

LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA E LA NORMATIVA

L. Mongiovì

Università di Trento
Dipartimento di Ingegneria Meccanica e Strutturale
Via Mesiano 77, 38050 Trento, Italia

Sommario. *Si fanno preliminarmente alcune brevi considerazioni sulla relazione tra la normale attività professionale dell'ingegnere civile e le norme tecniche per le costruzioni. Si illustrano successivamente alcune caratteristiche fondamentali della progettazione geotecnica con particolare riferimento alla formulazione del modello geotecnico del sottosuolo. La scelta del modello, infatti, è affetta da incertezze ed influenza in modo determinante le analisi ed il loro risultato. La descrizione del comportamento meccanico del terreno può essere effettuata impiegando relazioni semplici ma, in tal caso, la scelta dei parametri diventa difficile. Si descrivono alcuni aspetti innovativi delle norme geotecniche commentandone, infine, gli effetti sulla sicurezza delle costruzioni.*

1 INTRODUZIONE

Nell'esercizio della comune pratica professionale dell'ingegnere civile avviene un progressivo consolidamento delle conoscenze mediante lo sviluppo e la diffusione di procedimenti convenzionali di facile applicazione nelle condizioni ordinarie. Nel frattempo, nell'ambito della ricerca vengono messe in discussione le conoscenze acquisite e si sviluppano nuovi metodi di analisi teorica e nuove tecniche sperimentali.

Tali nuove conoscenze non sono immediatamente messe in pratica nella attività professionale corrente ma sono solo occasionalmente impiegate dagli addetti alla ricerca. Successivamente, quando i procedimenti convenzionali consolidati sono diventati ormai obsoleti, le norme tecniche vengono aggiornate per tenere conto dei progressi compiuti.

A questo punto i progettisti sono costretti a sostituire gli abituali strumenti di analisi e, se ancora non è stato fatto, ad adeguare le proprie conoscenze. Si configura pertanto un processo dinamico di formazione permanente, attraverso una interazione tra la professione e la ricerca, nel quale alle norme è assegnato il compito di obbligare gli ingegneri a riqualificarsi.

Non deve essere dimenticato, infatti, che le norme sono cogenti e non eludibili e che il loro scopo è quello di garantire la sicurezza e l'efficienza delle costruzioni. Da questo punto di vista risulta evidente il ruolo sociale che può e deve assumere la professione dell'ingegnere.

Non si può fare a meno di osservare, tuttavia, che il rispetto delle norme tecniche non garantisce la qualità del progetto. Infatti, è possibile, pur rispettando le norme, commettere degli errori progettuali che possono compromettere l'efficienza, o perfino la stabilità, dell'opera. Tali errori sono più frequenti, come si vedrà in seguito, nel caso della progettazione geotecnica, la cui inadeguatezza è la causa prevalente dei dissesti delle costruzioni. Nella normale attività professionale, peraltro, gli uffici tecnici di controllo verificano l'osservanza delle norme e, solitamente, non la qualità del progetto.

Se ne deduce che il solo rispetto delle norme non garantisce la sicurezza e, pertanto, non tutela l'ingegnere. In caso di danno, infatti, il progettista ed il direttore dei lavori sono sottoposti a un procedimento giudiziario civile, e talvolta anche penale, e il giudice istruttore non chiede al suo consulente se le norme sono state osservate, ma se il progetto è conforme allo stato attuale delle conoscenze e se vi sono errori progettuali o di esecuzione.

2 LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA

La geotecnica è una disciplina dell'ingegneria civile che impiega gli strumenti della matematica, della fisica e, in misura minore, della chimica per prevedere il comportamento del terreno e, quindi, progettare le opere di terra, le opere che interagiscono con il terreno e gli interventi sul terreno, in pratica, tutte le opere di ingegneria civile.

La progettazione geotecnica si effettua prevedendo gli effetti delle azioni e degli interventi sul sottosuolo e, ovviamente, non si può prevedere il comportamento di quello che non si conosce. E' necessario, pertanto, svolgere preliminarmente delle

indagini per identificare i terreni che costituiscono il sottosuolo. Tuttavia, le informazioni che si ottengono non permettono mai di riconoscere completamente la natura e le caratteristiche dei terreni. Per questo motivo, in questa fase dell'attività progettuale, è generalmente di fondamentale importanza il contributo del geologo che, nella maggior parte dei casi, può fornire una chiave di interpretazione di informazioni sparse ed, in ogni caso, lacunose.

Contemporaneamente è necessario effettuare la caratterizzazione meccanica dei terreni mediante prove in sito e, soprattutto, in laboratorio allo scopo di formulare un modello geotecnico del sottosuolo. Il tipo e l'estensione delle indagini in sito ed in laboratorio sono strettamente dipendenti dalle caratteristiche del progetto e pertanto spetta all'ingegnere decidere in relazione alle analisi che intende svolgere.

La caratterizzazione meccanica, infatti, viene effettuata dopo aver scelto un modello di comportamento del terreno in dipendenza dei problemi da analizzare e delle tecniche di analisi.

Nel caso in cui si decida di utilizzare la meccanica dei continui il terreno saturo viene schematizzato come un mezzo costituito da due continui sovrapposti che rappresentano le fasi solida e liquida. Le due fasi interagiscono reciprocamente e, per tale motivo, generalmente il problema è accoppiato, in altre parole è necessario valutare contemporaneamente il comportamento della fase solida e della fase liquida.

Tuttavia, tenendo conto delle difficoltà di valutare il comportamento meccanico in forma accoppiata, normalmente si preferisce effettuare in modo separato l'analisi del comportamento del solido e del fluido, considerando le condizioni particolari nelle quali il problema non è accoppiato.

E' possibile infatti individuare due situazioni limiti. La prima (condizione "drenata") avviene quando la velocità con cui variano le condizioni al contorno è talmente piccola rispetto alla velocità con cui il terreno si adegua ad esse da poter considerare in ogni istante le pressioni interstiziali in equilibrio con tali condizioni. La seconda situazione (condizione "non drenata") accade quando la velocità di variazione delle condizioni al contorno, rispetto alla velocità con cui si modificano le pressioni interstiziali, è così elevata da poter trascurare la fuoriuscita dell'acqua dal terreno e quindi, in un terreno saturo, la variazione di volume.

Nell'analisi del collasso è ovviamente di fondamentale importanza la resistenza a rottura del materiale e, quindi, la definizione di un criterio di resistenza, una relazione tra gli sforzi nella condizione di rottura.

La rottura dei terreni avviene a taglio e la resistenza generalmente cresce con lo sforzo normale applicato. Tuttavia il terreno, in condizione di saturazione, è un mezzo bifase ed il suo comportamento meccanico dipende dagli sforzi efficaci σ'_{ij} definiti come differenza tra gli sforzi totali σ_{ij} e la pressione dell'acqua u_w :

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u_w \cdot \delta_{ij}$$

dove $\delta_{ij} = 1$ per $i = j$ e $\delta_{ij} = 0$ per $i \neq j$.

Pertanto il criterio di resistenza del terreno deve essere espresso in termini di sforzi efficaci, e la relazione più semplice che si può scrivere (Coulomb - Mohr) è di tipo lineare:

$$\tau'_f = c' + \sigma'_f \cdot \tan \varphi'$$

essendo σ'_f e τ'_f gli sforzi efficaci, rispettivamente normale e di taglio, sul piano di rottura ed essendo c' e φ' i coefficienti della retta comunemente, ma impropriamente, denominati coesione ed angolo di attrito.

In condizioni drenate le pressioni interstiziali si valutano, indipendentemente dallo stato di sforzo, imponendo le condizioni idrauliche al contorno e pertanto l'analisi viene svolta in termini di sforzi efficaci. E' importante tenere presente, tuttavia, che il criterio di resistenza normalmente adottato rappresenta solo in forma semplificata il comportamento a rottura del terreno e che, di conseguenza, è necessario prestare particolare attenzione alla scelta dei parametri c' e φ' .

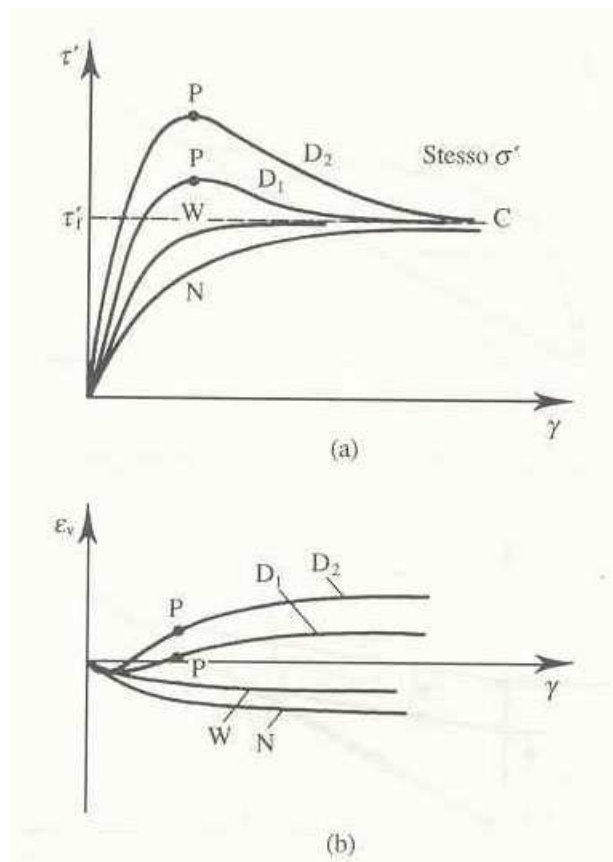


Figura 1: Sforzo di taglio τ (a) e deformazione volumetrica ε_v (b) in funzione della deformazione distorsionale γ in una prova su un terreno a differenti gradi di addensamento.

Il comportamento meccanico, infatti, dipende dalla precedente storia degli sforzi efficaci che può determinare (Figura 1), in terreni debolmente sovraconsolidati o sciolti, una diminuzione del volume a rottura (contrazione) e, in terreni fortemente sovraconsolidati o densi, un aumento (dilatazione). In generale, se il comportamento è di tipo contraente la resistenza del terreno cresce fino alla rottura (indurimento) e se, invece, il comportamento è di tipo dilatante il terreno raggiunge una resistenza di picco che poi diminuisce al crescere delle deformazioni (rammollimento). In quest'ultimo

caso la scelta dei parametri di resistenza deve essere effettuata tenendo conto degli spostamenti medi lungo la superficie di rottura nella situazione di collasso.

E' necessario, inoltre, tenere conto che, specialmente nel caso di terreni fortemente sovraconsolidati o addensati, l'involuppo di rottura non è lineare e può soltanto essere considerato approssimativamente lineare a tratti. Di conseguenza i parametri di resistenza c' e φ' devono essere scelti in funzione dello sforzo normale efficace agente lungo la superficie di rottura.

In condizioni drenate le pressioni interstiziali possono essere valutate agevolmente, di conseguenza l'analisi della rottura viene svolta in termini di sforzi efficaci. In condizioni non drenate, invece, le pressioni interstiziali sono di difficile valutazione, tuttavia, poiché in tali condizioni il volume del terreno saturo non varia, è possibile analizzare il suo comportamento meccanico in termini di sforzi totali. La resistenza a taglio in condizioni non drenate non dipende dagli sforzi totali, pertanto il criterio di resistenza può essere semplicemente espresso dalla relazione:

$$\tau_f = c_u$$

Si deve però tenere conto che in tali condizioni la resistenza a taglio dipende dalla precedente storia degli sforzi efficaci e, più precisamente, oltre che dallo stato di sforzo esistente, anche dalla precedente storia e dal grado di anisotropia degli sforzi. In generale, pertanto, anche in un terreno omogeneo la resistenza in condizioni non drenate è localmente variabile.

Nell'analisi in condizioni di esercizio è particolarmente importante la scelta della relazione sforzi – deformazioni, che deve essere espressa in termini di sforzi efficaci. Il terreno, infatti, ha un comportamento fortemente non lineare e può subire deformazioni plastiche anche a bassi livelli di sforzo.

Se il terreno fosse costituito da un materiale elastico lineare ed isotropo, il suo comportamento potrebbe essere descritto mediante due soli parametri, ad esempio il modulo di Young E' ed il coefficiente di Poisson ν' . E in condizioni non drenate, in termini di sforzi totali, mediante $E_u = 1,5 \cdot E' / (1 + \nu')$ e $\nu_u = 0,5$. Essendo però il comportamento sforzi deformazioni fortemente non lineare tale modello notevolmente semplificato è impiegabile solo nel caso di piccole deformazioni, scegliendo opportunamente i valori dei parametri in funzione del livello di deformazione.

In definitiva i parametri descritti si riferiscono a modelli di comportamento meccanico particolarmente semplificati: i parametri di resistenza c' e φ' ad un modello di tipo rigido – perfettamente plastico ed i parametri E' e ν' ad un modello di tipo elastico lineare e isotropo. Il comportamento reale del terreno è notevolmente differente ed è descrivibile con tali modelli solo in situazioni particolari ed in forma approssimata, valutando con attenzione i parametri da adottare in relazione ai livelli di sforzo e di deformazione prevedibili.

La descrizione del comportamento meccanico del terreno, pertanto, può essere effettuata impiegando relazioni semplici ma, in tal caso, la scelta dei parametri diventa difficile. E' importante sottolineare, inoltre, che tali parametri caratterizzano il modello adottato e che, quindi, sarebbe un grave errore considerarli proprietà del terreno.

Concludendo non stupisce, sulla base delle precedenti considerazioni, che gran parte degli errori di progettazione derivino da una scorretta definizione del modello geotecnico.

3 LA NORMATIVA

Le nuove norme tecniche per le costruzioni sono state emanate per decreto il 14 settembre 2005 e contengono al capitolo 7 le norme per le opere interagenti con i terreni e le rocce, per gli interventi nei terreni e per la sicurezza dei pendii.

Le nuove norme definiscono chiaramente l'articolazione del progetto delle opere interagenti con il terreno che deve comprendere le seguenti fasi:

- modellazione geologica del sito;
- indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica;
- scelta della tipologia e della tecnologia degli interventi e loro dimensionamento;
- descrizione delle fasi e delle modalità costruttive;
- verifica della sicurezza e delle prestazioni;
- piani di controllo e monitoraggio delle principali grandezze.

Nelle norme viene distinta chiaramente la modellazione geologica da quella geotecnica. Viene attribuito al geologo il compito della ricostruzione dei caratteri stratigrafici, litologici, strutturali, idrogeologici e geomorfologici del sito. E' responsabilità invece dell'ingegnere progettista la definizione del piano delle indagini e la caratterizzazione geotecnica corrispondente alle diverse fasi del progetto, in funzione del tipo di opera o intervento.

Deve essere prevista, nello spirito del metodo "osservazionale", la revisione del modello geotecnico del sottosuolo e l'adeguamento del progetto se, in seguito alle indagini ed ai controlli in corso d'opera, si manifestassero situazioni differenti da quelle attese.

Le fasi costruttive devono essere descritte e documentate chiaramente, effettuando le verifiche nelle differenti fasi, specialmente nei casi in cui il comportamento dell'opera e da esse direttamente influenzato.

Nella precedente normativa era già richiesta la verifica in condizioni di collasso che, nella nuova, diviene verifica nei confronti degli stati limiti ultimi (SLU). La principale novità, mutuata dagli EuroCodici, consiste nella introduzione dei coefficienti parziali per i parametri del terreno e per le azioni (Tabella 1 e Tabella 2). Correttamente i coefficienti parziali tengono conto delle differenti incertezze degli elementi che compongono la verifica.

| Parametro | Simbolo | Coeff. parziale | |
|--|---------------------|-----------------|------|
| | | M1 | M2 |
| Tangente dell'angolo di resistenza al taglio ($\tan \varphi'_k$) | $\gamma_{\varphi'}$ | 1,00 | 1,25 |
| Coesione efficace (c'_k) | $\gamma_{c'}$ | 1,00 | 1,25 |
| Resistenza non drenata (c_{uk}) | γ_{cu} | 1,00 | 1,40 |
| Peso dell'unità di volume (γ) | γ_{γ} | 1,00 | 1,00 |

Tabella 1: Coefficienti parziali per i parametri del terreno.

| Azione | Simbolo | Coeff. parziale | |
|------------------------|------------|-----------------|-----|
| | | A1 | A2 |
| Permanente sfavorevole | γ_G | 1,4 | 1,0 |
| Permanente favorevole | | 1,0 | 1,0 |
| Variabile sfavorevole | γ_Q | 1,5 | 1,3 |
| Variabile favorevole | | 0 | 0 |

Tabella 2: Coefficienti parziali relativi alle azioni.

Sono previste due verifiche, nelle quali non si tiene conto delle azioni variabili favorevoli: nella prima (A1+M1) si incrementano le azioni e nella seconda (A2+M2) si riducono i parametri di resistenza del terreno incrementando soltanto, in misura ridotta, le azioni variabili sfavorevoli. Ovviamente è possibile usare modelli di calcolo, e di conseguenza parametri, differenti da quelli indicati purché vengano rispettati gli stessi livelli di sicurezza e di prestazioni.

Anche le verifiche in condizioni di esercizio, che ora si chiamano verifiche nei confronti degli stati limiti di esercizio (SLE), erano già previste nella precedente normativa. Le nuove verifiche, tuttavia, sono descritte in modo maggiormente dettagliato.

In tutti i casi le norme prescrivono quello che deve essere fatto per una corretta progettazione ed esecuzione delle opere, ma non specificano come debba essere fatto. La geotecnica, infatti, è in rapida evoluzione e, tenendo conto della estrema variabilità delle possibili configurazioni del sottosuolo è particolarmente difficile, e non priva di rischi, la definizione di procedimenti di analisi unificati.

La capacità di risolvere i problemi di geotecnica si ottiene dalla comprensione della reale complessità dei fenomeni coinvolti. A questo scopo è possibile usare modelli costitutivi complessi, non come strumenti di previsione, ma per comprendere e interpretare il comportamento meccanico del terreno. Isolati in questo modo i fattori che influenzano prevalentemente la risposta del sistema geotecnico, si userà il modello più semplice possibile contenente questi fattori. I risultati ottenuti saranno esaminati tenendo conto delle incertezze nella definizione del modello e nella stima dei parametri. Per verificare le ipotesi si impiegherà un programma di controlli durante le differenti fasi dei lavori di costruzione.

Si richiede che il progettista abbia una profonda conoscenza della reale complessità dei fenomeni e delle caratteristiche e limitazioni dei modelli. Egli, inoltre, deve essere consapevole del tipo e della grandezza degli errori nell'interpretazione delle prove, in laboratorio ed in sito, e nell'uso di modelli teorici e di procedimenti numerici.

In tale situazione appare evidente che l'osservanza delle norme non fornisce adeguate garanzie di sicurezza. E' sufficiente infatti un errore nella definizione del modello di sottosuolo o nella scelta dei parametri da inserire nel modello di terreno per alterare anche profondamente le analisi e, se non è stato installato un idoneo ed efficiente sistema di controllo, possono verificarsi fenomeni di dissesto impreveduti.

In realtà la migliore garanzia di sicurezza è lo sviluppo, nel normale ambito professionale, della preparazione e della competenza in Geotecnica degli ingegneri progettisti.