

LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA MEDIANTE PROVE DI LABORATORIO

STEFANO CIANCI¹; FABIO GARBIN¹,
FRANCO ORI¹, MASSIMO PARENTE¹,
MAURIZIO SCARAPAZZI¹

1. *Geologo, Libero Professionista,
Gruppo di Lavoro del Quaderno
"Prove di Laboratorio" degli Ordini
Regionali dei Geologi.*

*Ci preme sottolineare che in questa fase,
per il momento, per quanto riguarda la
"guida alla lettura", vengono presi in
considerazione unicamente i certificati relativi
alle prove di laboratorio sulle terre in quanto
le più utilizzate nella nostra regione.*

*Un ringraziamento agli autori e a chi ha
contribuito alla rilettura del manoscritto.*

1. PREMESSA

La caratterizzazione geotecnica del terreno è un aspetto determinante per la progettazione di un'opera: uno studio eseguito con competenza e professionalità riduce il rischio di insuccesso e permette, in merito alla realizzazione, un'ottimizzazione delle risorse economiche impiegate in funzione della prestazione richiesta.

Tale obiettivo è raggiungibile solo se tale indagine ricade all'interno di una progettazione che nel suo complesso è eseguita da differenti figure professionali, ciascuna competente nel suo campo, a condizione che tra queste vi sia una costante sinergia ed interazione. L'esemplificazione di tale obiettivo è l'ambizioso scopo di questo testo.

Nella prima parte, curata da Fabio Garbin, Franco Ori e Maurizio Scarapazzi, sono trattati gli argomenti che definiscono la scelta di un tipo di prova rispetto ad altre in funzione delle necessità che una corretta progettazione richiede per poter ottenere le migliori informazioni possibili.

Nella seconda parte, curata da Stefano Cianci, Franco Ori e Massimo Parente, viene proposta una "guida alla lettura" ed alla comprensione di tutti i dati del certificato geotecnico di laboratorio, così come una verifica della congruenza delle informazioni in esso contenute, integrate da suggerimenti ed esempi.

Il quaderno ha avuto origine da una serie di incontri tecnici sulle Nuove Norme Tecniche tra colleghi degli OO.RR., svoltisi a Firenze sotto il coordinamento della Presidente dell'Ordine dei Geologi della Toscana Maria Teresa Fagioli e la supervisione tecnico-scientifica del Prof. Eros Aiello; a quest'ultimo si deve anche l'idea originaria dell'argomento qui trattato. Senza di loro questo lavoro non sarebbe mai stato realizzato: un immenso grazie da noi autori. Un ringraziamento va al collega Salvatore Pistis per alcuni preziosi consigli che hanno permesso di migliorare il testo. Infine, grazie di cuore ai colleghi Leonardo Campatelli ed Ugo Sergio Orazi che con indiscussa professionalità hanno svolto il ruolo di revisori del testo.

2. PROGRAMMAZIONE DELLE INDAGINI

A titolo esemplificativo, e limitatamente alla progettazione dell'ambito terreno-struttura, si riporta un diagramma di flusso (Figura 1) in cui appare evidente come la fase di indagini in sito e in laboratorio non sia avulsa dal contesto, ma rappresenti un "mattoncino" che si poggia su elementi sottostanti e ne sostiene altri successivi.

Gli aspetti generali riguardanti la progettazione dell'indagine geognostica dovranno comprendere contestualmente indicazioni della fase in sito e della fase in laboratorio, tra loro intimamente connesse.

In conseguenza di quanto detto, l'esecuzione delle indagini è un elemento essenziale per la progettazione, ma se le indagini stesse non sono adeguatamente finalizzate, ben quantificate, opportunamente ubicate e correttamente eseguite, possono rivelarsi incomplete o addirittura inutili, se non dannose.

La programmazione delle indagini in sito ed in laboratorio necessita della conoscenza degli aspetti generali del progetto e deve essere guidata dall'inquadramento geologico preliminare, con lo scopo di:

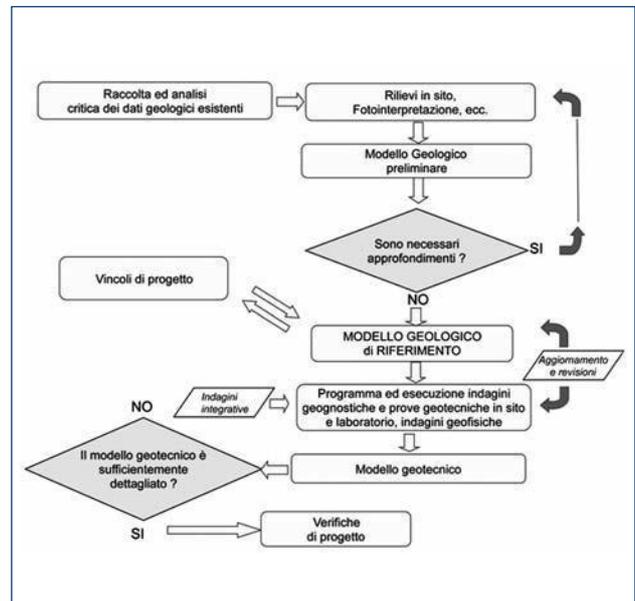
- confermare l'inquadramento geologico preliminare previsto;
- acquisire le informazioni nei punti dove permangono dubbi interpretativi;
- contribuire a definire il modello geologico ed il modello idrogeologico;
- fornire i parametri geotecnici;
- contribuire a definire il modello geotecnico;
- creare una rete di monitoraggio mediante l'installazione di strumentazione (piezometri, inclinometri, capisaldi topografici, ecc.).

Le indagini geognostiche vanno progettate mediante un lavoro congiunto anche con il progettista delle strutture, il quale detta l'andamento delle tensioni applicate dall'opera non solo in condizioni post operam ma anche durante le varie fasi realizzative.

Il prodotto di tale lavoro definisce la scelta qualitativa e quantitativa delle indagini più appropriate (carotaggi geognostici, prove geotecniche in sito, prelievo dei campioni, prove geotecniche di laboratorio, indagini geofisiche, posizionamento delle strumentazioni di monitoraggio, rilievi geomeccanici, ecc.) per ciascuna opera nel suo specifico contesto geologico. Progettazione ed esecuzione delle indagini costituiscono comunque fasi di lavoro distinte.

In fase di progettazione la tipologia di indagini deve essere motivata definendo i parametri da acquisire, riportando la normativa e/o gli standard di riferimento. I criteri generali che governano il progetto delle indagini sono costituiti dalla dimensione e tipologia dell'opera, dalla natura e complessità geologica del sito e dalle possibili interferenze fra l'opera ed il suo intorno.

Figura 1.
(da Griffini 2009, modificata).



Il piano delle indagini deve permettere di caratterizzare il volume di terreno significativo (definito secondo le Nuove Norme Tecniche come "quella parte di sottosuolo influenzata direttamente o indirettamente dalla costruzione dell'opera e che influenza l'opera stessa") nell'ambito dell'opera in progetto, sulla base del modello geologico preliminare, delle informazioni progettuali acquisite e almeno delle seguenti problematiche generali:

- eventuali fenomeni di dissesto idrogeologico e/o criticità particolari (ad esempio, presenza di cavità, zone in subsidenza, potenziale liquefacibilità, ecc.), anche in aree limitrofe;
- circolazione idrica ante e post operam;
- scelta della tipologia delle fondazioni;
- sostegno degli scavi;
- interazione dell'opera con manufatti circostanti;
- piano di riutilizzo dei terreni scavati.

Tale caratterizzazione deve permettere la definizione, oltre che del modello geologico anche del modello geotecnico, e quindi la definizione almeno dei parametri di resistenza al taglio e di deformabilità dei terreni dell'intero volume significativo.

In questa ottica si ritiene che la più importante assunzione di responsabilità da parte dei progettisti riguardi proprio la conoscenza geotecnica del volume significativo dell'opera, che deve essere indagato interamente: un esempio negativo al riguardo potrebbe riguardare le prove penetrometriche che, se non accompagnate da sondaggi di taratura, rischiano di fermarsi solo nella

porzione più resistente di un livello di terreno, senza investigare l'intera profondità interessata dalla distribuzione dei carichi (e soprattutto senza fornire parametri in termini di tensioni efficaci).

A tal proposito si riportano di seguito due schemi indicativi del volume significativo in riferimento a differenti opere (Figura 2).

Si vuole inoltre sottolineare che, anche svolgendo studi accurati, il volume di terreno che è possibile sottoporre ad indagine è sempre estremamente ridotto. Aggiungendo a ciò la variabilità dei terreni naturali è intuitivo che il semplice metodo statistico risulti poco applicabile. Questo deve essere integrato dal metodo geotecnico che, basandosi sull'esperienza, permette di assegnare un peso differente ai diversi risultati ottenuti. La definizione precisa del volume suddetto permette inoltre di distribuire in modo mirato le prove in sito, concentrando il prelievo dei campioni indisturbati su litologie a maggior criticità.

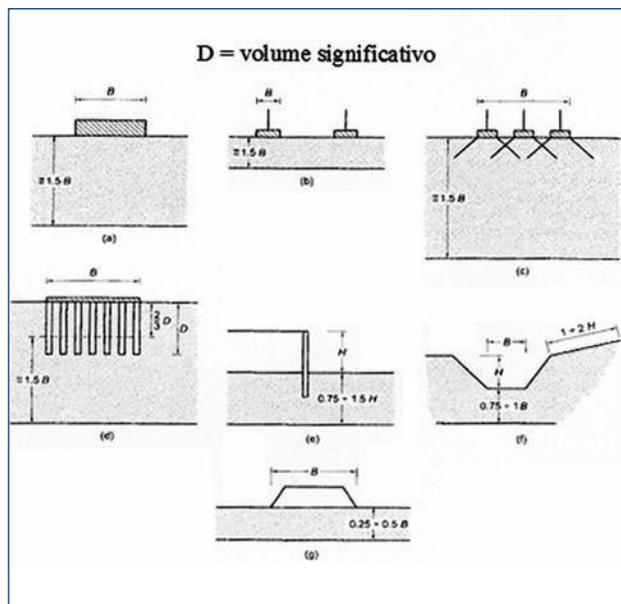
Il piano delle indagini deve anche garantire, o almeno dichiarare, il grado di attendibilità delle prove proposte in relazione alle caratteristiche del terreno; un esempio classico è quello di richiedere un parametro in condizioni efficaci ad una prova "veloce" che in realtà, almeno su un terreno a granulometria fine, indurrà una reazione del terreno in condizioni non drenate. Più in generale, nella programmazione dell'indagine, come per altro indicato espressamente nelle NTC 2008, si deve far uso sia di prove in sito sia di prove di laboratorio.

Ciò comunque nella consapevolezza professionale che ogni prova può fornire risultati idonei alla progettazione, per ogni tipologia di terreno, solo in riferimento ad alcuni parametri geotecnici (Tabella 1).

Nel programma delle indagini deve essere inserito anche il fattore tempo che è un aspetto determinante per la corretta esecuzione delle prove. Tale concetto implica la redazione del cronoprogramma delle indagini, cioè una *consecutio* delle prove di laboratorio dopo i sondaggi, che tenga conto dei tempi tecnici di esecuzione delle prove stesse.

È opportuno inoltre mettere in luce un aspetto tutt'altro che secondario, ovvero lo studio degli aspetti geologici e geotecnici permette che il progetto, a fronte di problematiche inizialmente non previste, possa venire modificato in corso d'opera, ciò per meglio adattarsi alle più approfondite conoscenze del sito a vantaggio dell'economicità e della sicurezza dell'opera (ad esempio, la modifica della quota di fondazione in relazione a terreni più o meno resistenti rispetto al modello geologico preliminare). La condizione necessaria è la presenza costante in cantiere del geologo preposto a dirigere e coordinare le varie fasi di indagini in sito e la possibilità di interagire con gli altri progettisti al fine di modificare il progetto delle indagini inizialmente stabilite.

Figura 2.
(da Raccomandazioni AGI, 1975).



Riassumendo, il programma delle indagini deve essere strutturato in modo tale da definire i sondaggi, i campionamenti e le prove sia qualitativamente (tipologia, modalità e tempi di esecuzione), sia quantitativamente (profondità, posizione e numero).

La corretta pianificazione ed esecuzione degli studi geognostici, seguita da un'accurata elaborazione dei dati, permetterà al geotecnico di interpretare i dati, e quindi pervenire:

- all'individuazione delle unità geotecniche, ottenute eventualmente accorpando formazioni differenti e/o differenziando la medesima unità formazionale sulla base di differenti caratteristiche geotecniche;
- all'attribuzione alle unità geotecniche riconosciute delle caratteristiche fisico-meccaniche individuate mediante le indagini in sito ed in laboratorio (parametri nominali, dati disaggregati, range di variabilità, valori medi e/o ponderati, ecc.);
- all'individuazione del regime delle pressioni interstiziali;
- alla definizione del modello geotecnico.

2.1 PROVE DI LABORATORIO

Si ritiene importante sottolineare alcuni aspetti per meglio inquadrare limiti ed importanza delle prove di laboratorio in relazione alle prove in sito: queste ultime devono essere considerate complementari e non alternative. Un esempio emblematico tra i tanti riguarda le prove penetrometriche continue che non permettono di

“vedere il terreno” del quale si registra solo una risposta ad una sollecitazione indotta. Viceversa l’utilizzo anche di sondaggi e prove geotecniche di laboratorio di taratura permette una valorizzazione delle prove in sito. In questo caso bisogna comunque considerare che normalmente le prove di laboratorio, qualora nel progetto delle indagini non venga differentemente specificato, vengono eseguite in condizioni di saturazione, mentre le prove in sito potrebbero registrare un contributo, a volte importante, dipendente dalla non saturazione dei terreni. Più in generale la prova in sito fornisce, spesso con buona accuratezza e continuità, una sorta di “istantanea” delle condizioni geostatiche. Di contro prove di laboratorio ben contestualizzate sono spesso il miglior mezzo per simulare oltre che le condizioni a breve termine, soprattutto quelle a lungo termine (tensioni efficaci). Le prove di laboratorio risultano strettamente in relazione con le indagini in sito, anche perché l’attendibilità ed il peso che le prime assumono dipende non solo dalla buona regola d’arte applicata alla fase di realizzazione dei provini e di esecuzione delle prove secondo standard di riferimento, ma anche dal “grado di disturbo” del campione. Questo aspetto inizia la sua storia in sito, in relazione al tipo di perforazione, al

campionatore adottato, alle modalità di esecuzione, ecc. (Raccomandazioni A.G.I. 1977, ASTM D 1452, ASTM D 1586, ASTM D 1587, ASTM D 2113), ma viene completato in laboratorio dove è possibile raccogliere ulteriori informazioni (zone allentate o essiccate, presenza di discontinuità di varia natura, problematiche nell’esecuzione delle prove, ecc.).

Nello specifico la progettazione delle indagini di laboratorio deve tenere in conto che i parametri geotecnici dipendono più in generale da:

1. Proprietà dipendenti dalla storia geologica
 - Caratteristiche intrinseche
 - Parametri di stato
 - Storia tensionale (variabile all’interno di uno strato)
2. Proprietà legate alle opere
 - Percorso di carico
 - Condizioni di sollecitazione
 - Livello delle deformazioni
 - Velocità di deformazione

Lo studio geotecnico come sopra definito, di cui l’indagine in laboratorio è elemento costitutivo imprescindibile, permette di definire il Modello Geotecnico specifico di ciascun sito in funzione dell’opera da realizzare.

Tabella 1.

(da Raccomandazioni AGI, 1977). (X) informazione significativa (-) informazione non significativa o non possibile da ottenere (?) informazione significativa solo in alcuni casi

TIPO DI TERRENO	Prove di laboratorio												Prove in sito								
	PROPRIETA' INDICI						PROVE MECCANICHE E IDRAULICHE						PROVE PENETROMETRICHE STATICHE		PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE			P. SCISSOMETRICHE	PROVE DI CARICO SU PIASTRA		P. PERMEABILITA'
	Q1 e Q2			Q3 e Q4			Q5														
Granulometria	Limiti di Atterberg	Peso specifico	Compattazione	Contenuto d'acqua E Satur.	Peso di volume e porosità/vuoti	Prova compressione	Resistenza non drenata	Resistenza drenata	Deformabilità	Consolidazione	Permeabilità	Resistenza alla penetrazione	Coesione non drenata	Resistenza punta/laterale	N° di colpi	Densità Relativa	Angolo di attrito	Coesione non drenata	Cedimenti	Modulo di reazione	Coef. permeabilità
GHIAIE	X	-	X	X	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	?	?	-	-	X	X	X
SABBIE	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	X	X	-
LIMI ORGANICI	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	-
ARGILLE ORGANICHE	X	X	X	?	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	-	-	X	X	X	-
ARGILLE SCAGLIOSE	?	?	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	?
ROCCHE TENERE	-	-	X	-	X	X	X	-	X	X	-	?	-	-	-	-	-	-	X	X	X
ROCCHE	-	-	X	-	-	X	X	-	X	X	-	?	-	-	-	-	-	-	X	X	X

SCAVI NON CONTRASTATI

PROBLEMATICHE	PARAMETRI GEOTECNICI	PROVE DI LABORATORIO STANDARD	NOTE
Stabilità a breve termine (A1, A2)	Cu (SLU)	Triassiale CIU ^{*1} Triassiale UU ^{*2} Prove ELL ^{*3}	Prove ELL, scissometriche di laboratorio e Torvane sono da ritenersi indicative ^{*3}
Stabilità a lungo termine ^{*4} (A1, A2)	c' (SLU) φ' (SLU)	Triassiale CID Triassiale CIU ^{*5} Taglio Diretto ^{*6}	Condizione di picco
	φ _{cv} (SLU)	Taglio diretto/ Triassiale CID ^{*7} Taglio diretto rimaneggiato al LL, Taglio diretto in modalità reverse	Condizione di rottura con dislocazione limitata
	φ _r (SLU)	Taglio anulare e "Taglio diretto in modalità reverse" ^{*8}	Condizione di rottura con dislocazione estesa su terreni coesivi
Cedimenti del terreno e delle strutture circostanti per aggotamento dell'acqua durante gli scavi (SLE)	C _c E _d C _v k	Prove edometriche Prove di permeabilità	Nel caso di terreni granulari dovrà inoltre essere analizzata la possibilità di erosione interna del terreno
Sifonamento del fondo dello scavo sotto falda (HYD)	k _v	Prove di permeabilità	Su terreni granulari è preferibile la prova in foro
Rigonfiamento del terreno (SLE)	Pressione di rigonf. Deformaz. di rigonf. Potenziale di rigonf.	Prova di ringonfiam. in edometro Prova di ringonfiam. in edometro Prova edometrica in mod. Huder-Amberg	

OPERE DI FONDAZIONE SUPERFICIALI

PROBLEMATICHE	PARAMETRI GEOTECNICI	PROVE DI LABORATORIO STANDARD	NOTE
Verifica della resistenza del complesso terreno-opera di fondazione a lungo termine (A1, A2)	c' (SLU) φ' (SLU)	Triassiale CID Triassiale CIU ^{*5} Taglio diretto ^{*6}	Il ricorso a parametri non di picco dipende dal progettista geotecnico che dovrà dare indicazioni in merito
Valutazione dei cedimenti al di sotto delle fondazioni e delle opere adiacenti in condizioni non drenate (SLE)	Eu	Triassiale UU	Cedimenti immediati
Valutazione dei cedimenti al di sotto delle fondazioni e delle opere adiacenti in condizioni drenate (SLE)	E _d C _c C _v	Prove edometriche ^{*10}	Cedimenti edometrici
	E _{Young}	C _v Triassiale CID Prove edometriche ^{*9,*10}	Cedimenti elastici
	k _v k _h	Prove di permeabilità in edometro/triassiale	
Sifonamento del fondo dello scavo sotto falda (HYD)	k _v	Prove di permeabilità	Su terreni granulari è preferibile la prova in foro

OPERE DI FONDAZIONE PROFONDE

PROBLEMATICHE	PARAMETRI GEOTECNICI	PROVE DI LABORATORIO STANDARD	NOTE
Valutazione della portata laterale (A1, A2)	Cu (SLU)	Triassiale CIU ^{*1} Triassiale UU ^{*2}	Per terreni coesivi
	c' (SLU) φ' (SLU)	Triassiale CID Triassiale CIU ^{*5} Taglio diretto ^{*6}	Per terreni granulari/coesivi
Valutazione della portata di punta (A1, A2)	Cu (SLU)	Triassiale CIU ^{*1} Triassiale UU ^{*2}	Per terreni coesivi
	c' (SLU) φ' (SLU)	Triassiale CID Triassiale CIU ^{*5} Taglio diretto ^{*6}	Per terreni granulari
Valutazione dei cedimenti al di sotto delle fondazioni (SLE)	E _d C _c C _v	Prove edometriche ^{*9}	Cedimenti edometrici
	E _{Young} ν C _v	Triassiale CID Prove edometriche ^{*9}	Cedimenti elastici
	k _v k _h	Prove di permeabilità in edometro/triassiale	

OPERE DI SOSTEGNO

PROBLEMATICHE	PARAMETRI GEOTECNICI	PROVE DI LABORATORIO STANDARD	NOTE
Stabilità a breve termine delle opere di sostegno (A1, A2)	Cu (SLU) Eu (SLE)	Triassiale CIU ^{*1} Triassiale UU ^{*2}	
Stabilità a lungo termine delle opere di sostegno (A1, A2)	c' (SLU) φ' (SLU)	Triassiale CID Triassiale CIU ^{*10} Taglio diretto ^{*5}	Condizione di picco
	φ _{cv} (SLU)	Taglio diretto Triassiale CID ^{*6} Taglio diretto rimaneggiato al LL Taglio diretto in modalità reverse	Condizione di rottura con dislocazione limitata
	E _{young} (SLE) ν (SLE)	Triassiale CID	
Valutazione allo scorrimento (A1, A2)	φ' (SLU) φ _{cv} (SLU)	Taglio diretto Triassiale CIU ^{*5} Triassiale CD	c' = 0 (in sicurezza)
	Cu (SLU)	Triassiale CIU Triassiale UU	L'adesione è funzione di Cu
Valutazione della capacità portante della fondazione profonda dell'opera di sostegno (A1, A2)			(Cfr. casi applicativi precedenti: fondazione superficiale o
Sifonamento del fondo dello scavo sotto falda (HYD)	k _v	Prove di permeabilità	Su terreni granulari è preferibile la prova in foro

PENDII IN TERRA

PROBLEMATICHE	PARAMETRI GEOTECNICI	PROVE DI LABORATORIO STANDARD	NOTE
Analisi di stabilità (GEO; EQU)	c' (SLU) φ' (SLU)	Triassiale CID Triassiale CIU ^{*10} Taglio diretto ^{*5}	Condizioni di picco
	φ _{cv} (SLU)	Taglio diretto rimaneggiato al LL Taglio diretto in modalità reverse	Condizione di rottura con dislocazione limitata
	φ _r (SLU)	Taglio anulare	Condizione di rottura con dislocazione estesa su terreni coesivi

NOTE

- 1 La prova, che viene condotta con la misura delle pressioni interstiziali, può essere utilizzata per la valutazione della resistenza non drenata mediante il valore a rottura di un provino che venga sottoposto ad una pressione di cella radiale pari alla pressione efficace media che tiene conto della distribuzione delle pressioni litostatiche non sferiche ma dipendenti dal coefficiente di spinta a riposo. La fase di consolidazione permette di recuperare l'effetto del disturbo e detensionamento del terreno ma si ritiene che una riduzione superiore al 2-4 % del volume iniziale sia da considerarsi un limite massimo oltre il quale l'eccessiva espulsione di acqua produce un incremento di resistenza eccessivo. L'utilizzo della pressione litostatica, secondo alcuni autori, induce un ingiustificato aumento di resistenza superiore al 10 %.
- 2 L'utilizzo di tale prova risulta in generale più idoneo, rispetto alla prova Triassiale CIU, a fronte di un terreno prelevato mediante campionamento di qualità elevata: in tale condizione potrebbe non essere opportuno ed utile ricorrere alla fase di consolidazione per riequilibrare lo stato tensionale.
- 3 Tali prove devono essere usate con molta cautela in quanto i dati potrebbero non essere accettati in fase di progettazione e/o contraddittorio. Le prove ELL trovano applicazione solo nei casi in cui è evidente l'impossibilità di realizzare provini triassiali, oppure per la presenza di discontinuità importanti che non verrebbero rappresentate in provini di dimensioni inferiori. Si deve considerare che la resistenza avviene senza un'azione di contrasto laterale che invece, salvo i casi di scavi non contrastati, spesso è presente in sito. Inoltre va considerato come, pur essendo di utilizzo frequente, e spesso anche utile, la prova eseguita con il Torvane non è comunque normata.
- 4 In relazione all'entità di deformazione prevista in fase di rottura del terreno possono valere le condizioni di picco, post picco (o ultimo) e di resistenza residua o singolarmente, ovvero possono coesistere qualora il fronte possa giungere a condizioni di rottura progressiva. L'utilizzo di quale parametro investigare deve essere indicato dal progettista geotecnico in quanto la tipologia di prova e/o le modalità di esecuzione possono essere differenti. Le prove in triassiale non sono idonee, anche se possibili in condizioni particolari e con accessori specifici, per ottenere misure di resistenza residua.
- 5 Da eseguirsi sempre con misura delle pressioni neutre.
- 6 La scelta tecnica del tipo di prova deve considerare che le due prove presentano differenti simmetrie di applicazione del carico e di sviluppo della superficie di taglio: la prova di taglio diretto presuppone di definire la superficie di taglio, a metà del provino, e ciò costituisce un vantaggio qualora si voglia meglio studiare la resistenza lungo piani specifici, ma viceversa, qualora in sito l'applicazione del carico svilupperà la rottura lungo curve di minor resistenza, la prova triassiale risulta più utile, soprattutto se questa viene eseguita su provini di grosso diametro (es. 100 mm).
- 7 Il ricorso con successo a tali prove deriva dal permettere una deformazione tale da indagare effettivamente il decorso sforzo/deformazione nel campo in cui risultano non significative le variazioni di volume.
- 8 L'utilizzo della prova di taglio diretto eseguita in modalità "reverse" presuppone tempi lunghi. Inoltre, data la modalità di applicazione dello sforzo, cioè alternando il verso di scorrimento ma senza realizzare effettivamente uno scorrimento lungo nel medesimo verso, non è sempre raggiunta l'isorientazione delle particelle argillose e perciò in genere si preferisce la prova ring shear che non presenta tali svantaggi. Quest'ultima prova ha senso in generale per terreni con frazione argillosa maggiore del 20 % circa. Si tenga comunque presente che tale prova eseguita su terreno ricostituito non permette la definizione dei parametri di picco.
- 9 L'utilizzo di prove di compressibilità edometrica è in questo caso indiretto, e quindi sconsigliato a meno che altre limitazioni maggiori di tipo pratico non insorgano nella realizzazione delle prove triassiali, in quanto dal modulo edometrico, passando attraverso il coefficiente di Poisson, si può ricavare il modulo di Young.
- 10 In genere è meglio eseguire le prove edometriche con un doppio ciclo di carico/scarico al fine di ridurre gli effetti del disturbo soprattutto su terreni sovraconsolidati.

Si espongono schematicamente, in riferimento ad alcune opere geotecniche più comuni, alcuni dei problemi da affrontare ed i relativi parametri necessari per la progettazione su terre in campo statico e/o dinamico, ed in prima ipotesi utilizzando un meccanismo di rottura tipo Mohr - Coulomb.

Si sottolinea che tale prospetto deve ritenersi indicativo, non rigido e comunque dipendente dal modello geotecnico di comportamento del terreno specifico, che quindi dovrà essere individuato caso per caso dal progettista geotecnico.

2.1.1 Prove sulle terre

Lo studio sperimentale di laboratorio prevede l'applicazione di valori delle pressioni nel range della variazione di tensione (carico e/o scarico) a cui il sistema opera/terreno sarà soggetto in condizioni ante operam, nelle varie fasi di realizzazione ed in condizioni di esercizio: tale informazione, unitamente alla stratigrafia ed all'eventuale livello di falda è auspicabile che venga comunicata al laboratorio geotecnico al fine di permettere una più corretta impostazione delle condizioni di prova. Per la progettazione di tutti i tipi di problematiche sopra esposte, per una corretta interpretazione della natura del terreno e delle prove stesse, è sempre necessaria una caratterizzazione fisica, volumetrica e granulometrica del terreno mediante almeno l'esecuzione delle seguenti prove:

- determinazione del contenuto in acqua
- determinazione delle masse volumiche
- determinazione dei limiti di Atterberg
- analisi granulometrica.

2.1.2 Prove di geotecnica stradale

PROBLEMATICHE	PARAMETRI GEOTECNICI	PROVE DI LABORATORIO PIU' COMUNI	NOTE
Caratterizzazione dei materiali	W γ G _s Granulometria W _L - IP ES S.O.	Det. contenuto in acqua Det. densità naturale Det. massa volumica granuli solidi Analisi granulometrica Limiti di Atterberg Equivalente in sabbia Det. contenuto in sost. organiche	
Addensamento o compattazione	γ _{dmax} W _{ott}	Prova di compattazione AASHTO (Proctor) Standard e/o Modificata	
Portanza Resistenza	M _d , M _{d'} Indice CBR	Prova di carico su piastra Prova CBR con o senza saturazione del provino	
Stabilizzazione a calce)	W γ G _s Granulometria W _L - IP S.O. CIC γ _{dmax} W _{ott} CBR - IPI ELL	Contenuto in acqua Densità naturale Peso specifico dei granuli Analisi granulometrica Limiti di Atterberg Contenuto in sostanze organiche Consumo Iniziale di Calce (CIC) Prova di compattazione AASHTO (Proctor) Standard o Modificata # Indice CBR con o senza saturazione del provino Indice di Portanza Immediata # Prova di compressione semplice #	Prove da eseguirsi sul terreno stabilizzato con diverse quantità di calce. Le prove meccaniche possono essere eseguite anche a differenti umidità

2.1.3 Prove dinamiche e cicliche

Le proprietà dinamiche dei terreni possono venir indagate e misurate sia mediante prove in sito sia di laboratorio. Mentre le prove in sito (di superficie od in foro) consentono di valutare le caratteristiche di rigidità solo a piccoli livelli deformativi, le prove dinamiche e cicliche di laboratorio offrono il vantaggio di misurare le proprietà dinamiche dei terreni sia a livelli deformativi bassi e medi (Bender Elements BE, Colonna risonante RC, Taglio Torsionale Ciclico TTC), sia a livelli deformativi elevati (Triassiale Ciclico TXC, Taglio Semplice Ciclico TC, ecc.).

Le prove dinamiche vengono generalmente utilizzate per risolvere i problemi nei quali i carichi vengono esercitati in tempi talmente brevi (es. sisma) da non poter trascurare le forze di inerzia.

Le prove cicliche vengono invece in genere utilizzate nei problemi in cui i carichi vengono applicati in tempi tali che consentano di poter trascurare le forze di inerzia.

Sia i carichi statici sia i carichi dinamici possono rientrare tra i carichi ciclici.

2.1.4 Prove su rocce

Le prove di laboratorio su rocce generalmente, salvo rare eccezioni (prove di taglio su giunto), vengono eseguite su campioni di roccia intatta. Per stabilire la tipologia delle prove da eseguire e per riferire i parametri da esse ottenuti all'ammasso è necessario conoscere le caratteristiche dell'ammasso stesso attraverso un dettagliato rilievo geomeccanico ed un'accurata descrizione delle discontinuità e dei giunti (RQD, JRC, GSI, ecc.).

Il principale parametro di ingresso in tutti i sistemi di classificazione dell'ammasso è la resistenza a rottura σ_c .

LE PROVE DINAMICHE E CICLICHE PIÙ COMUNI

TIPO DI PROVA	PARAMETRI RICAVABILI	CAMPI APPLICATIVI PRINCIPALI	NOTE
Bender Elements (BE)	$V_s - G_0$ (a livelli deformativi medio bassi)	Nel caso di studi di Microzonazione Sismica	È necessario conoscere la densità ρ del terreno ($G_0 = \rho v_s$)
Colonna Risonante (RC)	$V_s - G_0 - \gamma - D$ (a livelli deformativi medio bassi)	Viene utilizzata per lo studio di tutti i problemi di deformazione del terreno e di propagazione delle onde (problemi connessi a vibrazioni da traffico, fondazioni di macchine industriali, terremoti). Si indagano livelli deformativi compresi tra 10^{-4} e 1%	
Taglio Torsionale Ciclico (TTC)	$V_s - G_0 - \gamma - D$ (a livelli deformativi medio bassi)	Viene utilizzata per lo studio di tutti i problemi di deformazione del terreno e di propagazione delle onde (problemi connessi a vibrazioni da traffico, fondazioni di macchine industriali, terremoti). Si indagano livelli deformativi compresi tra 10^{-4} e 1%	
Triassiale Ciclico (TXC)	$E - G - D - u$ (ad alti livelli deformativi ed in funzione della deformazione γ e del numero di cicli N)	In conformazione Load Controlled Test viene principalmente utilizzata nello studio di problemi di liquefazione su terreni granulari saturi. È possibile determinare la resistenza ultima del terreno dopo un predeterminato numero di cicli. In conformazione Property Test viene utilizzata per valutare l'influenza del livello di deformazione sui moduli dinamici, sullo smorzamento e sulla resistenza al taglio di terreni coesivi. Si indagano livelli deformativi compresi tra 10^{-2} e $>1\%$	
Taglio Semplice Ciclico (TC)	$G - D - u$ (ad alti livelli deformativi ed in funzione della deformazione γ e del numero di cicli N)	Utilizzato nei problemi di liquefazione consente la misura della resistenza ultima del terreno in condizioni dinamiche (τ_{din}) e cicliche (τ_{cicl}). Si indagano livelli deformativi compresi tra $>10^{-2}$ e $>1\%$	

LE PRINCIPALI PROVE DI LABORATORIO SU ROCCIA

PROBLEMATICHE	PARAMETRI GEOTECNICI	PROVE DI LABORATORIO PIÙ COMUNI	NOTE
Caratterizzazione dell'ammasso	σ_c E_f γ V_p	RCM (resistenza di compressione monoassiale) - PLT (Point Load Test)* RT (Resistenza a trazione)* Densità naturale Velocità delle onde elastiche	*Tramite correlazioni empiriche
Verifiche di stabilità di pendii in roccia	Caratterizzato da singole discontinuità	Prova di taglio su giunto ** Prova triassiale strumentata **	**A seconda del numero e del tipo di discontinuità e/o giunti presenti
	A livello di ammasso equivalente	$C_{equiv} - \Phi_{equiv}$	Prova triassiale strumentata ** È necessario il GSI
Fondazioni su roccia	c E *** v $c - t$	RCM RCM strumentata Prova triassiale strumentata Prova di trazione indiretta (Brasiliana)	*** Non trascurabili sono in alcuni casi i problemi connessi con la compressibilità della roccia
Gallerie	σ_c E *** v $c - \varphi$ σ_t	RCM RCM strumentata Prova triassiale strumentata Prova di trazione indiretta (Brasiliana)	
Caratterizzazione delle rocce per scavo meccanizzato	DRI (Drilling Rate index)	Britlenesst Test (S20) Sievvers J-value test (SJ) Cerchar Test (CAI)	

NOTE

Per prove strumentate (RCM e Triassiali) si intendono le prove eseguite su provini cilindrici su cui sono stati applicati particolari strumenti (strain gauges) per il rilievo in continuo delle deformazioni assiali e/o diametrali. Si sottolinea che per ognuna delle problematiche sopra esposte,

preliminarmente all'esecuzione delle prove di laboratorio, è assolutamente necessario conoscere in maniera approfondita le caratteristiche dell'ammasso roccioso che dipendono in modo fondamentale dalla presenza di discontinuità, dalla loro frequenza e dalle loro caratteristiche.

2.2 CONSIDERAZIONI SINTETICHE

L'approccio dettato dalle Nuove Norme Tecniche merita un accurato approfondimento perché nella progettazione geotecnica i problemi ed i possibili rischi professionali a cui si va incontro sono spesso maggiori rispetto al passato. A prescindere da qualsiasi disposizione o normativa, la

strada da perseguire si basa su un'ampia sinergia tra le figure progettuali coinvolte ed il laboratorio geotecnico:

- il **progettista delle strutture** ha il compito di definire le geometrie ed i carichi dell'opera, ed in particolare detta l'andamento delle tensioni applicate dall'opera non solo in condizioni post operam ma anche durante le varie fasi realizzative.

- il **geologo** ha la funzione di programmare, coordinare ed eseguire l'indagine in modo da definire il Modello Geologico in funzione della specifica opera da realizzare; ha inoltre il compito di dirigere la campagna di indagini geognostiche in sito, sempre in accordo con le altre figure coinvolte nel progetto;
- il **geotecnico** ha il compito di definire le modifiche tensionali indotte dall'opera sul terreno rispetto alla situazione preesistente, anche in relazione alle fasi esecutive (breve termine, lungo termine). Il geotecnico, di concerto con il geologo ed il progettista delle strutture, dovrà programmare la campagna di indagini finalizzate alla definizione del Modello Geotecnico;
- il **laboratorio geotecnico** è la struttura che emette i certificati ufficiali relativi a prove geotecniche su terreni e rocce. Il laboratorio inoltre deve fornire tutte le indicazioni che possono concorrere alla valutazione del grado di disturbo dei campioni analizzati, in modo che il progettista possa assegnare un differente peso ai parametri ottenuti.

3. INTRODUZIONE AL CERTIFICATO GEOTECNICO

Le nuove Norme Tecniche hanno evidenziato come sia necessaria, all'interno dei diversi approcci di calcolo previsti, una parametrizzazione geotecnica che tenga conto di analisi statistiche dei dati.

Nella maggior parte dei casi il modello geotecnico del terreno è ricavato con pochissimi parametri, spesso ottenuti solamente tramite indagini indirette.

Assume, pertanto, particolare importanza la valutazione della qualità dei parametri geotecnici ottenuti, come peraltro anche la loro corretta interpretazione.

Si sentiva inoltre la necessità di una guida alla lettura ed alla comprensione di tutti i dati del certificato geotecnico di laboratorio, così come una verifica della congruenza delle informazioni in esso contenute.

Prima di entrare nel dettaglio del certificato di laboratorio, è importante ribadire alcuni concetti basilari di meccanica delle terre per un corretto utilizzo del parametro geotecnico:

- un terreno composto da particelle granulari fini, possiede una superficie dei granuli molto maggiore rispetto ad un terreno composto da particelle grossolane;
- le caratteristiche geotecniche dei materiali a grana fine dipendono principalmente dalla composizione mineralogica del terreno;
- i terreni a grana fine hanno generalmente minore capacità portante e le loro caratteristiche meccaniche e di variazione volumetrica sono notevolmente influenzate da cambiamenti di contenuto d'acqua;
- i terreni grossolani hanno maggiore capacità portante e buone caratteristiche di drenaggio, inoltre la resi-

stenza e la variazione di volume del terreno non sono influenzate significativamente dal cambiamento in contenuto di acqua.

Sono inseriti esempi pratici nel campo della meccanica delle terre, dove è fondamentale il contributo del laboratorio geotecnico per la caratterizzazione dei materiali. Il corretto inquadramento dei terreni interessati direttamente (piani di imposta delle fondazioni, scavi, ecc.) o indirettamente (volume significativo) da un'opera ha un enorme impatto per la definizione ed ottimizzazione dei costi di progettazione e realizzazione dell'opera.

3.1 DESCRIZIONE DEL CAMPIONE

La descrizione del campione permette immediatamente di fare valutazioni riguardo il comportamento meccanico del materiale; questa si compone di:

- descrizione visiva;
- prima valutazione del grado di disturbo;
- dimensione del campione;
- composizione granulometrica;
- colore;
- consistenza ed addensamento;
- struttura;
- plasticità;
- sostanze organiche.

3.1.1 Descrizione visiva

La descrizione visiva del campione rappresenta il primo approccio con il terreno in analisi, una sorta di *imprinting* che viene trasmesso al progettista.

In questa sezione del certificato, si ricavano informazioni riguardo l'aspetto del terreno, la presenza di evidenti elementi di disturbo e di componenti estranei (ad esempio di origine antropica) del materiale in analisi.

Queste informazioni, sebbene relative ad un campione di dimensioni limitate, possono fornire un'indicazione di massima sull'ambiente di formazione del deposito e la natura dei terreni.

Sarebbe molto utile avere una fotografia sufficientemente grande della carota appena estrusa, e che riporti le scale graduate di lunghezza (un metro con divisione millimetrica) e colorimetriche (ad esempio la Kodak Color Separation Guide and Gray Scale) (Foto 1).

3.1.2 Grado di disturbo

Ciò che rende utilizzabile un dato geotecnico di laboratorio è innanzitutto la valutazione del grado di disturbo del campione che ne determina la qualità.

Foto 1.

Foto 1 - Kodak Color Separation Guide and Gray Scale.



Le indicazioni dell'A.G.I. del 1977 relative alle prove in sito indicano come strumento di base per ottenere un campione indisturbato l'utilizzo di fustelle a pareti sottili di ampio diametro.

Le normali fustelle di lunghezza di 700 mm e diametro interno di 89 mm infisse a pressione con la sola spinta del macchinario di perforazione, sono in grado di ottenere campioni di classe Q5 solo in casi limitati, mentre normalmente sono ottenibili campioni al massimo di classe Q4.

La conservazione dei campioni gioca un ruolo molto importante per la valutazione del grado di disturbo del campione di laboratorio. Anche i tempi, le modalità di conservazione e di trasporto verso il laboratorio sono elementi che meritano una valutazione attenta, in quanto possono influire sul grado di disturbo del materiale campionato.

In particolare, il mantenimento in laboratorio delle condizioni di umidità e di temperatura controllate del terreno sono condizioni da conoscere, così come l'intervallo di tempo intercorso tra l'arrivo del campione e l'inizio delle

TABELLA 2.

– Dimensione della fustella normalmente utilizzata per il prelievo di campioni indisturbati.

Descrizione	Dimensioni campione (mm)
Fustella	700 x 85 (Lunghezza x Diametro)

TABELLA 3.

Dimensioni dei provini da sottoporre a prove di laboratorio.

Descrizione della prova	Dimensione dei provini (mm)	Numero di provini per tipo di prova	Lunghezza del materiale necessario per la prova (mm)
Taglio diretto	60 x 60 x 20 (L x L x H)	3	100
Prove triassiali	38 x 76 (Diametro x H)	3	260
Edometrica	50 x 20 (Diametro x H)	1	40
Prove fisiche	almeno 20 mm	1	20
Limiti di Atterberg	almeno 20 mm	1	20
Granulometria	almeno 20 mm	1	20

Nota - Per la granulometria, è stato qui considerato un terreno a grana fine avente al massimo il 5% di sabbia fine. La lunghezza indicata corrisponde molto indicativamente ad un peso di circa 300 g. Va comunque considerato che la quantità di materiale necessaria aumenta all'aumentare della dimensione del granulo massimo.

lavorazioni. Queste informazioni non determinano il quadro completo per la valutazione di disturbo del campione, che risulta condizionato anche dall'andamento della perforazione, dalle pressioni di spinta e dalle condizioni al contorno della perforazione (informazioni non riportate nel certificato di laboratorio geotecnico).

3.1.3 Dimensioni del campione

La quantità di materiale utilizzato dalle analisi di laboratorio è funzione delle prove richieste e, pertanto, la conoscenza delle dimensioni del campione consegnato al laboratorio fornisce una indicazione sulle analisi che verranno certificate. Il prelievo di campioni di lunghezza limitata, può determinare l'impossibilità, oppure rendere molto difficoltosa, l'esecuzione delle prove richieste. Lo stesso discorso vale per campioni con diametri ridotti.

Ad esempio, un campione prelevato con una fustella di lunghezza di 700 mm e diametro interno di 89 mm, una volta estruso fornisce di solito una carota con diametro di 85 mm. In questo caso confezionare provini prismatici con base quadrata 60x60 mm, come quelli utilizzati per una prova di Taglio Diretto, risulta quantomeno complesso, in quanto si rischia di "sbordare". Se la medesima carota risultasse con lunghezza di 220 mm, non sarebbe possibile confezionare i 3 provini necessari all'esecuzione di una prova triassiale in condizioni Consolidate Drenate (CD). Infatti i provini standard per questa prova hanno diametro di 38 mm, ed altezza doppia rispetto al diametro, ovvero 76 mm. Tale altezza, moltiplicata per 3 provini, richiede che la carota debba avere un'altezza di almeno 228 mm, alla quale vanno aggiunti alcuni centimetri per permettere un perfetto confezionamento, oltre un certo margine da eliminare (zone più disturbate) in corrispondenza della testa e dei piedi della carota stessa (Tabella 2 e Tabella 3).

Nella seguente Figura 3, in A è rappresentata la sezione di una carota (in grigio scuro) con diametro 85 mm riferita ad una fustella (in grigio chiaro) per il confezionamento di un provino del Taglio Diretto; in B la stessa carota, di lunghezza 220 mm è raffrontata a 3 provini (in grigio chiaro) per una prova triassiale (es.: TxCD). Le Figure 3A e 3B sono in scala. Nell'ipotesi di eseguire prove per caratterizzare completamente un materiale dal punto di vista fisico, di consistenza (Limiti), granulometrico e di compressibilità edometrica, è perciò necessario avere una carota ottenuta da campione di lunghezza pari ad almeno 160 mm, considerando lo sfrido.

3.1.4 Composizione granulometrica

La composizione granulometrica deve essere riportata sempre secondo criteri classificativi noti. In Italia esistono quelli definiti dall'A.G.I. (A.G.I., 1977), estremamente efficaci nella loro semplicità, per i quali il terreno è descritto partendo dalla frazione più abbondante sino a quella meno presente.

3.1.5 Colore

Poiché la percezione del colore è soggettiva, è sempre necessario riportare nella descrizione la valutazione del colore secondo i codici della scala di "Munsell soil color charts": questo è un sistema studiato specificamente per i terreni, e nasce per la classificazione del colore di intonaci, del suolo, di oggetti archeologici e quant'altro, costituito da tabelle multiple di confronto per sovrapposizione con il colore originale, inventato nel primo decennio del secolo scorso da Albert Munsell (Foto 2). Il colore del terreno può rivelare l'ambiente di sedimentazione ove il campione è stato prelevato.

Foto 2.
Munsell Soil Color Chart.

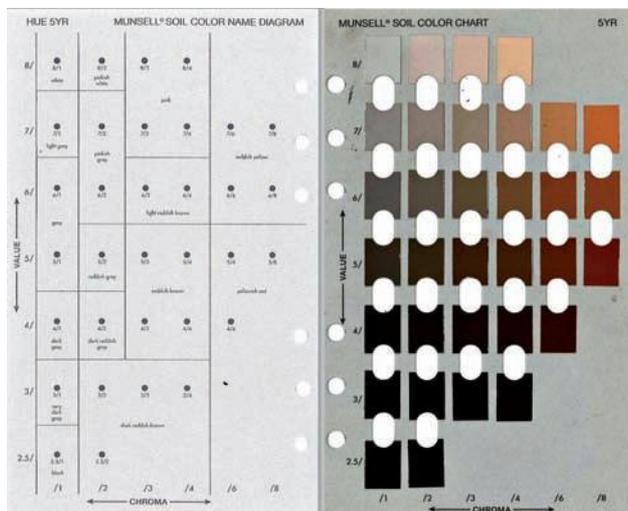
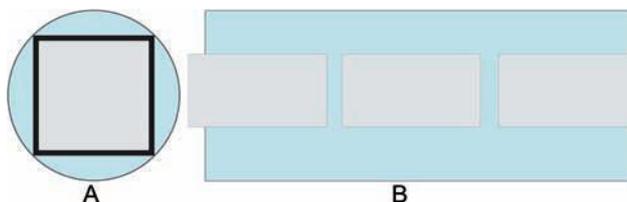


Figura 3.

In A è rappresentata la sezione di una carota (in azzurro) con diametro 85 mm riferita ad una fustella (in grigio) per il confezionamento di un provino del Taglio Diretto; in B la stessa carota, di lunghezza 220 mm è raffrontata a 3 provini (in grigio) per una prova triassiale (es.: TxCD).



3.1.6 Consistenza ed addensamento

Per una prima classificazione del materiale sono utilizzabili misure speditive di resistenza, eseguite con penetrometro (pocket penetrometer) e con scissometro (vane test). Da notare che queste misure sono sempre indicative, in ragione del fatto che questi strumenti spesso non hanno un certificato di taratura.

È buona norma eseguire misurazioni con tali strumenti solo su materiali a comportamento coesivo, in modo da correlarle tra loro ed inserirle in un sistema di classificazione che descrive la consistenza dei materiali coesivi in funzione della resistenza all'infissione del pocket penetrometer.

Il sistema di classificazione dovrebbe essere univoco a tutti i certificati. Normalmente si fa riferimento a quello più semplice basato sulle indicazioni di Terzaghi, modificato rispetto agli aggettivi corrispondenti le classi di terreno, come indicato in Tabella 4. Nel caso di terreni coesivi, non deve essere tralasciata la classificazione della consistenza sulla base dei valori del pocket penetrometer sopra indicati; da ricordare che il grado di addensamento (se indicato) dovrà essere giustificato sulla base di una prova specifica.

La presenza sui certificati di misure speditive di resistenza tramite pocket penetrometer e scissometro è legata innanzitutto al tipo di comportamento del terreno e, conoscendo ubicazione e modalità di tali misure, è possibile fare ipotesi sull'omogeneità e sul disturbo del materiale.

Il pocket penetrometer fornisce anche una valutazione qualitativa sullo stato di normalconsolidazione o sovraconsolidazione del materiale, in quanto per valori molto elevati in un materiale argilloso prelevato a bassissima profondità, si possono ipotizzare stati tensionali del terreno maggiori di quelli attuali.

TABELLA 4.

Classificazione del terreno sulla base delle resistenze misurate con pocket penetrometer.

Pocket Penetrometer (kg/cm ²)	Consistenza
< 0.25	Molto molle
0.25 – 0.50	Molle
0.50 – 1.00	Plastico
1.00 – 2.00	Consistente
2.00 – 4.00	Molto consistente
> 4.00	Duro

TABELLA 5.

Plasticità di un terreno con la misura dell'Indice plastico in relazione alla presenza di minerali argillosi.

Minerale argilloso nel terreno	IP (%)
Caolinite	10-25
Illite	50-70
Montmorillonite	200-660

3.1.7 Struttura

Il termine "struttura" è abbastanza inadeguato per una terra, che piuttosto dovrebbe essere utilizzato per le rocce (igneo e metamorfiche in particolare) insieme al termine "tessitura".

Tale descrizione è solamente macroscopica, un materiale che appare omogeneo potrà dare differenti risultanze dalle prove rispetto ad un terreno che appare caotico o che presenti lenti o livelli a differente granulometria.

La struttura deve dare un'idea il più possibile chiara di "come è fatto" il terreno in esame.

3.1.8 Plasticità

La plasticità di una terra è determinata dal suo contenuto in acqua e dalla composizione mineralogica.

Indicazioni qualitative sul grado di plasticità, possono essere ricavate dal grado di consistenza, ottenibile tramite l'esecuzione dei limiti di Atterberg, con particolare riferimento al limite liquido ed al limite plastico. Ulteriore approfondimento sulla composizione mineralogica può essere ottenuto solamente con analisi specifiche, che esulano dalle prove della geotecnica classica (diffrattometrie, sezioni sottili al microscopio, ecc.).

In considerazione del fatto che le determinazioni dei limiti vengono eseguite su materiale rimaneggiato, si osserva che la capacità che possiede un materiale di adsorbire l'acqua è legata solamente alle proprietà dei

suoi costituenti chimici, ovvero dei minerali che lo compongono. Questa capacità definisce l'**attività colloidale** di un materiale, cioè la predisposizione di quest'ultimo di adsorbire l'acqua (vedi oltre).

Elevatissimi valori di plasticità, definita dall'indice plastico IP, confrontati anche con il colore del campione di terreno nelle variazioni del grigio, ci portano a considerare un contributo mineralogico tipico delle montmorilloniti sodiche e quindi ambienti di deposizione riducenti, riconducibili ad ambienti deposizionali di bacino profondo (Tabella 5).

Relazioni differenti legano inoltre l'indice plastico a diversi parametri del terreno: lo troviamo correlato alla compressibilità, ma anche all'angolo di attrito residuo drenato del materiale, al suo potenziale rigonfiamento, alla coesione drenata, al coefficiente di permeabilità, solo per fare alcuni esempi. La letteratura geotecnica è in tal senso ricchissima, con l'accortezza di verificare con attenzione l'applicabilità delle relazioni che si vogliono utilizzare, relazionandole con il proprio caso reale in esame.

Ritrovare quindi, nella descrizione del campione una valutazione sia dell'indice plastico sia dell'attività è estremamente utile (vedi oltre Tabella 8 e Tabella 11).

Se a tali informazioni si aggiunge l'indicazione della presenza o meno di carbonati, si ottiene un quadro generale più esauriente sulla composizione e genesi del terreno: la **reattività all'acido cloridrico** (HCl) risulta per il laboratorio una prova assai speditiva e semplice da eseguire.

3.1.9 Sostanze organiche

La composizione chimica del terreno si completa con una notazione sulla presenza o meno di sostanza organica. Quest'ultima è in effetti una specie di "chimera" geotecnica, in quanto con questo termine si indica una serie di sostanze (es. torba, particelle organiche, fluidi organici, ecc.) che non solo si percepiscono diversamente (per via visiva od olfattiva), ma che interferiscono in modo assai diverso sia sulle caratteristiche geotecniche (ad esempio sulla resistenza) sia sui manufatti che interesseranno quel terreno (ad esempio sui processi di carbonatazione del cemento).

È da sottolineare come colori grigio scuro normalmente sono indicatori della presenza di sostanza organica, ma non è raro che anche terreni con tonalità chiare (beige, avana) possiedano sostanziali percentuali organiche.

A conclusione della descrizione del campione, andranno segnalate eventuali particolarità come, ad esempio, la presenza di fossili, di elementi vegetali, di singoli grossi clasti, di manufatti recenti o meno, di elementi vulcanici (scorie, pomici, ecc.) e di minerali visibili.

3.1.10 Considerazioni finali sulla descrizione

In conclusione, le caratteristiche minime che definiscono la descrizione del campione di laboratorio geotecnico e rendono possibile la valutazione sull'affidabilità delle prove eseguite, sono riportate in Tabella 6.

3.2 PROVE FISICHE

Le prove denominate "prove fisiche" comprendono:

- la determinazione del contenuto naturale d'acqua;
- la determinazione del peso di volume naturale;
- la determinazione del peso di volume dei grani;
- la determinazione dei limiti di consistenza (o di Atterberg);

la determinazione della composizione granulometrica (analisi granulometrica per setacciatura ed areometria). Poiché nelle sue linee generali è noto il comportamento di un determinato tipo di terreno (ad esempio: un'argilla presenterà alti valori del Limite Liquido), confrontare tra loro i risultati delle prove fisiche è un ottimo criterio per valutarne la bontà (una sabbia con ghiaia che presenti alti valori del Limite Liquido non è credibile).

Ciò deriva dal fatto che il campione di terreno si comporta come un elemento complesso a sé stante, ma con peculiarità da considerare integrate nel contesto geolo-

gico generale di prelievo, e la parametrizzazione restituita dovrà risultare congruente con il sito in studio; in alcuni casi ciò risulta estremamente complesso (ad esempio: materiali fortemente sovra consolidati per tettonizzazione).

La prima cosa da ricercare sul certificato sono i riferimenti normativi, che definiscono le modalità con le quali la prova è stata eseguita, le date di inizio e termine della prova, la data di emissione del certificato e le firme del tecnico sperimentatore e del direttore del laboratorio.

Per definizione, le **proprietà fisiche** sono le caratteristiche dei terreni riferibili a grandezze fisiche (come il peso, il volume e le dimensioni) e geometriche dei grani.

I **parametri di stato** invece sono quelle grandezze che descrivono lo stato "naturale" del terreno, e dipendono dallo stato tensionale e deformazionale (presente e passato): il peso di volume, il grado di saturazione e, per i materiali a grana fine, la compressibilità sono alcuni esempi di parametri di stato.

Sono **parametri indice** tutti quei parametri che caratterizzano il terreno indipendentemente dallo stato in cui si trova in sito; in tal senso la porosità è un parametro di stato in quanto dipende dallo stato tensionale, mentre il peso di volume dei grani è un parametro indice, in quanto non dipende da nessuna peculiarità caratteristica riscontrabile in sito.

TABELLA 6.

Caratteristiche per la descrizione del campione.

Disturbo del campione	Da indicazione della società di perforazione: valutazione del progettista sulla base dei dati indicati
Dimensioni del campione prelevato	Utile per valutazioni sul numero di prove eseguite e quindi la qualità del certificato
Conservazione del campione	Date di arrivo e di estrusione, modalità di conservazione, dimensioni del contenitore e della carota
Misure speditive di resistenza	Misure indicative, pocket penetrometer e vane test
Schema geometrico e tipologia delle prove eseguite sulla carota	Tipologia di analisi eseguite e la loro localizzazione lungo la verticale della carota
Composizione granulometrica	Frazioni granulometriche principali e secondarie costituenti il terreno
Colore	Colore principale e sua variabilità (colore secondario), con eventuali varie tonalità
Consistenza e addensamento	Classificazione della consistenza in base a pocket penetrometer, per l'addensamento solo su prova specifica
Struttura	Descrizione macroscopica: influenza i parametri ottenuti dalle prove
Plasticità	Indicazione sulla composizione mineralogica e diretta influenza sulla resistenza meccanica del materiale
Sostanze organiche	Descrizione macroscopica

3.2.1 Contenuto naturale d'acqua

Il contenuto d'acqua naturale è di norma indicato nei certificati con il simbolo "W" o "Wn".

Questa prova definisce il contenuto medio d'acqua del campione in analisi (espresso come valore percentuale di peso) e, nel caso in cui il campione fosse indisturbato, può essere adottato dal progettista come caratteristico del terreno in sito.

Tale estrapolazione non è certamente possibile nel caso di terreni a parziale disturbo o rimaneggiati e, comunque, anche in campioni indisturbati conservati male (ad esempio conservati in posizione verticale e/o privi della sigillatura isolante della paraffina), soprattutto se prevalentemente sabbiosi.

Pertanto, pensare che la prova fornisca il contenuto d'acqua proprio del terreno (cioè quello "naturale") non è corretto, infatti, con il termine "naturale" si intende il contenuto d'acqua medio del campione, in modo da distinguerlo da altri contenuti d'acqua che sono normalmente misurati.

Anche per questa ragione, il certificato dovrebbe indicare il punto sulla carota in cui è stata effettuata la prova.

Nella maggior parte dei casi, la determinazione del contenuto d'acqua medio del campione viene eseguita con tre misure su punti diversi della carota: da una serie di pesate del materiale umido e secco, è ricavabile la percentuale d'acqua per ognuna delle misure, per poi mediare i tre valori calcolati.

Foto 3.

Bilancia di precisione per pesate di laboratorio geotecnico.



Quello che viene ottenuto sono valori percentuali di peso, da indicare nel certificato con approssimazione alla prima cifra decimale (questo vale per la stragrande maggioranza dei contenuti d'acqua).

Il dato può essere ben descritto dalla deviazione standard dei valori ottenuti o da altro indice statistico riportato nel certificato. Qualsiasi analisi statistica, per completezza, dovrebbe anche riportare note esplicative dell'analisi eseguita.

A compendio delle misure è possibile richiedere ai laboratori il certificato di taratura della bilancia (emesso da centro Accredia o autorizzato) ed i certificati di verifica della taratura stessa, che sono emessi dal laboratorio sulla base di campioni di misura (campioni aziendali, o di secondo livello) tarati essi stessi da un centro Accredia (ed aventi un certificato di taratura) (Foto 3).

3.2.2 Peso di volume naturale

Anche in questo caso il termine "naturale" va considerato nell'accezione di "proprio del campione".

In effetti il nome più corretto da assegnare a questa quantità è di peso dell'unità di volume del terreno in condizioni naturali, conosciuto anche come peso specifico apparente o densità naturale, ma anche comunemente come gamma naturale γ_n .

Si approssima alla seconda cifra decimale; l'unità di misura del Sistema Internazionale con la quale è indicato sul certificato è il kN/m^3 .

Sul certificato è opportuno che siano presenti le principali grandezze e le relative misure che sono state acquisite per l'ottenimento del risultato.

Infatti, per la determinazione del peso di volume naturale, si procede in laboratorio tramite due modalità principali: essendo noto il peso del terreno attraverso la misura geometrica del volume del terreno, oppure immergendolo in un fluido.

Nel primo caso si utilizzano delle fustelle di forma geometrica e volume noti, mentre nel secondo si esegue una pesata idrostatica con bilancia tarata. Anche la taratura delle fustelle, di solito per verifica interna al laboratorio, assume particolare rilevanza. Infatti, il confezionamento di provini cilindrici o prismatici è propedeutico all'esecuzione della stragrande maggioranza delle prove geotecniche (prova edometrica o prova triassiale).

Appare poi molto improbabile che una fustella tarata abbia un volume rappresentato da un numero intero esatto come a volte dichiarato dalla casa costruttrice: una taratura imprecisa può determinare un errore mediamente del 3%, con valori massimi del 10% secondo la nostra esperienza.

Questa particolare attenzione rivolta all'accuratezza della misura è necessaria, perché il peso di volume naturale rientra spesso nelle formule di calcolo (ad esempio: capacità

portante, stabilità di versanti, ecc.), ed è l'unico parametro che le NTC 2008 lasciano inalterato, ovvero non subisce nessuna valutazione statistica o geotecnica nella progettazione, qualunque sia l'approccio di calcolo.

Si sottolinea, infine, come la determinazione del peso di volume naturale sia economicamente più onerosa quando eseguita tramite pesata idrostatica, ma non necessariamente restituisce un valore più preciso rispetto al metodo che utilizza le fustelle. Di contro la pesata idrostatica permette di determinare il peso di volume naturale su materiali difficilmente sagomabili o campionabili, ovvero su quei materiali ove non è possibile ricavare provini di forma e volume noti: in questo caso è opportuno che sia riportata anche un'esauriente analisi statistica dei risultati.

3.2.3 Peso di volume dei grani

La definizione corretta è peso di volume dei grani (γ_s oppure G_s), ma anche peso di volume delle particelle e peso di volume della fase solida; è espresso in kN/m^3 e deve essere riportato approssimato alla seconda cifra decimale. Tutte le altre definizioni non sono corrette. Il peso specifico o peso specifico assoluto sono termini adimensionali, quindi da non confondere con il peso di volume dei grani. È utile ricordare quanto questo parametro indice sia fondamentale, rientra in tutte le formule necessarie per il calcolo di parametri di stato come peso di volume saturo e grado di saturazione, è indispensabile per l'elaborazione dell'analisi granulometrica per sedimentazione (areometria, legge di Stokes), rientra nel calcolo della porosità e dell'indice dei vuoti (prova di compressibilità edometrica). Statisticamente il valore medio del peso di volume dei grani è compreso tra $25,51$ e $26,78 \text{ kN/m}^3$ (ovvero tra $2,60$ e $2,73 \text{ g/cm}^3$); tale variabilità è più che sufficiente ad indurre sostanziali errori di calcolo e perciò il peso di volume dei grani non può essere semplicemente stimato.

$$25,51 < \gamma_s < 26,78 \text{ kN/m}^3$$

A titolo di esempio, nell'area romana le piroclastiti possono presentare valori variabili tra $24,52$ e $30,71 \text{ kN/m}^3$ (ovvero tra $2,50$ e $3,13 \text{ g/cm}^3$), mentre terreni alluvionali fini tra $23,05$ e $28,45 \text{ kN/m}^3$ (ovvero tra $2,35$ e $2,90 \text{ g/cm}^3$) in relazione alla quantità di sostanza organica presente (la sostanza organica spesso è quasi impossibile da determinare ad occhio nudo, Tabella 7).

TABELLA 7.

Peso di volume dei grani.

Litotipo	$\gamma_{s \text{ min}} (\text{kN/m}^3)$	$\gamma_{s \text{ max}} (\text{kN/m}^3)$
Piroclastiti dell'area romana	24,52	30,71
Terreni alluvionali	23,05	28,45

Nei certificati il valore del peso di volume dei grani è la media di almeno due determinazioni eseguite con il picnometro, strumento che quando è riempito di acqua distillata e disaerata, può essere calibrato ricavando la curva di variazione del peso proprio in funzione della temperatura.

Tale curva può essere richiesta al laboratorio, in associazione ai certificati e/o rapporti di taratura delle bilance e dei termometri utilizzati per eseguire le misure in fase di prova. Sul certificato geotecnico, i risultati dovranno essere normalizzati a 20°C (la misura è sensibile alla temperatura) ed indicata la temperatura alla quale sono state eseguite le misure.

Affinché queste misure siano accettabili (valore medio del parametro), la deviazione standard di tutte le misure non può superare il valore di $0,208 \text{ kN/m}^3$. Altri parametri statistici differenti dalla deviazione standard sono accettati nel certificato, ma devono essere giustificati, anche se non costituiscono elemento di validazione delle misure; è quindi importante che la deviazione standard delle misure venga anch'essa indicata sul certificato.

Anche la valutazione di tutte le deviazioni standard ottenute dalle misure può risultare molto utile per una corretta parametrizzazione geotecnica; infatti il peso di volume dei grani è un parametro estremamente variabile anche per litologie omogenee.

3.2.4 Limiti di Atterberg

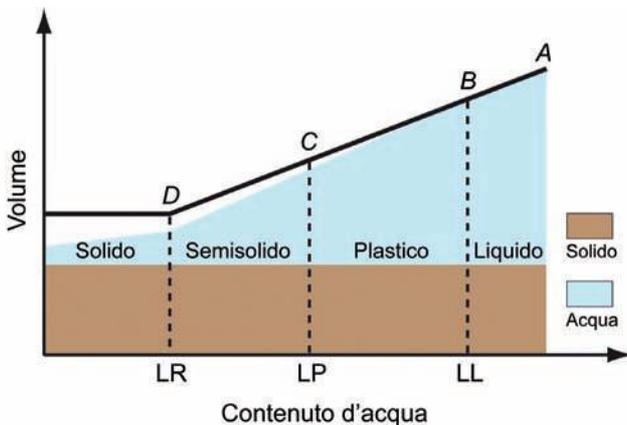
Questi prove forniscono, immediatamente ed a costi contenuti, importanti informazioni inerenti la resistenza al taglio (coesione ed angolo di attrito in condizioni drenate), la permeabilità, la compressibilità ed il rigonfiamento di un terreno.

Il Limite Liquido (LL) ed il Limite Plastico (LP) sono presenti sempre sul medesimo certificato, in quanto vengono eseguiti congiuntamente.

Il Limite di Ritiro (LR) è legato a specifiche problematiche geologiche e geotecniche come ad esempio l'azione prodotta su manufatti, dovuta all'eccessiva variazione di volume di materiali argillosi del terreno durante i periodi più asciutti. Questa variazione di volume simula fenomeni di consolidazione che in realtà non esistono. Pertanto, i processi legati a fenomeni di ritiro, come quelli di consolidazione, devono essere attentamente valutati.

Il comportamento fisico e meccanico dei terreni a grana fine può essere ricondotto, in relazione al contenuto di acqua, in quattro diversi stati fisici: solido, semisolido, plastico e liquido. Il diagramma in Figura 4, considera la variazione di volume in funzione del contenuto d'acqua del terreno, da cui si intuisce immediatamente come il contenuto d'acqua del terreno influisca sulla resistenza del materiale.

Figura 4.
Cambiamento di stato del terreno in relazione al contenuto di acqua.



Vale la pena descrivere molto brevemente questo diagramma, partendo dal **punto A** in cui il terreno si trova nello stato liquido. Riducendo il contenuto d'acqua, si riduce anche il volume del terreno, arrivando al **punto B**, dove il terreno non riesce più a fluire spontaneamente come un fluido. Il contenuto d'acqua nel punto B è detto Limite Liquido e si indica con LL. Riducendo ulteriormente il contenuto d'acqua, il terreno per fluire necessita di un apporto di energia dall'esterno (es. uno shock sismico). Per contenuti d'acqua prossimi al punto B il materiale mantiene a malapena la forma; man mano che il contenuto d'acqua si approssima al **punto C** il terreno può essere modellato senza che intervenga alcuna forma di rottura (es. crepe). Il terreno mantiene tale condizione fino al punto C detto Limite Plastico LP. Proseguendo con la diminuzione del contenuto d'acqua, il terreno diventa un semisolido e, in questo stato, il terreno non può più essere modellato senza la comparsa di crepe visibili; in questo stato comunque il terreno può essere modellato, ma per farlo è necessario utilizzare sempre più energia man mano che il contenuto d'acqua diminuisce.

Continuando a ridurre il contenuto d'acqua, si arriva allo stato finale chiamato stato solido (**punto D**). In questo

stato, non si verifica più nessuna variazione di volume poiché quasi tutta l'acqua libera presente nel terreno (ovvero quella non legata al terreno stesso da forze intermolecolari forti) è stata rimossa. Questo è il Limite di Ritiro LR, molto utile per la valutazione della capacità di rigonfiamento e compressibilità dei terreni.

Ogni limite è quindi individuato da un contenuto di acqua caratteristico per quel terreno.

La variazione di contenuto d'acqua in cui il terreno si deforma plasticamente è noto come Indice di Plasticità IP. Questo indice assume particolare importanza per la progettazione geotecnica, in quanto fornisce un'indicazione del campo di variazione di comportamento di un materiale nello stato plastico a diversi contenuti d'acqua (non si fessura, aumenta la permeabilità, *piping*, ecc.).

I Limiti di Atterberg sono determinati sempre su materiale rimaneggiato ed aggiunto di acqua distillata e passante al setaccio avente luce 0,425 mm (setaccio N40 della serie A.S.T.M.).

La Tabella 8, riassume i valori indicativi dei limiti di differenti terreni, con l'indicazione dei minerali argillosi principali contenuti.

3.2.4.1 Il Limite Liquido (LL)

Qualsiasi metodologia si utilizzi, è assolutamente raro ottenere tramite un'unica determinazione (caso comunque accettato da alcune norme) il valore del LL; questo si ottiene normalmente tramite l'interpolazione di almeno tre determinazioni riportate su di un diagramma semilogaritmico. Sul certificato dovrebbero essere riportati l'affondamento del cono nel materiale e la corrispondente umidità; per completezza possono essere indicate anche le singole misure per la determinazione dei contenuti d'acqua.

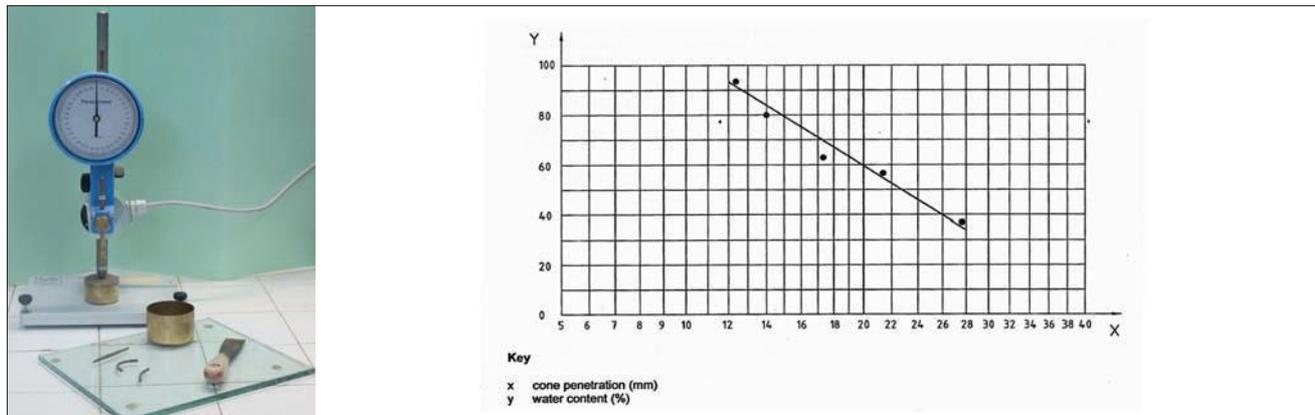
Il LL è un valore di umidità e, come tale, dovrebbe essere restituito approssimato alla prima cifra decimale; nello specifico però deve venire espresso come un intero. Il diagramma semilogaritmico di restituzione sul certificato presenta in ascisse il contenuto d'acqua in percentuale (scala

TABELLA 8.

Limiti di Atterberg tipici di alcuni terreni (Prof. M. Budhu, Univ. Arizona).

Tipo di terreno	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Sabbia	--	--	Non plastico
Limo	30-40	20-25	5-20
Argilla	40-150	25-50	15-100
MINERALI	(%)	(%)	(%)
Caolinite	50-60	30-40	10-25
Illite	95-120	50-60	50-70
Montmorillonite	290-710	50-100	200-660

Foto 4.
Apparecchiatura per Limite Liquido e Limite Plastico



lineare) ed in ordinate il logaritmo (in base 10) dell'approfondimento del cono. L'ordinata della retta interpolante i punti sperimentali a 10 o 20 mm di approfondimento del cono, a seconda del tipo di cono utilizzato, definisce il valore del LL del materiale esaminato (Foto 4).

3.2.4.2 Il Limite Plastico (LP)

Viene definito LP quel contenuto d'acqua per il quale si ottengono le prime fessurazioni su un cilindro di terreno di diametro 3,2 mm che viene "rollato" con il palmo della mano (modalità di esecuzione ampiamente concordata dagli standard normativi).

Se la valutazione soggettiva dell'operatore è importante nel caso della determinazione del LL, questa diventa sostanziale nel caso del LP.

La determinazione viene ottenuta come media di due misurazioni aventi deviazione standard minore di 0,90% per essere accettabili; sul certificato vanno riportati i risultati delle due misurazioni. È comunque possibile che il certificato riporti tutte le misure necessarie al calcolo dei contenuti d'acqua delle due misurazioni.

La restituzione del LP, come media delle due misurazioni, deve venire indicata approssimata all'intero, come per il LL.

3.2.4.3 Il Limite di Ritiro (LR)

Il Limite di Ritiro è definito come il contenuto d'acqua per il quale ogni ulteriore diminuzione non corrisponde più alcuna variazione di volume.

Come è noto, infatti, un terreno diminuisce di volume man mano che perde umidità, ma da un determinato valore di contenuto d'acqua in poi il volume del materiale rimane costante: tale valore di umidità caratteristico del terreno è appunto il LR.

La modalità di determinazione del LR è cambiata in ragione del divieto di utilizzare il mercurio in ambito lavorativo. La procedura era semplice, immergendo il terreno secco nel

mercurio e pesando la quantità di metallo spostata dal terreno se ne ricavava il volume.

Il mercurio oggi è stato sostituito con la paraffina, della quale deve essere nota la densità. Le normative, pur concordanti nella modalità di esecuzione, divergono sul numero di determinazioni da eseguire e sulla scelta delle specifiche attrezzature di misura, ma non c'è nessuna prescrizione su analisi statistiche delle misurazioni ottenute che rendano accettabile il valore della misura.

Si ritiene indispensabile che in un certificato vengano indicate quantomeno le risultanze di due misurazioni e che queste, come per il LP, presentino una deviazione standard minore di 0,90. Anche la restituzione del LR, come media delle due misurazioni, è approssimata all'intero.

3.2.4.4 Gli indici

Dai risultati dei Limiti di Atterberg è possibile ottenere una serie di indici utilissimi per riuscire a valutare più compiutamente altri parametri del terreno, come ad esempio la coesione.

Il primo indice è l'Indice Plastico (IP), ottenuto come differenza tra il Limite Liquido ed il Limite Plastico.

$$IP = LL - LP \quad [1]$$

Questo indice è stato correlato empiricamente alla resistenza al taglio (coesione ed angolo di attrito in condizioni drenate), alla permeabilità, alla compressibilità ed al rigonfiamento (Tabella 9).

TABELLA 9.
Classificazione del terreno con l'Indice Plastico IP.

Indice Plastico IP	Plasticità del terreno
$0 < IP \leq 5$	Non plastico
$5 < IP \leq 15$	Poco plastico
$15 < IP \leq 40$	Plastico
$IP > 40$	Molto plastico

La conoscenza dell'IP permette di valutare se i valori di coesione ottenuti da una prova di taglio sono coerenti, oppure se un materiale è tendenzialmente compressibile o rigonfiante.

Lo stato in cui si trova il materiale naturale, ovvero la sua consistenza, è descritto dall'Indice di Consistenza (IC, in Tabella 10), e dal suo complemento, l'Indice di Liquidità (IL, in Tabella 11). L'Indice di Consistenza (IC) è dato dalla differenza tra il Limite Liquido ed il contenuto d'acqua naturale W_n rapportato all'Indice Plastico

$$IC = \frac{(LL - W_n)}{IP} \quad [2]$$

L'Indice di Liquidità IL è espresso dalla seguente formula:

$$IL = \frac{(W_n - LP)}{IP} \quad [3]$$

Dall'analisi del LR si possono ottenere il Rapporto di ritiro (Rr) e l'Indice di ritiro (Ir), quest'ultimo ottenuto dal rapporto tra il peso del terreno secco ed il volume minimo secco del terreno, da non confondere con il peso di volume secco indicato normalmente come γ_{dry} .

Infine il rapporto tra IP e la percentuale di argilla, ovvero la percentuale di materiale avente diametro inferiore a $2 \mu m$, viene definito indice di attività colloidale, o semplicemente Attività (A): anche questo indice risulta assai utile per confermare o meno le valutazioni che portano poi ad interpretare correttamente le risultanze di altre prove, in particolar modo quelle di taglio. La Tabella 12 riporta la descrizione dei valori di Attività (A) e il contenuto di minerali argillosi che la determina.

$$A = \frac{IP}{\% \text{ fraz. argillosa}} \quad [4]$$

TABELLA 10.
Classificazione del terreno con l'Indice di Consistenza IC.

Indice consistenza IC	Condizione	Resistenza del terreno
IC < 0	$W_n > WLL$	Fluido
0,00 < IC ≤ 0,25	$W_n < WLL$	Fluido-plastico
0,25 < IC ≤ 0,50		Molle-Plastico
0,50 < IC ≤ 0,75		Plastico
0,75 < IC ≤ 1,00		Solido-Plastico
IC > 1	$W_n > WIr$	Semisolido
IC > 1	$W_n < WIr$	Solido

TABELLA 11.
Descrizione della resistenza dei terreni con l'Indice di Liquidità IL.

Valori di IL	Descrizione della resistenza del terreno
IL < 0	Stato semisolido – resistenza alta, comportamento fragile, possibile apertura di fratture
0 < IL < 10	Stato plastico – resistenza intermedia, il terreno si deforma come un materiale plastico
IL > 1	Stato liquido – resistenza bassa, il terreno si deforma come un liquido viscoso

TABELLA 12.
Attività di terreni argillosi.

Descrizione	Attività (A)	Descrizione	Attività (A)
Non attivo	< 0,75	MINERALI	
Normale	0,75-1,25	Caolinite	0,3-0,5
Attivo	1,25-2	Illite	0,5-1,3
Molto attivo (es. bentonite)	> 6	Na-Montmorillonite	4-7
		Ca-Montmorillonite	0,5-2

3.2.4.5 Il certificato dei Limiti

Come si potrà intuire, un certificato che riporti tutte le possibili informazioni e risultati ottenibili dall'esecuzione dei Limiti dovrebbe essere composto da molte pagine, ed alcuni dei dati riportati peraltro risulterebbero poco utili. In conclusione, sarebbe sufficiente riportare, oltre alla data di esecuzione e normativa di riferimento utilizzata per l'esecuzione e restituzione, i seguenti valori:

- per il **Limite Liquido** i valori dei contenuti d'acqua e dei corrispondenti numero di colpi ottenuti dalle varie misurazioni, che come minimo dovrebbero essere tre. Ovviamente dovrà essere riportato il relativo grafico semilogaritmico ed il valore del LL ottenuto;
- per il **Limite Plastico** i valori dei contenuti d'acqua delle due misurazioni, la loro deviazione standard, ed il valore del LP;
- per il **Limite di Ritiro** ugualmente le risultanze delle due determinazioni, la loro deviazione standard ed il valore del LR;
- **Indice di Consistenza (IC), Indice di Liquidità (IL), Indice di Ritiro (Ir), Rapporto di ritiro (Rr)** ed infine l'**Attività (A)** del materiale;
- **Contenuto naturale d'acqua (Wn)**.

Le note del certificato dovrebbero comunque riportare l'eventuale utilizzo del setaccio N40. Infatti, pur essendo il suo impiego contemplato dalle normative (e rientra quindi nella prassi di prova l'uso di setacciare il materiale), tale annotazione aiuta sempre, e non poco, il progettista.

Dall'esame dei limiti di Atterberg, emergono i seguenti punti principali da considerare per l'immediata classificazione e caratterizzazione del terreno di studio:

- un terreno composto da materiale fino, può trovarsi in 4 stati fisici ben individuati: solido, semisolido, plastico e liquido;
- l'acqua è il fattore responsabile del cambio di stato fisico di un terreno;
- un terreno diminuisce le sue caratteristiche di resistenza con l'aumentare del contenuto di acqua;
- tre limiti definiscono il contenuto d'acqua relativo al cambio di stato fisico LL, LP, LR;
- l'Indice di Plasticità IP definisce un intervallo di contenuto d'acqua per il quale il terreno si comporta come un materiale plastico ed aiuta ad inquadrare l'entità dei cedimenti;
- l'Indice di Liquidità IL, come pure l'Indice di Consistenza IC, forniscono una rapida misura qualitativa della resistenza del terreno.

I valori dei Limiti di Atterberg ed indici ottenuti, andranno commentati dal progettista (relazione geotecnica sulle indagini e/o relazione geotecnica), con riferimento alle tabelle qui riportate, per fornire una chiara interpretazione del campione analizzato nel suo contesto geologico di riferimento.

3.2.4.6 Esempio applicativo

Meritano particolare attenzione gli effetti causati da infiltrazioni d'acqua in prossimità di fondazioni in un terreno con valori dell'Indice di Plasticità IP ed Attività A (vedi Tabella 8 e Tabella 12) corrispondenti ad una predominanza mineralogica di montmorillonite.

A titolo di esempio, la Tabella 13 riassume anche i campi di variazione di rigonfiamento di alcuni minerali argillosi. Queste infiltrazioni saranno la causa di rigonfiamento non uniforme del terreno sotto la fondazione (la presenza di montmorillonite caratterizza il terreno come espansivo). Il rigonfiamento maggiore sarà localizzato proprio sul bordo esterno della fondazione per più elevati contenuti d'acqua in questa zona. Le conseguenze di questo rigonfiamento, sono abbastanza prevedibili e consistono nel sollevamento differenziale del piano di fondazione con sollecitazione a taglio e probabile rottura.

Per costruzioni su terreni espansivi, si ponga particolare attenzione ai problemi idraulici delle acque superficiali di infiltrazione, ma anche a quelle di risalita per escursione della falda; per esempio, come linea generale le piante e le aree irrigate dovrebbero essere ad una distanza di almeno 3 metri dal bordo della fondazione e il terreno dovrebbe avere una pendenza tale da poter drenare le acque superficiali lontano dalla fondazione.

3.2.5 Granulometria

Le prove fisiche si concludono esaminando la granulometria, una delle prove geotecniche più significative.

Il termine granulometria riunisce tutte le prove necessarie alla definizione della curva granulometrica, risultato ultimo dell'analisi.

La curva granulometrica è la rappresentazione su un piano semilogaritmico dei diametri delle particelle costituenti un terreno in funzione della loro percentuale in peso. La misura dei diametri delle particelle è ottenuta tramite vagliatura per i diametri più grandi, mentre per quelle particelle così piccole ed impossibili da trattenerne si ricorre alla sedimentazione, ovvero alla legge di Stokes, la quale mette in relazione la velocità di sedimentazione con il diametro e la quantità di particelle del terreno.

TABELLA 13.

Campi di variazione di rigonfiamento libero per alcuni minerali argillosi.

Minerale argilloso	Rigonfiamento (%)
Caolinite	5-6
Illite	15-120
Na-Montmorillonite (Na smectite)	1400-1600
Ca-Montmorillonite (Ca smectite)	45-145

3.2.5.1 Normativa

La granulometria è probabilmente la prova regolata dal maggior numero di normative e ciò perché tale analisi può essere utilizzata in un gran numero di contesti con finalità differenti.

In generale, però, non esistono sostanziali differenze sulle modalità di esecuzione, ma ciò che differisce è legato principalmente alla rappresentazione finale. Per capire meglio tale concetto, la Figura 5 riporta i diametri delle particelle che limitano i passaggi tra le varie frazioni costituenti il

Figura 5.
Diametri delle particelle (la linea verticale corrisponde al diametro di 0,055 mm).

	mm 1000	100	10	1	0,1	0,01	0,001	0,0001
Commiss. materiali stradali GNR								
AGI								
U.S. Bureau of Soil								
ASTM U.S.B.R.								
AASHTO								
USCS								
BS Standard								
M.I.T.								
DIN								
Chambre Syndicate de la recherche et la production de pâte								

Foto 5.
Setacci per granulometria meccanica.



terreno e, in relazione alla normativa di riferimento, una particella di diametro 0,055 mm può essere considerata sabbia o limo.

Stesso discorso vale per le altre frazioni, per cui si comprende l'importanza di leggere nei certificati quale norma si è utilizzata. Le frazioni definite nei capitoli seguenti fanno riferimento alle "Raccomandazioni AGI" (Associazione Geotecnica Italiana).

3.2.5.2 Setacciatura

La setacciatura viene eseguita per definire l'andamento delle frazioni più grossolane, ovvero della ghiaia e, per buona parte, della sabbia.

Per materiali sostanzialmente privi di frazioni fini (in geotecnica sono considerati fini i materiali passanti al setaccio N200, luce 0,075 mm), la prova viene eseguita direttamente seccando il materiale e sottoponendolo a vagliatura.

Il peso cumulato del materiale secco trattenuto nei vari setacci viene rapportato al peso secco iniziale, ottenendo così per ogni singolo setaccio, di cui è nota la luce netta, una percentuale di trattenuto cumulato in riferimento ad un diametro specifico.

Qualora la presenza di frazioni fini sia rilevante, il materiale secco e di peso noto viene preventivamente lavato (setacciatura umida) raccogliendo da parte l'acqua contenente il fine. La frazione grossolana (ghiaia e sabbia) viene nuovamente seccata e sottoposta a vagliatura secondo le modalità già descritte per la vagliatura secca.

Oltre a quanto già accennato, ulteriori principali differenze nelle modalità di esecuzione della prova definite dalle varie normative, sono legate a:

- uso di setacci (fori a maglia quadrata definita da fili metallici intrecciati) o di crivelli (fori circolari eseguiti forando una piastra metallica) (Foto 5);
- diametri dei fili costituenti la maglia dei setacci;
- differente nomenclatura dei setacci a seconda dello slot (apertura nominale o luce netta in mm) o del mesh size (numero di fili della maglia per pollice);
- differente successione dei setacci (serie) da utilizzare in fase di prova;
- differente quantità minima di terreno da utilizzare per la prova, sempre legata al diametro massimo dei grani costituenti;
- modalità di esecuzione della prova per via umida o per via secca;
- tempi di utilizzo del vibratore per setacci.

Si sottolinea come il setaccio più fitto permetta di definire solamente i materiali aventi dimensioni maggiori di 0,063 mm (ASTM N230) e, nel caso in cui si utilizzi la suddivisione granulometrica dell'AGI, la setacciatura da sola non permette di definire esattamente la percentuale di sabbia presente nel terreno.

Altri setacci (cosiddetti “notevoli”) hanno particolare importanza, in quanto legati alle classificazioni delle terre: con riferimento alla norma A.S.T.M., questi sono il setaccio:

- N10 (luce 2 mm);
- N40 (luce 0,425 mm);
- N200 (luce 0,075 mm).

Ai questi setacci si aggiunge quello avente luce 0,063 mm (ASTM N230). È noto infatti che da alcuni anni la norma CNR 10006 è decaduta, nonostante sia stata per lungo tempo la base classificativa dei materiali in Italia. Dall’aprile 2014 è stata introdotta, ed è cogente, la norma UNI 11531-1. Tale normativa si allinea a quanto indicato dall’Eurocodice 7 in termini di analisi per vagliatura (UNI CEN ISO/TS 17892-4) e prevede l’uso del setaccio N230 al posto del setaccio N200.

3.2.5.3 Sedimentazione

L’analisi della frazione fine prende il nome di sedimentazione, detta anche areometria o prova per decantazione. Lo strumento utilizzato è l’areometro o densimetro, ma esiste anche un procedimento basato sulla Pipetta di Andreasen.

In breve, la prova viene eseguita creando una miscela di terreno con acqua pura e alcuni solventi: acqua ossigenata per disgregare il materiale e deflocculante per tenere separate le particelle, che tendono ad avvicinarsi e ad aggregarsi a causa della loro polarità.

In tale soluzione, ben miscelata, viene inserito il densimetro, che “affonda” a differenti profondità a seconda delle dimensioni e della quantità delle particelle che si sono sedimentate in un determinato tempo. L’areometro deve essere tarato, anche se in commercio si trovano strumenti già pronti per l’uso.

Esistono per questa prova delle approssimazioni, in particolare per la forma dei grani che viene considerata non più lamellare, ma identificata con un ellissoide a tre assi. Inoltre, devono essere eseguite delle correzioni relative alla soluzione, dovute al fatto che la densità di quest’ultima varia con la temperatura, e che all’acqua pura sono stati aggiunti dei soluti (H_2O_2 ed un sale, usualmente l’esame-tafosfato di sodio).

Le norme presentano tra loro molte differenze:

- quantità di materiale e sua preparazione;
- quantità e tipologia dei soluti e loro preparazione (in particolare dei sali deflocculanti);
- modalità e tempi di preparazione della soluzione;
- omogeneizzazione della soluzione;
- tempi di misura.

Ciascuna normativa stabilisce differenti correzioni da apportare in fase di elaborazione e dovute principalmente alla temperatura di prova e alla presenza di soluti differenti (variazione di densità e di viscosità dell’acqua pura).

3.2.5.4 Il certificato della granulometria

Prima di passare all’esame della curva granulometrica, verificare che siano riportate le seguenti informazioni: le normative utilizzate per l’esecuzione e per la restituzione delle prove, le misurazioni acquisite e le date di esecuzione.

La curva granulometrica deve essere riportata in modo da essere utilizzata immediatamente, per qualunque considerazione o calcolo.

La curva è riportata su un diagramma semilogaritmico, del quale le ascisse indicano i diametri delle particelle in scala logaritmica e le ordinate il trattenuto cumulativo percentuale.

L’asse delle ascisse riporta le dimensioni delle particelle in ordine decrescente (dal più grande al più piccolo) andando da sinistra verso destra, in modo da indicare in quest’ordine la ghiaia, la sabbia, il limo e l’argilla.

Ancora oggi si notano curve granulometriche disegnate al contrario rispetto a quanto appena indicato.

Sul diagramma devono essere riportate le misure acquisite ed indicati i tre setacci “notevoli”.

Di grande praticità sono i calcoli o analisi statistiche (coefficienti di uniformità, mediana, moda, ecc.), come è utile la valutazione delle dimensioni diametro del granulo (clasto) più grande.

La definizione delle percentuali delle varie frazioni costituenti il terreno deve essere indicata approssimata all’intero.

3.3 PROVA EDMETRICA

La prova di compressibilità edometrica è stata definita e sviluppata al fine di descrivere il comportamento di un terreno coesivo quando è sottoposto ad una variazione dello stato tensionale rispetto a quello in sito.

Nell’immaginario collettivo la prova edometrica serve solo per calcolare i cedimenti del terreno e quindi troppo spesso ne viene richiesta l’esecuzione ai laboratori su materiali non rispondenti alla modellazione proposta da Terzaghi (Foto 6).

Il fenomeno della consolidazione è proprio di materiali porosi, coesivi, saturi e confinati.

Una variazione dello stato tensionale sul materiale induce una variazione delle pressioni interstiziali, la cui dissipazione (positiva o negativa) determina un cambiamento del volume del terreno come variazione dell’indice dei vuoti. Questa variazione, durante la prova in laboratorio, è assimilabile ad una modifica dell’altezza iniziale del materiale (cedimento o rigonfiamento).

È sempre bene ricordare come la prova abbia valore per materiale coesivo e saturo in condizioni di confinamento.

È particolarmente importante valutare il certificato relativo ad una prova edometrica, soprattutto in relazione alle prove fisiche eseguite sul materiale, con particolare

riguardo alla granulometria, ai limiti di Atterberg ed al peso di volume dei grani:

- la granulometria definisce quali e quante frazioni granulometriche compongono il terreno (in particolare l'argilla, intesa come passante a $2\ \mu\text{m}$);
- i limiti e quindi l'Indice Plastico, aiutano a meglio inquadrare l'entità dei cedimenti;
- il peso di volume dei grani è necessario (insieme al contenuto d'acqua ed al peso di volume naturale) per il corretto calcolo dell'indice dei vuoti iniziale (e_0) del materiale e del suo grado di saturazione.



Foto 6.
Cella edometrica
attrezzata per prova
di permeabilità a
carico variabile.

Foto 7.
Apparecchiatura per prova edometrica.



3.3.1 Normativa

Le normative che regolano la prova edometrica sono in particolare quelle statunitensi.

In Italia non è mai stata redatta una normativa specifica, ma generalmente la prova viene eseguita secondo le "Raccomandazioni sulle Prove Geotecniche di Laboratorio" (AGI, 1994); ultimamente è cogente la normativa europea (UNI CEN ISO/TS 17892-5).

In generale, le norme differiscono tra loro di poco quando si riferiscono strettamente al percorso di prova, ma si distinguono in merito alla taratura dei singoli sistemi di misura e alla calibrazione del "sistema edometro" (cella edometrica, sistema levatorico di trasmissione dei carichi, set di pesi).

3.3.2 Modalità di esecuzione

La prova di compressibilità in edometro può essere eseguita secondo diverse modalità:

- con velocità di deformazione del provino costante (CRS);
- con velocità di incremento del carico costante (CRL);
- con gradiente idraulico controllato (CG);
- con incrementi di carico "standard" (IL).

Tra tutte, la modalità con la quale la prova è normalmente eseguita, è quella di tipo IL. In questa modalità un carico viene imposto sul provino e lasciato agire fintanto che non siano state dissipate le sovrappressioni interstiziali generate. A tal fine si aspetta comunque che siano passate almeno 24 ore. Nel caso in cui, per qualunque motivo, il carico venga interrotto prima, dovranno essere riportate adeguate e chiare note (Foto 7).

3.3.3 Il certificato della prova edometrica

Normalmente il certificato è composto da più pagine, nella prima delle quali sono riportate due tabelle distinte: la prima tabella riporta le caratteristiche geometriche (dimensioni esatte) e fisiche (pesi di volume, contenuti d'acqua e parametri indice) del provino. La seconda riassume le principali misure ottenute durante la prova (carichi imposti, cedimenti misurati) e riporta i calcoli di indici (indice dei vuoti), di moduli e di coefficienti ottenibili dalla prova secondo la teoria di Terzaghi (es. modulo edometrico E' , coefficiente di consolidazione primaria C_v , coefficiente di permeabilità k).

Le unità di misura per ogni singola misura o calcolo nel SI sono: per le pressioni il Pascal (Pa) e i suoi multipli ($1\ \text{kg}/\text{cm}^2 = 98,1\ \text{kPa}$), per le distanze il centimetro (cm – ma i cedimenti vengono restituiti in millimetri), per il tempo i secondi (o multipli intesi come minuti, ore o giorni).

Nella seconda tabella deve essere indicato se i cedimenti riportati (ed eventualmente le deformazioni percentuali) sono

cumulativi o meno, così come va specificato se i valori di cedimento sono stati acquisiti dopo 24 ore, o si riferiscono al tempo necessario ad ottenere il 100% della consolidazione primaria (t_{100}), o ad un altro momento della prova.

La seconda pagina dei certificati è dedicata normalmente ai grafici necessari per la progettazione geotecnica. Il grafico principale è quello in cui è rappresentata la variazione dell'indice dei vuoti in funzione dei carichi imposti: il grafico è semilogaritmico ("e-logP" – il logaritmo delle pressioni è l'ascissa). Da questo grafico si ricavano i seguenti indici:

- **Cc** (indice di compressibilità);
- **Cr** (indice di ricomprensione);
- **Cs** (indice di rigonfiamento).

In aggiunta, tramite la costruzione di Casagrande, si determina la pressione di preconsolidazione (**Pc**).

Nel caso in cui non fosse stato richiesto il peso di volume dei grani, il grafico e-logP può essere sostituito dal grafico -logP: la deformazione (ϵ) è riportata come valore percentuale rispetto all'altezza iniziale del provino. Altro grafico, meno richiesto, è quello che riporta la variazione del modulo edometrico (E') in funzione dei carichi imposti. In questo caso è notevole la confusione che si genera, in quanto il modulo edometrico è caratteristico di un intervallo di pressioni e non di un singolo carico.

Anche in questo caso appare evidente come sia necessario essere certi delle reali dimensioni del provino stesso, troppo spesso sostituite con quelle "nominali".

Nelle successive pagine dei certificati sono riportate le curve relative ai cedimenti ottenuti in funzione del tempo per ogni gradino di carico: normalmente il diagramma è semilogaritmico ("cedimento-logt"), ma è possibile restituire i cedimenti in funzione della radice quadrata del tempo ("cedimento- \sqrt{t} "), anche se questo grafico è meno utile e chiaro.

Infatti, l'andamento dei cedimenti nel diagramma semilogaritmico di un materiale coesivo è caratteristico e permette di calcolare sia il coefficiente di consolidazione primaria (C_v) tramite il metodo cosiddetto "di Casagrande" (definendo " h_{50} " e " t_{50} " come altezza del materiale e tempo necessario al raggiungimento del 50% della consolidazione primaria) sia il coefficiente di consolidazione secondaria (α).

Se l'andamento della curva di consolidazione di un materiale coesivo non permette chiaramente l'uso del metodo "di Casagrande", è possibile calcolare il coefficiente di consolidazione primaria C_v (ma non il coefficiente di consolidazione secondaria α) con il metodo "di Taylor" il quale, partendo da una curva "cedimento- \sqrt{t} ", definisce " h_{90} " e " t_{90} " equivalenti all'altezza del materiale al tempo necessario al raggiungimento del 90% della consolidazione primaria.

È da sottolineare come gli andamenti delle curve nel grafico "cedimento- \sqrt{t} " sono sempre molto simili qualunque sia il materiale sottoposto a prova: ne consegue che con il metodo "di Taylor" è possibile calcolare quasi sempre il coefficiente di consolidazione primaria (C_v) anche nel caso

di un materiale granulare, anche se questa operazione non rispecchia i criteri di esecuzione della prova (valida per materiali coesivi).

Infine dovranno essere riportate sul certificato tutte le misure acquisite.

3.3.4 Interpretazione dei risultati

La prima cosa da valutare in un certificato di una prova edometrica riguarda le caratteristiche del provino, da mettere in relazione con tutte le altre caratteristiche del materiale che si conoscono.

Ad esempio, se il materiale presenta le caratteristiche di seguito indicate:

Granulometria	Argilla con limo
Consistenza	Plastica (resistenza al <i>Pocket Penetrometer</i> 0,8 kg/cm ²)
Colore	Grigio molto scuro
Contenuto d'acqua naturale	108%
Peso di volume naturale	13,54 kN/m ³ (1,38 g/cm ³)
Peso di volume dei grani	14,91 kN/m ³ (1,52 g/cm ³)
Limite Liquido LL	120%
Indice Plastico IP	62

Tali caratteristiche permettono di ipotizzare a priori che il materiale presenti elevati tenori o di materiali argillosi compressibili (es.: illiti), o di sostanza organica. In entrambi i casi i moduli edometrici saranno bassi, ovvero saranno elevati i cedimenti misurati nei vari gradini di carico, in particolare a basse pressioni (es: a 49 kPa).

La tabella riassuntiva dei dati del provino dovrebbe riportare anche i principali risultati ottenuti nel corso della prova.

A titolo di esempio, riportiamo nella seguente tabella la scheda riassuntiva (Figura 6) di un certificato di prova edometrica eseguita su un'argilla con limo, molto consistente e non organica.

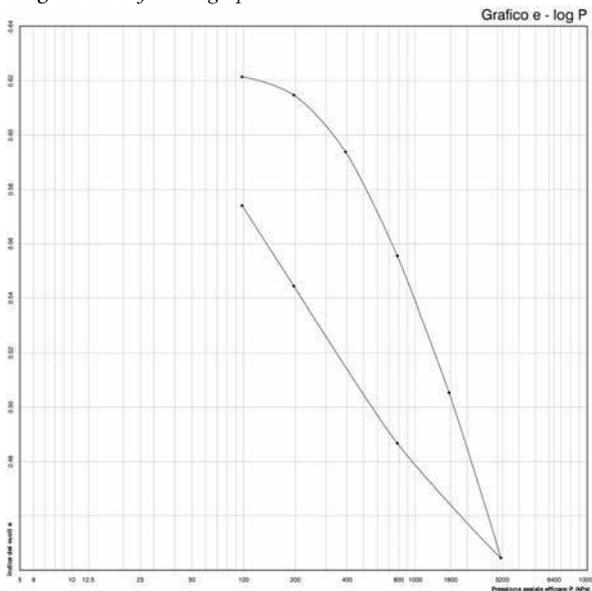
Tra le caratteristiche del provino, sono da evidenziare le dimensioni non nominali (quelle nominali sono: diametro 5 cm, altezza 2 cm, area 20 cm², volume 40 cm³), il grado di saturazione prossimo al 100%, il contenuto finale d'acqua maggiore di quello iniziale: quest'ultima informazione ci fa propendere per l'ipotesi di un recupero delle rilevanti deformazioni imposte (rigonfiamento).

Particolari sono le colonne dei valori calcolati del modulo di compressibilità E' (il modulo edometrico) e del coefficiente di compressibilità m_v : tali parametri sono calcolati in un intervallo di pressione. Ipotizzando di costruire un fabbricato che scarica uniformemente una pressione di 392 kPa, ed avendo eliminato un carico di 272 kPa al fine di livellare il piano di imposta delle fondazioni, verrà trasmesso

CARATTERISTICHE DEL PROVINO							
Diametro	ϕ	5,038	cm	Peso di vol. dei grani	γ_s	26,98	kN/m ³
Altezza iniziale	H_0	2,006	cm	Grado di saturazione	S_r	95	%
Area	a	19,935	cm ²	Cont. d'acqua finale	W_f	24,1	%
Volume iniziale	V_0	39,989	cm ³	Porosità iniziale	n_0	0,385	
Cont. d'acqua iniziale	W_i	21,7	%	Altezza del secco	H_{dry}	1,235	cm
Peso di volume	γ	20,21	kN/m ³	Indice dei vuoti iniziale	e_0	0,625	
Pressione	Tempo	Cedimento cumulativo	Indice dei vuoti	Modulo di compressibilità	Coefficiente di compressibilità	Coefficiente di consolidazione	Coefficiente di permeabilità
σ (kPa)	t (h)	d (mm)	e (-)	E' (kPa)	m_v (kPa ⁻¹)	c_v (cm ² /sec)	k (m/sec)
0	0	0	0,625				
98	1	0,044	0,621	44.679	2,24E-05	N.D.	N.D.
196	24	0,127	0,615	23.633	4,23E-05	N.D.	N.D.
392	24	0,385	0,594	15.143	6,60E-05	7,96E-04	5,3E-11
785	24	0,858	0,555	16.347	6,12E-05	7,76E-04	4,7E-11
1570	24	1,477	0,505	24.352	4,11E-05		
3139	24	2,228	0,445	38.824	2,58E-05		
785	12	1,707	0,487				
196	12	0,995	0,544				
98	12	0,629	0,574				

Figura 6. Caratteristiche riassuntive della prova edometrica.

Figura 7. Grafico e-logP prova edometrica.

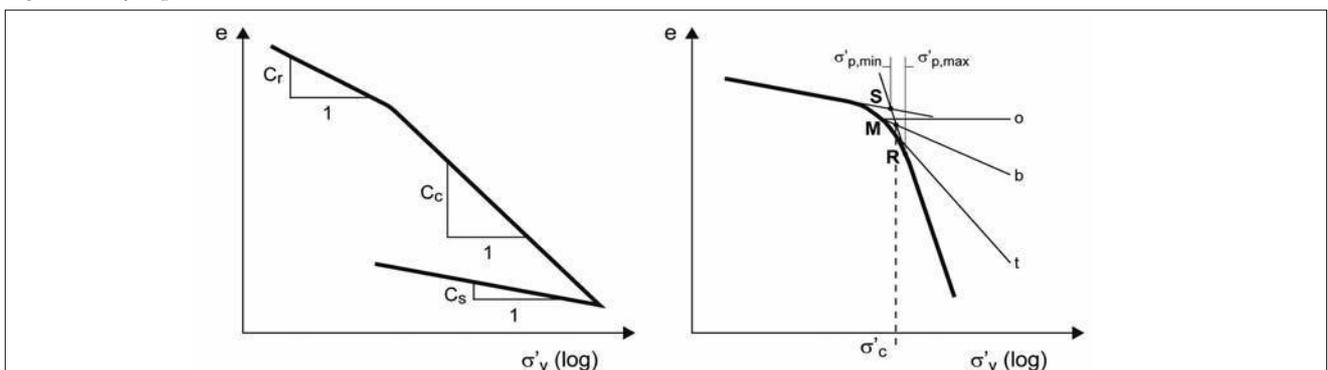


al terreno un carico di 120 kPa. Il calcolo dei cedimenti dovrà quindi utilizzare il modulo edometrico compreso tra 98 e 196 kPa, che in tabella corrisponde a 23.633 kPa (241 kg/cm² circa).

Dalla Figura 6 è stato possibile ottenere il grafico “e-LogP” (vedi Figura 7), dalla quale si evince che effettivamente il materiale recupera molta della deformazione imposta.

Questo è il grafico più importante e ricco di informazioni; da questo grafico è possibile ricavare tutti i coefficienti (C_c , C_r e C_s) legati al comportamento del materiale, necessari per il calcolo dei cedimenti/rigonfiamenti e per calcolare la pressione di preconsolidazione (P_c), che fornisce indicazioni sulla storia geologica del deposito (Figura 8). Le figure seguenti riguardano il grafico “e-LogP”, illustrando il significato e le modalità di calcolo dei coefficienti citati (che ricordiamo essere adimensionali) e della pressione di preconsolidazione.

Figura 8. Grafico prova edometrica calcolo C_r , C_c , C_s e P_c .



3.4 PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Il Taglio Diretto (TD) è una prova che, nella sua semplicità, può risolvere molti problemi legati alla definizione dell'angolo di attrito interno e della coesione.

Questi ultimi sono gli unici parametri geotecnici che la prova riesce a determinare mentre, nei casi più fortunati, dalla prova si riesce anche ad ipotizzare il comportamento del terreno. Queste limitazioni non esistono per le prove triassiali, sue cugine "nobili", ma i vantaggi legati ai costi contenuti, ai tempi rapidi di esecuzione, al confezionamento di provini di minore dimensione, hanno reso la prova di gran lunga la più richiesta, anche se non sempre in sintonia con l'esigenza di ottenere un modello geotecnico rispondente con la realtà progettuale.

3.4.1 Normativa

La prova di TD, avendo largo utilizzo, è stata normata da numerosi Stati, in particolare gli USA (ASTM), il Regno Unito (BS) e la Germania (DIN).

In Italia non esiste una normativa specifica, ma generalmente la prova viene eseguita secondo le "Raccomandazioni sulle Prove Geotecniche di Laboratorio" (AGI, 1994) e ultimamente è cogente la normativa europea (UNI CEN ISO/TS 17892-10).

3.4.2 Modalità di esecuzione

La prova viene eseguita inserendo un provino all'interno di una intelaiatura metallica (detta scatola di Casagrande) la quale è divisa in due semiscatole prismatiche poste una sopra l'altra; il provino è inserito in modo che la sua porzione centrale coincida con la giunzione delle semiscatole (Foto 8).

Le due semiscatole sono libere di muoversi l'una rispetto all'altra lungo la loro linea di giunzione, che è un piano orizzontale e che definirà il piano di rottura del provino. La semiscatola inferiore è vincolata ad un motore che la spinge in avanti, mentre la semiscatola superiore è vincolata ad un anello dinamometrico (o ad una cella di carico) che misura la resistenza che il terreno offre allo sforzo di taglio, resistenza che si sviluppa principalmente lungo il piano di giunzione delle semiscatole. Un carico verticale viene imposto durante il taglio, e in fase di prova vengono misurate, oltre alla resistenza, sia lo spostamento della semiscatola inferiore (deformazione orizzontale) sia il cedimento del provino ovvero la deformazione verticale.

La disposizione delle scatole sopra descritta permette sempre il drenaggio dell'acqua. Quindi l'unica possibile tipologia di prova eseguibile con il Taglio Diretto è quella Consolidata Drenata (CD).

Foto 8.

Apparecchiatura per prova di taglio diretto in scatola di Casagrande.



Dal TD in condizione Consolidata Non Drenata (CU) non è possibile ottenere una parametrizzazione utilizzabile in quanto la scatola di Casagrande non permette alcuna misurazione delle pressioni neutre, mentre la Non Consolidata Non Drenata (UU) è una condizione che non si realizza neanche impostando velocità di deformazione elevatissime.

Pertanto, non esistono norme che descrivano il TD UU, mentre la sola ASTM *temporibus illis* delineò una norma per il TD CU, mai aggiornata ed ormai abbandonata da tempo. Dunque, l'unica condizione per eseguire una prova di TD è la CD; di conseguenza è insensato parlare di "taglio veloce" o "taglio lento" in quanto la prova deve essere sempre condotta con velocità di taglio sufficientemente lenta da garantire il drenaggio, ovvero tale da non fare insorgere sovrappressioni interstiziali.

Risulta evidente quanto sia determinante, per la corretta esecuzione della prova, la velocità di taglio: questa viene definita dalla fase di consolidazione, sulla base di un procedimento che varia poco a seconda delle diverse normative. La consolidazione diventa una fase essenziale della prova perché da questa si può determinare la velocità di taglio; tale fase deve essere sempre eseguita, ma la sua restituzione è di solito poco richiesta.

Il limite della prova di TD è legato sostanzialmente alle dimensioni dei granuli del materiale, i quali non devono superare il 10% delle dimensioni della scatola al fine di evitare l'insorgere di resistenze anomale (effetto "bordo"). Una scatola prismatica di sezione quadrata che abbia dimensioni di circa 6x6x2 cm (standard) può ospitare un materiale con granuli aventi al massimo 6 mm di diametro.

La prova di TD CD viene di norma eseguita su tre provini che vengono consolidati a differenti pressioni e sottoposti poi alla fase di taglio utilizzando le medesime pressioni.

Si può affermare che una corretta interpretazione dei risultati di una prova di TD, si ottiene solo dopo un'attenta

valutazione delle prove fisiche eseguite sul materiale, con particolare riguardo alla granulometria, ai limiti di Atterraggio ed al peso di volume dei grani.

3.4.3 Il certificato della prova di Taglio Diretto

Ricordiamo che devono essere sempre presenti i riferimenti normativi, le misurazioni acquisite e le date di esecuzione. Ciò che non dovrebbe essere presente, invece, è la valutazione della resistenza a rottura dei provini e il diagramma “ $\sigma' - \tau$ ” che definisce la curva dalla quale vengono ottenuti l’angolo di attrito e la coesione efficace, cioè l’interpretazione della prova; tale operazione è svolta dal progettista in quanto legata alle sue responsabilità.

Le unità di misura utilizzate per il TD sono: per la pressione è il kPa, per la forza il N, per la densità (peso di volume) il kN/cm^3 , per le deformazioni il millimetro e per le dimensioni il centimetro; i decimali da riportare sono spesso definiti dalla normativa.

La fase di consolidazione andrebbe riportata sul certificato: un esempio di restituzione è quello riportato nella figura seguente, dove è anche riportato un esempio di calcolo della velocità di deformazione secondo le indicazioni A.G.I. (Figura 9).

Figura 9. Fase di consolidazione di un provino per una prova di Taglio Diretto.

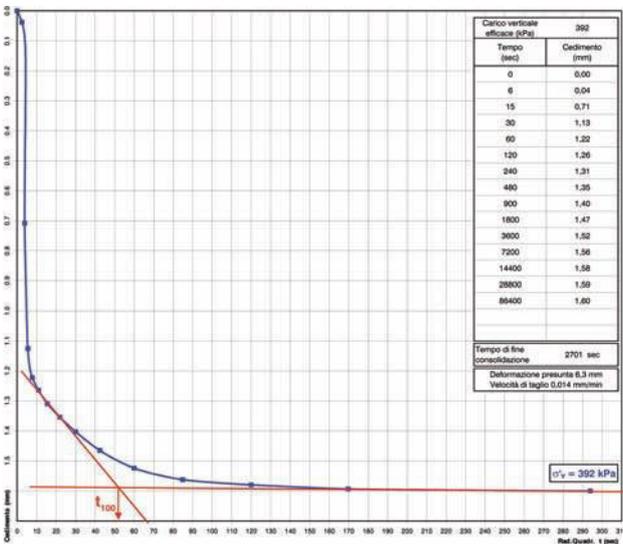


TABELLA 14. Velocità di taglio indicative per prova di Taglio Diretto.

Frazione granulometrica	Velocità di taglio massima (mm/min)
Ghiaia	0,0333
Sabbia	0,0167
Limo	0,0111
Argilla	0,0042

La Tabella 14 è grossolanamente indicativa delle velocità di taglio delle principali frazioni granulometriche pure (frazione predominante componente oltre il 70% del campione). Un certificato completo dovrà contenere:

- le caratteristiche iniziali dei provini (parametri di stato, parametri indice, dimensioni);
- le pressioni imposte in fase di consolidazione e di taglio;
- il cedimento finale della fase di consolidazione;
- la velocità di taglio;
- il contenuto finale d’acqua dei provini;
- i grafici “deformazione orizzontale – resistenza al taglio” e “deformazione orizzontale – deformazione verticale”;
- tutte le misure (almeno quelle elaborate) acquisite in fase di taglio, e relative alle deformazioni (orizzontali e verticali) ed alla resistenza al taglio;
- eventuali note esplicative.

Per quanto concerne le caratteristiche iniziali dei provini, vale quanto indicato per le prove fisiche nel paragrafo riguardante il peso di volume naturale e per la taratura delle fustelle nel confezionamento dei provini.

Per una migliore lettura della prova, sulle curve dovranno essere riportati i punti misurati sperimentalmente ed i provini corrispondenti.

Il grafico relativo alle deformazioni verticali può essere riportato anche come valore percentuale della variazione volumetrica. Nella prova di TD, infatti, si considera la sezione del provino sempre costante: ciò rappresenta una semplificazione necessaria ma accettabile, che però rende la prova meno precisa ed attendibile rispetto alle prove triassiali. Pertanto le variazioni di volume del provino sono definite dalle sole variazioni della sua altezza (cedimenti s.l.). Tali variazioni, quando riferite all’altezza iniziale del provino, esprimono le variazioni volumetriche percentuali del provino.

Le misurazioni acquisite possono essere restituite esattamente nella quantità e con le unità di misura con le quali sono state registrate, oppure già elaborate (ad esempio: la resistenza del provino viene normalmente acquisita in Newton o in kg, ma viene restituita come pressione in kPa). In quest’ultimo caso però il certificato deve riportare tutti gli elementi tali da potere ottenere il dato elaborato (sezioni, cedimenti, ecc.); vale comunque la regola secondo cui il laboratorio deve archiviare sempre i dati così come li ha acquisiti al fine di renderli disponibili su richiesta.

3.4.4 Interpretazione dei risultati

L’interpretazione della prova di TD è responsabilità del progettista, anche quando il laboratorio fornisce una sua interpretazione (la quale comunque non può essere certificata).

L’interpretazione della prova TD non può prescindere dalla granulometria del materiale per comprendere il comportamento meccanico del materiale stesso.

La descrizione del campione insieme alla curva granulometrica ed ai limiti di consistenza sono il punto di partenza per una corretta interpretazione.

L'esperienza peraltro dimostra che mediamente solo l'1% delle prove ottengono un allineamento perfetto tra i punti (Figura 10), dove il mancato allineamento normalmente è dovuto a disomogeneità esistenti tra i provini, che sono alti circa 2 cm e spesso confezionati in tratti differenti della carota originaria.

Risulta quindi evidente come l'interpretazione non dipenda solamente dalla modalità di esecuzione della prova, ma dalla valutazione di tutti gli elementi che partecipano alla definizione del reale comportamento del terreno, come sinteticamente evidenziato nella Tabella 15.

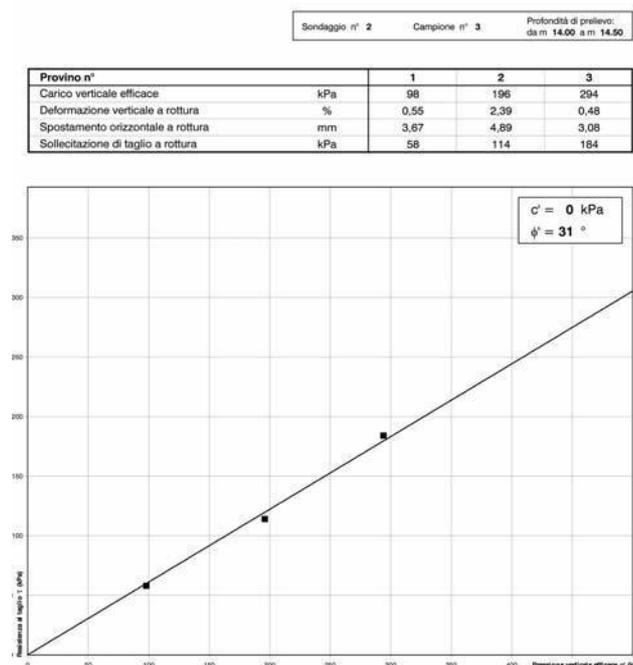
TABELLA 15.

Sintesi per una corretta interpretazione della prova di taglio diretto.

Cosa è necessario conoscere	Dove ricercare
Composizione granulometrica	Granulometria
Presenza di disomogeneità	Descrizione, contenuto naturale d'acqua
Struttura	Descrizione
Pressione di preconsolidazione	Edometrica
Resistenza sveditiva non drenata	Descrizione
Sostanza organica	Sostanza organica, peso di volume naturale, peso di volume dei grani, limiti
Caratteristiche di consistenza	Limiti

Figura 10.

Interpretazione della prova di taglio diretto (CD).



3.5 PROVE TRIASSIALI NON CONSOLIDATE

Verranno trattate per prime le prove triassiali non consolidate, le quali restituiscono valori di resistenza solamente in termini di tensioni totali; è utile ricordare che la resistenza meccanica dipende unicamente dalla tensione efficace.

Nello specifico sono la prova di compressione in modalità non consolidata non drenata (UU) e la prova di compressione non confinata, conosciuta normalmente come prova di compressione ad espansione laterale libera (ELL).

La prova TxUU restituisce direttamente un importante parametro, la resistenza in condizioni non drenate, chiamata abitualmente "coesione non drenata" ed indicata con il simbolo S_r . Dalla prova ELL invece si ottiene il valore a rottura in condizioni non drenate, indicato con il simbolo σ_f . Tale simbolo è però genericamente utilizzato per indicare la resistenza a rottura, per cui è sempre opportuno indicare le condizioni di prova per le quali tale rottura è stata ottenuta (consolidate drenate, consolidate non drenate, ecc.).

È possibile stimare il valore della resistenza non drenata partendo da una prova ELL utilizzando la seguente relazione:

$$S_r = \frac{\sigma_f}{\sim 2} \quad [5]$$

Il denominatore della [5] vale esattamente 2 solamente nel caso di materiali perfettamente saturi ed estremamente impermeabili, ovvero caratterizzati da marcati tenori di argilla (particelle con diametro minore di $2\mu\text{m}$): tali condizioni sono, in generale, assai difficili da trovare congiuntamente. Va detto però che tanto più è basso il valore di resistenza a rottura σ_f tanto minore è l'errore della S_r stimata; di contro, tanto più è alto il valore a rottura σ_f e tanto più non sono rispettate le condizioni indicate, tanto più è alto (ed a volte proprio sbagliato) il valore stimato di S_r .

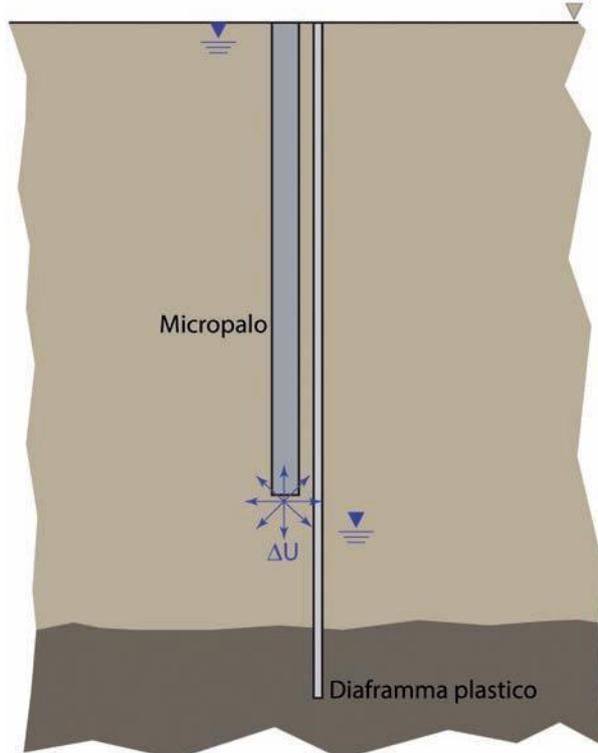
3.5.1 Normativa

Il nostro paese non ha mai emesso normative a riguardo: le prove di compressione non drenate vengono eseguite secondo le "Raccomandazioni sulle Prove Geotecniche di Laboratorio" (AGI, 1994). In altri paesi sono presenti le norme ASTM o le BS, ad esempio. In Italia attualmente è cogente la normativa europea UNI CEN ISO/TS 17892-8 per quanto concerne la prova TxUU, mentre per la ELL vale la normativa UNI CEN ISO/TS 17892-7.

3.5.2 Modalità di esecuzione della prova TxUU

La prova dovrebbe essere eseguita su tre provini, al fine di poter definire una minima parametrizzazione su base statistica. Di fatto, la prova è spesso svolta su uno, massimo due provini.

Figura 11.
Applicazione della misura delle pressioni interstiziali in una prova Triassiale UU.



Non è infrequente che i materiali, oltre a essere né saturi né sostanzialmente impermeabili, non siano neanche omogenei, il che è particolarmente significativo considerando che la prova è svolta su provini provenienti da una carota. Pertanto, nel caso in cui sia possibile eseguire la prova su tre provini, utilizzare un solo provino per esprimere le proprie valutazioni tecniche risulta inappropriato.

I provini sono cilindrici e vengono confezionati mantenendo l'altezza doppia del diametro: le loro dimensioni standard sono di 3,8 cm circa per il diametro e di 7,6 cm circa per l'altezza. Dimensioni maggiori sono possibili, mentre sono sconsigliabili dimensioni più piccole.

È necessario conoscere il grado di saturazione dei provini e, quindi, aver calcolato preventivamente il peso di volume dei grani del materiale.

I provini confezionati sono inseriti in una guaina elastica impermeabile e posizionati nella cella triassiale; tutti i sistemi di drenaggio della cella vengono chiusi, e viene imposta la pressione di cella (σ_3), diversa per ognuno dei provini, attraverso dell'acqua pura disareata.

Dopo qualche minuto, necessario ad equilibrare le pressioni, viene quindi avviata la fase di compressione imponendo lo sforzo deviatorico ($\sigma_1 - \sigma_3$).

La prova è condotta a volume costante e viene considerata conclusa a rottura, comunque dopo aver raggiunto una deformazione pari al 20% dell'altezza iniziale del provino. Nel caso in cui il materiale non sia saturo, è necessario

provvedere alla saturazione: tale operazione è tutt'altro che semplice per non indurre ulteriori disturbi al materiale. In ultimo, è possibile misurare le sovrappressioni interstiziali indotte dallo sforzo deviatorico durante la fase di compressione, senza che venga prodotto nessun drenaggio. Un esempio pratico si ha nel caso della trivellazione di un micropalo in un terreno argilloso in prossimità di un diaframma plastico messo in opera per una bonifica ambientale (Figura 11). Le sovrappressioni interstiziali indotte dalla messa in opera e successivo carico del micropalo potrebbero causare dei danni al vicino diaframma, con ovvie conseguenze. Conoscere l'entità di tali sovrappressioni potrebbe scongiurare esiti devastanti.

3.5.3 Modalità di esecuzione della prova ELL

La differenza sostanziale con la prova TxUU è la mancanza della pressione di cella ($\sigma_3 = 0$, da cui il nome della prova), differenza non di poco conto in quanto non è necessario rivestire i provini con la membrana impermeabile.

Ciò però dà luogo a consolidazione in presenza di materiale permeabile, nonostante la velocità di taglio sia elevata. Inoltre, non sarà possibile saturare eventualmente il provino, né misurare l'entità delle pressioni neutre che si svilupperanno.

Per il resto, la prova è condotta esattamente come la TxUU. La prova ELL è sicuramente meno raffinata della TxUU, ma proprio per questo è possibile eseguirla su alcune tipologie di terreni (materiali scagliosi, fogliettati, tettonizzati, ecc.) nei quali il confezionamento di provini standard sani per la TxUU è estremamente difficile, se non impossibile. In tal senso è possibile eseguire la prova anche su tratti di carota rettificati, avendo cura di mantenere 1 a 2 il rapporto diametro/altezza del provino.

La possibilità di eseguire prove ELL utilizzando direttamente parti del campione, rende opportuno un ulteriore richiamo alla rappresentatività del materiale e alla necessità di minime, elementari, ma necessarie, analisi statistiche dei risultati.

3.5.4 Il certificato delle prove TxUU e ELL

Un certificato completo sia di una prova TxUU sia di una ELL, dovrà contenere almeno:

- i riferimenti normativi;
- le misurazioni acquisite;
- le date di esecuzione;
- le caratteristiche iniziali dei provini (contenuto in acqua, parametri di stato e parametri indice, dimensioni);
- unità di misura delle varie grandezze adeguate agli standard internazionali (ad esempio, pressioni in kPa o multipli).

Per quel che riguarda la TxUU, dovranno comparire sul certificato chiaramente le pressioni di cella (σ_3), la velocità di taglio ed il contenuto d'acqua a fine prova dei provini (Figura 12).

Le pressioni di cella sono indispensabili anche per la successiva interpretazione, basata sulla costruzione dei cerchi di Mohr, che è anche in questo caso responsabilità del progettista.

Il valore del contenuto finale d'acqua servirà a calcolare il grado di saturazione del materiale al termine della prova. Nel caso in cui sia stata eseguita la fase di saturazione, questa dovrà essere riportata nel certificato indicando i vari step delle pressioni cui i provini sono stati sottoposti, ed il relativo calcolo del parametro B di Skempton. L'eventuale misura delle sovrappressioni interstiziali dovrà essere riportata nelle tabelle dei dati acquisiti, oltre ad

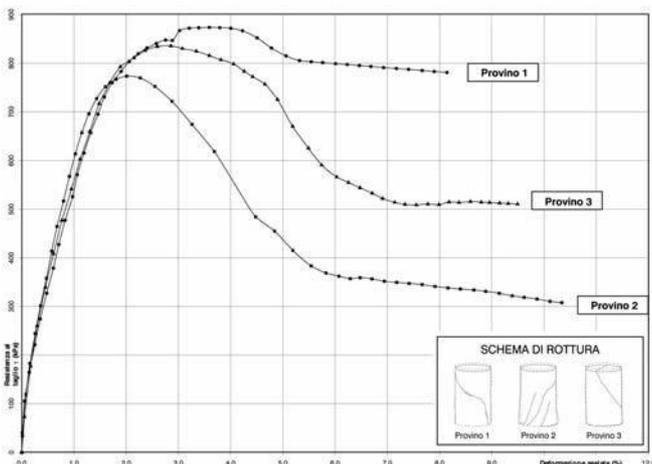
Figura 12. Tabella dei dati inerenti una prova triassiale UU.

PROVA DI COMPRESIONE TRIASSIALE (UU)
(UNI CEN ISO/TS 17892-8)

Data di inizio prova:	05/09/13	Data di fine prova:	06/09/13	
CARATTERISTICHE INIZIALI DEI PROVINI				
Provino		1	2	3
Altezza	cm	7,669	7,605	7,581
Diametro	cm	3,805	3,804	3,816
Volume	cm ³	87,20	86,43	86,70
Peso di volume	kN/m ³	20,81	20,08	20,03
Contenuto d'acqua	%	18,1	16,8	16,4
Peso di volume dei grani	kN/m ³	27,06	27,06	27,06
Indice dei vuoti		0,535	0,574	0,572
Grado di saturazione	%	93	81	79
FASE DI TAGLIO				
Provino		1	2	3
Velocità di deformazione	mm/min	0,7800	0,7800	0,7800
Pressione di cella totale	kPa	78	128	177
Pressione interstiziale iniziale	kPa	--	--	--
Back pressure	kPa	--	--	--
Contenuto finale d'acqua	%	16,6	16,9	16,8

Figura 13. Grafico di una prova triassiale UU.

PROVA DI COMPRESIONE TRIASSIALE (UU)
(UNI CEN ISO/TS 17892-8)



essere diagrammata in relazione alla deformazione percentuale dei vari provini.

Il grafico più importante è quello che mette in relazione la deformazione percentuale con la resistenza al taglio in condizioni non drenate (Figure 13 e 14): questo diagramma deve essere sempre presente, anche nelle prove ELL. Da tale grafico infatti è possibile ricavare i moduli elastici in condizioni non drenate.

In un certificato relativo ad una prova ELL dovrà anche essere presente l'indicazione della velocità di prova. Si vuole ricordare, infatti, che il sistema di prova non è isolato dall'esterno, e se la velocità di deformazione non è sufficientemente elevata, nel caso di materiali "permeabili" c'è il rischio di vedere vanificata la prova. In generale le prove TxUU ed ELL sono condotte con velocità di prova comprese tra 0,7 ed 1,1 mm/min.

Per entrambe le prove è infine molto importante che siano riportati gli schemi dei provini a fine prova (Figure 13 e 14).

3.5.5 Interpretazione dei risultati

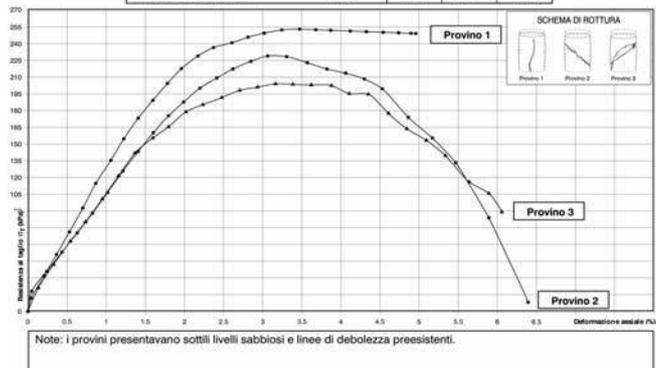
Nel caso delle prove non drenate ciò che viene preso in considerazione è il massimo valore di resistenza, essendo il solo punto di interesse.

Nel caso della ELL indicare tale valore (σ_f) sul certificato non comporta nessuna interpretazione, ma ricavare la resistenza non drenata (S_f) sulla base della [5] equivale ad una interpretazione.

Figura 14. Grafico di una prova ELL.

PROVA DI ESPANSIONE LATERALE LIBERA
(A.S.T.M. D 2166-91)

Data di inizio prova:	18/11/13	Data di fine prova:	19/11/13	
CARATTERISTICHE DEI PROVINI				
Provino		1	2	3
Diametro	cm	3,80	3,80	3,80
Altezza	H ₀ cm	7,61	7,50	7,50
Contenuto d'acqua	W _i %	15,8	14,8	16,2
Peso di volume	kN/m ³	19,56	19,63	19,79
Peso di volume dei grani	kN/m ³	26,80	26,80	26,80
Indice dei vuoti	e	0,587	0,566	0,574
Grado di saturazione	S _r	74	71	77
Velocità di deformazione	mm/min	1,00	1,00	1,00
Deformazione assiale a rottura	%	3,25	3,07	3,16
Resistenza a rottura	kPa	252	229	204



Note: i provini presentavano sottili livelli sabbiosi e linee di debolezza preesistenti.

Ad esempio, se una prova ELL eseguita su un materiale argilloso, con valori di saturazione prossimi al 100%, ha restituito tre valori di rottura aventi deviazione standard inferiore a 10, è possibile applicare la [5] avendo la certezza di non compiere grossolani errori. Invece, cercare di interpretare correttamente la prova riportata in Figura 13, partendo dalla [5] e dai dati di prova, è quasi impossibile. La costruzione dei cerchi di Mohr, da una prova TxUU per l'ottenimento della resistenza non drenata, è una interpre-

Figura 15.
Interpretazione di una prova TxUU.

INTERPRETAZIONE DELLA PROVA DI COMPRESIONE TRIASSIALE (UU)

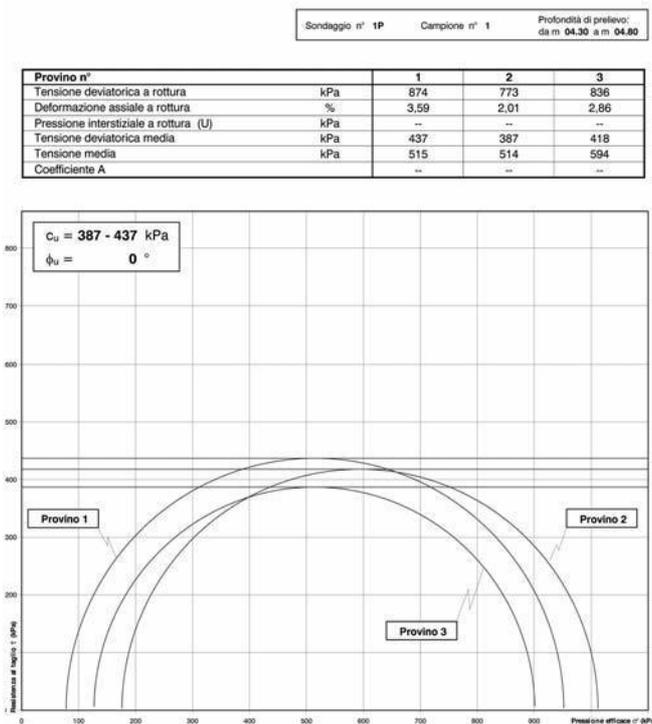


Figura 16.
Tensione totale e tensione efficace.



tazione e, come per la ELL, responsabilità del progettista. Nel caso di evidenti differenze dei valori di S_r , i valori di resistenza non drenata ottenuti dovrebbero essere trattati statisticamente, o essere riferiti a particolarità del campione (livelli e disomogeneità del materiale). Questo è il caso cui si riferisce la Figura 15: la deviazione standard è troppo elevata per poter restituire un valore di S_r univoco: pertanto la scelta di riportare una forchetta di valori è la più corretta e cautelativa. Il valore da utilizzare dovrà quindi essere opportunamente scelto dal progettista, fornendo appropriate motivazioni basate sia sullo stato del campione (descrizione), sia sui dati ottenuti in sito durante la perforazione ed il campionamento.

3.6 PROVE TRIASSIALI CONSOLIDATE

Le prove triassiali consolidate possono essere condotte in modalità drenata o non drenata, con consolidazione isotropa o meno, in compressione diretta o inversa. Solamente questa prima indicazione sulle modalità di esecuzione mostra le potenzialità che lo strumento triassiale offre, potenzialità che permettono di riprodurre con una approssimazione notevolissima gli stati tensionali che specifiche situazioni possono indurre.

Nella normale prassi di progettazione le modalità di prova utilizzate sono di compressione diretta con consolidazione isotropa, con fase di taglio drenata (CID) o non drenata (CIU): tali modalità restituiscono i dati necessari al progettista a costi relativamente contenuti.

Le prove TxCID e TxCIU restituiscono i parametri coesione drenata ed angolo di attrito drenato, oltre a permettere il calcolo dei moduli di elasticità in termini di tensioni efficaci. La prova TxCIU inoltre restituisce i medesimi parametri e moduli anche in termini di tensioni totali.

Viene da chiedersi come mai la prova TxCID sia più costosa della TxCIU, nonostante quest'ultima dia informazioni sia in termini di pressioni totali sia in termini di pressioni efficaci. Uno dei motivi è che la TxCID restituisce direttamente i parametri ed i moduli in termini efficaci, mentre nella TxCIU tali parametri sono calcolati applicando il noto criterio di Mohr-Coulomb:

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad [6]$$

Altro motivo è la quantità di lavoro necessario alla realizzazione delle due prove: la TxCID è molto più lenta. Inoltre va sottolineato come i parametri coesione ed angolo di attrito ricavati in termini di tensioni totali hanno minori applicazioni in campo geotecnico, dove i parametri drenati (cioè a lungo termine) sono i più critici (vedi Figura 16). In ultimo, si raccomanda di non confondere la coesione in termini di tensioni totali con la resistenza non drenata (S_r) ottenibile dalla prova TxUU.

3.6.1 Normativa

La normativa attualmente cogente in Italia è la UNI CEN ISO/TS 17892-9, valida sia per la TxCID sia per la TXCIU. Molto spesso le prove sono ancora eseguite secondo "Raccomandazioni sulle Prove Geotecniche di Laboratorio" (AGI, 1994), ma anche secondo le normative ASTM.

3.6.2 Modalità di esecuzione delle prove consolidate

Sia la TxCID sia la prova TxCIU sono eseguite sempre su almeno tre provini cilindrici, i quali vengono confezionati mantenendo l'altezza doppia del diametro: le loro dimensioni standard sono di 3,8 cm circa per il diametro e di 7,6 cm circa per l'altezza. Dimensioni maggiori sono possibili, mentre sono sconsigliabili dimensioni più piccole. Una volta confezionati, i provini sono inseriti in una guaina elastica impermeabile e posizionati nella cella in perspex. Già in questa fase è opportuno conoscere il peso di volume dei grani, necessario al calcolo del grado di saturazione: in entrambi i casi infatti la prova viene condotta in condizione di piena saturazione.

3.6.2.1 La fase di saturazione

Al fine di garantire un grado di saturazione prossimo al 100%, i provini possono essere sottoposti ad un processo di saturazione. In alcuni casi tale fase non è necessaria, ovvero quando il materiale naturalmente possiede un grado di saturazione prossimo al 100% come ad esempio nelle argille a consistenza plastica (valori del pocket penetrometer compresi tra 0,5 e 1,0 kg/cm²) in falda. La saturazione è una fase che viene eseguita con le stesse modalità sia nel caso di una TxCID sia per una prova TxCIU.

La saturazione viene realizzata imponendo al provino delle pressioni di cella (σ_3) man mano crescenti in gradini

successivi di carico: tale pressione agisce all'esterno del provino. Alla pressione di cella è contrapposta una pressione che agisce internamente al provino, detta *Back Pressure* (o contropressione interstiziale, indicata con la sigla BP), che è minore della pressione di cella: anche la BP è imposta in gradini successivi di carico. L'azione combinata delle due pressioni in condizioni di drenaggio aperto satura progressivamente i provini. La verifica della saturazione viene eseguita chiudendo il drenaggio ed imponendo un'ulteriore pressione di cella, misurando la sovrappressione dell'acqua indotta da questo nuovo sovraccarico, secondo la seguente relazione:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad [7]$$

B è definito come parametro B di Skempton.

In un terreno normalconsolidato saturo B=1; in condizioni di completa saturazione qualunque sovraccarico imposto è immediatamente sostenuto dall'acqua (Tabella 16).

Più complesso è il caso di terreni fortemente sovraconsolidati, nei quali il valore di B raramente arriva a 0,75.

Non esiste una modalità univoca di restituzione della fase di saturazione, che dovrebbe riportare per tutti i gradini di pressione imposte, i valori di pressione di cella, di *Back Pressure*, della pressione interstiziale, della variazione volumetrica e di B. Un esempio è riportato nella Figura 17.

Da notare che la fase di saturazione può durare anche due giorni.

3.6.2.2 La fase di consolidazione

Garantito un grado di saturazione di almeno il 92%, i provini possono essere sottoposti a consolidazione. Si impone la pressione di cella definitiva, con relativa contropressione (BP), lasciando aperto il drenaggio (Foto 9).

La consolidazione avviene seguendo i medesimi concetti già espressi nei capitoli riguardanti la prova edometrica e la prova di Taglio Diretto. Poiché la pressione di cella

TABELLA 16.

Valori del parametro B per terreni saturi (Head, 2006).

Tipo di terreno	Grado di saturazione teorico %		
	100,0	99,5	99,0
	Valori di B misurati		
Argille NC	0,9998	0,992	0,986
Argille debolmente sovraconsolidate, limi ed argille da consistenti a molto consistenti	0,9998	0,963	0,930
Argille consistenti, sabbie mediamente addensate	0,9877	0,690	0,510
Argille molto consistenti, sabbie fortemente addensate, argille molto dure, argille fessurate, terreni cementati	0,9130	0,200	0,100

agisce uniformemente su tutto il provino, si ottiene una consolidazione isotropa; nel caso in cui si applicasse un carico verticale differente dalla pressione di cella in fase di consolidazione ($\sigma_1 \neq \sigma_3$), si avrebbe una consolidazione anisotropa.

Terminata questa fase, tramite un grafico del tutto simile a quello riportato in Figura 9, viene definita la velocità con cui applicare la deformazione. La velocità di deformazione è differente nel caso di prove CID o CIU; ovviamente molto lenta nel primo caso, più veloce nel secondo. Nella TxCID la condizione da rispettare è quella di non fare insorgere sovrappressioni interstiziali: pertanto la fase di compressione sarà estremamente lenta, e

può durare anche più di tre giorni. Nella TxCIU la velocità di deformazione è molto più elevata, ma deve comunque rispettare i tempi necessari a far equilibrare le sovrappressioni insorte in tutto il provino.

La fase di consolidazione può durare anche 3-4 giorni, ma mediamente viene completata nell'arco di 24 ore.

3.6.2.3 La fase di compressione: modalità CID

La fase di compressione (o di taglio) in una TxCID avviene imponendo una pressione verticale sul provino (σ_1), in modo da generare uno sforzo deviatorico ($\sigma_1 - \sigma_3$). Come detto, la velocità con cui tale sforzo è imposto è molto lenta, in modo da garantire che non vengano generate sovrappressioni interstiziali. Durante tale fase, il drenaggio del provino rimane aperto.

Note la pressione di cella σ_3 e la BP, che sono identiche a quelle utilizzate in fase di consolidazione, vengono misurate sia la σ_1 , sia la deformazione, sia la variazione di volume, sia le pressioni interstiziali. La prova viene conclusa dopo la rottura del provino, definita dalla diminuzione delle resistenze, e comunque dopo che il provino ha raggiunto i 15 mm di deformazione, pari al 20% della sua originale altezza.

3.6.2.4 La fase di compressione: modalità CIU

Così come per la modalità CID, la fase di compressione avviene imponendo una pressione verticale sul provino (σ_1). In questo caso però la velocità con cui tale sforzo è imposto è relativamente veloce. Durante la fase di compressione, il drenaggio del provino viene chiuso, e vengono misurate le pressioni interstiziali che si generano, essendo note la pressione di cella e la BP (identiche a quelle utilizzate in fase di consolidazione). Inoltre viene misurata sia la σ_1 , sia la deformazione. La prova viene considerata conclusa secondo gli stessi criteri indicati per la modalità CID.

Figura 17. Fase di saturazione di un provino per una prova TxCIU.

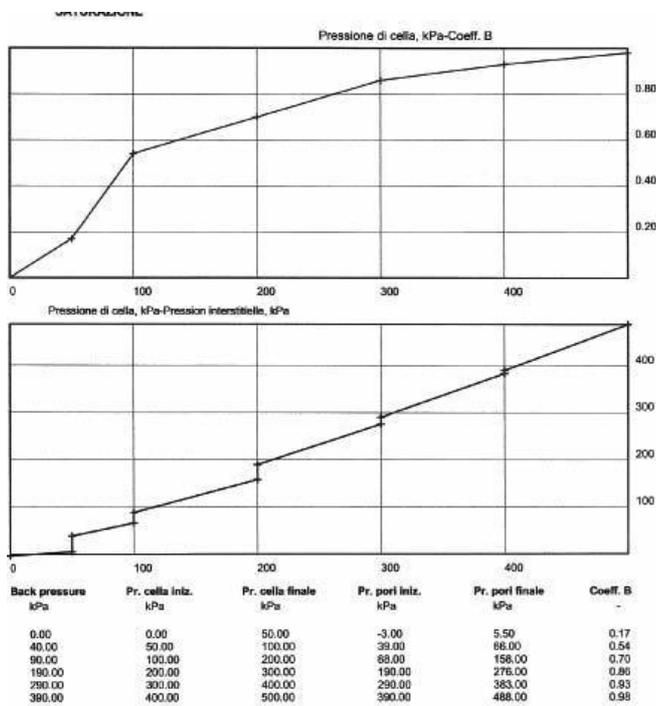
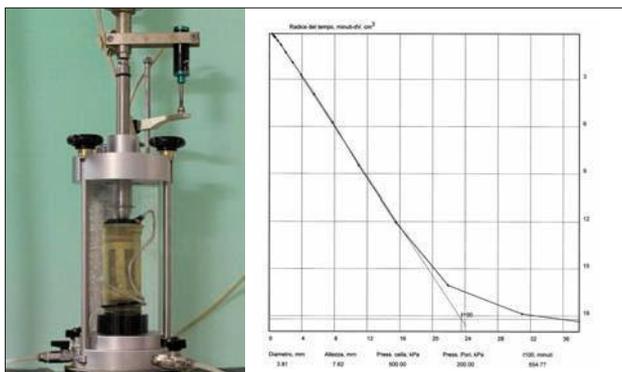


Foto 9. La cella triassiale e grafico della consolidazione di un provino.



3.6.3 Il certificato della prova TxCID e TxCIU

Un certificato completo di una prova triassiale CID o CIU deve inizialmente riportare:

- i riferimenti normativi;
- le misurazioni acquisite;
- le date di esecuzione;
- le caratteristiche iniziali dei provini (contenuto in acqua, parametri di stato e parametri indice, dimensioni);
- unità di misura delle varie grandezze adeguate agli standard internazionali (ad esempio, pressioni in kPa o multipli).

Tutte le informazioni relative ai provini confezionati (pesi di volume, contenuti d'acqua, indici dei vuoti e grado di saturazione), devono essere riportate, possibilmente entro una tabella riassuntiva che contempra anche le varie fasi della prova. Esempi di restituzione sono riportati nelle Figure 18 e 19.

Figura 18. Tabella riportante le principali evidenze di prova TxCID.

PROVA DI COMPRESIONE TRIASSIALE (CID)
(UNI CEN ISO/TS 17892-9)

Data di inizio prova:	24/02/14	Data di fine prova:	28/02/14
-----------------------	----------	---------------------	----------

CARATTERISTICHE INIZIALI DEI PROVINI				
Provino		1	2	3
Altezza	cm	7,601	7,669	7,504
Diametro	cm	3,805	3,805	3,800
Volume	cm ³	86,477	87,250	85,104
Peso di volume	kN/m ³	19,62	18,19	18,34
Contenuto d'acqua	%	14,3	16,1	21,2
Peso di volume dei grani	kN/m ³	26,00	26,00	26,00
Indice dei vuoti		0,515	0,659	0,717
Grado di saturazione	%	74	65	78

FASI DI SATURAZIONE E CONSOLIDAZIONE				
Provino		1	2	3
Variazione di volume dopo saturazione	cm ³	-2,717	-7,603	-3,668
Pressione di cella totale	kPa	324	422	520
Back pressure	kPa	226	226	226
Pressione di cella efficace	kPa	98	196	294
Variazione di volume totale	cm ³	-2,968	-8,032	-2,934
Volume corretto prima del taglio	cm ³	89,445	95,282	88,038
Altezza corretta prima del taglio	cm	7,685	7,884	7,587
Coefficiente B		0,822	0,843	0,946

FASE DI TAGLIO				
Provino		1	2	3
Velocità di deformazione	mm/min	0,0300	0,0300	0,0300
Pressione di cella efficace iniziale	kPa	98	196	294
Contenuto finale d'acqua	%	13,1	14,6	14,7

Figura 19. Tabella riportante le principali evidenze di prova TxCIU.

(UNI CEN ISO/TS 17892-9)

Data di inizio prova:	11/09/13	Data di fine prova:	13/09/13
-----------------------	----------	---------------------	----------

CARATTERISTICHE INIZIALI DEI PROVINI				
Provino		1	2	3
Altezza	cm	7,669	7,605	7,581
Diametro	cm	3,805	3,804	3,816
Volume	cm ³	87,20	86,43	86,70
Peso di volume	kN/m ³	15,39	15,97	16,14
Contenuto d'acqua	%	62,1	66,9	57,4
Peso di volume dei grani	kN/m ³	25,82	25,82	25,82
Indice dei vuoti		1,719	1,697	1,518
Grado di saturazione	%	95	104	100

FASI DI SATURAZIONE E CONSOLIDAZIONE				
Provino		1	2	3
Variazione di volume dopo saturazione	cm ³	0,00	0,00	0,00
Pressione di cella totale	kPa	324	422	520
Back pressure	kPa	226	226	226
Pressione di cella efficace	kPa	98	196	294
Variazione di volume totale	cm ³	7,00	6,91	9,52
Volume corretto prima del taglio	cm ³	80,21	79,52	77,18
Altezza corretta prima del taglio	cm	7,446	7,385	7,269
Coefficiente B		0,910	0,894	0,942

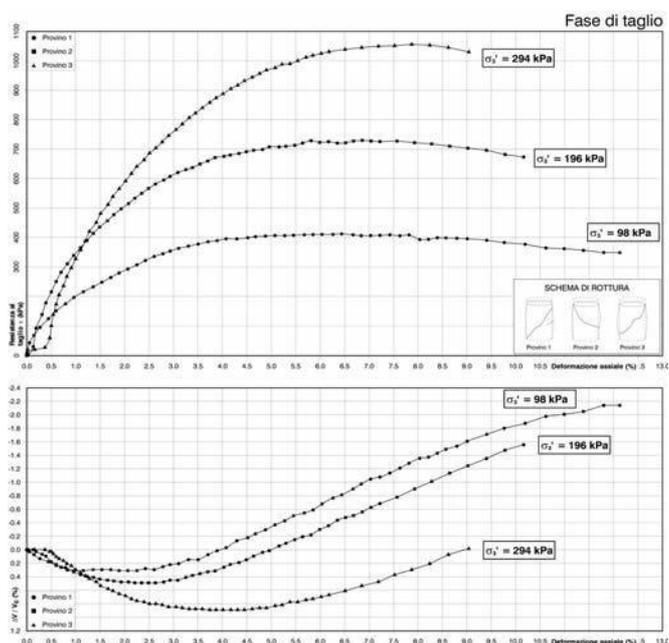
FASE DI TAGLIO				
Provino		1	2	3
Velocità di deformazione	mm/min	0,0300	0,0300	0,0300
Pressione di cella totale	kPa	324	422	520
Back pressure	kPa	226	226	226
Pressione di cella efficace	kPa	98	196	294
Contenuto finale d'acqua	%	54,0	53,7	48,2

Le fasi di saturazione e di consolidazione dovranno essere restituite dettagliatamente secondo gli esempi già mostrati nelle Figure 9 e 17.

Sicuramente il grafico più importante, che deve essere presente nel certificato, è quello che mette in relazione la deformazione percentuale con la resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci (TxCID) o totali (TxCIU). Da tale grafico infatti è possibile ricavare i moduli elastici in condizioni drenate o non drenate, secondo la modalità di esecuzione della prova. A tali grafici potranno essere associati quelli riportanti le variazioni volumetriche (TxCID) o la misura delle pressioni interstiziali (o della loro variazione, TxCIU), sempre relazionate alla deformazione; lo schema di rottura dei provini è un'altra informazione che dovrebbe essere sempre presente (Figure 20 e 21). Ulteriore grafico è quello sviluppato con il calcolo degli invarianti s-t e p-q, possibilmente sempre in termini di tensioni efficaci. Tali grafici sono noti più comunemente come *stress path*, e descrivono il percorso tensionale dei provini nel corso della prova. Almeno il grafico s-t dovrebbe essere sempre presente nel certificato, in quanto il suo andamento restituisce importantissime informazioni. Esempi di tali grafici sono riportati nelle Figure 22 e 23. Un altro grafico molto utile è quello che mette in relazione la deformazione con il rapporto tra σ_1 e σ_3 : anche questo grafico è opportuno sia riportato in termini di tensioni efficaci.

Anche i grafici deformazione/pressione interstiziale (o la sua variazione) nel caso della TxCID (Figura 24) e deformazione/coefficiente A di Skempton nella TxCIU (Figura 25), sono da considerare molto utili.

Figura 20. Grafici della prova TxCID.



Al fine di valutare ottimamente una prova TxCID, possiamo anche far conto sul grafico che riporta la variazione delle pressioni interstiziali nel tempo. Il coefficiente A di Skempton è un altro parametro significativo nel caso di argille: è legato alla variazione delle

pressioni interstiziali, ma in rapporto inverso con la variazione di σ_1 , secondo la seguente relazione:

$$A = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1} \quad [8]$$

Figura 21. Grafici della prova TxCIU.

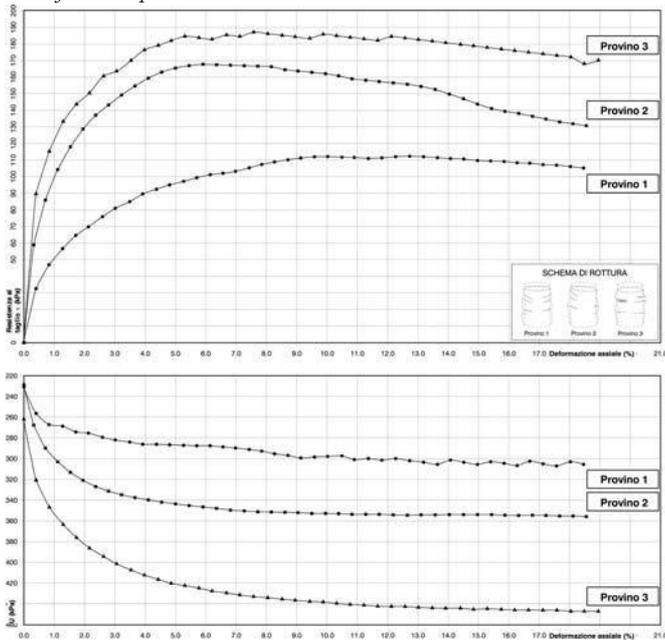


Figura 22. Stress path relativi ad una prova TxCID.

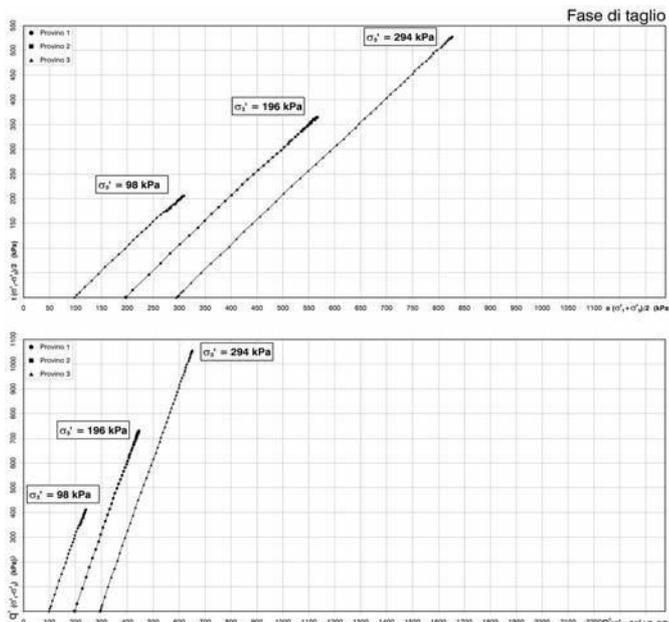


Figura 23. Stress path relativi ad una prova TxCIU.

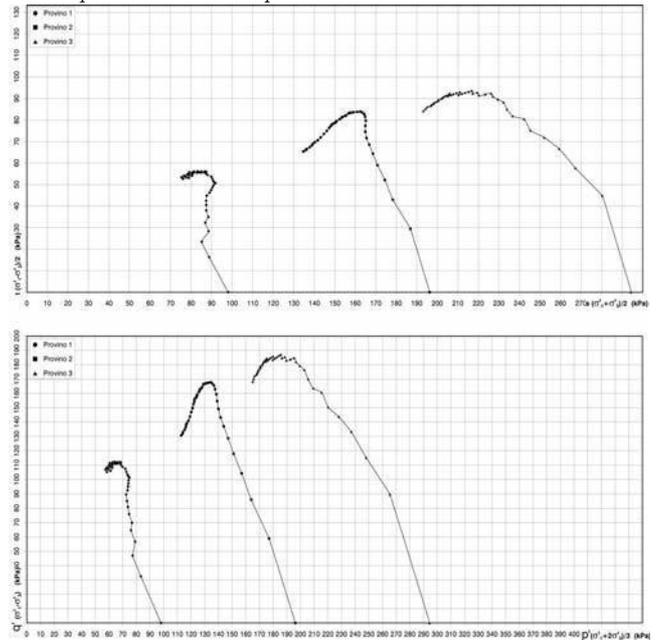


Figura 24. Deformazione e variazione di volume di una prova TxCID.

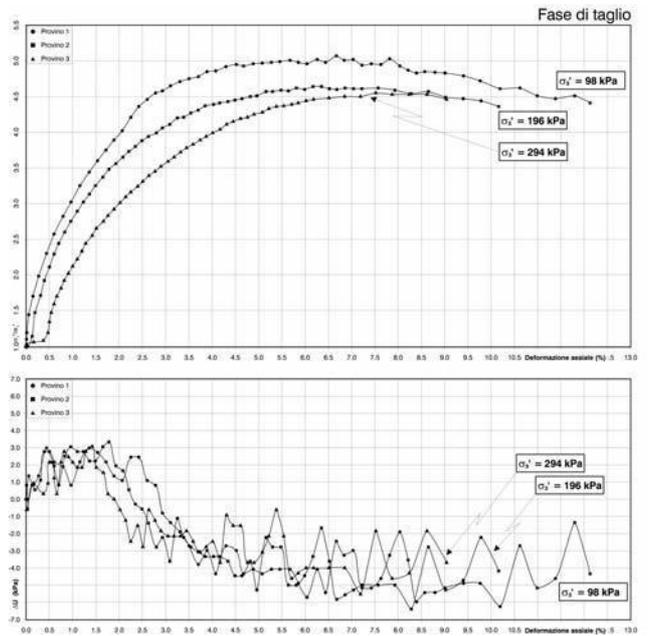


TABELLA 17.
Coefficiente A di Skempton e terreni argillosi.

Tipo di argilla	Coefficiente A
Argilla ad elevata sensibilità	tra 0,75 e 1,5
Argilla NC	tra 0,5 e 1,0
Argilla poco OC	tra 0 e 0,5
Argilla molto OC	tra -0,5 e 0

Figura 25.
Deformazione e coefficiente A di Skempton di una prova TxCIU.

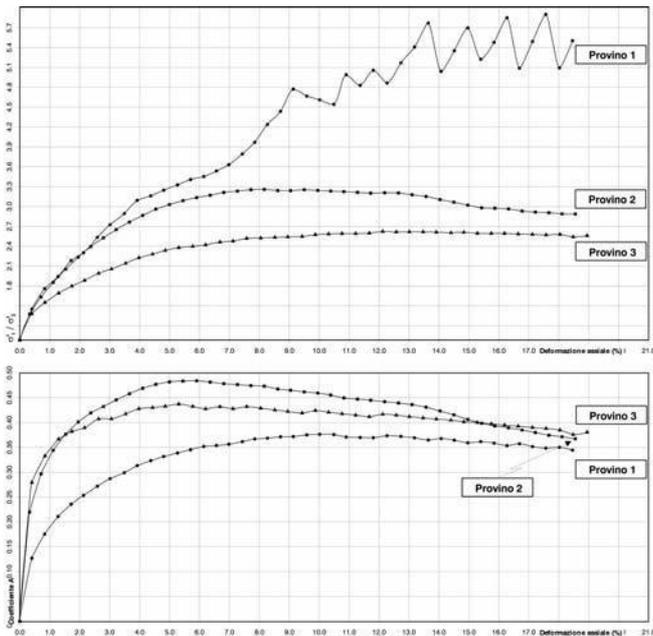
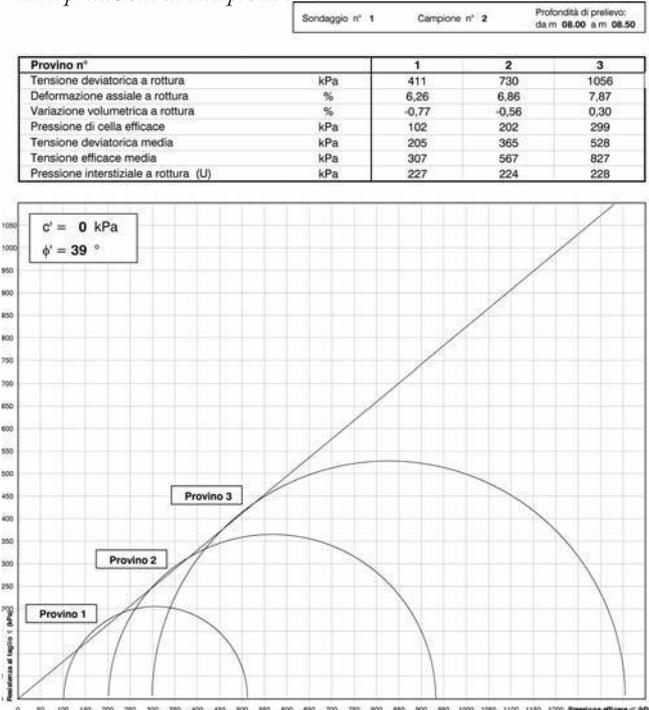


Figura 26.
Interpretazione di una prova TxCID.



La Tabella 17 riporta valori indicativi di A (Skempton) in relazione a diversi terreni argillosi. Infine, le misurazioni acquisite potranno essere riportate nel certificato di laboratorio sia come misure “grezze”, cioè così come registrate in fase di prova, sia come misure già elaborate.

3.6.4 Interpretazione dei risultati

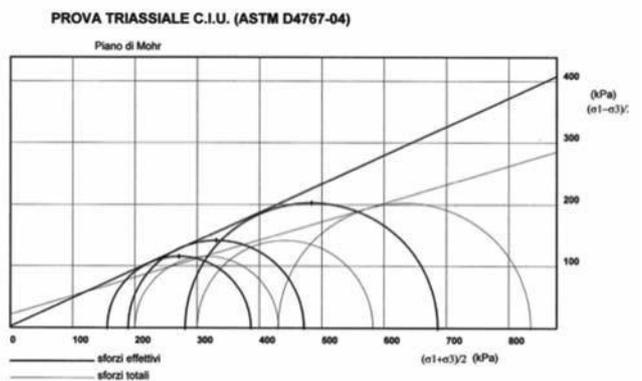
Come per le altre prove, l’interpretazione di una TxCID o TxCIU non può prescindere da tutti i dati ottenuti dall’analisi del campione nel suo complesso. L’interpretazione è comunque e sempre responsabilità del progettista. Essa si basa principalmente nel ricavare i parametri coesione ed angolo di attrito utilizzando i cerchi di Mohr: questa operazione è comunque assai complessa.

La Figura 26 riporta l’interpretazione della prova TxCID (il materiale è lo stesso degli esempi precedenti). Si tenga presente che il materiale sottoposto a prova è una sabbia (76%) limosa debolmente argillosa e ghiaiosa, omogenea, ben addensata (NPST > 50 colpi).

Ulteriore difficoltà si incontra nella TxCIU, dove il risultato dovrà essere interpretato sia in termini di tensioni totali, sia considerando le pressioni efficaci.

Anche in questo caso l’interpretazione riportata in Figura 27 fa riferimento ai dati e grafici presenti in questo capitolo; il materiale è un limo con argilla sabbioso debolmente ghiaioso, da plastico a consistente, caotico, con elementi organici.

Figura 27.
Interpretazione di una prova TxCIU.



4. SINTESI DELLE PROVE DI LABORATORIO

La Tabella 18 riassume le principali prove di laboratorio per la determinazione delle proprietà fisiche di un terreno: La Tabella 19 riassume le principali prove di laboratorio per la determinazione delle proprietà meccaniche di un terreno.

Tabella 18.

Sintesi delle prove di laboratorio per la determinazione delle proprietà fisiche.

PROPRIETÀ FISICA	OGGETTO	PARAMETRO	SCOPO
Peso di volume dei grani	Determinazione del peso specifico dei grani del terreno	γ_s G_s D_{10}, D_{50}	Calcolo della saturazione e della densità del terreno tramite indice dei vuoti
Determinazione della dimensione dei grani	Determinazione della distribuzione dei grani	$C_u = D_{10}/D_{60}$ $CC = D_{10}^2 / (D_{10} D_{60})$	Classificazione del terreno
Contenuto d'acqua	Determinazione del contenuto d'acqua del terreno	W	Informazione qualitativa sulla resistenza e deformazione del terreno
Limiti ed Indici	Determinazione del contenuto d'acqua in cui il terreno cambia di fase	LR, LP, LL IP, IC, IL	Classificazione del terreno e informazione qualitativa sulla sua resistenza e cedimenti
Permeabilità	Determinazione della conduttività idraulica	k	Stima della pressione di filtrazione e flusso dell'acqua, analisi di stabilità
Densità secca massima e minima	Determinazione della densità secca massima e minima di un terreno granulare grossolano	e_{max} e_{min}	Classificazione del terreno

Tabella 19.

Sintesi delle prove di laboratorio per la determinazione delle proprietà meccaniche.

PROVA	SFORZO	TERRENO	PARAMETRI	VANTAGGI	SVANTAGGI
Taglio diretto TD (drenata)	Sforzo-deformazione sul piano, o controllo della deformazione	Tutti	$\varphi', \varphi'_{res}, c', c, c_{res}, \alpha_p$	– Semplice – Veloce – Prova diffusa	– Sforzo non uniforme – Deformazione non determinabile – Il terreno si rompe su un piano predeterminato
Triassiale (drenata e non drenata)	Sforzo asimmetrico o controllo della deformazione	Tutti	$\varphi', \varphi, c', c, c_u, \sigma_f, E, M$	– Molto versatile con controllo dello sforzo assiale e radiale – Prova diffusa	– Gli assi principali ruotano solo di 90° e istantaneamente
Consolidazione unidimensionale (drenata)		Fino e molto fino	$C_c, C_r, C_\alpha, C_v, m_v, \sigma'_c$	– Semplice – Prova diffusa	– Unidimensionale

BIBLIOGRAFIA

- AGI (1963) – *Nomenclatura geotecnica e classifica delle terre*. Geotecnica, volume 10.
- AGI (1977) – *Raccomandazioni su programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche*.
- AGI (1994) – *Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio*.
- ALGI (1997) – *Il laboratorio geotecnico in Italia*. 5° Convegno, Firenze 28 febbraio 1997.
- AVERSA S., RUSSO G. (2006) – *Il ruolo delle indagini nella valutazione delle condizioni di sicurezza delle opere esistenti*. Rivista Italiana di Geotecnica. Periodico dell'AGI Associazione Geotecnica Italiana.
- BARDET J.P. (1976) – *Experimental Soil Mechanics*. Prentice Hall, 1997.
- BRUSCHI A. (2004) – *Meccanica delle rocce*. Dario Flaccovio Editore.
- CALLISTO L. (1999) – *La resistenza non drenata delle argille poco consistenti*. Hevelius editore.
- CIANCI S., GARBIN F. (2007) – *Le Norme tecniche per le costruzioni ed il ruolo del geologo*. Professione Geologo. Periodico dell'Ordine dei Geologi del Lazio, n. 15/2007.
- CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI (2008) – *NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI*. D.M. 14 GENNAIO 2008, GAZZ.UFF. N. 29 DEL 4 FEBBRAIO 2008, SUPPL.ORD. 30.
- CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI (2009) – *ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI*. CIRCOLARE 11 APRILE 2008, GAZZ.UFF. N. 47 DEL 26 FEBBRAIO 2009, SUPPL.ORD.
- DAHL F. (2003) – *DRI- DWI- CLI Standard*. SINTEF, 2003.
- FABBRI M., GARBIN F., LANZINI M., SCARAPAZZI M. (2007) – *Interpretazione dei parametri geotecnici di laboratorio*. Di Virgilio Editore.
- FAVARETTI M., MAZZUCCATO A. (1996) – *Prove geotecniche di laboratorio ed in situ*. Cluep Editore.
- GARBIN F., ORI F., SCARAPAZZI M., TRANQUILLO B. (2007) – *Geologia ed ingegneria geotecnica alla luce delle nuove normative*. Geologia dell'Ambiente. Periodico della SIGEA Società Italiana di Geologia Ambientale, n. 2/2007.
- GARBIN F., STORONI RIDOLFI S. (2010) – *Geologia e geotecnica stradale*. Dario Flaccovio Editore.
- GIODA G. (1981) – *Meccanica delle Rocce* CLUP Milano.
- GRIFFINI L. (2009) – *Pericolosità geologica: dal modello geologico al modello geotecnico, alla definizione delle linee guida progettuali degli interventi*. Atti V° Congresso regionale dei Geologi di Sicilia, Palermo 26-27 giugno 2009, pp. 55 - 64.
- JAMIOLKOWSKI M., LADD C.C., GERMAINE J.T., LANCELLOTTA R. (1985) – *New Developments in field and laboratory testing of soils*. Theme Lecture, Proc. XI ICSMFE, S.Francisco, Balkema, 1, 57-153.
- HEAD K.H. (2006) – *Manual of Soil Laboratory Testing* 3th edition. Dunbeath: Whittles; Boca Raton, FL. Distribuito in Nord America da CRC Press, 2006.
- LANCELLOTTA R. (1990) – *Soil testing for engineers*. John Wiley ad sons.
- LANZO G. (2012) – *Fondamenti di dinamica dei terreni*. Geofluid, ottobre 2012.
- MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI (2010) – *CRITERI PER IL RILASCIO DELL'AUTORIZZAZIONE AI LABORATORI PER L'ESECUZIONE E CERTIFICAZIONE DI PROVE SU TERRE E ROCCE DI CUI ALL'ART. 59 DEL D.P.R. N. 380 DEL 2001*. CIRCOLARE 7618 DELL'8 SETTEMBRE 2010, GAZZ.UFF. N. 257 DEL 3 NOVEMBRE 2010.
- RAVIOLIO P.L. (1993) – *Il laboratorio geotecnico*. Editrice Controls.
- REGOLIOSI P., STORONI RIDOLFI S. (2005) – *Introduzione alla geotecnica*. Dario Flaccovio Editore.
- SCARPELLI G., HEGG U., MANASSERO M. (2000) – *Il ruolo delle indagini geotecniche nella progettazione*. Rivista Italiana di Geotecnica, n. 3/2000. Periodico dell'AGI Associazione Geotecnica Italiana.
- SIMONI G. (2011) – *Corso di perfezionamento in Microzonazione Sismica*. Siena, ottobre 2011.
- TANZINI M. (2002) – *L'indagine geotecnica*. Dario Flaccovio Editore.



POWERING YOUR COMPANY

WWW.AGICOM.IT

100% 09:00

Principali normative di riferimento per le prove su terre

- DESCRIZIONE E CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI
 - Racc. A.G.I. (1963): "Nomenclatura geotecnica e classifica delle terre";
 - A.S.T.M. D 2487: "Classification of the soil for engineering purposes";
 - A.S.T.M. D 2488: "Standard practice for description and identification of soils";
 - C.N.R. U.N.I. 10006: "Tecniche di impiego delle terre".
- DETERMINAZIONE DEL CONTENUTO D'ACQUA ALLO STATO NATURALE
 - UNI CEN ISO/TS 17892-1;
 - A.S.T.M. D 2216: "Laboratory determination of water (moisture) content of soil";
 - BS 1377 Part 2;
 - C.N.R. U.N.I. 10008: "Prove su materiali stradali. Umidità di una terra";
 - D.M. 173/97 - Met.3: "Determinazione del contenuto d'acqua".
- DETERMINAZIONE DEL PESO DELL'UNITÀ DI VOLUME ALLO STATO NATURALE
 - UNI CEN ISO/TS 17892-2;
 - Racc. A.G.I. (1994): "Determinazione del peso dell'unità di volume relativo alle prove specifiche";
 - C.N.R. B.U. A. XII N.63: "Determinazione della massa volumica apparente dei grani di un aggregato".
- DETERMINAZIONE DEL PESO DI VOLUME DEI GRANULI
 - UNI CEN ISO/TS 17892-3;
 - A.S.T.M. D 854: "Standard method for specific gravity of soils";
 - A.S.T.M. D 4718: "Correction of unit weight and water content for soils containing oversize particles".
 - C.N.R. U.N.I. 10010: "Prove sulle terre-peso specifico reale di una terra";
- C.N.R. U.N.I. 10013: "Prove sulle terre-peso specifico dei granuli".
- DETERMINAZIONE DEI LIMITI DI CONSISTENZA
 - UNI CEN ISO/TS 17892-12;
 - A.S.T.M. D 4318: "Liquid limit, plastic limit and plastic index of soils";
 - A.S.T.M. D 4943: "Shrinkage factors of soils by the wax method";
 - A.S.T.M. D 427: "Shrinkage factors of soils by the mercury method";
 - BS 1377 Part 2;
 - C.N.R. U.N.I. 10014: "Determinazione dei limiti di consistenza di una terra";
 - BISHOP & GLOSSOP: "Determinazione del limite di adesività";
 - BISHOP & GLOSSOP: "Serie di prove indici su impasto di argilla".
- PREPARAZIONE DI CAMPIONI DI TERRENO PER ANALISI GRANULOMETRICA E LA DETERMINAZIONE DELLE COSTANTI DEL TERRENO
 - A.S.T.M. D 421: "Dry preparation of soil samples for particle-size analysis and determination of soil constants";
 - A.S.T.M. D 2217: "Wet preparation of soil samples for particle-size analysis and determination of soil constants".
- ANALISI GRANULOMETRICA
 - UNI CEN ISO/TS 17892-4;
 - A.S.T.M. D 422: "Particle size analysis of soils";
 - A.S.T.M. D 1140: "Amount of material in soils finer than No.200 sieve";
 - BS 1377 Part 2;
 - Racc. A.G.I. (1994): "Analisi granulometrica di una terra";
 - C.N.R. B.U. A. V N.23: "Analisi granulometrica di una terra mediante setacci e crivelli".
- PROVA DI CONSOLIDAZIONE MONODIMENSIONALE (EDOMETRICA)
 - UNI CEN ISO/TS 17892-5;
- A.S.T.M. D 2435: "One-dimensional consolidation properties of soil";
- A.S.T.M. D 4186: "One-dimensional consolidation properties of soils using controlled-strain loading";
- BS 1377 Part 5;
- Racc. A.G.I. (1994): "Prove edometriche".
- PROVA DI TAGLIO DIRETTO
 - UNI CEN ISO/TS 17892-10;
 - A.S.T.M. D 3080: "Direct shear test of soil under consolidated drained conditions";
 - BS 1377 Part 7;
 - Racc. A.G.I. (1994): "Prove di taglio diretto".
- PROVA DI COMPRESSIONE AD ESPANSIONE LATERALE LIBERA
 - UNI CEN ISO/TS 17892-7;
 - A.S.T.M. D 2166: "Unconfined compressive strength of cohesive soil";
 - BS 1377 Part 8.
- PROVE TRIASSIALI CD, CU E UU
 - UNI CEN ISO/TS 17892-9;
 - UNI CEN ISO/TS 17892-8;
 - A.S.T.M. D 2166: "Unconfined compressive strength of cohesive soil".
 - A.S.T.M. D 2850: "Unconsolidated, undrained compressive strength of cohesive soils in triaxial compression";
 - A.S.T.M. D 4767: "Consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils";
 - BS 1377 Part 7;
 - BS 1377 Part 8;
 - Racc. A.G.I. (1994): "Prove di compressione triassiale su terre coesive".
- DETERMINAZIONE DEL CONTENUTO IN SOSTANZE ORGANICHE
 - A.S.T.M. C 40;
 - BS 1377 Part 3.