. Questo primo tratto di ricompressione del terreno si riduce notevolmente per le prove eseguite con pressimetri autoporforanti;
- b) un tratto quasi rettilineo di deformazione pseudo-elastica, che va dal punto A al punto B al quale corrisponde una pressione p_f detta di fluage o creep.
- c) un tratto curvilineo concavo verso l'asse v corrispondente alla fase plastica, tratto che inizia in B e tende a diventare, con grandi deformazioni della cavità, asintotico alla direzione orizzontale.



La pressione limite p_l è definita da Menard come la pressione necessaria per raddoppiare il volume iniziale della cavità e corrisponde a $V_l = V_c + 2v_0$. I dati raccolti con la prova vengono utilizzati per determinare vari parametri.

Così con riferimento alla relazione che descrive l'espansione radiale di una cavità cilindrica in un mezzo elastico $\frac{\Delta r}{r} = \frac{1+\nu}{E} \cdot \Delta p$ e, osservando che si ha $\frac{\Delta r}{r} = \frac{\Delta V}{2V}$, si può ricavare il **MODULO DI DEFORMAZIONE**: $E = 2 (1 + \nu) \cdot V \cdot \frac{\Delta p}{\Delta V}$;
dove: $V = V_m = V_c + \frac{v_0 + v_f}{2}$; $\Delta V = v_f - v_0$; $\Delta P = p_f - p_0$ e ν è il modulo di Poisson che il Menard ha scelto avere il valore di 0,33; il corrispondente modulo può quindi essere scritto come $E_M = 2,66 \cdot V_m \cdot \frac{\Delta p}{\Delta V}$
Si anche ricavare il **MODULO DI TAGLIO** G: $G_M = V_m \cdot \frac{\Delta p}{\Delta V}$; e quindi $E_M = 2,66 \cdot G_M$. Si può determinare direttamente il modulo di taglio G con la relazione: $G = \Delta p / \Delta \varepsilon = \frac{\Delta p}{\frac{v - v_0}{V}}$.

Pressiometro Menard



Misure dirette della curva di espansione

p_o = pressione a riposo del terreno

p_f = pressione di fluage o di creep
(finisce la fase pseudo-elastica)

p_l = pressione limite

Nella fase pseudo-elastica (tra p_o e p_f) si ricava il modulo E :

$$\frac{\Delta R}{R} = \frac{\Delta V}{2V} = \frac{\Delta p(1 + \nu)}{E}$$

con:

V = volume medio corretto = $V_c + (v_o + v_f)/2$

V_c = volume sonda a p_{atm}

• Pressione orizzontale in sito

$$\sigma'_{ho} \approx p_o - u$$

• Modulo di taglio

$$G \approx \frac{dp}{2d\varepsilon_c}$$

• Resistenza al taglio non drenata (di picco o residua)

pendenza curva p - $\ln(\Delta V/V)$

• Angolo di attrito e di dilatanza con:

s = pendenza curva $\log(p - u_o) - \log(\varepsilon_c)$

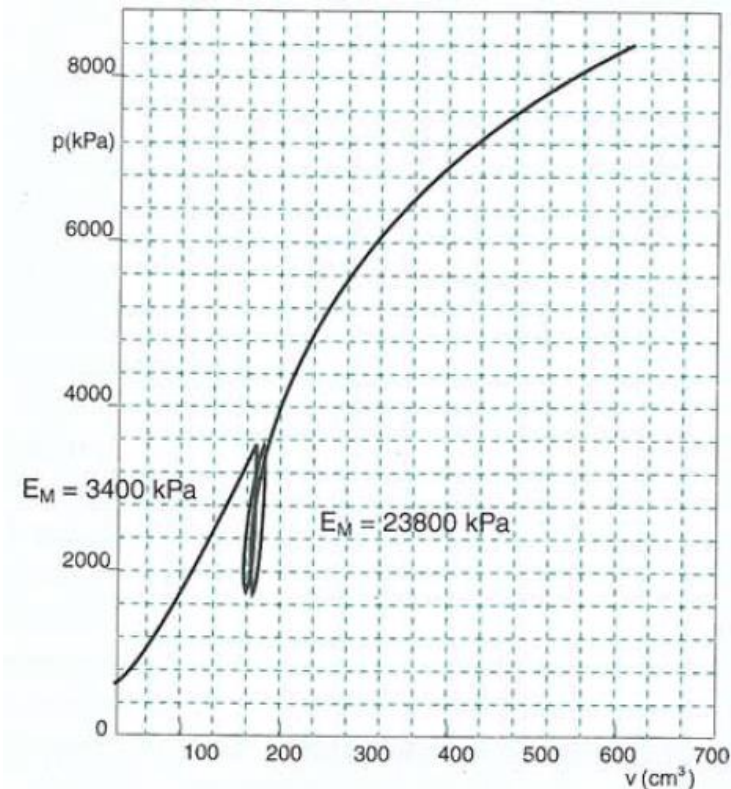
$$\sin \phi' = \frac{s}{(1 + (s - 1) \sin \phi'_{cv})}$$

$$\sin \psi = 1 + (s - 1) \sin \phi'_{cv}$$

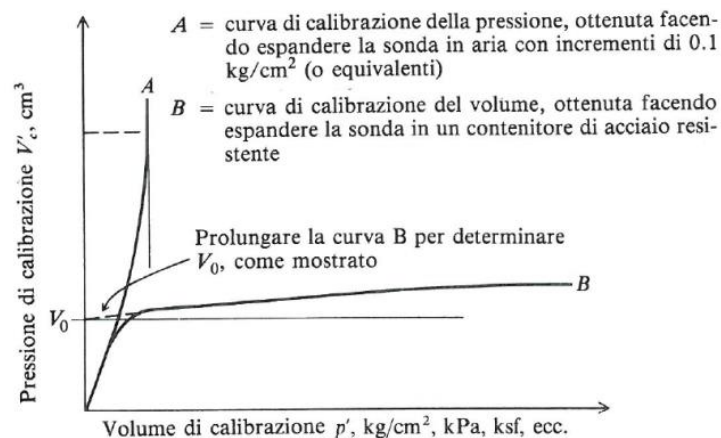
La prova pressiometrica può essere condotta dando luogo anche a dei cicli di scarico e carico particolarmente nel tratto pseudoelastico.

Pertanto oltre al modulo E_M , determinato per il tratto AB precedentemente indicato nella prova pressiometrica, si possono valutare dei **moduli E e G iniziali, secanti e corrispondenti ai cicli di scarico e carico**.

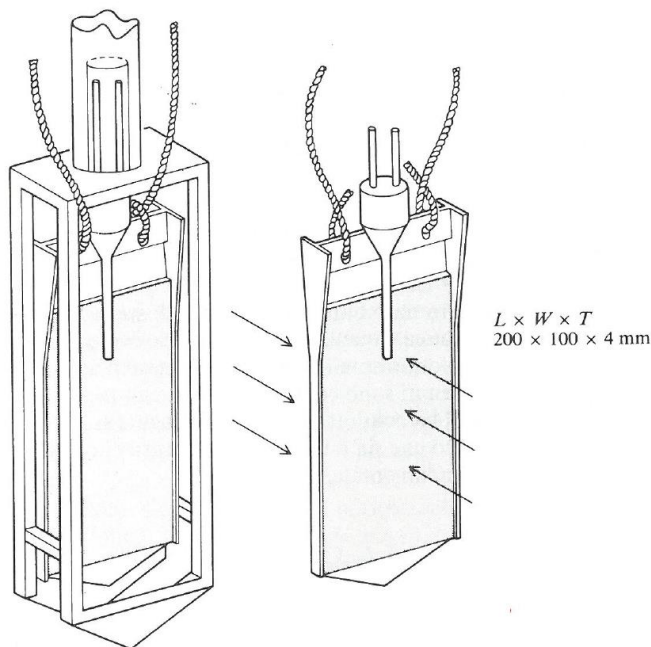
In genere i moduli ricavati con il pressiometro hanno valori decisamente più elevati di quelli ricavati dalle prove di laboratorio, e più in accordo con quelli determinati con prove di carico con piastra o con l'analisi a elementi finiti del comportamento reale di opere; fra i vari moduli sembrano più attendibili quelli ricavati dai cicli di scarico e carico nel tratto pseudoelastico.



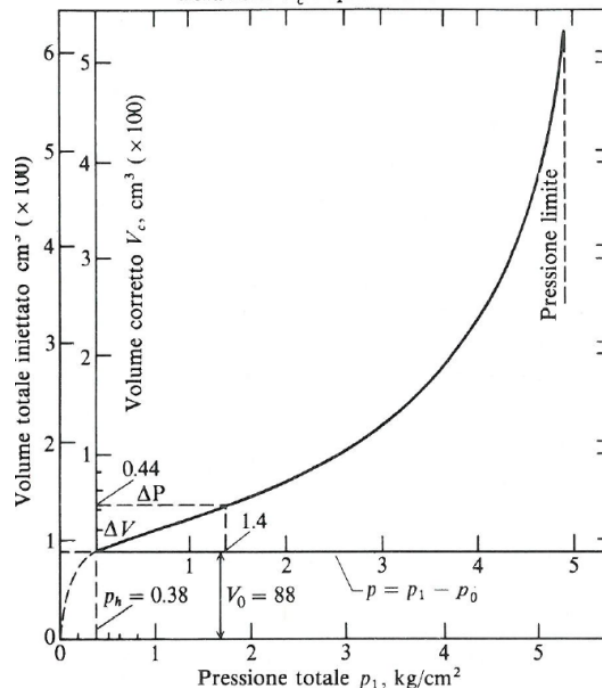
Taratura e dati della prova pressiometrica



(a) Curve di taratura del pressimetro. La curva può venire memorizzata per punti in un microcomputer per ottenere rapidamente (b).



Nota: Per argille tenere il volume di calibrazione V'_c è quasi nullo



(b) Dati ottenuti da una prova pressiometrica in argilla tenera.

Esempio:

$$p_0 = 4 \times 19.81 = 79.24 \text{ kPa (in situ)}$$

$$K_0 = \frac{p_h}{p_0} = \frac{0.38 \times 98.07}{79.24} = 0.47$$

media su Δp

$$V'_0 = \frac{0.44}{2} \times 100 + 88 = 112 \text{ cm}^3$$

Per $S = 100\%$ assumere $\mu = 0.5$

$$E_{sp} = 2(1 + \mu)V'_0 \frac{\Delta p}{\Delta V} \quad (\text{Eq. (3.18)})$$

$$= 2(1.5)(112) \left(\frac{1.4}{44} \right) 98.07 = 1048 \text{ kPa}$$

$$G' = \frac{1048}{3} = 350 \text{ kPa}$$

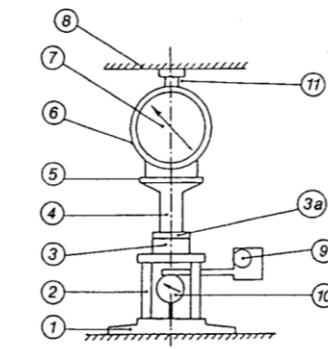
Figura 3.29 Cella di Glötzl e telaio di protezione; la cella consente di misurare la pressione nel terreno dopo aver rimosso il telaio protettivo.

PROVE DI CARICO CON PIASTRA

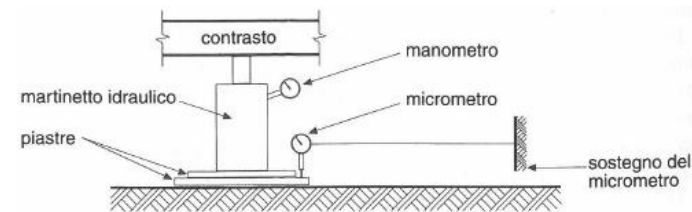
Le prove di carico con piastra sono usate principalmente per i problemi inerenti alle pavimentazioni stradali e aeroportuali e in misura minore per le fondazioni.

Nel campo delle pavimentazioni, sia rigide che flessibili, le prove di carico con piastre, generalmente circolari, sono utilizzate per la progettazione e per il controllo della deformabilità o della portanza dei terreni in posto, degli strati di fondazione e della pavimentazione completa.

Vengono usate piastre circolari di diametro variabile tra 160 e 760 mm che con i carichi applicati danno luogo alle pressioni unitarie e alle aree d'impronta corrispondenti o equivalenti alle situazioni reali. In genere il carico è applicato con un martinetto idraulico e le misure degli abbassamenti della piastra vengono eseguite con almeno tre micrometri sorretti da travi o da un traliccio avente gli appoggi sufficientemente lontani dalle aree caricate.



1. Piastra di carico $A=700\text{cm}^2$
2. Dispositivo per la misura del cedimento a centro piastra
3. Raccordo
- 3a. Ghiera di serraggio
4. Pistone di carico
5. Piastra di testa
6. Martinetto
7. Manometro
8. Contrasto
9. Trave di riferimento porta comparatore
10. Comparatore
11. Eventuale inserimento prolunga



Norma svizzera SNV 670317a

Norma ASTM D.1196 (pavimentazioni)

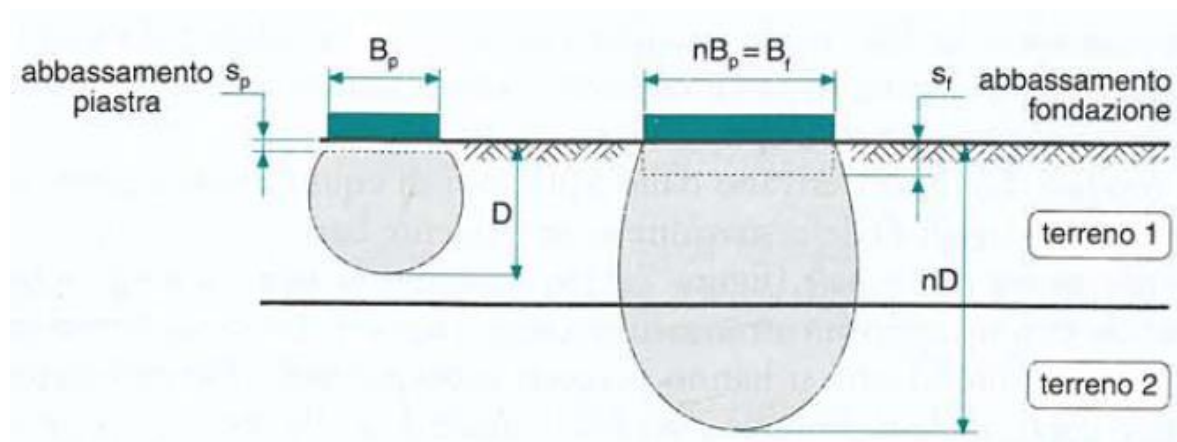
Norma ASTM D.1195 (pavimentazioni-carichi ripetuti)

Norma ASTM D.1194 (fondazioni)

- piastra $D = 305 - 762 \text{ mm}$
- 3 prove a distanza $> 5D$
- incrementi carico $< 1 \text{ kg/cm}^2$
- tempo gradino di carico $\geq 15'$ o vel. costante

La presenza frequente di terreni stratificati può inficiare completamente i risultati della prova.

Infatti, come risulta chiaramente dalla figura, mentre la piastra interessa un volume significativo contenuto nel terreno 1, la fondazione interessa un volume significativo che coinvolge anche il terreno 2.



Il carico viene mantenuto fino a che si raggiunge una velocità di deformazione molto bassa dell'ordine di 0,05 mm/min $\pm$ 0,02 mm/min o anche minore; a questo punto si applica un nuovo carico e si procede eventualmente fino a rottura con un **unico ciclo di carico** (figura a). Abbastanza spesso interessa conoscere l'entità delle **deformazioni permanenti e di quelle elastiche** e allora si procede con **cicli di carico e scarico** (figura b). Talora si procede anche ripetendo uno stesso carico più volte per valutare l'effetto della ripetizione dei carichi sull'incremento della deformazione permanente (figura c).

Con le prove di carico si possono determinare dei moduli che sono variamente denominati. Si può fare riferimento al **modulo di reazione K_r** dato dal rapporto tra pressione e cedimento corrispondente: $K_r = \frac{p}{s} \text{ (kN/m}^3\text{)}$. Questo modulo viene convenzionalmente determinato con una piastra di 760 mm di diametro in corrispondenza di una pressione di 70 kN/m² o di un cedimento di 1,25 mm.

Si può fare riferimento a quello che viene anche chiamato **modulo svizzero**, o **modulo di deformazione M_E** dato dalla relazione: $M_E = \frac{\Delta p}{\Delta s} \cdot D \text{ (kN/m}^2\text{)}$. Seguendo le norme svizzere e utilizzando una piastra di 300 mm di diametro si determina questo modulo.

Le **prove su piastra possono essere usati per il calcolo dei cedimenti elastici di fondazioni dirette**. Se si fa riferimento al semispazio elastico, isotropo o omogeneo, il cedimento di una fondazione è dato da: $\Delta s = \frac{\Delta p \cdot B}{E} \cdot (1 - \nu^2) \cdot I_w$;

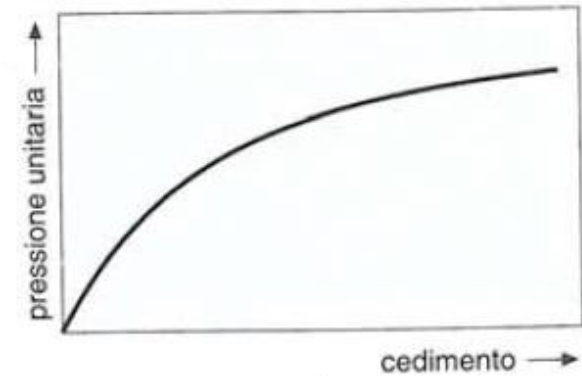
dove: s = cedimento; p = incremento di pressione medio; B= dimensione piastra o fondazione (diametro o lato); ν = rapporto di Poisson; I_w = fattore di influenza che dipende dalla forma e dalla rigidità della fondazione; E = modulo di deformazione elastica lineare.

Da questa relazione si vede che il cedimento è proporzionale al diametro o al lato della fondazione circolare o quadrata; poiché con materiale elastico isotropo e omogeneo vi è proporzionalità dei cedimenti, si potrebbe estrapolare il cedimento di una fondazione da quello di una piastra con la relazione: $\frac{s_f}{s_p} = \frac{B_f}{B_p}$

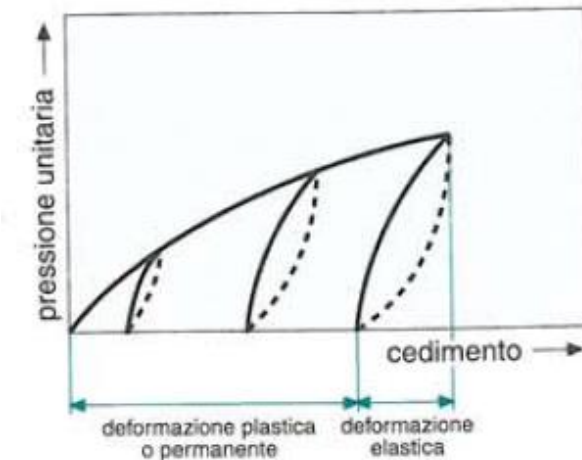
Nella realtà solo terreni coesivi molto sovracconsolidati e rocce tenere possono, per campi di tensioni abbastanza bassi, essere considerati come materiale elastico, isotropo e omogeneo.

Per le sabbie Terzaghi e Peck hanno proposto la relazione empirica:

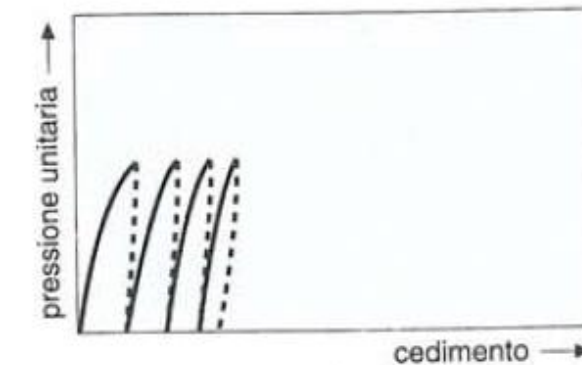
$s_f = s_p \cdot \left(\frac{2B_f}{B_f + B_p} \right)^2$ che lega il cedimento della fondazione a quello della piastra.



a)



b)



c)

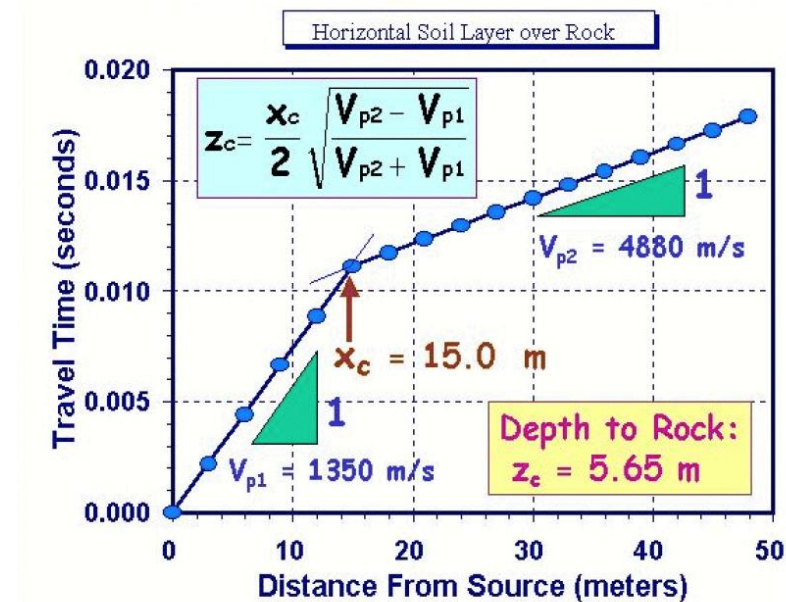
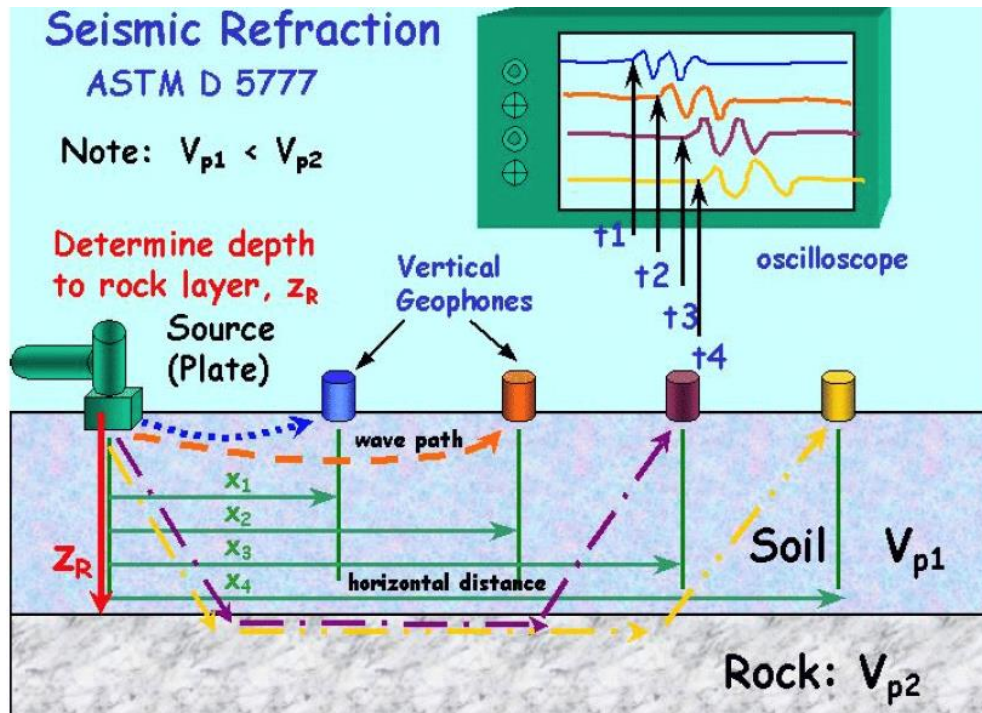
INDAGINI GEOFISICHE

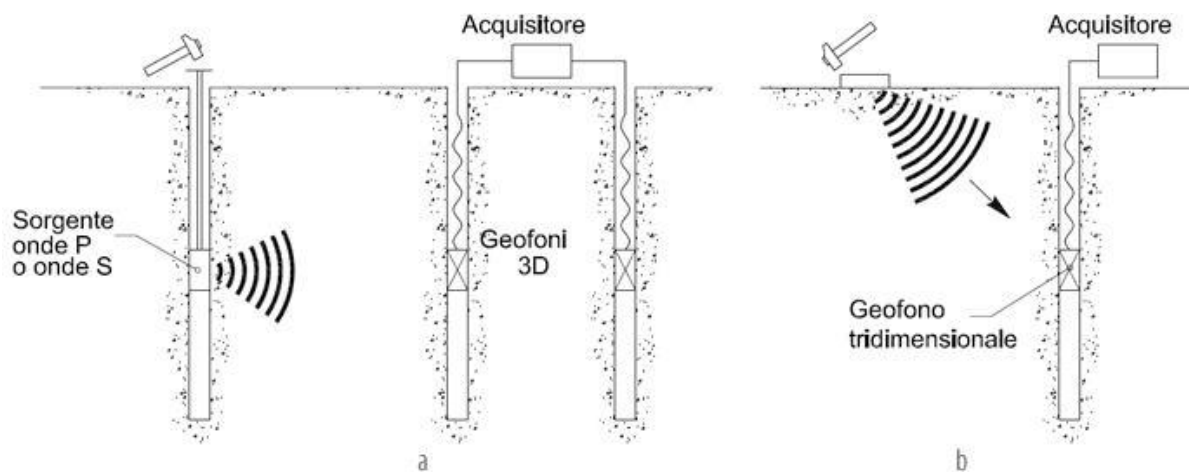
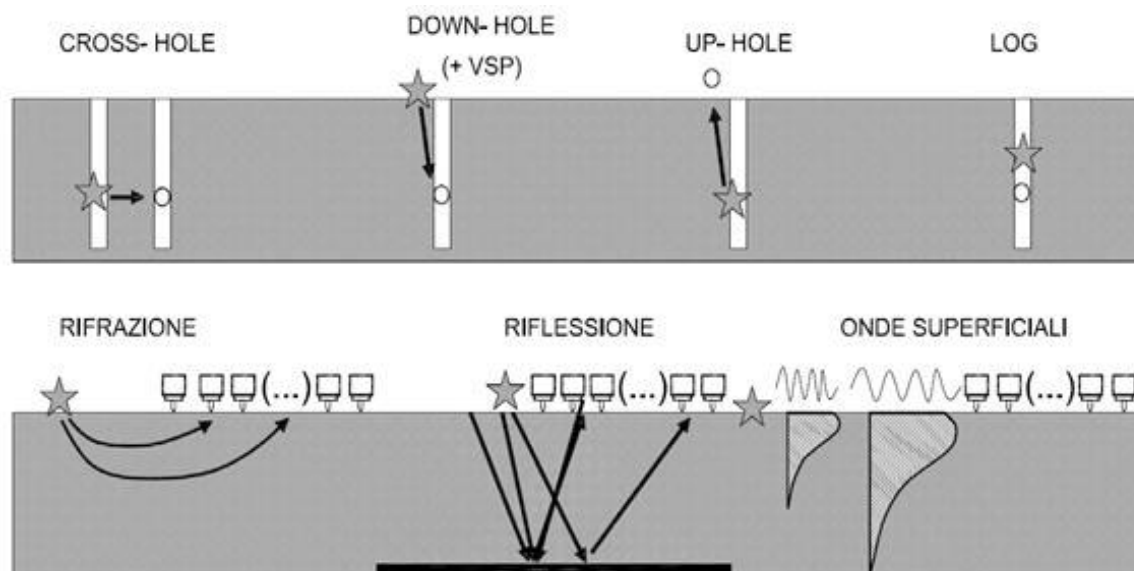
Tra le indagini in situ si hanno anche prove indirette non distruttive che impiegano alcuni dei **METODI GEOFISICI CLASSICI E PREVALENTEMENTE QUELLI SISMICI E QUELLI ELETTRICI**. Questi metodi sono basati sulla determinazione di alcune caratteristiche fisiche dei terreni (velocità di propagazione delle onde elastiche, resistività elettrica, densità, ecc.).

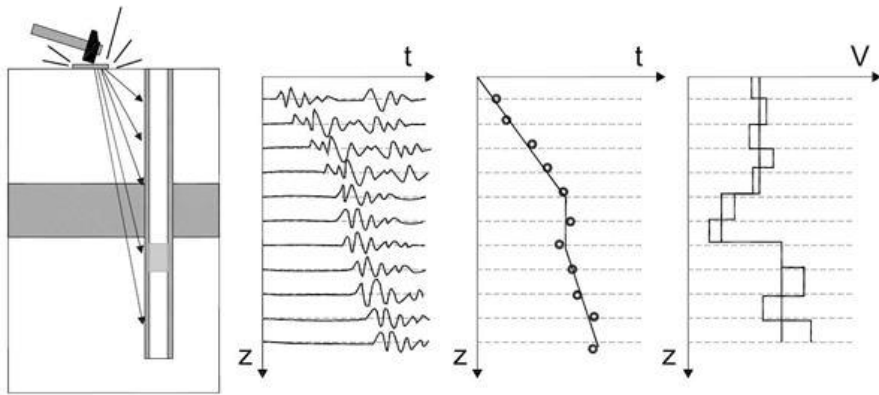
Nelle **indagini con metodi sismici si misura la velocità di propagazione delle onde sismiche**. Dalla misura delle velocità di propagazione V_p delle onde elastiche di compressione e V_s delle onde elastiche trasversali, è possibile calcolare i **MODULI DINAMICI DI YOUNG (E) E DI TAGLIO (G)** con relazioni valide per un mezzo continuo omogeneo e isotropo.

I moduli dinamici derivano dalle equazioni di equilibrio dinamico e corrispondono a livelli di deformazione estremamente bassi. Attraverso il procedimento detto di inversione, basato sulla modellazione numerica della propagazione delle onde di superficie in un mezzo stratificato, è possibile risalire al profilo della rigidezza con la profondità che meglio avvicina i risultati sperimentali a quelli della modellazione numerica.

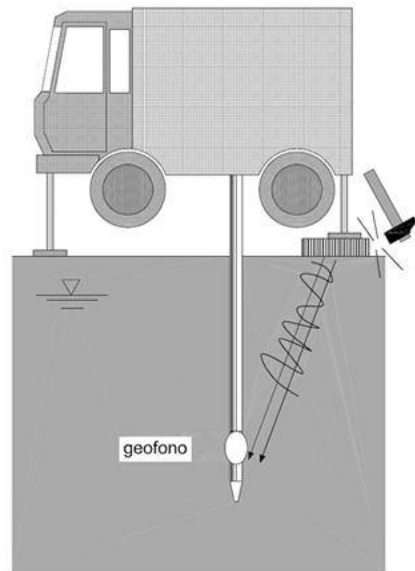
LE INDAGINI GEOFISICHE DEVONO ESSERE GENERALMENTE ACCOPPIATE A INDAGINI DIRETTE, QUALI SONDAGGI E PROVE PENETROMETRICHE, IN MODO DA AVERE VERTICALI DI RIFERIMENTO SICURE.



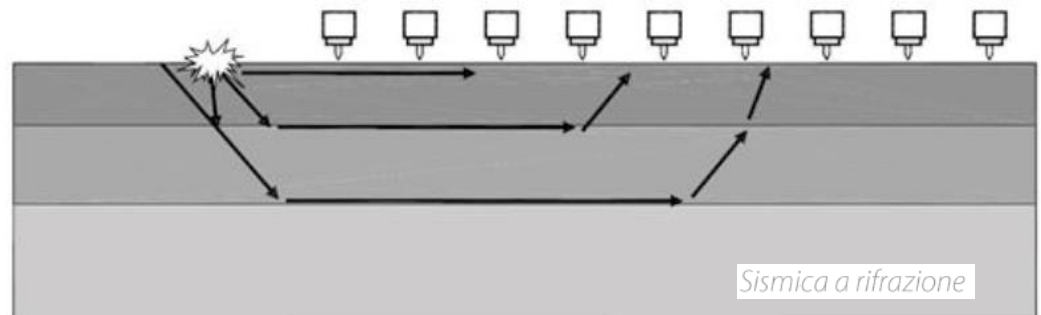
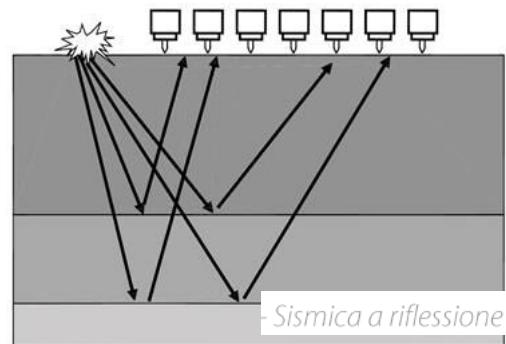


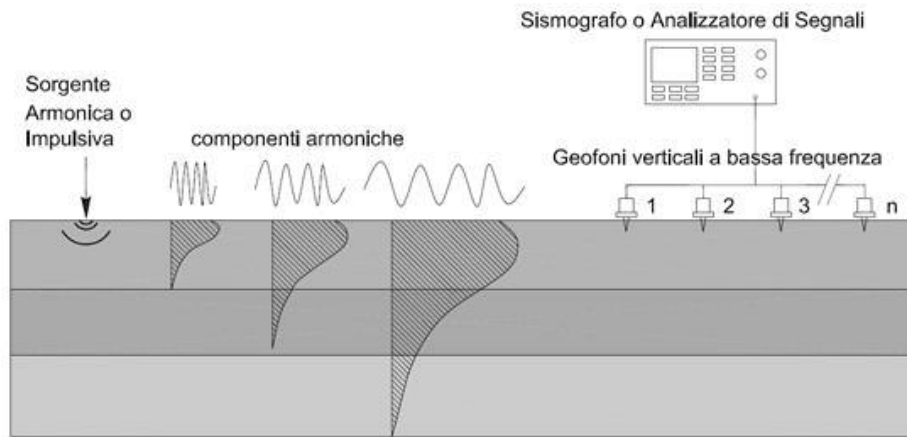


Interpretazione della stratigrafia in base ai risultati di una prospezione down-hole

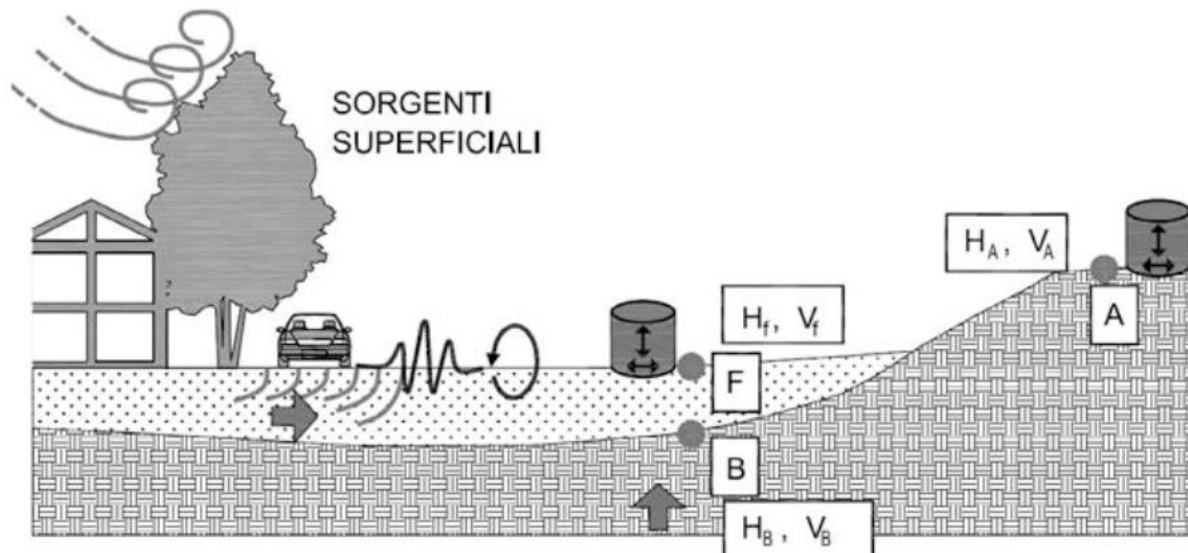


La prova con il "cono sismico"





Prove sismiche superficiali (SASW e MASW)

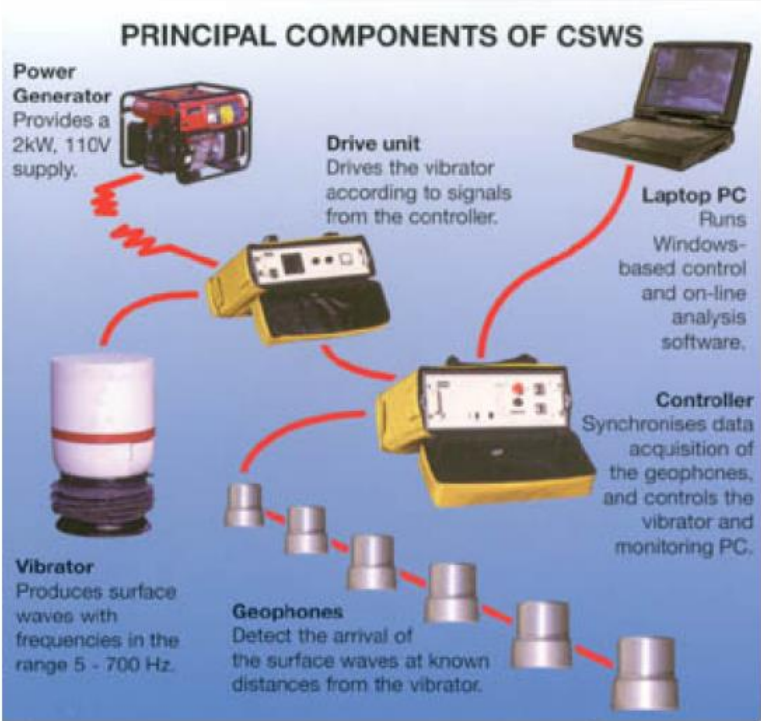
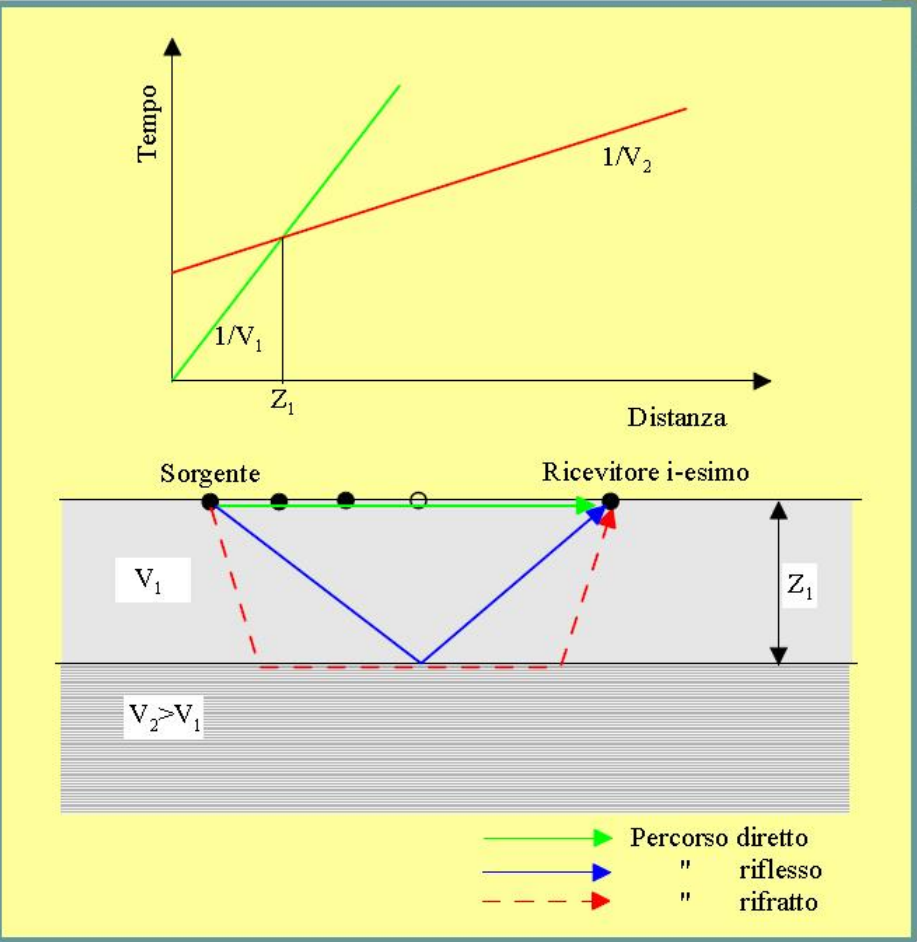


Microtremori geofoni (modificato, da Strobbia, 2010)

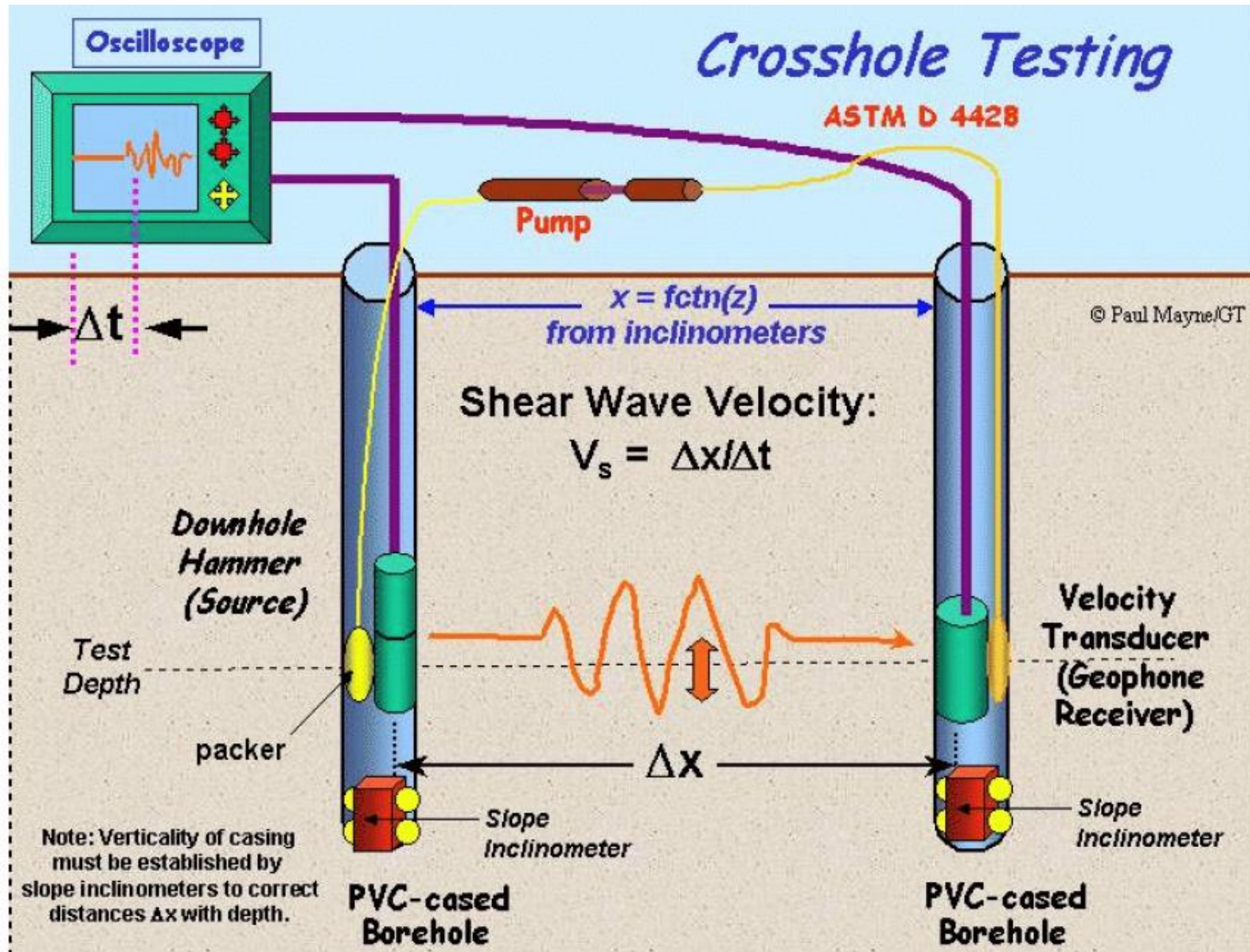
Il metodo sismico a rifrazione è anche indicato come **(SASW) dell'analisi spettrale delle onde di superficie o di Rayleigh** e permette di ottenere un profilo della velocità delle onde di taglio con la profondità e quindi la determinazione del modulo dinamico G, sempre in funzione della profondità.

Ciò viene ottenuto registrando le onde superficiali generate da una sorgente di eccitazione applicata in superficie e ricostruendo un profilo della velocità delle onde al variare della lunghezza d'onda.

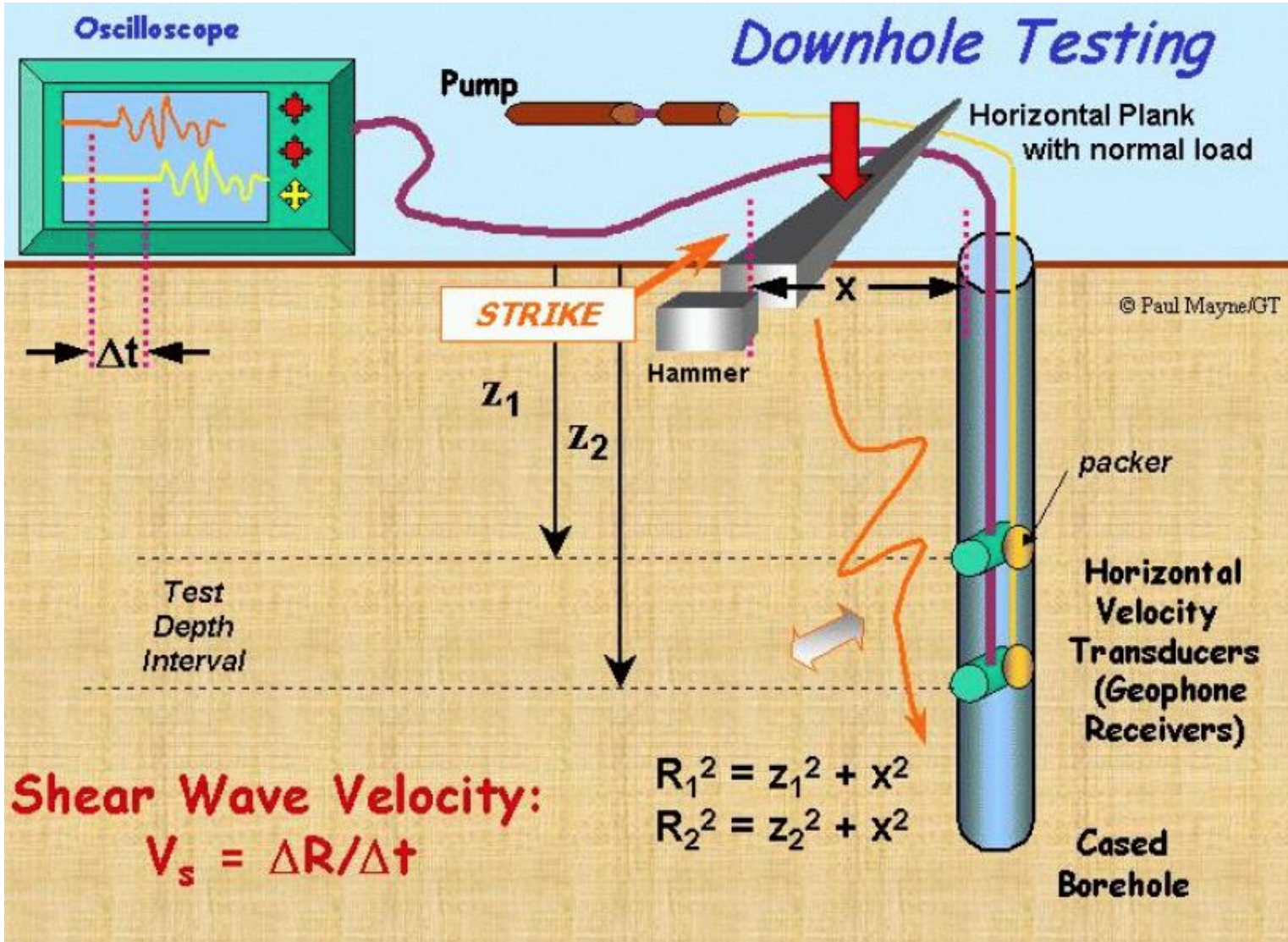
Prove sismiche a rifrazione (SASW)



Tra le indagini con metodi sismici vi sono le **PROVE CROSS-HOLE** nelle quali si misura la velocità di propagazione tra **due perforazioni su percorsi orizzontali**. Le onde vengono generate, con impulsi prodotti ad una certa profondità, in una perforazione mediante opportuni generatori e gli arrivi delle onde elastiche vengono rilevati da un ricevitore (geofono) posizionato nell'altra perforazione alla stessa profondità.



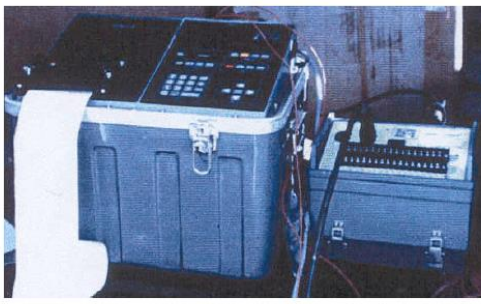
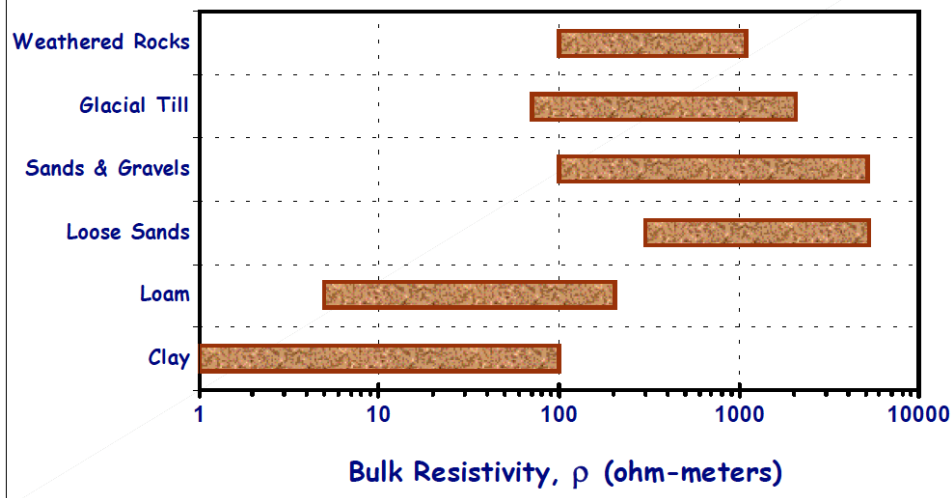
Nelle **PROVE DOWN-HOLE** le onde elastiche sono generate in superficie con un'apposita attrezzatura e sono raccolte, da un ricevitore in una perforazione di modo che si hanno percorsi suborizzontali.



PROVE CON METODI ELETTRICI che generalmente misurano la resistività.

Una corrente elettrica viene inviata nel terreno con due elettrodi e si misura la caduta di potenziale. Il flusso della corrente attraverso il terreno è dovuto principalmente all'azione elettrolitica e dipende quindi dalla concentrazione di sali disciolti nell'acqua dei pori, mentre le particelle solide sono dei bassi conduttori di corrente. La resistività di un terreno decresce all'aumentare del contenuto d'acqua e della concentrazione di sali.

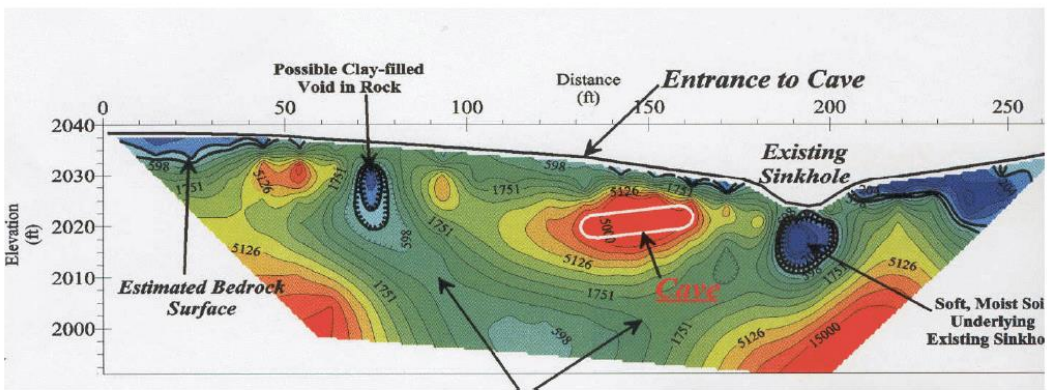
Resistivity Values (ConeTec & GeoProbe, 1997)



(a)

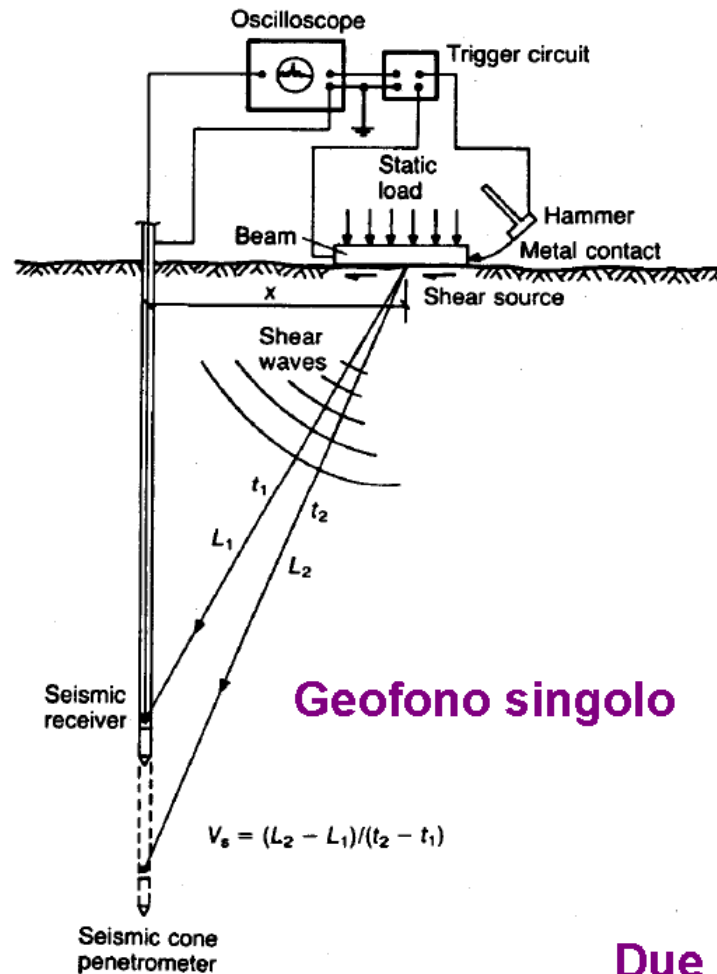
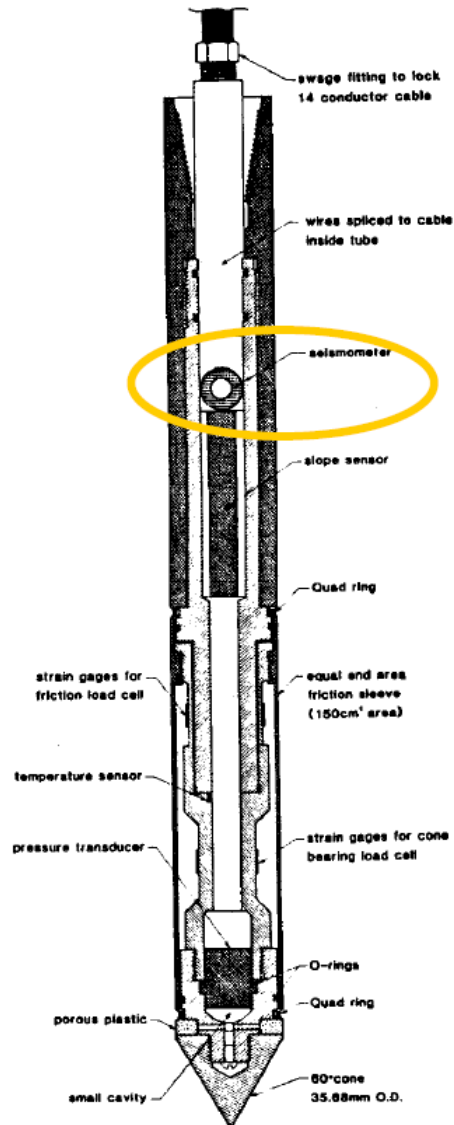


(b)



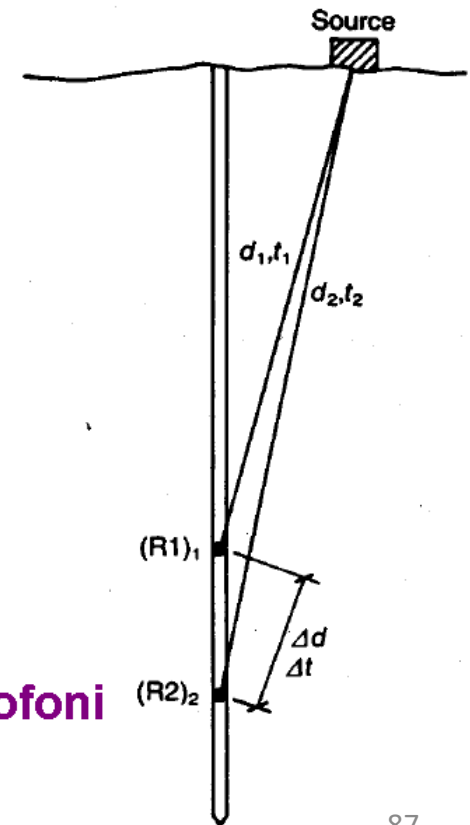
(c)

Recentemente sono state applicate le tecnologie cross-hole e down-hole alle prove penetrometriche statiche attrezzando opportunamente l'apparecchiatura penetrometrica.

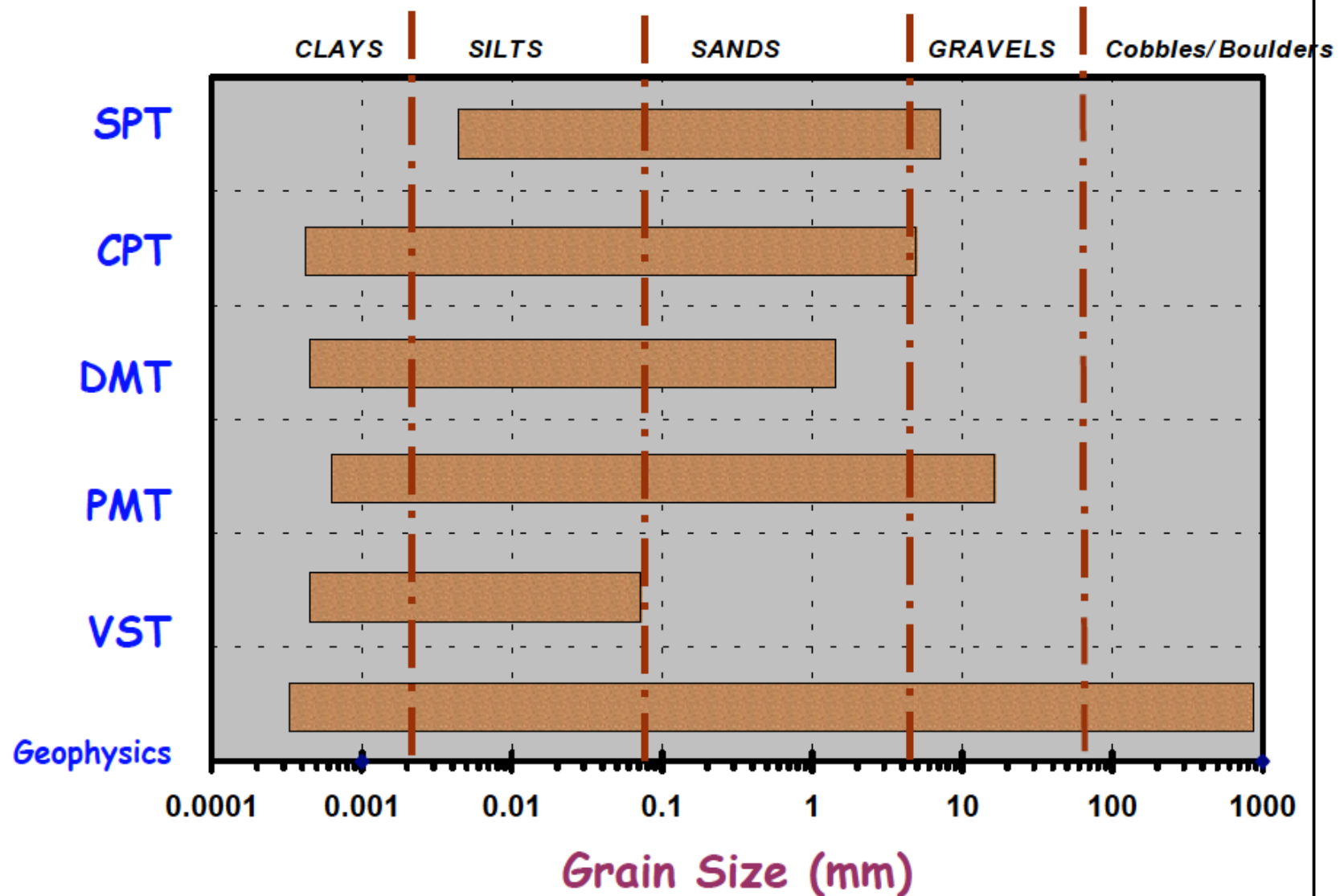


Prove sismiche

$$G_{\max} = \gamma V_s^2$$



RELEVANCE OF IN-SITU TESTS TO DIFFERENT SOIL TYPES



Symbols for Soil Exploration

$C_B \rightarrow$ *STP* correction factor for the boreholes diameter.

$C_R \rightarrow$ *STP* correction factor for the rod length.

$C_S \rightarrow$ *STP* correction factor for the sampler type used.

$c_u \rightarrow$ Soil's un-drained cohesion.

$D_f \rightarrow$ Depth of the foundation's invert.

$E_m \rightarrow$ The efficiency of the *STP* hammer.

$N \rightarrow$ The “raw” value of the *STP* (as obtained in the field).

$p_o \rightarrow$ The original vertical stress at a point of interest in the soil mass.

$S \rightarrow$ The number of stories of a building.

SPT $\rightarrow$ Stands for “Standard Penetration Test”.

$N_{60} \rightarrow$ Corrected *STP* assuming 60% efficiency in the field.

$N_{70} \rightarrow$ Corrected *STP* assuming 70% efficiency in the field.

$\mu \rightarrow$ Correction factor for the shear vane test using the clay's Plasticity Index *PI*.

***Exploration–01. Find the required number of borings and their depth.**

(Revised: Sept. 08)

A four story reinforced concrete frame office building will be built on a site where the soils are expected to be of average quality and uniformity. The building will have a 30 m x 40 m footprint and is expected to be supported on spread footing foundations located about 1 m below the ground surface. The site appears to be in its natural condition, with no evidence of previous grading. Bedrock is 30-m below the ground surface. Determine the required number and depth of the borings.

Solution:

A reinforced concrete building is heavier than a steel framed building of the same size. Hence, the design engineer will want soil conditions that are at least average or better. From Table-1 below, one boring will be needed for every 300 m² of footprint area. Since the total footprint area is 30 m x 40 m = 1,200 m², use **four borings**.

Table-2 provides the minimum depth required for the borings, $5 S^{0.7} + D = 5(4)^{0.7} + 1 = 14 \text{ m}$. Most design engineers want one boring to go to a slightly greater depth to check the next lower stratum's strength.

In summary, the exploration plan will be 4 borings to a depth of 14 m.

Table-1 - Spacing of the exploratory borings for buildings on shallow foundations.

<u>Subsurface Conditions</u>	<u>Structural footprint Area for Each Boring</u>	
	(m ²)	(ft ²)
Poor quality and / or erratic	200	2,000
Average	300	3,000
High quality and uniform	600	6,000

Table-2 - Depths of exploratory borings for buildings on shallow foundations.

<u>Subsurface Conditions</u>	<u>Minimum Depth of Borings</u> (S = number of stories and D = the anticipated depth of the foundation)	
	(m)	(ft)
Poor and / or erratic	$6S^{0.7} + D$	$20S^{0.7} + D$
Average	$5S^{0.7} + D$	$15S^{0.7} + D$
High quality and uniform	$3S^{0.7} + D$	$10S^{0.7} + D$

<i>SPT Hammer Efficiencies (adapted from Clayton, 1990).</i>			
<i>Country</i>	<i>Hammer Type</i>	<i>Release Mechanism</i>	<i>Hammer Efficiency</i>
Argentina	donut	cathead	0.45
Brazil	pin weight	hand dropped	0.72
China	automatic	trip	0.60
	donut	hand dropped	0.55
	donut	cat-head	0.50
Colombia	donut	cat-head	0.50
Japan	donut	Tombi trigger	0.78 - 0.85
	donut	cat-head + sp. release	0.65 - 0.67
UK	automatic	trip	0.73
US	safety	2-turns on cat-head	0.55 - 0.60
	donut	2-turns on cat-head	0.45
Venezuela	donut	cat-head	0.43

<i>Correction Factors for the Boring Diameter, Sampling Method and Boring Rod Length (adapted from Skempton, 1986).</i>		
<i>Correction Factor</i>	<i>Equipment Variables</i>	<i>Value</i>
Borehole diameter factor C_B	65 – 115 mm (2.5 – 4.5 in)	1.00
	150 mm (6 in)	1.05
	200 mm (8 in)	1.15
Sampling method factor C_S	Standard sampler	1.00
	Sampler without liner (not recommended)	1.20
Rod length factor, C_R	3 – 4 m (10 – 13 ft)	0.75
	4 – 6 m (13 – 20 ft)	0.85
	6 – 10 (20 – 30 ft)	0.95
	>10 m (>30 ft)	1.00

***Exploration-03. Correcting the SPT for depth and sampling method.**

(Revision Sept-08)

A standard penetration test (SPT) has been conducted in a loose coarse sand stratum to a depth of 16 ft below the ground surface. The blow counts obtained in the field were as follows: 0 – 6 in = 4 blows; 6 – 12 in = 6 blows; 12 – 18 in = 8 blows. The tests were conducted using a US-style donut hammer in a 6 inch diameter boring with a standard sampler and liner. The effective unit weight of the loose sand stratum is about 93.8 pcf.

Determine the corrected SPT if the testing procedure is assumed to only be 60% efficient.

Solution:

The raw SPT value is $N = 6 + 8 = 14$ (that is, only the last two sets of 6" penetrations).

The US-style donut hammer efficiency is $E_m = 0.45$, and the other parameters are obtained from the Tables provided on the next page: $C_B = 1.05$, $C_S = 1.00$, $C_R = 0.85$.

With these values, the SPT corrected to 60% efficiency can use Skempton's relation,

$$N_{60} = \frac{E_m C_B C_S C_R N}{0.60} = \frac{(0.45)(1.05)(1.00)(0.85)(14)}{0.60} = 9$$

Notice that the SPT value is always given as a whole number.

That corrected SPT N_{60} is then corrected for depth. For example, using the Liao and Whitman method (1986),

$$(N)_{60} = N_{60} \sqrt{\frac{2,000 \text{ lb / ft}^2}{(\text{depth})(\text{effective unit weight})}} = (9) \sqrt{\frac{2,000 \text{ lb / ft}^2}{(16 \text{ ft})(93.8 \text{ pcf})}} = 10$$

Other methods for corrections are discussed in Exploration-04.

***Exploration-04. Three methods used for SPT depth corrections.**

(Revision Sept.-08)

A raw value of $N = 40$ was obtained from an *SPT* at a depth of 20 feet in a sand stratum that has a unit weight of 135 lb/ft^3 . Correct it only for depth.

Solution:

Any of these three methods will provide acceptable answers. Notice how similar their results are from each other:

1. Using the Bazaraa Method (1967):

$$N_{corrected} = \frac{4N'}{1 + 2p_o} \quad \text{if } p_o \leq 1.5 \text{ kips / ft}^2 \quad \text{and}$$

$$N_{corrected} = \frac{4N'}{3.25 + 0.5p_o} \quad \text{if } p_o \geq 1.5 \text{ kips / ft}^2$$

$$\text{but } p_o = \frac{(20 \text{ ft})(135 \text{ lb / ft}^3)}{1000 \text{ lb / kip}} = 2.70 \text{ kips / ft}^2 > 1.5 \text{ kips / ft}^2$$

$$\text{therefore } N_{corrected} = \frac{4N'}{3.25 + 0.5p_o} = \frac{4(40)}{3.25 + 0.5(2.70 \text{ kips / ft}^2)} = 35$$

2. Using the Peck Method (1974):

$$N_{corrected} = N' C_N \quad \text{where } C_N = 0.77 \log_{10} \frac{20}{p_o} \quad \text{if } p_o \text{ is in tons / ft}^2$$

$$\text{or } C_N = 0.77 \log_{10} \frac{1915}{p_o} \quad \text{if } p_o \text{ is in kN / m}^2$$

$$\text{but } p_o = \frac{(20 \text{ ft})(135 \text{ lb / ft}^3)}{2000 \text{ lb / ton}} = 1.35 \text{ tons / ft}^2 = 2.70 \text{ kips / ft}^2$$

$$\therefore C_N = 0.77 \log_{10} \frac{20}{1.35 \text{ tons / ft}^2} = 0.90 \quad \therefore N_{corrected} = (40)(0.90) = 36$$

3. The Liao-Whitman Method (1986), as used in Exploration-03,

$$N_{corrected} = N' \sqrt{\frac{100}{p_o}} \quad \text{with } p_o \text{ in kN / m}^2 \quad \text{or} \quad = N' \sqrt{\frac{2,000 \text{ psf}}{P_o}} \quad \text{with } p_o \text{ in psf}$$

$$\text{but } p_o = (1.35 \text{ tons / ft}^2) \left(\frac{96.1 \text{ kN / m}^2}{1 \text{ ton / ft}^2} \right) = 129.7 \text{ kN / m}^2$$

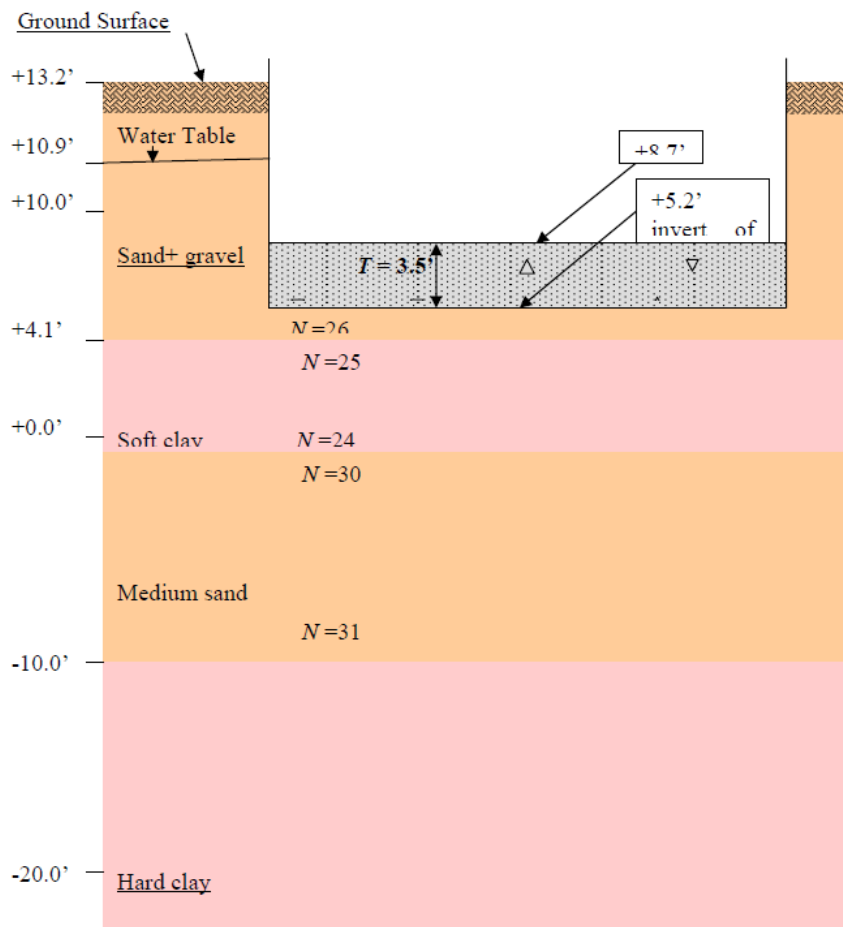
$$\therefore N_{corrected} = 40 \sqrt{\frac{100 \text{ kN / m}^2}{129.7 \text{ kN / m}^2}} = 35$$

*Exploration-05. SPT corrections under a mat foundation.

(Revision Sept.-08)

Correct the SPT values shown below for an energy ratio of 60% using a high-efficient US-type donut hammer in a 2"-diameter boring. The invert (bottom) of the mat foundation is at elevation +5.2 feet.

+20'



Solution:

Skempton proposed in 1986 the following correction for the sampling methods to the raw SPT value,

$$\text{assuming that only 60\% of the energy of the hammer drives the sampler, } N_{60} = \frac{E_m C_B C_S C_R N}{0.60}$$

where: N_{60} = SPT N -value corrected for field procedures assuming 60% efficiency

$E_m = 0.60 \rightarrow$ efficiency for a high-efficient US-style safety hammer

$C_B = 1.00 \rightarrow$ borehole diameter correction

$C_S = 1.00 \rightarrow$ sampler correction, $= 0.75$ (10'-13')

$C_R = 0.85$ (13'-20') $\rightarrow$ rod length correction, $= 0.95$ (20'-30'), $= 1.0$ ($>30'$)

N = SPT-value recorded in the field by the driller (known as the "raw" SPT).

The depth correction is,

$$(N_1)_{60} = N_{60} \sqrt{\frac{2,000 \text{ lb / ft}^2}{(\text{depth})(\text{effective unit weight})}}$$

At depth of +5.2 feet:

$$N_{60} = \frac{(0.60)(1)(1)(0.75)(26)}{0.60} = 20 \text{ and } (N)_{60} = (20) \sqrt{\frac{2,000 \text{ lb / ft}^2}{(8 \text{ ft})(127 - 62.4 \text{ pcf})}} = 39$$

$$\text{At } +4.1' \quad N_{60} = \frac{(0.60)(1)(1)(0.75)(25)}{0.60} = 19 \text{ and } (N)_{60} = (19) \sqrt{\frac{2,000 \text{ lb / ft}^2}{(9 \text{ ft})(127 - 62.4 \text{ pcf})}} = 35$$

$$\text{At } +2.0' \quad N_{60} = \frac{(0.60)(1)(1)(0.75)(24)}{0.60} = 18 \text{ and } (N)_{60} = (18) \sqrt{\frac{2,000 \text{ lb / ft}^2}{(11 \text{ ft})(125 - 62.4 \text{ pcf})}} = 31$$

$$\text{At } -1.0' \quad N_{60} = \frac{(0.60)(1)(1)(0.85)(30)}{0.60} = 26 \text{ and } (N)_{60} = (26) \sqrt{\frac{2,000 \text{ lb / ft}^2}{(14 \text{ ft})(126 - 62.4 \text{ pcf})}} = 39$$

$$\text{At } -5.0' \quad N_{60} = \frac{(0.60)(1)(1)(0.85)(31)}{0.60} = 26 \text{ and } (N)_{60} = (26) \sqrt{\frac{2,000 \text{ lb / ft}^2}{(18 \text{ ft})(126 - 62.4 \text{ pcf})}} = 34$$

$$\text{At } -10' \quad N_{60} = \frac{(0.60)(1)(1)(0.95)(30)}{0.60} = 29 \text{ and } (N)_{60} = (29) \sqrt{\frac{2,000 \text{ lb / ft}^2}{(23 \text{ ft})(126 - 62.4 \text{ pcf})}} = 34$$

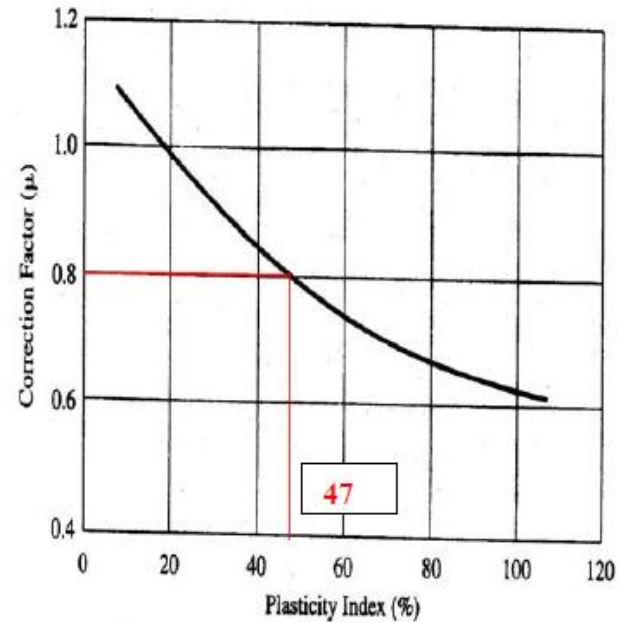
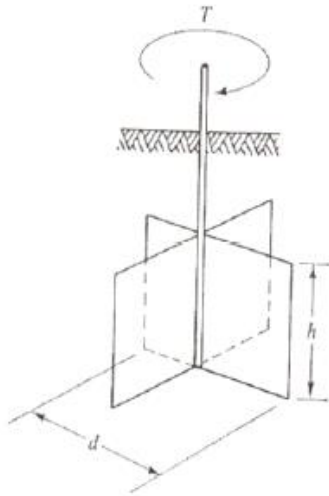
$$\text{At } -21' \quad N_{60} = \frac{(0.60)(1)(1)(1)(43)}{0.60} = 43 \text{ and } (N)_{60} = (43) \sqrt{\frac{2,000 \text{ lb / ft}^2}{(33 \text{ ft})(130 - 62.4 \text{ pcf})}} = 41$$

Notice that the depth correction does not affect the deeper layers.

***Exploration–06. The Shear Vane Test determines the in-situ cohesion.**

(Revision Sept.-08)

A shear vane tester is used to determine an approximate value of the shear strength of clay. The tester has a blade diameter $d = 3.625$ inches and a blade height $h = 7.25$ inches. In a field test, the vane required a torque of $17.0 \text{ ft}\cdot\text{lb}$ to shear the clay sample, which has a plasticity index of 47% ($PI = LL - PL$). Determine the un-drained cohesion c_u corrected for its plasticity.



$$c_u = \frac{T}{\pi \left[(d^2 h / 2) + (d^3 / 6) \right]} = \frac{17.0 \text{ ft}\cdot\text{lb}}{\pi \left[\frac{(0.3021 \text{ ft})^2 (0.6042 \text{ ft})}{2} + \frac{(0.3021 \text{ ft})^3}{6} \right]} = 168 \text{ psf}$$

The plasticity index helps correct the raw shear vane test value (Bjerrum, 1974) through the graph shown above. For a plasticity index of 47% read a correction factor $\mu = 0.80$. Therefore,

$$c_{u\text{-corrected}} = \mu c_u = (0.80)(168 \text{ psf}) = 134 \text{ psf}$$

***Exploration-07. Reading a soil boring log.**

(Revision Sept.-08)

Read the boring log shown below and determine, (1) the location of the phreatic surface, (2) the depth of the boring and (3) the number of samples taken.

Solution:

- (1) The phreatic surface (the water table) was not encountered in this boring and is noted at the bottom of the report;
- (2) The boring was terminated at 21 feet in depth; and
- (3) Five samples were taken. Only one sample (#2) was used for laboratory tests (dry density and moisture content). Samples #1 and #3 were complete split-spoon samples. Samples #4 and #5 were incomplete split-spoon samples.

Depth (feet)	Sample Type	Sample Number	Blow Counts (blows/foot)	Graphic Log	SOIL DESCRIPTION AND CLASSIFICATION	Dry Density (pcf)	Moisture Content (%)
~780-	1	10			SILTY SAND (SM): brown, moist, fine sand, trace coarse sand and fine gravel medium dense	110	5.2
5	2	21			SAND (SP): brown, moist, medium dense, fine to medium sand		
~775-							
10	3	42			olive-brown, dense, fine to coarse sand, some fine gravel		
~770-							
15	4	50/5*			SANDY GRAVEL (GP): gray, moist, very dense, fine to coarse sand, fine to coarse gravel to 3 inches	110	5.2
~765-							
20	5	90			SAND with GRAVEL (SP): olive-brown, moist, very dense, fine to coarse sand, fine to coarse gravel to 2 inches	110	5.2
					Boring terminated at 21.0 feet Groundwater not encountered Hole backfilled and tamped using soil from cuttings		

***Exploration-08: Using a boring log to predict soil engineering parameters.**

(Revision Sept.-08)

Using the boring log and the *SPT versus Soil Engineering Parameters Table* shown on the next two pages, answer these four questions:

- Correct the values of the *SPT* of Sample S-4 to a 70% sampling efficiency with a standard sampling method and a US-donut hammer at elevation - 17 feet;
- Correct the same sample S-4 for depth assuming the unit weight is $\gamma = 126$ pcf;
- What are your estimates for the angle of internal friction and unit weight γ ?
- What is the elevation (above sea level) of the groundwater and the elevation of the bottom of the boring?

Solution:

(1) The log shows a value of $N = 15$ (Sample S-4) at elevation -16.5'; at elevation -17' it has dropped a small amount to $N = 14$. Notice that the "Legend" portion denotes that the sampler was a 2" O.D. split spoon. Therefore, the sampling correction is,

$$N_{70} = \frac{EC_b C_s C_R N}{0.70} = \frac{(0.45)(1.0)(1.0)(0.85)(14)}{0.70} \approx 8$$

(2) Correct the same sample S-4 for depth.

$$(N_{70}) = N_{70} \sqrt{\frac{2000 \text{ psf}}{(\gamma h)}} = (8) \sqrt{\frac{2000 \text{ psf}}{(126)(17) \text{ psf}}} \approx 8$$

(3) What are your estimates for the angle of internal friction and unit weight γ ?

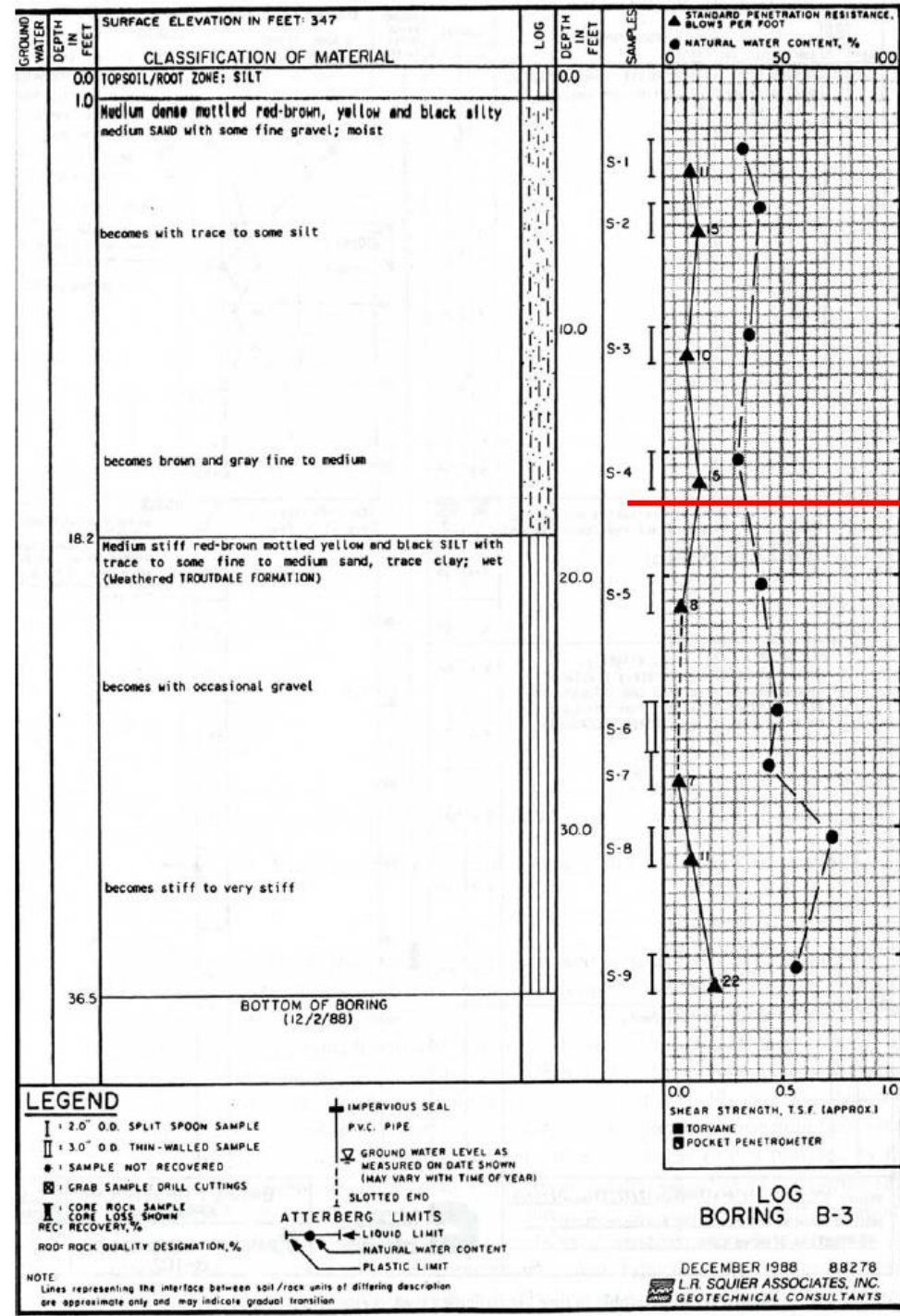
The log identifies this level at -17' as a "brown and grey fine to medium SAND". Use the Table provided on page 23 to obtain an estimate of some of the engineering parameters for granular soils. Read the *SPT* for medium sands; then go to the Medium column and read the value of " $N = 8$ " to obtain the values:

$$\phi = 32^\circ \text{ and } \gamma_{wet} = 17 \text{ kN/m}^3.$$

(4) What are the elevations (above sea level) of the groundwater and of the bottom of the boring?

- The boring **did not** report finding a ground water table.

- The bottom of the boring was at -36.5' from the surface, or $347.0' - 36.5' = +310.5'$.



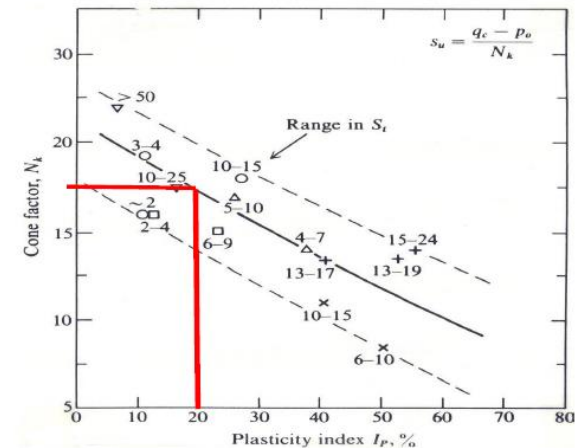
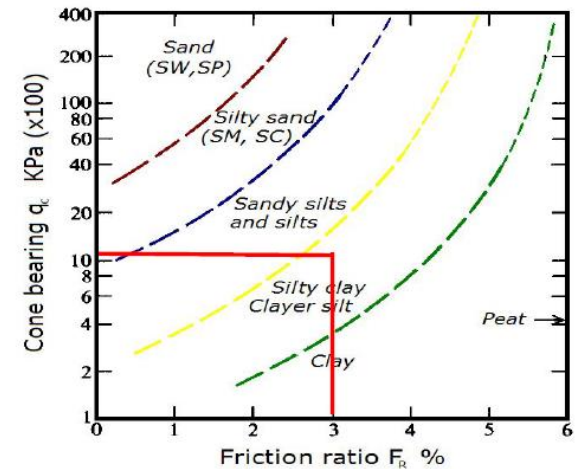
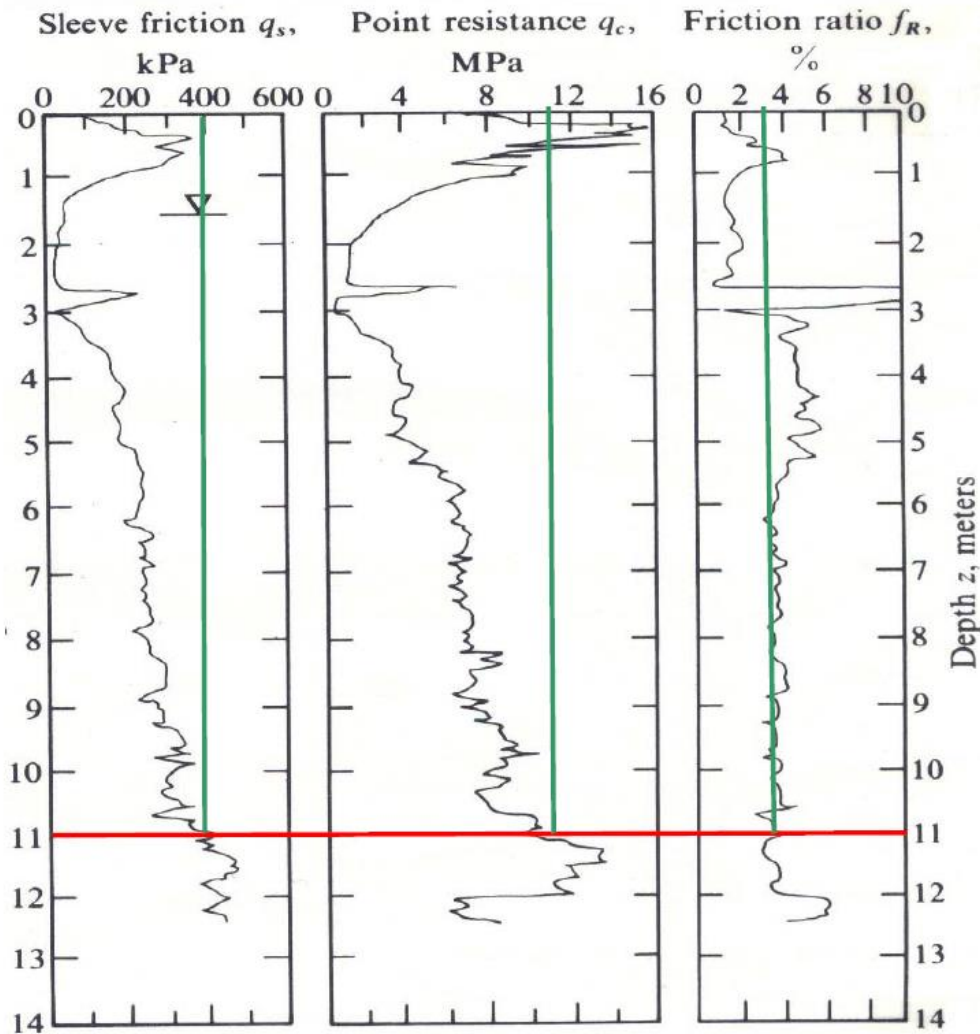
<i>Correlation between SPT values and some Engineering Parameters of Granular Soils</i>						
<i>Description</i>		<i>Very loose</i>	<i>Loose</i>	<i>Medium</i>	<i>Dense</i>	<i>Very dense</i>
D_r	<i>Relative density</i>	0	0.15	0.35	0.65	0.85
SPT	<i>fine</i>	1 - 2	3 - 6	7 - 15	16 - 30	
(N'_{70})	<i>medium</i>	2 - 3	4 - 7	8 - 20	21 - 40	> 40
	<i>coarse</i>	3 - 6	5 - 9	10 - 25	26 - 45	
ϕ	<i>fine</i>	26 - 28	28 - 30	30 - 34	33 - 38	
	<i>medium</i>	27 - 28	30 - 32	32 - 36	36 - 42	< 50
	<i>coarse</i>	28 - 30	30 - 34	33 - 40	40 - 50	
γ_{wet}	<i>pcf</i>	70 - 102	89 - 115	108 - 128	108 - 140	128 - 147
	<i>kN/m³</i>	11 - 16	14 - 18	17 - 20	17 - 22	20 - 23
Note #1: These values are based on tests conducted at depths of about 6 m; Note #2: Typical values of relative densities are about 0.3 to 0.7; values of 0 or 1.0 do not exist in nature; Note #3: The value of the angle of internal friction is based on $\phi = 28^\circ + 15^\circ D_r$; Note #4: The typical value of an excavated soil ranges from 11 to 14 kN/m ³ ;						

<i>Correlation between SPT values and some Engineering Parameters of Cohesive Soils</i>		
<i>SPT - N_{70}</i>	<i>Compressive Strength q_u</i>	<i>Description</i>
0 - 2	< 25 kPa	Very soft – squeezes between fingers Very young NC clay
3 - 5	25 - 50 kPa	Soft – easily deformed by fingers Young NC clay
6 - 9	50 - 100 kPa	Medium
10 - 16	100 - 200 kPa	Stiff – Hard to deform w/fingers Small OCR – aged clay
17 - 30	200 - 400 kPa	Very Stiff – Very hard w/fingers Increasing OCR – older clays
> 30	> 400 kPa	Hard – Does not deform w/fingers Higher OCR – cemented clays

****Exploration-09. Find the shear strength of a soil from the CPT Report.**

(Revision: Sept.-08)

Classify a soil from the data provided by the Cone Penetration Test (CPT) shown below at a depth of 11 m. The clay samples recovered from that depth had $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ and $PI = I_p = 20$. Compare your estimate of the shear strength versus the lab test value of 550 kPa.



At a depth of 11 m, the in-situ pressure p_o for a NC clay is,

$$p_o = \gamma z = (20 \text{ kN/m}^3)(11 \text{ m}) = 220 \text{ kPa}$$

From the N_k versus I_p graph, for $I_p = 20$ yields an $N_k \sim 17.5$.

The un-drained shear strength s_u is,

$$s_u = \frac{q_c - p_o}{N_k} = \frac{11,000 \text{ kPa} - 220 \text{ kPa}}{17.5} = 616 \text{ kPa versus lab} = 550 \text{ kPa (a 12\% error).}$$

Solution.

Reading the data, $q_s \sim 400 \text{ kPa}$ and $q_c \sim 11 \text{ MPa}$ which results in a $f_R \sim 3\%$.

From the next chart, the soil appears to be a silty clay.