

**CONSULTA LA SCHEDA DEL LIBRO**

Romolo Di Francesco



Dario Flaccovio Editore

# Analisi geotecniche di fondazioni superficiali e pali

Con esempi pratici di calcolo  
e verifiche di tipo GEO agli SLU e SLE



- Fondazioni superficiali: SLU in condizioni non drenate e drenate, ✓  
SLE in campo elastico e viscoelastico, SLE di fondazioni su sabbia ✓
- Pali di fondazione singoli e in gruppo: verifiche agli SLU e SLE per carichi assiali e trasversali ✓
- Introduzione alla modellazione FEM di travi su suolo alla Winkler, con esempi svolti ✓

Romolo Di Francesco

# **ANALISI GEOTECNICHE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI E PALI**

**CON ESEMPI PRATICI DI CALCOLO E VERIFICHE DI TIPO GEO AGLI SLU ED SLE**



Dario Flaccovio Editore

*Alla memoria di mio cugino Angelo Leonzi  
che amava la vita  
e sapeva farla amare*

Romolo Di Francesco

ANALISI GEOTECNICHE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI E PALI

ISBN 978-88-579-0072-8

© 2011 by Dario Flaccovio Editore s.r.l. - tel. 0916700686

[www.darioflaccovio.it](http://www.darioflaccovio.it) [info@darioflaccovio.it](mailto:info@darioflaccovio.it)

Prima edizione: settembre 2011

Di Francesco, Romolo <1965>

Analisi geotecniche di fondazioni superficiali e pali : con esempi pratici di calcolo e verifiche di tipo GEO agli

SLU e SLE / Romolo Di Francesco. - Palermo : D. Flaccovio, 2011.

ISBN 978-88-579-0072-8

1. Fondazioni – Indagini geotecniche.

624.151 CDD-22

SBN Pal0235582

*CIP - Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"*

Stampa: Tipografia Priulla, Palermo, settembre 2011

Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.

L'editore dichiara la propria disponibilità ad adempiere agli obblighi di legge nei confronti degli aventi diritto sulle opere riprodotte.

La fotocopiatura dei libri è un reato.

Le fotocopie per uso personale del lettore possono essere effettuate nei limiti del 15% di ciascun volume/fascicolo di periodico dietro pagamento alla SIAE del compenso previsto dall'art. 68, commi 4 e 5, della legge 22 aprile 1941 n. 633. Le riproduzioni effettuate per finalità di carattere professionale, economico o commerciale o comunque per uso diverso da quello personale possono essere effettuate solo a seguito di specifica autorizzazione rilasciata dagli aventi diritto/dall'editore.

**INDICE**

Premessa .....	pag.	7
<b>1. Le nuove NTC</b>		
1.1. Cenni introduttivi.....	»	9
1.1.1. Valori caratteristici dei parametri geotecnici.....	»	10
1.2. Metodologie di analisi agli SLU.....	»	21
1.2.1. Fondazioni superficiali.....	»	25
1.2.2. Pali di fondazione.....	»	34
1.2.3. Definizione dell'effetto delle azioni ( $E_d$ ).....	»	38
<b>2. Stato tensionale geostatico</b>		
2.1. Cenni introduttivi.....	»	51
2.1.1. Tensione verticale totale.....	»	52
2.1.2. Tensione verticale efficace.....	»	55
2.1.3. Il coefficiente di spinta a riposo delle terre.....	»	57
2.1.4. Tensione orizzontale efficace e totale.....	»	60
2.1.5. Un esempio di calcolo.....	»	61
2.1.6. Limiti operativi.....	»	63
2.2. Stato tensionale per risalita capillare.....	»	65
<b>3. Fondazioni superficiali</b>		
3.1. Cenni introduttivi.....	»	69
3.2. SLU in condizioni non drenate.....	»	70
3.2.1. Fondazioni a plinti.....	»	74
3.2.2. Fondazioni nastriformi.....	»	77
3.2.3. Fondazioni a platee.....	»	79
3.3. SLU in condizioni drenate.....	»	81
3.3.1. Fondazioni a plinti.....	»	85
3.3.2. Fondazioni nastriformi.....	»	86
3.3.3. Fondazioni a platee.....	»	87
3.4. SLE in campo elastico.....	»	87
3.4.1. Fondazioni a plinti.....	»	90
3.4.2. Fondazioni nastriformi.....	»	97
3.4.3. Fondazioni a platee.....	»	101
3.5. SLE in campo viscoelastico.....	»	101
3.5.1. Fondazioni a plinti.....	»	106
3.5.2. Fondazioni nastriformi.....	»	112
3.5.3. Fondazioni a platee.....	»	114
3.6. SLE di fondazioni su sabbia.....	»	117
3.6.1. Fondazioni a plinti.....	»	123
3.6.2. Fondazioni nastriformi.....	»	130
3.6.3. Fondazioni a platee.....	»	133
3.7. Esempio riepilogativo.....	»	135
3.8. Problemi connessi con il modello di Winkler.....	»	147
3.8.1. Introduzione alla modellazione delle molle.....	»	152
3.8.2. Introduzione alla modellazione delle travi.....	»	156
3.8.3. Introduzione alla modellazione dei vincoli elastici.....	»	162
3.8.4. Introduzione alla modellazione del suolo alla Winkler.....	»	167
3.8.5. Conclusione ed esercizi svolti.....	»	178
3.9. Fondazioni di macchine vibranti.....	»	188

3.9.1.	Metodologia di calcolo .....	»	190
3.9.2.	Un esempio pratico .....	»	192
3.9.3.	Appendice: derivazione delle equazioni.....	»	194
<b>4. Pali di fondazione</b>			
4.1.	Cenni introduttivi.....	»	197
4.2.	Verifiche agli SLU per carichi assiali .....	»	198
4.2.1.	Carichi verticali in condizioni non drenate .....	»	202
4.2.2.	Carichi verticali in condizioni drenate .....	»	205
4.3.	Verifiche agli SLU per carichi trasversali .....	»	207
4.3.1.	Carichi orizzontali in pali portanti di punta in argilla .....	»	227
4.3.2.	Carichi orizzontali in pali portanti di punta in sabbia .....	»	231
4.3.3.	Carichi orizzontali in pali sospesi in argilla .....	»	235
4.3.4.	Carichi orizzontali in pali sospesi in sabbia .....	»	236
4.4.	Verifiche agli SLE.....	»	237
4.4.1.	Pali sospesi .....	»	241
4.4.2.	Pali a punta incernierata .....	»	245
4.4.3.	Pali a punta incastrata .....	»	248
4.4.4.	Cedimenti coassiali del terreno indotti dai pali .....	»	251
4.4.5.	Gruppi di pali interagenti con piastre rigide.....	»	253
4.5.	Esempio riepilogativo.....	»	262
<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>			» 269

## Premessa

Il testo non deve essere visto come un volume a sé stante, e neppure come sostituto del progettista nella risoluzione dei problemi geologi/geotecnici; al contrario, i suoi contenuti assumono una connotazione gerarchica di completamento del libro *Geotecnica: guida pratica alla luce delle nuove NTC*, (2010) nel quale sono state trattate dapprima le novità introdotte dalle nuove Norme tecniche per le costruzioni e poi le verifiche agli  $SLU/SLE$  delle principali strutture geotecniche passando attraverso lo studio delle moderne tecniche di sperimentazione in laboratorio. Ciò premesso, nel presente testo sono state approfondite le problematiche connesse con le verifiche geotecniche delle fondazioni superficiali e dei pali trivellati e gettati in opera, tenendo conto della loro interazione con il modello geologico che, nella sua estrema complessità e variabilità, costituisce il punto di riferimento di qualunque progetto geotecnico.

Per tali motivi il libro è stato diviso in quattro capitoli, dei quali il primo costituisce l'approfondimento delle verifiche agli  $SLU$  introducendo elementi connessi con gli effetti delle azioni e la definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici, questi ultimi non più abbandonati dalle nuove norme a una mera trattazione statistica. Segue il secondo capitolo nel quale vengono approfondite le tecniche di calcolo degli stati tensionali geostatici, punto di partenza di tutte le analisi geotecniche, tenendo conto delle possibili variazioni nelle condizioni di saturazione del sottosuolo afferenti i modelli geologi reali. Il passaggio successivo, di costruzione di tutti gli algoritmi di analisi, è relativo agli approfondimenti del comportamento delle fondazioni superficiali (capitolo 3) e profonde (capitolo 4), tenuto conto di tutte le possibili geometrie, condizioni di carico e tipologie di vincolo; la trattazione comprende anche un paragrafo dedicato alle limitazioni imposte, dalle nuove normative tecniche, al modello di suolo alla Winker completato dall'introduzione alle tecniche computazionali utilizzabili nella modellazione delle travi di fondazione su letto di molle.

In definitiva, se il volume *Geotecnica: guida pratica alla luce delle nuove NTC* costituisce una valida guida nella costruzione del modello geotecnico, a partire dal modello geologico e stante la separazione dei ruoli ma non delle competenze tra la figura del progettista e quella del geologo, il presente testo conduce alle analisi geotecniche delle fondazioni superficiali e profonde; in questo modo, organico e conseguente, vengono forniti i metodi, e non solo le soluzioni, ai problemi connessi con la pratica professionale, costruendo modelli di facile e immediato utilizzo che consentono di "toccare con mano" i risultati ottenibili dai moderni software di calcolo.

# 1. LE NUOVE NTC

## 1.1. Cenni introduttivi

Il 1° luglio 2009, dopo un percorso formativo durato alcuni anni e sotto la spinta propulsiva del sisma che ha colpito la città de L'Aquila il 6 aprile dello stesso anno, sono definitivamente entrate in vigore le nuove *Norme tecniche per le costruzioni* (da ora indicate come NTC), contenute nel D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008 ed esplicitate nella Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Consiglio superiore dei lavori pubblici; in questo modo tutte le precedenti norme che regolamentavano le costruzioni in Italia sono state accorpate in un unico testo capace di disciplinare la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, sia pubbliche sia private, con lo scopo fondamentale di garantirne i prestabiliti livelli di sicurezza e di salvaguardare contestualmente la pubblica utilità.

Lo scopo essenziale di tali norme consiste, in sintesi, nel fornire una serie di indicazioni necessarie in ambito progettuale e di collaudo facendo leva su prefissate regole al fine di garantire:

- un livello prestazionale prestabilito;
- la coerenza con gli indirizzi normativi comunitari;
- un'appropriata definizione delle azioni sismiche;
- una corretta analisi dell'interazione terreno-struttura.

Le nuove NTC hanno di fatto introdotto alcune novità importanti che possono essere riassunte in pochi punti:

- la progettazione è ora basata sul metodo semiprobabilistico agli stati limiti ultimi (da ora indicati con SLU), il quale prevede l'impiego di gruppi di coefficienti parziali di sicurezza nel confronto tra la resistenza dell'insieme materiali + struttura e l'effetto delle azioni;
- viene definita la pericolosità sismica, espressa in termini di accelerazione orizzontale, la cui definizione passa attraverso lo studio della risposta sismica locale la quale a sua volta richiede la definizione della categoria di sottosuolo attraverso il calcolo della  $V_{s,30}$ ;
- la modellazione geologica di un sito è separata dalla modellazione geotecnica,

attribuendo quest'ultima al solo progettista al quale è affidata la progettazione e l'interpretazione delle indagini geotecniche poiché sono “*responsabilità del progettista la definizione del piano di indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica*”, così come “*l'interpretazione delle prove geotecniche eseguite in sito ed in laboratorio*” (NTC, paragrafo 6.2.2).

Leggendo nel loro insieme tutte le novità normative risulta che i principi fondamentali che sostengono l'intera struttura normativa sono rivolti a garantire, nell'arco di una finestra temporale di riferimento nota come *vita utile di una struttura*, le medesime condizioni e le stesse prestazioni secondo un concetto dualistico di sostenibilità economica e di livello di sicurezza previsto in fase di progettazione; tali elementi normativi comportano che i livelli prestazionali e le condizioni di sicurezza di un'opera, o di parte di essa, siano valutati rispetto agli SL che possono verificarsi durante la vita utile, e cioè:

- a) la sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi (SLU);
- b) la sicurezza nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE);
- c) la robustezza nei confronti di azioni eccezionali.

È evidente, allora, che, se gli SLU sono rivolti a confrontare le resistenze di progetto con l'effetto delle azioni, agli SLE compete la verifica della congruenza degli spostamenti e delle deformazioni in condizione di esercizio rispetto ai livelli prestazionali stabiliti in sede progettuale; conseguenzialmente, ragionando in tale ottica ne deriva che uno stato limite può essere definito come la condizione di sicurezza oltre la quale un'opera non risulta più idonea allo scopo per la quale è stata progettata o, detto in altre parole, lo stesso rappresenta la frontiera tra il dominio della stabilità e quello dell'instabilità.

Nel contempo, riunendo tutti i punti in un unico assioma, risulta anche evidente, per il tecnico progettista, la necessità di dover operare ad ampio spettro nell'ambito del quale lo stesso deve vagliare, e analizzare, problematiche attinenti la progettazione strutturale e geotecnica, senza dimenticare che la definizione della categoria di sottosuolo richiede la conoscenza del profilo di velocità attraverso l'impiego di metodologie di derivazione geofisica; d'altra parte, la sola caratterizzazione geotecnica di un sito necessita dell'attribuzione ai terreni di valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da ottenere mediante specifiche prove di laboratorio su campioni indisturbati (NTC, paragrafo 6.2.2) e attraverso “*una valutazione specifica da parte del progettista*” (Circolare n. 617, paragrafo C6.2.2).

### 1.1.1. Valori caratteristici dei parametri geotecnici

La definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici rappresenta, probabilmente, l'aspetto cruciale che sottende la buona riuscita di ogni progettazione

geotecnica agli SLU ed SLE, considerato che, secondo quanto chiarito al paragrafo C6.2.2 della Circolare esplicativa n. 617, la stessa avviene seguendo due passi distinti:

- una prima fase, nell'ambito della quale occorre identificare i parametri geotecnici appropriati per i fini progettuali preposti;
- una seconda fase che riguarda la valutazione dei valori caratteristici dei parametri basata su una stima cautelativa in funzione dello stato limite considerato.

La circolare, nella definizione di tali passi, utilizza a titolo di esempio l'analisi di stabilità allo scorrimento di un muro di sostegno per il quale ritiene opportuno applicare i parametri meccanici relativi a una condizione di "volume costante" o di "stato critico", la quale in Meccanica delle terre corrisponde al campo delle elevate deformazioni pertinente, pertanto, a una condizione di resistenza ultima; nel contempo suggerisce anche di trascurare, nell'ambito di analisi in termini di tensioni efficaci, il contributo della coesione alla resistenza meccanica. Nel caso, invece, delle verifiche geotecniche relative alla fondazione delle opere di sostegno, viene suggerito di desumere la capacità portante con riferimento al "valore di picco" dell'angolo di resistenza al taglio, senza nel contempo trascurare il contributo della coesione efficace nella resistenza complessiva del terreno.

Se tali esempi consentono, seppur con i dovuti limiti individuabili nell'ambito dello studio degli *stress-path* (analisi dei percorsi di sollecitazione ai quali affidare la sintesi dello studio dell'interazione terreno-struttura; Lambe, 1967; Lambe e Allen Marr, 1979; Di Francesco, 2010), di ricostruire il più appropriato profilo geotecnico, per la definizione dei valori caratteristici dei parametri meccanici la citata circolare suggerisce di utilizzare i valori medi allorquando "nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidezza sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti". Ovviamente, nel caso contrario "in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazioni delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidezza" la circolare invoca l'utilizzo di valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici.

In ogni caso, non è affatto prevista la trattazione statistica dei parametri geotecnici ma solo una buona conoscenza della risposta meccanica dei terreni ai vari percorsi statici e cinematici, considerato che una popolazione di dati statisticamente significativa non trova corrispondenza con gli ordini di grandezza relativi alle usuali campagne geognostiche; nel contempo, occorre anche tenere conto della

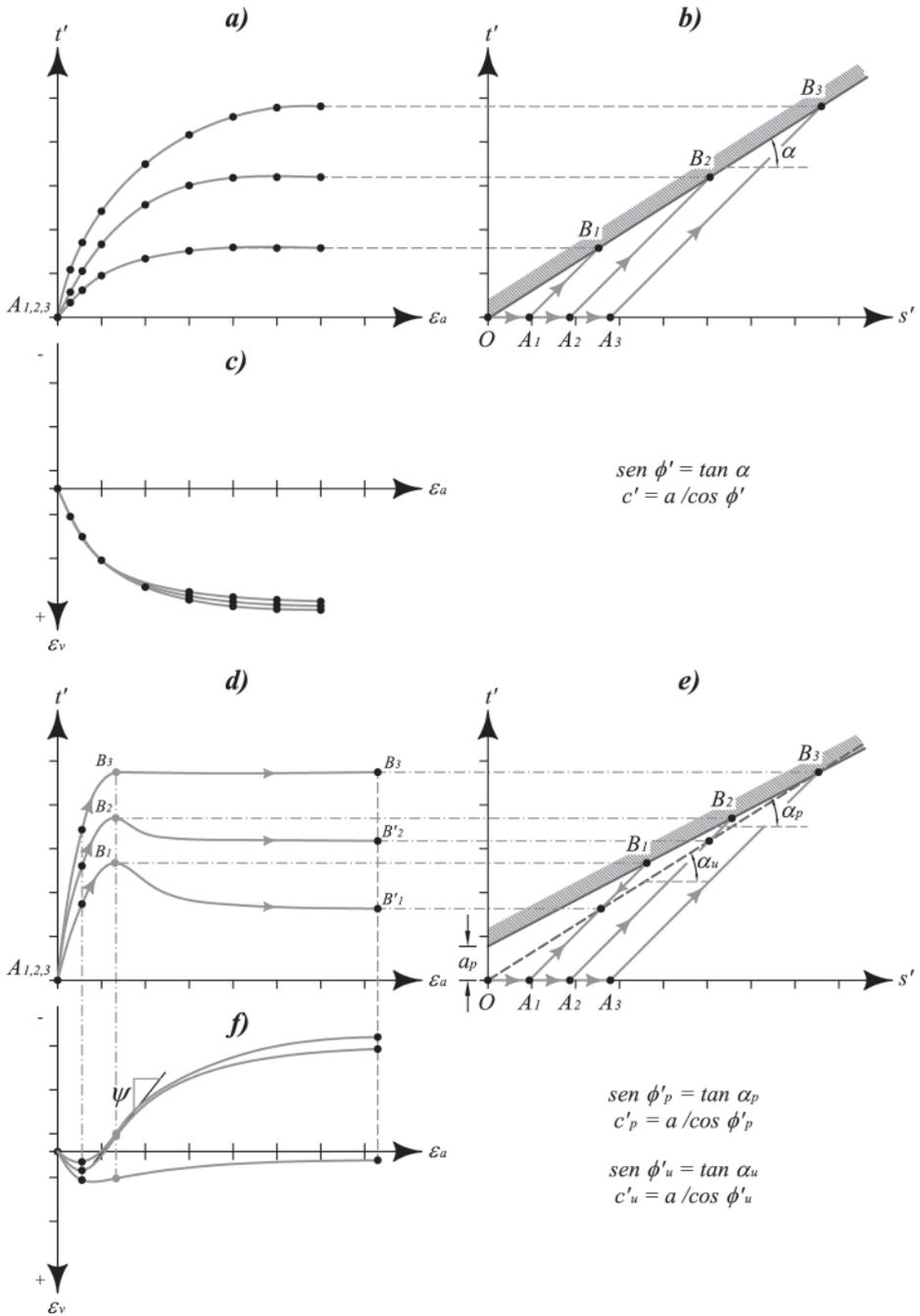


Figura 1.1  
 Prove TRX-CD eseguite su: argille saturate normalconsolidate a-b-c);  
 argille saturate sovraconsolidate d-e-f) (da: Di Francesco, 2010)

usuale variabilità spaziale dei parametri geotecnici legata alla normale eterogeneità dei terreni, la quale non potrà mai essere ricondotta a un modello statisticamente accettabile, se non sarà trattata secondo i passi suggeriti dalla Circolare esplicativa n. 617.

Entrando ora nel merito del problema, e rimandando ad altri testi per maggiori approfondimenti sull'argomento (ad esempio Di Francesco, 2010; Lambe e Whitman, 1997), al fine di giungere a una corretta definizione dei valori caratteristici da attribuire ai terreni è essenziale proporre un'estrema sintesi del comportamento meccanico delle terre desumibile dai percorsi di sollecitazione imprimevoli ai provini nelle celle triassiali, ovvero tramite la metodologia sperimentale più completa attualmente disponibile nei laboratori geotecnici ordinari. A tal proposito occorre considerare che le prove triassiali permettono, innanzitutto, di riprodurre stati tensionali isotropi e anisotropi, consentendo in questo modo di replicare condizioni geostatiche anche complesse; nel contempo, consentono anche di applicare condizioni di drenaggio differenti durante ogni singola fase sperimentale conducendo infine ad eseguire prove consolidate drenate (TRX-CD), consolidate non drenate (TRX-CU) e non consolidate non drenate (TRX-UU) alle quali affidare la ricerca del più appropriato criterio di snervamento dal quale derivare, infine, dapprima i parametri geotecnici di resistenza e deformabilità e successivamente i loro valori caratteristici.

Analizzando la figura 1.1, relativa a prove TRX-CD, risulta che nel caso di terre a grana fine (argille e limi) normalconsolidate (NC), ovvero che durante la propria storia geologica sono state assoggettate al solo peso proprio, la risposta meccanica è caratterizzata da curve sforzi-deformazioni elastoplastiche non lineari contraenti con degenerazione progressiva della resistenza (figura 1.1a); la superficie di snervamento risulta invece rettilinea coincidendo di fatto con il criterio di rottura di Mohr-Coulomb (figura 1.1b). Infine, si assiste a una variazione continua positiva del volume (contrazione) con tendenza asintotica nel campo delle elevate deformazioni (figura 1.1c).

Riunendo tali elementi in un unico modello, risulta che le argille NC sature manifestano una coesione efficace praticamente nulla, salvo modesti valori ( $c' = 1 \div 5$  kPa) imputabili alla non perfetta linearità della superficie di snervamento e a possibili condizioni di non perfetta saturazione, nonché un incremento linearmente crescente con i livelli di pressione isotropa ( $s'$ , asse delle ascisse in figura 1.1b) definibile attraverso l'angolo di resistenza al taglio efficace ( $\phi'$ ). In altre parole, si assiste alla tendenza a raggiungere una resistenza limite, corrispondente al campo delle elevate deformazioni, definibile anche come *condizione di resistenza ultima* alla quale le argille attingono manifestando un'elevata corrispondenza con la teoria della plasticità perfetta; poiché, inoltre, a tale livello si verificano solo deformazioni distorsionali in assenza di variazione di volume (figura 1.1c), spes-

so tale condizione è definita a *volume costante* alla stregua di quanto esplicitato dalla Circolare n. 617 al citato paragrafo C6.2.2.

Nel caso invece di argille sovraconsolidate (OC), corrispondenti a geomateriali che durante la propria storia geologica sono stati assoggettati a livelli tensionali superiori a quello attuale (ad esempio per arresto della sedimentazione e conseguente asportazione di un cospicuo volume di terreno per erosione), si assiste a un comportamento rammollente al quale corrisponde una resistenza di picco e una successiva caduta verso valori ultimi, come mostrato dalle curve sforzi-deformazioni  $B_1$  e  $B_2$  rappresentate nella figura 1.1d; ovviamente, per valori del livello di sforzo applicato superiore a quello massimo (definito *pressione di sovraconsolidazione* o di *preconsolidazione*) il comportamento meccanico delle argille OC torna ad essere identico a quello delle argille NC, seppure con una resistenza superiore e una deformabilità inferiore (curva  $B_3$ ). Tale apparentemente anomalo comportamento può essere spiegato invocando il fenomeno della dilatanza, che prevede un'iniziale contrazione volumetrica seguita da un successivo aumento, come mostrato dalle curve  $\varepsilon_a \div \varepsilon_v$  di cui alla figura 1.1f, e che dipende dalle condizioni di elevato serraggio delle particelle; in altre parole, il moto, indotto dalle sollecitazioni applicate e funzione delle conseguenti deformazioni, non può avvenire se non tramite la diminuzione del mutuo incastro ossia con aumento dei gradi di libertà e conseguentemente del volume.

In definitiva, le terre a grana fine OC manifestano un comportamento meccanico dualistico, con una condizione di picco data da una coesione non nulla e da un aumento della resistenza funzione lineare della pressione isotropa, ovvero descrivibile, per un mezzo omogeneo isotropo che risponde alla legge di Mohr-Coulomb, tramite la coppia di parametri  $c'_p \neq 0$  e  $\phi'_p \neq 0$ . Quindi, per elevati valori della deformazione, segue la caduta della resistenza verso valori ultimi, riducendosi in sostanza al medesimo comportamento delle argille NC ( $c'_u \approx 0$ ,  $\phi'_u < \phi'_p$ ).

Differente è invece la risposta meccanica delle medesime argille in funzione delle prove consolidate non drenate (TRX-CU), ovvero di quelle prove nelle quali, dopo aver saturato e consolidato il provino per un assegnato livello di sforzo, viene applicata una forza assiale fino a condurre il materiale a rottura in assenza di drenaggio della fase fluida, ovvero in condizioni di deformazione volumetrica impedita ( $\Delta V = 0$ ). Ciò comporta, conseguenzialmente, lo sviluppo di una sovrappressione dell'acqua ( $\Delta u \neq 0$ ) contenuta nei pori (interstizi) nell'assunto, realistico, di uno scheletro solido indeformabile nel campo delle normali tensioni ingegneristiche e stante una fase fluida sempre indeformabile.

Se si analizza ora la figura 1.2 alla luce di tali informazioni, si scopre che le curve sforzi-deformazioni seguono il medesimo andamento di quelle delle argille NC (figure 1.2a e 1.2d), mentre non è più possibile interpretare le prove in funzione del volume quanto, piuttosto, in relazione alle variazioni della pressione inter-

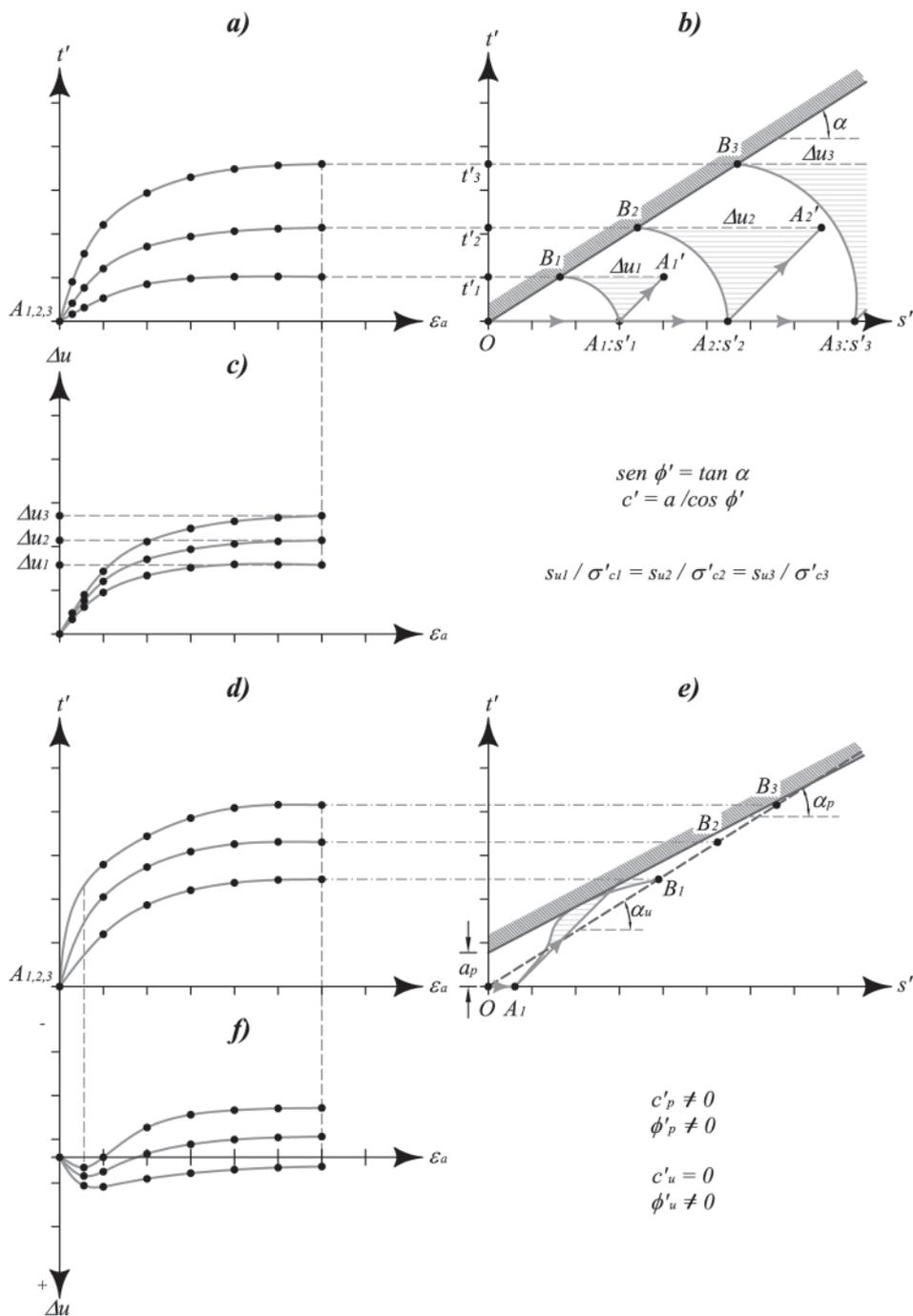


Figura 1.2

Prove TRX-CU eseguite su: argille saturate normalconsolidate a-b-c); argille saturate sovraconsolidate d-e-f) (da: Di Francesco, 2010)

stiziale (figure 1.2c e 1.2f); nel contempo, integrando i dati nel piano  $t \div s'$  risulta che, mentre le argille NC manifestano un unico involucro a rottura (figura 1.2b), le terre fini OC rispondono allo stesso modo visto con le prove precedenti (figura 1.2e). Non ultimo, stante la condizione di drenaggio impedito, tali prove consentono anche di relazionare le resistenze in condizioni drenate (efficaci:  $c'$  e  $\phi'$ ) con quelle in condizioni non drenate ora espresse in funzione della sola coesione non drenata ( $s_u$ ). In quest'ultimo caso, poi, si scopre anche che esiste una relazione diretta tra quest'ultimo parametro e lo sforzo applicato, tanto da condurre alla definizione di una  $s_u$  dipendente dal livello di sollecitazione applicato e/o previsto in fase progettuale. Nel caso specifico della figura 1.2, è possibile verificare l'esistenza del rapporto:

$$s_{u,1}/\sigma_{c,1} = s_{u,2}/\sigma_{c,2} = s_{u,3}/\sigma_{c,3}$$

nel quale compaiono gli elementi:

$$s_{u,1} = t'_1, s_{u,2} = t'_2, s_{u,3} = t'_3$$

mentre le  $\sigma'_{c,i}$  identificano le pressioni applicate nella fase iniziale di consolidazione dei provini.

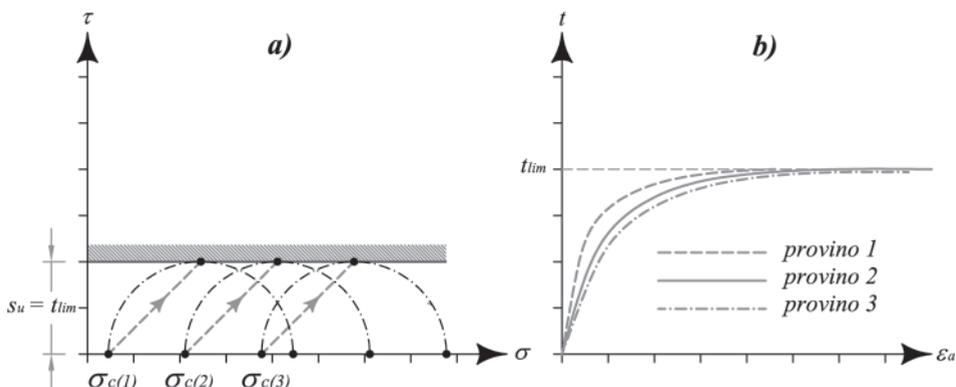


Figura 1.3

Prove TRX-UU: interpretazione mediante i cerchi di Mohr a); curve sforzi-deformazioni b) (da: Di Francesco, 2010)

Per concludere, nel caso delle prove TRX-UU, il provino è condotto a rottura in assenza sia della fase di consolidazione iniziale sia del drenaggio della fase fluida, con la conseguenza che a ogni livello di sollecitazione ( $\sigma_{c,i}$ , figura 1.3a) corrisponde un ugual valore della sovrappressione interstiziale, tanto che le curve sforzi-deformazioni risultano praticamente coincidenti (figura 1.3b). Si tratta di un effetto che produce lo sviluppo di uno stato di sforzo efficace nei provini

sempre uguale e al quale corrisponde, pertanto, il raggiungimento della rottura per il medesimo valore della resistenza al taglio in condizioni non drenate (e al medesimo contenuto d'acqua esistente in sito).

Ora che sono noti, seppur sommariamente, gli elementi salienti che sottendono la risposta meccanica delle argille alle varie sollecitazioni e/o condizioni di drenaggio, è possibile dare un senso alle precisazioni fornite dalla Circolare esplicativa n. 617 in merito alla definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici, ai quali sono attribuite definizioni tipo *volume costante*, *stato critico*, *valore di picco*, *valori medi* e infine *valori minimi* corrispondenti alle differenti analisi e condizioni al contorno relative, ad esempio, a un muro di sostegno. In questo modo, e sempre a titolo di esempio, è possibile scoprire che nelle analisi di stabilità allo scorrimento è necessario fare riferimento alla coppia di parametri efficaci  $c'_u = 0$  e  $\phi'_u \neq 0$ , dovendo, pertanto, attingere alla resistenza ultima espressa dalle terre a grana fine emergente dalle prove triassiali consolidate drenate (figura 1.1) o, anche, dalle prove di taglio diretto che possono essere considerate, seppur semplicisticamente, del tutto equivalenti. Al contrario, nel caso dell'analisi di stabilità delle fondazioni, la suddetta circolare ritiene possibile ricorrere ai valori di picco ( $c'_p \neq 0$  e  $\phi'_p \neq 0$ ) sempre che il terreno sia effettivamente sovraconsolidato. Infine, nel caso di opere per la cui definizione del modello geotecnico sono stati analizzati diversi campioni, occorre ricorrere ai valori medi o minimi delle varie coppie di parametri utilizzabili di volta in volta in relazione al volume di terreno coinvolto e alla rigidezza relativa fondazione-terreno.

Purtroppo, però, la soluzione al problema non è di facile soluzione come sembra, dal momento che occorre anche tenere conto di una serie di fattori che possono interferire con il procedimento di analisi geotecnica e che dipendono dalla concorrenza di differenti figure professionali così come pure delle ditte di perforazione, degli esecutori delle prove in sito e dei laboratori geotecnici: tutti elementi, tasselli di un unico puzzle, dai quali dipende la riuscita di un progetto geotecnico. Al fine di fornire un elemento di confronto con un caso reale è possibile fare riferimento alla figura 1.4, nella quale è rappresentata la sintesi di uno studio geologico e geotecnico condotto con la finalità di eseguire un'analisi di stabilità di un pendio al fine di verificarne la sicurezza in relazione a previsioni urbanistiche di lottizzazione. Pertanto, il modello geologico del sito prevede una conformazione morfologica caratterizzata dalla presenza di terreni di copertura (colluviali) di spessore variabile e con sezione tipicamente cuneiforme (figura 1.4a), sovrastanti un substrato roccioso composto da argille oc antiche di circa 5 milioni di anni (da ora indicati MA); tali depositi risultano inoltre adagiati lungo un versante caratterizzato da acclività medio-bassa costituente un'unità di raccordo tra un ripiano morfologico sovrastante, lungo il quale affiorano i termini arenacei della medesima formazione rocciosa, e il sottostante fondovalle alluvionale.

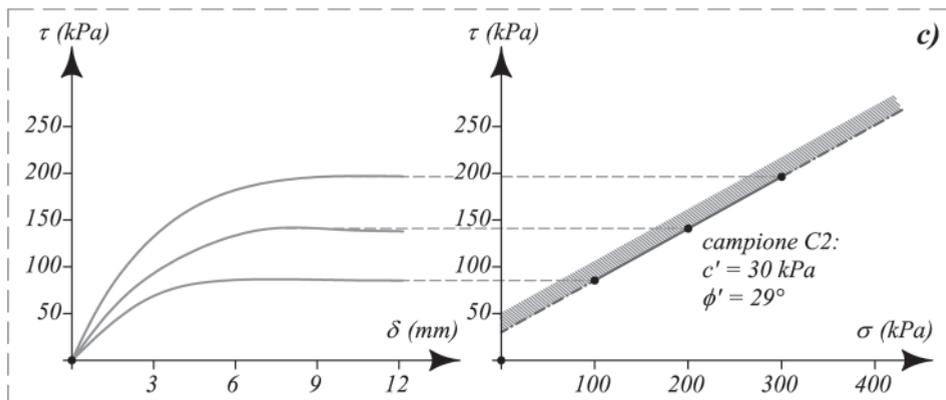
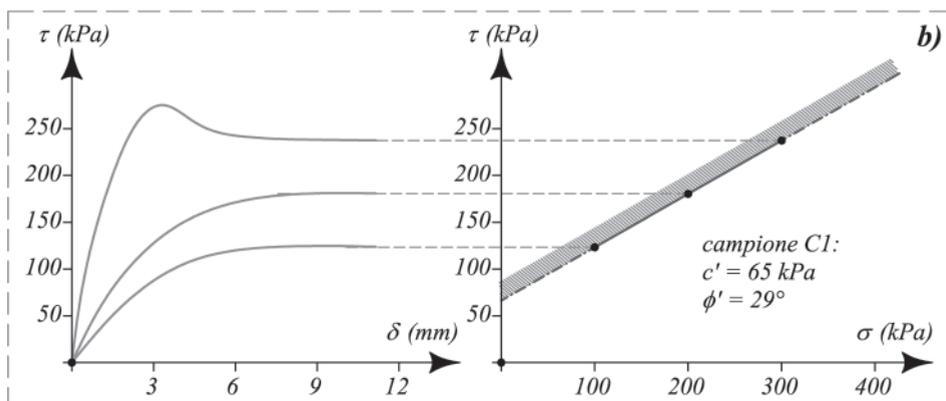
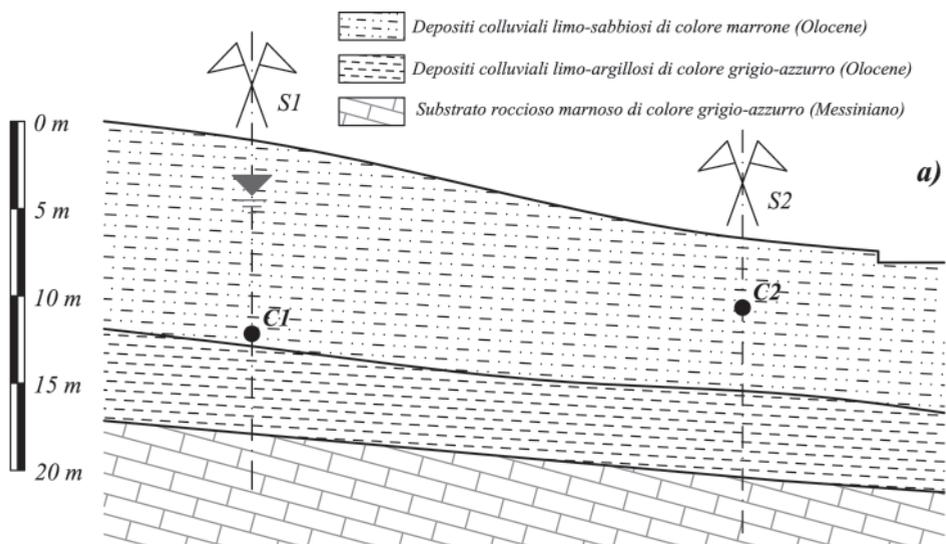


Figura 1.4

Esempio di derivazione dei valori caratteristici: sezione stratigrafica con indicazione di prelievo campioni a); prove di taglio diretto b-c)

Dall'analisi delle stratigrafie relative ai sondaggi a carotaggio continuo (non rappresentati in figura) emerge un quadro morfometrico con presenza di cospicui spessori di terreni colluviali; nel contempo occorre anche rilevare che gli stessi sono stati suddivisi in due unità stratigrafiche:

- l'unità stratigrafica superiore, costituita da sabbie limoso-argillose di colore marrone moderatamente consistenti e con presenza di frustoli carboniosi;
- l'unità stratigrafica inferiore, composta da limi sabbioso-argillosi di colore grigio-azzurro molto consistenti.

Quindi, come appare evidente dalla lettura delle descrizioni litologiche, la suddivisione appare fondata sulle sole differenze cromatiche e di consistenza, senza alcuna informazione supplementare sulla struttura interna dei terreni colluviali; contestualmente, e prima di entrare nel merito delle prove di laboratorio, occorre anche rilevare la strana coincidenza del colore dell'unità inferiore con quello del sottostante substrato roccioso come illustrato nella legenda di figura 1.4a.

Rivolgendo ora l'attenzione ai risultati delle prove di laboratorio, occorre innanzitutto premettere che la caratterizzazione dei terreni è passata per l'analisi di due soli campioni, prelevati all'incirca in mezzera e alla base dell'unità superiore, i quali sono stati sottoposti a prove di taglio diretto (TD) e di compressione in assenza di confinamento laterale (ELL), unitamente allo studio della granulometria e delle caratteristiche fisiche di base (ad esempio peso di volume e contenuto d'acqua – tabelle 1.1, 1.2 e 1.3).

N. campione	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)
C2	8	42	35	15
C1	2	26	45	27

**Tabella 1.1. Granulometria dei terreni investigati**

N. campione	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$s_u$ (kPa)
C2	20.7	30	29	180
C1	21.3	65	29	260

NB:  $s_u$  identifica la resistenza al taglio in condizioni non drenate, altresì nota come coesione non drenata.

**Tabella 1.2. Principali parametri di resistenza dei terreni investigati**

N. campione	$w$ (%)	$S$ (%)	$e$	$K$ (m/s)
C2	18	—	—	—
C1	15	—	—	—

$w$  = contenuto d'acqua;  $S$  = grado di saturazione;  $e$  = indice dei vuoti;  $K$  = coefficiente di permeabilità.

**Tabella 1.3. Principali parametri di stato dei terreni investigati**

Dalla lettura critica dei risultati di tali prove emergono immediatamente alcune perplessità, con particolare riferimento ai parametri meccanici che appaiono decisamente sovrastimati per la natura dei terreni riscontrata in sito.

In effetti, occorre innanzitutto ricordare che i mezzi elastoplastici isotropi possono essere agevolmente modellati mediante il criterio di snervamento di Mohr-Coulomb e tramite due soli parametri, la coesione intercetta e l'angolo di resistenza al taglio (oltre, ovviamente, al modulo elastico, al coefficiente di Poisson e all'angolo di dilatanza nel caso di terreno OC), entrambi riferiti rispetto alle tensioni efficaci; ragionando in tale modo risulta allora che le terre analizzate appaiono rispondere a tale criterio di rottura, manifestando nel contempo alcune incongruenze sia rispetto a quanto verificato con la figura 1.1, corrispondente a prove triassiali consolidate drenate comparabili con le prove di taglio diretto, sia rispetto alla natura geologica dei terreni colluviali.

Entrando ora nel merito dei risultati si scopre che la prima incongruenza è imputabile all'elevato, nonché alquanto anomalo, valore della coesione intercetta, corrispondente a una risposta tipica di terreni OC e contrastante sia con la natura colluviale dei depositi di copertura che con l'elevata presenza di sabbia e ghiaia in entrambi i campioni; allo stesso tempo, le curve sforzi-deformazioni appaiono tipiche di terreni a comportamento contraente (figure 1.4b-c), ossia delle terre a grana fine NC per le quali è noto risultare un valore nullo della coesione efficace in condizioni di totale saturazione. Quindi, considerato che nei certificati non è stato specificato il grado di saturazione dei terreni, sia allo stato naturale che a fine consolidazione dei provini, non è possibile attribuire la discrepanza a motivi ben precisi.

Ulteriori anomalie emergono, inoltre, anche dalle prove eseguite per la definizione del comportamento meccanico in condizioni non drenate, ovvero le prove ELL (non rappresentate in figura), per le quali è utile evidenziarne la scarsa rappresentatività; infatti, in questo caso i risultati mostrano valori della  $s_u$  decisamente elevati e variabili da un minimo di 180 kPa a un massimo di 260 kPa in funzione dell'incremento della profondità e comunque con curve sforzi-deformazioni tipiche delle argille OC.

Riassumendo tutte le informazioni e utilizzando come guida i grafici di cui alle figure 1.4b-c, emerge:

- un comportamento sovraconsolidato di tutti i terreni e in tutte le prove meccaniche;
- curve sforzi-deformazioni non corrispondenti a tale comportamento nelle prove in condizioni drenate;
- presenza di una curva rammollente nel campione C1 sovrastante le curve contraenti, ovvero in posizione esattamente contraria rispetto a quanto mostrato nella figura 1.1d e pertanto denotante un grave errore di laboratorio;

- risultati non congrui con la natura colluviale dei terreni, attribuiti a depositi colluviali con presenza di frustoli carboniosi nonché moderatamente consistenti nell'unità stratigrafica superiore.

In definitiva, risulta un quadro poco realistico e affatto rappresentativo della natura geologica e del comportamento meccanico dei terreni colluviali, stante anche la probabile attribuzione dell'unità stratigrafica inferiore alla porzione alterata del substrato roccioso: tutti elementi che denotano una scarsa cura nell'interpretazione dei dati geologici e nell'esecuzione delle prove di laboratorio.

Infine, pur volendo astrarre il caso da una possibile contestazione stante l'impossibilità di derivarne un corretto modello geotecnico, può essere tentata la caratterizzazione meccanica sintetizzata nella tabella 1.4.

Litotipo	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$s_u$ (kPa)
Unità superiore	21	5	29	—

**Tabella 1.4. Valori caratteristici dei parametri geotecnici**

Per la lettura di tali valori occorre considerare che:

- il peso di volume è stato ottenuto mediante semplice media aritmetica tra i risultati dei due campioni;
- la coesione efficace è stata notevolmente ridotta, con un valore minimo non nullo in relazione alle possibili condizioni di parziale saturazione dei terreni; d'altra parte è anche emersa l'assenza di una falda lateralmente continua essendo stata rilevata solo nel sondaggio S1 a una profondità di 3 m dal piano di campagna, denotante, pertanto, l'esistenza di linee preferenziali di drenaggio;
- il valore dell'angolo di resistenza al taglio può essere ritenuto congruo, stante l'abbondante presenza di sabbia in entrambi i campioni.

In questo modo si perviene a un'attribuzione dei valori caratteristici che in ogni caso è limitata alla sola unità stratigrafica superiore, rendendo di fatto del tutto inutile il modello geotecnico costruito. Senza dimenticare l'inutilità delle prove ELL nel caso di analisi di stabilità dei pendii.

## 1.2. Metodologie di analisi agli SLU

Analizzando il primo punto relativo alla sicurezza nei confronti degli SLU (punto *a* del paragrafo 1.1), risulta necessario ricorrere a un'analisi semiprobabilistica della capacità portante di una struttura con lo scopo di evitare il raggiungimento della resistenza ultima oltre la quale si verificano crolli, perdite di equilibrio e/o dissesti gravi sia totali che parziali: un vincolo che attribuisce al superamento di

uno SLU un carattere di irreversibilità, conducendo infine a un fenomeno di collasso totale o parziale.

Nel caso degli SLE (punto *b*) le condizioni di sicurezza devono, invece, essere rispettate al fine di garantire il livello prestazionale previsto in sede progettuale, assumendo, in caso di superamento, carattere reversibile o irreversibile. Limitando l'attenzione ai soli SLU, i principali possono essere sintetizzati come segue:

- perdita di equilibrio della struttura nella sua totalità o in parte di essa;
- spostamenti o deformazioni oltre i limiti insiti nella geometria strutturale e nella tipologia dei materiali impiegati;
- raggiungimento e superamento della resistenza ultima di parti strutturali, di collegamento e/o delle fondazioni;
- raggiungimento e superamento della massima capacità di resistenza della struttura nella sua globalità;
- raggiungimento e superamento della resistenza ultima dei terreni;
- rottura per fatica di membrature e collegamenti;
- rottura per comportamento tempo-dipendente di membrature e collegamenti;
- instabilità totale o parziale della struttura.

Applicando tali concetti agli SLU, e tenuto conto di quanto esposto precedentemente, ne deriva che gli stessi possono essere distinti in:

- stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU);
- stato limite di resistenza del terreno (GEO);
- stato limite di resistenza delle strutture in elevazione e delle fondazioni (STR).

Lo stato limite di equilibrio (EQU) considera la struttura, il terreno o l'insieme terreno-struttura come corpi rigidi ed è richiamato nella Circolare n. 617 come esempio tipico da utilizzare nelle verifiche al ribaltamento dei muri di sostegno. Lo stato limite di tipo GEO, costituente l'ossatura del presente testo, è fondamentale in tutte le analisi di interazione terreno-struttura.

Infine, lo stato limite di tipo STR è relativo al dimensionamento di tutti i componenti di una struttura.

Entrando ora nel merito dell'argomento, le nuove NTC prevedono che la valutazione delle condizioni di sicurezza, rispetto sia agli SLU che agli SLE di tipo GEO, faccia ricorso a metodi semiprobabilistici basati sull'applicazione di coefficienti parziali di sicurezza, la quale a sua volta deve essere verificata attraverso il confronto tra la resistenza dei terreni e le azioni agenti, queste ultime intese come le massime sollecitazione di progetto opportunamente determinate; quindi, nel caso degli SLU tale procedura richiede che sia verificata la seguente disequazione:

$$R_d \geq E_d \quad (1.1)$$

nella quale  $R_d$  rappresenta la resistenza di progetto ed  $E_d$  il valore di progetto dell'effetto delle azioni.

Prima di entrare nel merito dell'argomento può risultare utile effettuare un confronto tra l'equazione (1.1) e la sua omologa prevista nel D.M. 11/03/1988 e applicata, ad esempio, alla determinazione del carico ammissibile di un terreno:

$$Q_{amm} = \frac{Q_{lim}}{F_s} \quad (1.2)$$

nella quale  $F_s \geq 3$  rappresenta un fattore di sicurezza applicato al carico limite ( $Q_{lim}$ ) determinato con i metodi propri della Geotecnica.

Ricavando dalla (1.2) il fattore di sicurezza si ottiene:

$$\frac{Q_{lim}}{Q_{amm}} = F_s \geq 3 \quad (1.3)$$

Allo stesso modo dalla disequazione (1.1) può essere ricavato:

$$\frac{R_d}{E_d} \geq 1 \quad (1.4)$$

che dimostra, dal confronto con la (1.3), l'esistenza delle equivalenze  $R_d \equiv Q_{lim}$  ed  $E_d \equiv Q_{amm}$ .

Brevemente, e prima di entrare nel merito delle applicazioni dei nuovi metodi di calcolo agli SLU, risulta, dal confronto tra le equazioni (1.1) e (1.2) ossia tra le (1.3) e (1.4), che le stesse differiscono solo nel valore numerico del fattore di sicurezza, che si traduce in sostanza in due effetti conseguenziali:

- è possibile “lavorare” con bassi coefficienti di sicurezza finali, stante l'applicazione di gruppi di coefficienti nei vari stadi di calcolo che comporta l'individuazione di differenti combinazioni di calcolo fino ad individuare la più sfavorevole;
- il metodo semiprobabilistico agli SLU conduce a un migliore sfruttamento dei materiali, anche se a scapito di un maggior onere computazionale.

Per quanto concerne la definizione della resistenza  $R_d$ , la stessa deve essere determinata attraverso i metodi noti in Geotecnica utilizzando i valori caratteristici derivati dai parametri geotecnici, a loro volta opportunamente abbattuti attraverso l'utilizzo di appropriati coefficienti di sicurezza parziale e applicando, a valle del calcolo, un ulteriore coefficiente di sicurezza finale.

Ad esempio, nel caso del calcolo del carico verticale di collasso di una fondazione risulta innanzitutto che lo stesso è funzione dei valori caratteristici (*v.c.*):

$$Q_{coll} = f(v.c.) \quad (1.5)$$

con  $f(v.c.)$  che identifica una qualunque formula utile per tali calcoli (esempio la formula trinomia di Terzaghi).

**CONSULTA LA SCHEDA DEL LIBRO**