

# Indagini geotecniche e Norme Tecniche per le Costruzioni

**La professione del geologo alla luce delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni entrate in vigore dal 1° luglio 2009.**

Il D.M. 14.09.2005 “Norme Tecniche per le Costruzioni” ha introdotto sostanziali novità che coinvolgono in modo impegnativo le realtà professionali che lavorano nei settori contigui della geologia, della geotecnica e dell’ingegneria civile.

La nuova normativa è entrata in vigore il 1° luglio 2009 ed ha sostituito integralmente il D.M. 11.03.1988, integrando con variazioni importanti l’O.P.C.M. n. 3274 del 20.03.2003. Di fatto questo documento costituisce il D.A.M. (Documento di Attuazione Nazionale) con cui l’Italia recepisce ed applica quanto dettato dagli Eurocodici 7 ed 8.

Una novità importantissima è l’introduzione obbligatoria del **Modello Geologico**, ma altrettanto determinanti sono le novità che riguardano sia la pericolosità e la vulnerabilità del sito, sia la caratterizzazione e la modellazione geotecnica.

Il modello geologico è una conquista culturale, poiché finora è stato piuttosto frequente il caso in cui, ad opera iniziata, si doveva ricorrere a modifiche sostanziali al progetto a causa di un modello geologico insufficiente o, talvolta, inesistente. La definizione del modello geologico è compito esclusivo del geologo il quale, sulla base delle più recenti disposizioni giuridiche (cfr. sentenza TAR del Lazio n. 5231 del 25.05.2009) e normative, partecipa anche alla definizione del Modello Geotecnico.

Per quanto concerne il **Modello Geotecnico** le nuove NTC modificano gli approcci progettuali finora utilizzati sostituendo il metodo del carico ammissibile con quello dell’equilibrio

limite. Il coefficiente unico complessivo è quindi sostituito da coefficienti parziali applicati specificatamente ai singoli parametri (es. peso di volume, angolo di attrito e coesione). L’approccio differente è aspetto di non poco conto nella fase di progettazione geotecnica in quanto amplifica l’importanza del valore del singolo parametro, potendo condurre ad errori sostanziali nella verifica analitica finale come ad esempio nel calcolo della capacità portante, della spinta delle terre, della stabilità di pendii e fronti di scavo, ecc. Si evidenzia anche la difficoltà culturale a cui saranno soggetti alcuni tecnici abituati alla semplice applicazione del coefficiente di sicurezza globale definito dal D.M.

11.03.1988 pari a 2.5 - 3 nel caso delle fondazioni, che nella stragrande maggioranza dei casi riusciva a coprire, con largo margine, l’imprecisione dei valori dei parametri fisico-meccanici e dei conseguenti modelli geotecnici applicati. La nuova normativa introduce *coefficienti di sicurezza parziali*, compresi tra 1 e 1.5: ne deriva una concreta possibilità di errore di progettazione qualora non si conoscano, con elevata precisione, i parametri geotecnici rappresentativi del livello geomeccanico in esame.

Come esempio si riporta il caso reale di calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale su terreno sabbioso caratterizzato solo da prove S.P.T. In questa situazione poiché la resistenza è principalmente opposta dall’angolo di attrito ed i fattori di capacità portante sono in relazione esponenziale a tale parametro, è evidente come un piccolo errore nella determinazione dell’angolo di attrito si

Fabio Garbin  
geologo  
garbin.fabio@ordinegeologi.lazio.it  
Maurizio Lanzini  
geologo  
lanzini@aconet.it

ripercuota pesantemente sul calcolo finale: nel caso studiato un'incertezza di  $\pm 3^\circ$  rispetto al valore medio si è tradotta in una resistenza variabile del 100% e che ovviamente non sarebbe tollerabile dai nuovi coefficienti parziali.

Tale nuovo approccio merita un approfondimento perché i problemi a cui si va incontro nella progettazione geotecnica, ed i conseguenti possibili rischi professionali, sono maggiori di quelli inerenti i conflitti di competenza della progettazione stessa.

A prescindere da qualsiasi disposizione, normativa o giuridica, la strada da perseguire deve essere il buon senso, basato su una sinergia completa tra le 3 "figure geotecniche": il geologo, l'ingegnere progettista ed il laboratorio geotecnico.

- Il *geologo* ha la funzione principale di programmare, coordinare ed eseguire l'indagine geognostica (perforazioni, campionamenti e prove in sito) in modo da definire un valido modello geologico ed un altrettanto efficace modello idrogeologico. Inoltre, nei casi di studi preliminari del sito, stabilità dei versanti ed analisi del potenziale di liquefazione, il geologo ha il compito della definizione del profilo geotecnico (indagine in sito ed in laboratorio eseguita unicamente sulla situazione tensionale ante-operam).
- L'*ingegnere progettista* ha il compito di definire le modifiche tensionali, rispetto alla situazione geostatica preesistente, indotte dall'opera in progetto, anche in relazione alle singole fasi esecutive (breve termine e lungo termine). Deve inoltre ipotizzare preliminarmente più di una soluzione tecnica e dovrà, possibilmente sulla base dello studio preliminare sopramenzionato, progettare la campagna geognostica definitiva. Un'ottima sinergia tra progettista e geologo è poi fondamentale nei quotidiani casi in cui si possa disporre di un'unica indagine geognostica, o meglio: è impensabile che venga programmata l'indagine geognostica senza la necessaria sinergia tra geologo e progettista.
- Il *laboratorio geotecnico* è la struttura che emette i Certificati Ufficiali (D.P.R. n. 246/1993; par. 7.2.2 D.M. 14.01.2008) relativi a prove fisico-meccaniche eseguite su terreni e/o rocce. È di fatto il terzo soggetto ed ha il compito di

coniugare le evidenze presenti in sito con le indicazioni progettuali, al fine di fornire i parametri geotecnici richiesti nei diversi percorsi tensionali. Ha anche la responsabilità di fornire informazioni oggettive sul grado di disturbo dei campioni analizzati, affinché in fase progettuale si possa assegnare un differente "peso" ai risultati ottenuti.

Il Modello Geotecnico ottimale deriva da una concertazione tra le figure sopra menzionate e nella realtà quotidiana si dovrebbe sempre concretizzare in un lavoro a responsabilità congiunta dell'ingegnere progettista e del geologo.

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni prevedono poi che *«il modello geologico del sito deve essere orientato alla ricostruzione dei caratteri stratigrafici, litologici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio»*. È pertanto indispensabile sin dall'inizio pianificare una campagna di indagini volta ad ottenere le informazioni relative a tutti i punti elencati e prevedere che la campagna di indagini geologiche e geotecniche venga pianificata sulla base della conoscenza delle caratteristiche principali dell'opera in progetto.

Al paragrafo 7.2.2 le nuove NTC recitano *«I parametri fisici e meccanici da attribuire ai terreni, espressi questi ultimi attraverso valori caratteristici, debbono essere desunti da specifiche prove eseguite in laboratorio su campioni rappresentativi del terreno e/o attraverso l'elaborazione dei risultati di prove e misure in sito»*. Nel quotidiano l'utilizzo delle prove in sito (prove penetrometriche statiche e dinamiche, prove dilatometriche, ecc.) va sempre associato a sondaggi geognostici con prelievo di campioni indisturbati e successive analisi di laboratorio. Le prove in sito infatti, o almeno la maggior parte di esse, sono in grado di fornire con buona approssimazione solo i parametri in termini di *tensioni totali*, mentre in diversi casi è necessario conoscere il comportamento del terreno in termini di *tensioni efficaci*.

Premesso che per ogni campione sarebbe opportuno procedere all'esecuzione delle principali analisi di caratterizzazione (peso di volume, contenuto in acqua, peso specifico dei granuli, analisi granulometrica, limiti di Atterberg), di

seguito si trattano le prove da prevedere in laboratorio per fornire i parametri del terreno necessari alla soluzione di alcuni dei principali problemi connessi alla progettazione geotecnica.

Come sopra accennato il DM 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni" ha adottato il concetto dei valori caratteristici. Il valore caratteristico deve essere tale che la probabilità calcolata di un valore peggiore (più sfavorevole) che governa l'insorgere dello stato limite in considerazione non sia maggiore del 5%. In pratica è necessario, anche se non obbligatorio, eseguire valutazioni di tipo statistico determinando il 5° percentile della distribuzione statistica dei dati a disposizione (vedi letteratura specialistica, e/o analisi dati in Excel).

Purtroppo in geotecnica è circostanza decisamente non infrequente il dovere eseguire verifiche in presenza di scarsità di dati, che determinano una certa indecisione nell'adozione degli usuali strumenti statistici idonei per popolazioni numerose di dati. Pur tuttavia anche in questi casi, attraverso un prudente giudizio tecnico e la conoscenza della varianza di dati locali e/o di letteratura, un trattamento statistico è possibile anche nel caso estremo di un solo dato a disposizione. Diamo qui di seguito i valori di variabilità statistica di alcuni parametri secondo vari autori:

Cherubini et alii (1993)

PARAMETRO (X)	COVARIANZA ( $\sigma/X_{medio}$ )	DEVIAZIONE STANDARD ( $\sigma$ )
$\varphi$	0,1219	0,0615
Cu	0,4324	0,2328
g	0,0685	0,0359
Cc	0,3551	0,1269

Schneider et alii (1997)

PARAMETRO (X)	COVARIANZA ( $\sigma/X_{medio}$ )
$\varphi$	0,1
Cu	0,4
C'	0,4

Riguardo al trattamento statistico dei dati geotecnici, articoli e analisi delle problematiche di valutazione possono essere reperite in <http://nuke.mccooy.it>.

>>

## >> a) Fondazioni

Le problematiche poste dalla progettazione delle fondazioni su terreni sciolti riguardano l'aspetto della capacità portante limite del terreno e, soprattutto per le fondazioni superficiali, la valutazione dei cedimenti.

### - Valutazione della capacità portante

La valutazione della capacità portante ultima richiede la determinazione dei parametri di resistenza del terreno; per i terreni coesivi a grana fine in genere tale valutazione viene eseguita con riferimento alle condizioni non drenate ( $C_u \neq 0$  e  $\varphi = 0$ ). Le prove di laboratorio per la determinazione della resistenza al taglio in tali condizioni consistono in prove triassiali non consolidate e non drenate (UU) o in alternativa, ma solo quando lo consigliasse la pratica di laboratorio, da prove di compressione semplice non confinata (ELL). Nel caso di campioni contrassegnati da macrostruttura o interessati da fessurazioni, i campioni dovranno avere dimensioni tali da consentire di indagare gli effetti di tali fessurazioni o della macrostruttura sulla resistenza al taglio.

Tra le prove in sito utilizzate per la determinazione della resistenza al taglio  $C_u$  le più utilizzate sono le prove penetrometriche statiche CPT e CPTU; entrambe queste prove, soprattutto la seconda, forniscono un profilo di dettaglio del sottosuolo e la formula normalmente impiegata per la determinazione di  $C_u$  è la seguente:

$$C_u = (q_c - \sigma_{v0}) / N_c$$

Si sottolinea comunque che la variabilità piuttosto ampia consigliata dagli Autori per il valore di  $N_c$  ( $14 \div 20$ ) porta ad incertezze anche dell'ordine del 50% nella valutazione di  $C_u$ . Nell'ambito di un'indagine geotecnica è pertanto consigliabile associare alle prove penetrometriche l'esecuzione di sondaggi con prelievo di campioni indisturbati su cui eseguire le analisi di laboratorio sopra citate. In casi particolari, specialmente in presenza di materiali molto sovraconsolidati e/o fessurati, la resistenza al taglio viene valutata in termini di tensioni efficaci, preferibilmente mediante prove triassiali consolidate e drenate (CD).

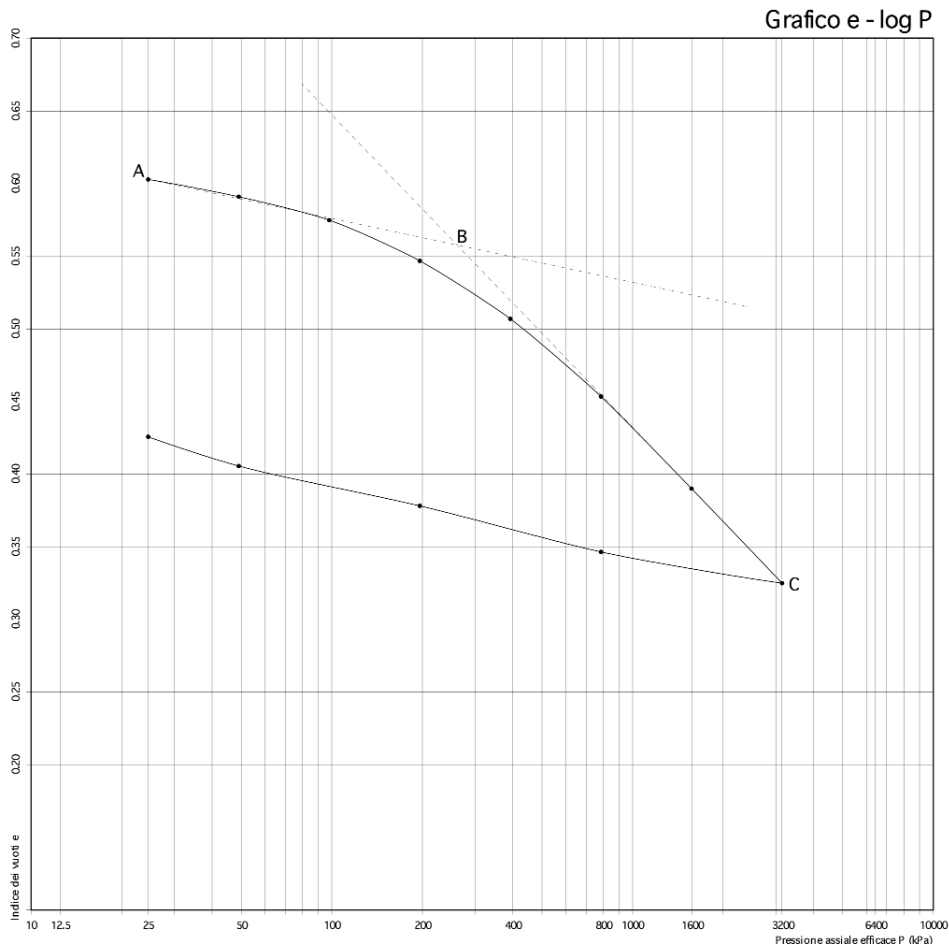


Figura 1

Nel caso di materiali a grana grossa il parametro normalmente utilizzato è l'angolo di attrito interno che, a causa delle difficoltà che si incontrano nel prelievo di campioni indisturbati di tali materiali, viene determinato quasi esclusivamente attraverso correlazioni empiriche con prove in sito (CPT, SPT, prove pressiometriche, ecc.). In questo caso particolare, come evidenziato precedentemente, l'incertezza del dato ottenuto è spesso troppo elevata e pertanto è consigliabile tarare la correlazione empirica utilizzata, anche molto variabile da un autore all'altro, mediante prove di taglio diretto in laboratorio; le prove devono essere eseguite con perizia su campioni ricostituiti in laboratorio, mediante l'applicazione della tavola vibrante, alla densità relativa misurata in sito.

### - Valutazione dei cedimenti

Per la valutazione dei cedimenti è di estrema importanza la valutazione della pressione di preconsolidazione (OCR) e la determinazione dei parametri di compressibilità del terreno in esame. Per i terreni coesivi entrambi i problemi possono essere risolti ricorrendo all'esecuzione di prove edometriche su campioni indisturbati che devono essere di

ottima qualità. Con riferimento alla curva edometrica della figura 1 le caratteristiche di compressibilità sono in genere individuate dai seguenti parametri:

- Indice di ricompressione:  

$$C_r = - \Delta e / \Delta \log \sigma'_v$$
 valutato nel tratto di ricompressione AB
- Indice di compressione:  

$$C_c = - \Delta e / \Delta \log \sigma'_v$$
 valutato nel tratto di compressione BC.
- Modulo edometrico:  

$$E_{ed} = \Delta \sigma_v / \Delta e$$
 calcolabile in qualsiasi intervallo di carico.

In questo caso un aiuto nella determinazione del grado di sovraconsolidazione OCR può derivare da un'attenta analisi di prove penetrometriche CPT o CPTU, che possono mettere in evidenza variazioni anche minime di OCR con la profondità. Nel caso di terreni sabbiosi, a causa delle difficoltà nel prelievo dei relativi campioni indisturbati, i parametri di deformabilità vengono in genere ricavati da prove in sito quali ad esempio CPT, SPT, ecc. L'importanza della storia tensionale (OCR) anche per i depositi sabbiosi è evidenziata nelle figure 2 e 3 tratte da lavori di Berardi e Lancellotta del 1991.

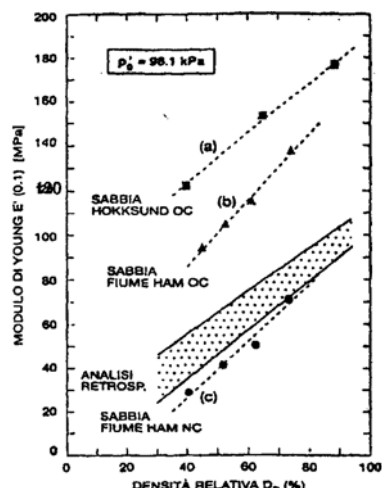


Figura 2

Nonostante l'indiscussa difficoltà di ottenere una stima precisa del grado di consolidazione dei depositi sabbiosi è da ritenere che una stima sufficientemente attendibile di tale parametro possa essere ottenuta attraverso correlazioni empiriche con prove in sito, soprattutto prove pressiometriche e dilatometriche.

### b) Stabilità di pendii e dei fronti di scavo

Il gran numero di parametri indipendenti che sono necessari per definire la stabilità o la pericolosità di un pendio naturale o di un fronte di scavo, renderebbe estremamente costosa un'analisi completa del problema, per cui nella pratica ordinaria si ricorre a modelli semplificati. Anche in questi casi per risolvere i problemi connessi con la stabilità dei pendii è in primo luogo necessario ottenere una conoscenza quanto più approfondita possibile delle caratteristiche geologiche del sito, intendendo con ciò le caratteristiche litologiche, stratigrafiche, strutturali, idrogeologiche e

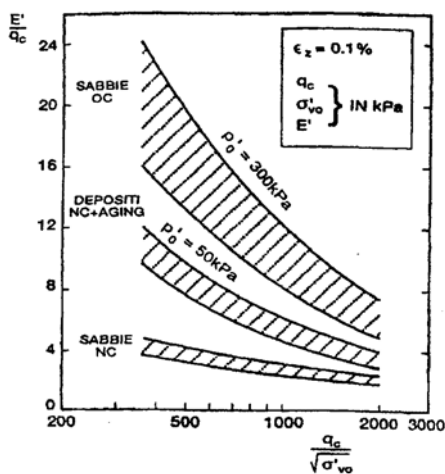


Figura 3

geomorfologiche della zona di indagine e delle zone limitrofe.

È poi necessario conoscere i seguenti parametri geotecnici dei terreni che possono essere interessati da eventuali scorrimenti:

- Peso di volume:  $\gamma$
- Parametri di resistenza:  $\varphi, c, c_u$
- Pressione neutra:  $u$

I parametri di resistenza ed il peso di volume devono essere ricavati da prove di laboratorio su campioni indisturbati, la pressione neutra va ricavata dai dati rilevati in una rete di piezometri messi in opera nel versante oggetto di studio.

Ciò premesso risulta evidente che un'indagine per la verifica della stabilità di un pendio (o di un fronte di scavo) deve essere costituita sia da prove in sito (prove penetrometriche, indagini geofisiche, ecc.), sia da sondaggi geotecnici con prelievo di campioni indisturbati e posa in opera di strumentazione geotecnica.

In generale per i pendii naturali le prove di laboratorio per la determinazione dei parametri di resistenza dovranno tendere

alla determinazione dei parametri sia di picco sia residui in condizioni di sforzi efficaci; per quanto riguarda i parametri di picco le prove più consigliabili sono sicuramente le triassiali consolidate e drenate (o in alternativa le triassiali consolidate non drenate con rilievo delle pressioni neutre), mentre i parametri residui andranno determinati con prove di taglio diretto in scatola di Casagrande con ripetuti cicli di taglio o, più opportunamente, con prove di taglio anulare, ovvero l'unica prova che individua il valore preciso di resistenza ultima del terreno. Poiché nel caso dei pendii naturali la superficie di scorrimento, effettiva od ipotizzata, si trova in genere a modeste profondità rispetto al piano di campagna, lo sforzo normale su di essa è in genere modesto e la resistenza al taglio lungo tale superficie dipende soprattutto dal valore della coesione  $c'$ , parametro che notoriamente è influenzato dalle caratteristiche macrostrutturali del terreno, nonché dai fenomeni di alterazione e di rigonfiamento cui viene sottoposto il terreno stesso.

L'effetto della macrostruttura può, almeno in parte, venire valutato utilizzando nelle prove di laboratorio campioni di maggiori dimensioni rispetto a quelli usuali o considerando nullo il valore della coesione  $c'$  lungo le superfici di discontinuità. L'effetto del rigonfiamento conseguente a fenomeni di alterazione o a diminuzione di carico, come ad esempio nei fronti di scavo, può essere valutato eseguendo prove triassiali con  $\sigma_1$  costante e  $\sigma_3$  decrescente. Per quanto riguarda la stabilità dei fronti di scavo, le verifiche andranno condotte sia a breve termine (in termini di tensioni totali), sia a lungo termine (in termini di tensioni efficaci), per cui si renderà necessaria anche la determinazione della coesione non drenata, preferibilmente mediante l'esecuzione di prove triassiali non consolidate e non drenate; anche in questo caso, nell'ipotesi che il fronte di scavo sia costituito da terreni sovraconsolidati e fessurati, è preferibile operare su campioni di maggiori dimensioni rispetto a quelli usuali (75 ÷ 100 mm contro i 38 mm usuali). ○

Si ringraziano i colleghi Ori, Scarapazzi e Tranquillo per la stesura del presente testo.

### BIBLIOGRAFIA

- G. BERARDI, R. LANCELLOTTA (1991) - *Stiffness of granular soil from field performance*. Geotechnique 41.
- G. CALABRESI (1987) - *Scelta dei parametri per l'analisi di stabilità di pendii naturali e fronti di scavo*. Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino XIII Ciclo.
- M. FABBRI, F. GARBIN, M. LANZINI, M. SCARAPAZZI (2007) - *Interpretazione dei parametri geotecnici di laboratorio*. Di Virgilio Editore.
- F. GARBIN, F. ORI, M. SCARAPAZZI, B. TRANQUILLO (2007) - *Geologia e ingegneria geotecnica alla luce delle nuove normative*. Geologia dell'Ambiente, 2/2007.
- R. LANCELLOTTA (1987) - *Potenzialità delle prove di laboratorio*. Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, XIII Ciclo.
- R. LANCELLOTTA (1987) - *Geotecnica*. Edizioni Zanichelli.
- PELLEGRINO (1974) - *Finalità e programmazione delle indagini geotecniche*. 5° ciclo annuale di conferenze. Politecnico di Torino.
- P. REGOGLIOSI, S. SERGIO STORONI RIDOLFI (2005) - *Introduzione alla geotecnica: i modelli costitutivi dei terreni*. Dario Flaccovio Editore.
- G. SCARPELLI, U. HEGG, M. MANASSERO (1999) - *Il ruolo delle indagini geotecniche nella progettazione*. Atti del XX Convegno Nazionale di Geotecnica.