

ROMOLO DI FRANCESCO

Geotecnica

GUIDA PRATICA ALLA LUCE DELLE NUOVE NTC



Dario Flaccovio Editore

Romolo Di Francesco
GEOTECNICA
ISBN 978-88-579-0034-6

© 2010 by Dario Flaccovio Editore s.r.l. – tel. 0916700686 – fax 091525738
www.darioflaccovio.it info@darioflaccovio.it

Prima edizione: maggio 2010

Di Francesco, Romolo <1965->

Geotecnica : guida pratica alla luce delle nuove NTC / Romolo Di Francesco.-
Palermo : D. Flaccovio, 2010.

ISBN 978-88-579-0034-6.

1. Geotecnica

624.15136 CDD-21

SBN Pal0225140

CIP - Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"

Stampa: Tipografia Priulla, maggio 2010

RINGRAZIAMENTI

Per la stesura del testo l'autore ritiene doveroso ringraziare il geologo Marcello Catalogna, il geometra Pietro Catalogna, l'ingegnere Graziano Figliola e l'ingegnere Daniela Ricci del laboratorio tecnologico TECNOMETER di Teramo, nonché il dottor Medeo Olivares della Controls srl di Milano per aver messo a disposizione i più moderni strumenti di analisi in campo geotecnico, per le numerose simulazioni e sperimentazioni di meccanica delle terre e per aver fornito alcune delle immagini utilizzate nel testo.

Allo stesso modo un ringraziamento sincero è rivolto all'ingegnere Mario Sacchini, per la revisione critica del testo, all'ingegnere Domenico Barnabei, per i consigli pratici sull'impostazione delle singole problematiche affrontate, come pure agli ingegneri Mauro Rastelli, Andrea Di Mattia e Stefania Del Conte e inoltre al geologo Fernando Di Pierdomenico, della GEO&GEO Instruments® – research & development, per le numerose discussioni di carattere teorico pratico incentrate sullo sviluppo dei contenuti.

Non ultimo un ringraziamento affettuoso è rivolto al geologo Paolo Di Marcantonio, per non aver mai condiviso le idee sulle nuove competenze normative in materia geotecnica, e al geologo Nicola Tullio il quale, rappresentante dell'Ordine dei geologi della regione Abruzzo, ha saputo promuovere con efficacia il ruolo dei colleghi nelle operazioni di pianificazione e di salvaguardia territoriale, traghettandoli nella difficile operazione di ricostruzione a seguito del sisma che ha colpito la vicina città dell'Aquila.

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.



SERVIZI GRATUITI ON LINE

Questo libro dispone dei seguenti servizi gratuiti disponibili on line:

- filodiretto con gli autori
- le risposte degli autori a quesiti precedenti
- files di aggiornamento al testo
- possibilità di inserire il proprio commento al libro.

L'indirizzo per accedere ai servizi è: www.darioflaccovio.it/scheda/?codice=DF0034

INDICE

<i>Premessa</i>	pag. IX
1. LE NUOVE NTC	
1.1. Introduzione	» 1
1.2. Sicurezza e prestazioni attese	» 3
1.3. Azioni sismiche.....	» 6
1.4. Progettazione geotecnica	» 13
1.4.1. Fondazioni superficiali	» 19
1.4.2. Fondazioni su pali	» 24
1.4.3. Stabilità dei fronti di scavo	» 28
1.4.4. Muri di sostegno	» 34
1.4.5. Paratie e diaframmi	» 45
1.4.6. Riepilogo	» 53
2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI SITI	
2.1. Introduzione	» 59
2.2. Geologia delle terre.....	» 59
2.2.1. Strutture mineralogiche delle argille	» 61
2.2.2. L'acqua nei minerali argillosi	» 64
2.2.3. Il ciclo geologico delle argille	» 65
2.2.4. Riepilogo	» 66
2.3. Comportamento idraulico delle terre	» 68
2.3.1. Parametri indice.....	» 68
2.3.2. Il coefficiente di permeabilità	» 69
2.3.3. Il concetto di ritardo idrodinamico	» 70
2.3.4. Introduzione alla consolidazione	» 73
2.3.5. Riepilogo	» 74
2.4. Comportamento meccanico delle terre	» 76
2.4.1. Forze di massa e forze di superficie	» 76
2.4.2. Il modello di Mohr-Coulomb	» 78
2.4.3. Il modello del mattone su superficie scabra	» 80
2.4.4. Riepilogo	» 83
2.5. Principali caratteristiche fisiche delle terre.....	» 84

2.5.1. Determinazioni di laboratorio	»	85
2.5.2. Analisi granulometrica	»	87
2.5.3. Limiti di Atterberg	»	89
2.5.4. Metodi di classificazione	»	93
2.5.5. Riepilogo	»	95
2.6. Stato di sforzo nei terreni	»	97
2.6.1. Lo stato tensionale geostatico verticale	»	98
2.6.2. Il principio delle tensioni efficaci	»	101
2.6.3. La legge di Coulomb alle tensioni efficaci	»	103
2.6.4. Lo stato tensionale geostatico orizzontale	»	106
2.6.5. Il coefficiente di spinta a riposo delle terre	»	109
2.6.6. Analisi dei depositi geologici	»	112
2.6.7. Riepilogo	»	116
2.7. Percorsi di sollecitazione	»	118
2.7.1. Stress-path di una fondazione superficiale	»	120
2.7.2. Stress-path di uno scavo	»	125
2.7.3. Stress-path di un muro di sostegno	»	129
2.7.4. Stress-path di una paratia	»	132
2.7.5. Riepilogo	»	136
2.8. Principali prove di laboratorio	»	139
2.8.1. Prove di compressione semplice (ELL)	»	140
2.8.2. Prove triassiali consolidate drenate (TRX-CD)	»	143
2.8.3. Prove triassiali consolidate non drenate (TRX-CU)	»	149
2.8.4. Prove triassiali non consolidate non drenate (TRX-UU)	»	154
2.8.5. Prove di taglio diretto (TD)	»	156
2.8.6. Prove di taglio residuo (TR)	»	159
2.8.7. Prove edometriche (ED)	»	161
2.8.8. Riepilogo	»	169
3. ESEMPI APPLICATIVI DI ANALISI AGLI SLU DI TIPO GEO		
3.1. Introduzione	»	173
3.2. Esempio 1: fondazioni superficiali di un edificio residenziale	»	174
3.2.1. Modello geologico del sito	»	175
3.2.2. Modello geotecnico del sito	»	177
3.2.3. Verifiche agli SLU	»	180
3.2.4. Verifiche agli SLE	»	182
3.3. Esempio 2: fondazioni superficiali a plinti	»	185
3.3.1. Plinto su argille: verifiche agli SLU	»	185
3.3.2. Plinto su argille: verifiche agli SLE	»	188
3.3.3. Plinto su ghiaie: verifiche agli SLE	»	191

3.4. Esempio 3: pali di fondazione	» 194
3.4.1. Pali portanti di punta: verifiche agli SLU	» 195
3.4.2. Pali portanti di punta: verifiche agli SLE	» 201
3.5. Esempio 4: gruppo di pali con plinto rigido.....	» 205
3.5.1. Verifiche agli SLE	» 206
BIBLIOGRAFIA	» 213

Premessa

La geotecnica è una materia molto complessa poiché, trattando argomenti di Meccanica e dinamica delle terre applicati all'analisi dell'interazione terreno-struttura, necessita di una gran mole di informazioni. Mutuando la terminologia informatica la stessa può allora essere paragonata a un algoritmo di trasformazione, il quale risulta essere particolarmente sensibile ai dati di input, per quantità e qualità. L'introduzione poi, da parte delle recenti Normative tecniche per le costruzioni, di nuovi metodi di analisi basati sui concetti degli stati limiti ultimi e di esercizio, ha ulteriormente complicato il quadro di riferimento, il quale richiede da parte dei tecnici una profonda conoscenza di tutti i meccanismi che concorrono alla definizione di una corretta progettazione geotecnica.

Tenendo ben presenti tali aspetti, risulta essenziale poter disporre di un libro che non assuma la rigida connotazione di un testo scientifico, quanto di un'agile guida capace di fornire risposte esaurienti ai problemi ricorrenti nella prassi professionale. Occorre poi evidenziare anche l'avvenuto trasferimento normativo al tecnico progettista delle responsabilità inerenti la progettazione delle indagini geognostiche, la scelta delle prove di laboratorio e la loro interpretazione: tutti elementi che concorrono alla costruzione dei modelli geotecnici basati sul concetto dei valori caratteristici da assegnare ai terreni. Se si considera, inoltre, l'estrema variabilità delle applicazioni geotecniche, ecco che una corretta definizione di tali elementi risulta fondamentale per ottimizzare la qualità e la quantità dei dati di input da assegnare ad algoritmi che siano nel contempo di facile utilizzo ed elevata potenza.

Ragionando in tale direzione, il testo è stato strutturato in tre parti distinte e secondo un approccio essenzialmente pratico, capace di introdurre gradualmente il lettore sia alle novità nel panorama normativo nazionale che alle metodologie di lavoro basate sugli stati limiti applicati alle più diffuse strutture geotecniche. Per questo motivo, dopo un riesame, nel primo capitolo, dei metodi di analisi in funzione delle nuove tecniche di calcolo, la sezione successiva introduce i concetti fondamentali di Meccanica delle terre con l'obiettivo di fornire una corretta padronanza delle metodologie geotecniche. Infine, l'ultimo capitolo presenta la soluzione di casi pratici, risultando particolarmente utile nella stesura delle relazioni geotecniche.

1. LE NUOVE NTC

1.1. INTRODUZIONE

Il 1° luglio 2009, dopo un percorso costitutivo durato alcuni anni, sono definitivamente entrate in vigore le nuove Norme tecniche per le costruzioni (da ora indicate semplicemente come NTC), contenute nel D.M. Infrastrutture del 14 gennaio 2008 ed esplicitate nella Circolare del 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 finalmente accorpate in un unico testo, capace di disciplinare la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, sia pubbliche e sia private, con lo scopo fondamentale di garantirne i prestabiliti livelli di sicurezza e di salvaguardare contestualmente la pubblica incolumità.

Tali disposizioni, che rappresentano l'espressione normativa più avanzata coerente anche con gli eurocodici, hanno di fatto introdotto diverse, nonché importanti, novità rispetto al panorama legislativo precedente; esse inoltre sono state originate dall'indicizzazione del territorio italiano secondo criteri di pericolosità sismica, rispondendo in tal modo alle esigenze della moderna progettazione antisismica.

Pur rimandando alla bibliografia per approfondimenti sull'argomento (TECNOMETER, 2009), tali novità possono essere sintetizzate in pochi ma essenziali punti ritenuti importanti nell'ottica delle finalità del presente testo:

- è stato introdotto il metodo di progettazione basato su criteri semiprobabilistici agli stati limiti ultimi (da ora indicati semplicemente come SLU), che prevedono l'impiego di coefficienti parziali di sicurezza nel confronto tra la resistenza dell'insieme materiali-strutture e l'effetto delle azioni;
- è stato definito il concetto di pericolosità sismica, espresso in termini di accelerazione orizzontale massima attesa, attraverso lo studio della risposta sismica locale. Un argomento che richiede la definizione della categoria di sottosuolo da attribuire a un determinato sito, a partire dalla determinazione della velocità di propagazione delle onde di taglio entro una profondità di riferimento di 30 metri ($V_{s,30}$);

- è stata separata la caratterizzazione e modellazione geologica dei siti rispetto alla caratterizzazione e modellazione geotecnica degli stessi, definendo quest'ultima di esclusiva competenza del tecnico progettista.

Riunendo tutti i punti in un unico assioma risulta evidente, per il tecnico progettista, la necessità di dover operare in uno spettro davvero molto ampio, all'interno del quale lo stesso deve vagliare e analizzare problematiche attinenti la progettazione strutturale e geotecnica, senza dimenticare che la definizione della categoria del 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).

Ragionando allora da questo importante, quanto essenziale, punto di vista appare infine evidente la necessità di poter disporre di un'agile guida alle metodologie di laboratorio più diffuse in campo applicativo, capaci di fornire proprio quelle grandezze caratteristiche dalle quali poter infine derivare tutti gli elementi necessari per le verifiche dell'interazione terreno-struttura agli SLU. Senza dimenticare che le nuove NTC prevedono la possibilità di definire la categoria di sottosuolo mediante una correlazione empirica tra la resistenza del terreno definita in laboratorio e la velocità delle onde di taglio nota come $V_{s,30}$.

Per tali motivi nel prosieguo del testo, dopo un breve riesame dei punti essenziali delle NTC, saranno introdotte e discusse le prove geotecniche di laboratorio più diffuse, con lo scopo di giungere alla loro interpretazione secondo un modello geotecnico coerente sia con le informazioni geologiche disponibili e sia con la previsione della vita utile nominale delle strutture che si stanno progettando. Il testo sarà infine completato dall'analisi di vari casi di studio relativi alle verifiche di diverse tipologie di fondazioni superficiali e profonde secondo i contenuti delle nuove NTC, ponendo l'accento sulle più appropriate prove di laboratorio dalle quali dedurre i valori caratteristici dei terreni secondo un'ottica funzionale basata sul rapporto costi-benefici.

Tale apparente limitazione, relativa all'analisi delle sole fondazioni, deriva dalla moderna necessità di dover disporre di software di calcolo per la progettazione geotecnica (ma anche strutturale) delle altre opere interagenti con i terreni, come ad esempio nel caso dei muri di sostegno, dei diaframmi e delle paratie, per le quali le verifiche da svolgere non sono riconducibili all'utilizzo di formulazioni di semplice e rapido utilizzo. Ad ogni buon conto, all'interno del testo tali tipologie strutturali sono introdotte e discusse in funzione sia delle verifiche agli SLU richieste dalle nuove normative e sia dei percorsi di sollecitazione dipendenti dall'interazione terreno-struttura: una metodologia di lavoro che consente, nuovamente, la definizione della più appropriata prova di laboratorio capace di replicare il particolare stress-path tipico della struttura, per poi giungere all'individua-

zione dei parametri geotecnici dai quali derivare infine i valori caratteristici dei terreni di fondazione.

Riassumendo, il D.M. del 14 gennaio 2008 fornisce una serie di indicazioni utili e necessarie per la conduzione di tutte le procedure di calcolo e di verifica delle strutture, oltre a una pletera di regole inerenti la progettazione e l'esecuzione di queste ultime con lo scopo 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.

In tal senso le NTC sono state suddivise in 12 capitoli, per i cui approfondimenti si rimanda ai contenuti bibliografici, dei quali solo due rappresenteranno materiale di studio nel prosieguo del testo: il capitolo 2, dedicato alla *Sicurezza e prestazioni attese*, e il capitolo 6, relativo invece alla *Progettazione geotecnica*, salvo un breve excursus nel capitolo 3 per quanto concerne la definizione delle categorie sismiche di sottosuolo.

1.2. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

I principi fondamentali che sostengono l'intera struttura normativa delle NTC sono rivolti a garantire, nell'arco di un tempo definito *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; ciò comporta, di conseguenza, che i livelli prestazionali e le condizioni di sicurezza di un'opera, o di parte di essa, siano valutati in relazione agli stati limiti che possono verificarsi durante la vita nominale in tal modo prevista.

Pur dovendo rimandare ai singoli capitoli delle NTC per le analisi di opere specifiche (ad esempio capitolo 5 – I ponti), è importante comprendere che tutte le opere devono rispondere ad alcuni requisiti fondamentali, quali:

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

Nel primo caso le condizioni di sicurezza prestabilite concorrono nella valutazione semiprobabilistica della capacità di una struttura di evitare il raggiungimento della resistenza ultima, oltre la quale si verificano crolli, perdite di equilibrio nonché dissesti gravi, sia totali e sia parziali; è evidente, quindi, che il superamento di uno SLU possiede carattere di irreversibilità conducendo verso un fenomeno di collasso totale o parziale.

Nel caso, invece, degli SLE le analisi delle relative condizioni di sicurezza risultano necessarie per il mantenimento del livello prestazionale previsto per le con-

dizioni di esercizio, tanto che il superamento del limite può manifestare caratteristiche sia reversibile che irreversibile. Infine il requisito di robustezza è riferito alla capacità di una struttura di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause scatenanti, come nel caso degli incendi, delle esplosioni e degli urti.

Limitando di fatto 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 membrane e collegamenti;
- rottura per comportamento tempo-dipendente di membrane e collegamenti;
- instabilità totale o parziale della struttura.

Per quanto concerne la valutazione delle condizioni di sicurezza, rispetto tanto agli SLU quanto agli SLE, le NTC prevedono il ricorso a criteri semiprobabilistici basati sull'applicazione di coefficienti parziali di sicurezza strutturale, la quale deve pertanto essere verificata mediante il confronto tra la resistenza offerta e le azioni agenti; nel caso specifico degli SLU tale procedura conduce all'equazione:

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

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

Nel primo caso, il parametro R_d deve essere valutato sulla scorta dei valori di progetto attesi, espressi in termini di resistenza dei materiali impiegati e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate; nel secondo caso, gli effetti delle azioni possono essere desunti da opportune combinazioni delle stesse (NCT – paragrafo 2.5.3) oppure direttamente tramite la relazione:

$$E_d = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej} \quad (1.2)$$

con il coefficiente parziale di sicurezza che tiene in conto la variabilità delle grandezze in gioco e le incertezze sia alle tolleranze geometriche e sia all'affidabilità del modello di calcolo.

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 delle strutture in elevazione e delle fondazioni (STR);
- stato limite di resistenza del terreno (GEO).

Lo stato limite di equilibrio (EQU) considera la struttura, il terreno o l'insieme terreno-struttura come corpi rigidi, tanto da essere utilizzato nella Circolare esplicativa n. 617 come esempio tipico da utilizzare nelle verifiche al ribaltamento dei muri di sostegno; al contrario, lo stato limite di tipo STR è relativo al dimensionamento di tutti i componenti di una struttura, conducendo all'utilizzo di valori caratteristici dei parametri geotecnici laddove le azioni risultano essere esercitate dal terreno. Infine, lo stato limite di tipo GEO è fondamentale in tutte le analisi di interazione terreno-struttura, come nel caso della progettazione delle fondazioni, dei muri di sostegno o in generale di tutte le strutture che interagiscono direttamente con il terreno.

Ovviamente, oltre ai casi prospettati esistono ulteriori tipi di SLU associati all'azione dei terreni, come nel caso della perdita di equilibrio causata da una sottospinta idraulica (UPL, tipica ad esempio dei serbatoi interrati), oppure del sifonamento per raggiungimento di un gradiente idraulico critico (HYP) nelle paratie e nei diaframmi.

Tabella 1.1. Coefficienti parziali per le azioni (A_i) o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU, proposti nella tabella 2.6.1 delle NTC

Tipo di carico		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Permanente	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanente non strutturale ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabile	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

⁽¹⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad esempio carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Per la definizione delle condizioni di sicurezza nelle verifiche agli SLU, le NTC prevedono sostanzialmente due differenti approcci progettuali:

- l'approccio 1, nel quale sono utilizzate due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali relativi alle azioni (A_i), alla resistenza dei materiali (M_i) e alla eventuale resistenza globale del sistema (R_i);
- l'approccio 2, che impiega invece un'unica combinazione di gruppi di coefficienti parziali $A_i + M_i + R_i$.

Se si analizza ora la tabella 1.1 è possibile identificare i coefficienti parziali di sicurezza da adottare nella definizione delle azioni per le tre tipologie di stati limite (EQU, STR, GEO), con γ_{G1} , γ_{G2} e γ_{Qi} relativi rispettivamente al peso proprio della struttura (ma anche del terreno e dell'acqua quando ricorrenti), dei pesi propri degli elementi non strutturali e delle azioni variabili.

Come può essere desunto dalla consultazione della tabella in questione, le due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali relativi all'approccio 1 sono la combinazione 1 e la combinazione 2, rispettivamente riferite alla colonna A1-STR e alla colonna A2-GEO unitamente ai coefficienti parziali dei materiali (M_i) e delle resistenze di natura geotecnica (R_i) trattati separatamente nel capitolo 6 delle NTC; appare allora evidente che se la prima combinazione è generalmente riferita al dimensionamento strutturale, la seconda è invece più pertinente al dimensionamento geotecnico.

Nel caso, invece, dell'approccio 2, occorre riferirsi alla colonna A1 per la definizione dei coefficienti parziali delle azioni e al capitolo 6 per quelli inerenti i materiali e le resistenze.

Nei paragrafi successivi saranno forniti ulteriori e maggiori approfondimenti sull'argomento.

1.3. AZIONI SISMICHE

Nel paragrafo 3.2 delle NTC sono introdotte molte novità inerenti la definizione delle azioni sismiche di progetto, a partire dall'analisi della pericolosità sismica di base del sito di costruzione e sulla scorta delle quali è possibile valutare il rispetto dei diversi stati limiti considerati.

La pericolosità sismica a sua volta è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa (a_g), determinata rispetto a condizioni di free-field (campo libero, ovvero assenza di manufatti) nonché al moto sismico di base riferito a un suolo rigido con superficie topografica orizzontale, quest'ultimo tipicamente associato a un substrato roccioso affiorante avente la medesima geometria; in questo modo è possibile utilizzare come punto di partenza una categoria di sot-

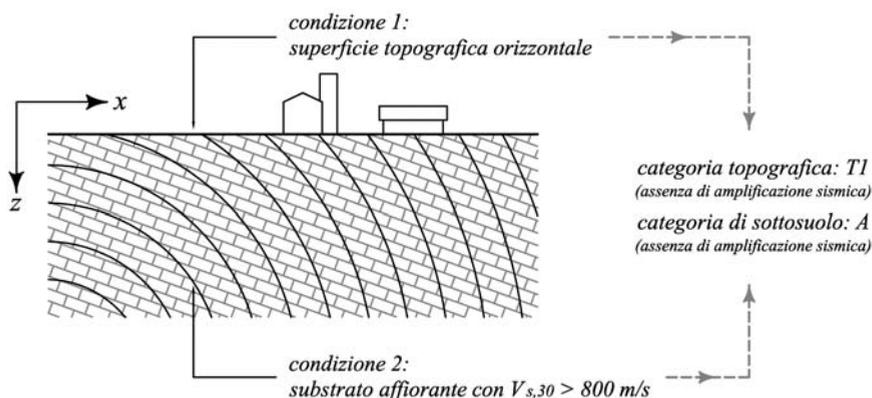


Figura 1.1
Geometria di riferimento per la definizione dei fenomeni di amplificazione sismica

tosuolo A, alla quale è associata una velocità di riferimento $V_{s,30} > 800$ m/s (NTC – paragrafo 3.2.2) e una categoria topografica T1 relativa a una superficie pianeggiante (figura 1.1), entrambe riferite a condizioni di assenza di amplificazione sismica.

Per quanto concerne la velocità di riferimento ($V_{s,30}$) occorre considerare che la stessa è definita in relazione a una profondità standard di 30 metri, ritenuta significativa per lo studio della risposta sismica locale nei confronti della maggior parte delle casistiche progettuali, fatta salva la necessità della caratterizzazione di uno spessore significativo del sottosuolo a sua volta dipendente dalla geometria dell'opera da realizzare. A titolo di esempio, le NTC ritengono che nel caso di adozione di fondazioni superficiali tale profondità significativa debba essere compresa nel range $b \div 2b$, laddove b indica il lato strutturale minore (nel dettaglio b è riferito alla lunghezza del lato minore del rettangolo che meglio approssima la forma in pianta del manufatto), mentre in tal caso la profondità di 30 metri deve essere considerata a partire dal piano di imposta delle stesse.

In ogni caso, la velocità equivalente delle onde di taglio deve essere desunta dalla seguente relazione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad (\text{m/s}) \quad (1.3)$$

nella quale h_i è lo spessore dello strato i -esimo compreso nella profondità dei 30 metri e $V_{s,i}$ la corrispondente velocità delle onde di taglio.

A titolo di esempio, si consideri un deposito alluvionale con superficie topografica orizzontale, costituito da ghiaie e sabbie aventi uno spessore di 15 metri, poggiante su un substrato roccioso generico; siano inoltre $V_{s,all} = 300$ m/s e $V_{s,sub} = 800$ m/s le corrispondenti velocità di propagazione delle onde di taglio determinate mediante un'appropriata prospezione geofisica. In tal caso, dall'applicazione dell'equazione (1.3) si perviene a un valore nominale di $V_{s,30} = 436.4$ m/s il quale a sua volta deve essere confrontato con la tabella 3.2.II delle NTC (si veda la tabella 1.2).

Nel caso specifico trattato, l'attribuzione della categoria di sottosuolo risulta alquanto difficile, dal momento che nessuna delle condizioni contemplate nelle NTC prevede l'esistenza di un terreno di copertura avente uno spessore di 15 metri; in ogni caso, potendo escludere le categorie A (substrato affiorante), C e D ($V_{s,30}$ inferiore a quella determinata) ed E (per velocità del substrato superiore al caso trattato), non rimane che attribuire all'esempio proposto una categoria di sottosuolo di tipo B, dalla quale è infine possibile risalire allo spettro di accelerazione e fondamentalmente al moto sismico in superficie e sul piano delle fondazioni.

Tabella 1.2. Categorie di sottosuoli amplificanti le onde sismiche, proposti nella tabella 3.2.ii delle NTC

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fine).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fine).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fine).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Pur considerando che tale argomento non costituisce materia del testo, è comunque importante approfondire, seppur qualitativamente, il concetto di risposta sismica locale.

In effetti, l'esistenza di numerose misure di moto vibratorio in superficie e sul substrato, effettuate in occasione di diversi terremoti in tutto il mondo e ora anche a L'Aquila, ha consentito di valutare l'importanza e l'influenza dei numerosi fattori che concorrono nella valutazione della pericolosità sismica, quale base fondamentale per tutte le operazioni di progettazione antisismica e di pianificazione territoriale. In tale ambito, la conoscenza del moto vibratorio del terreno in superficie a seguito di un terremoto è di fondamentale importanza, laddove i fattori che concorrono alla sua definizione sono fortemente condizionati dalla complessità geologica del sottosuolo, dalla morfologia e morfometria dei terreni di copertura e anche dalle proprietà dinamiche del sito.

La combinazione di tali elementi genera di conseguenza un insieme di fenomeni molto complessi che a loro volta possono essere raggruppati in tre categorie fondamentali (figura 1.2):

- meccanismo di sorgente;
- propagazione delle onde sismiche dalla sorgente al sito;
- risposta sismica locale.

Lo studio dei processi di generale propagazione porta alla definizione di un moto sismico di ingresso al sito, altresì definito come *segnale di ingresso*; l'insieme delle modifiche apportate al moto sismico di ingresso dalle particolari caratteristiche del sito costituisce il problema della risposta sismica locale, intesa come

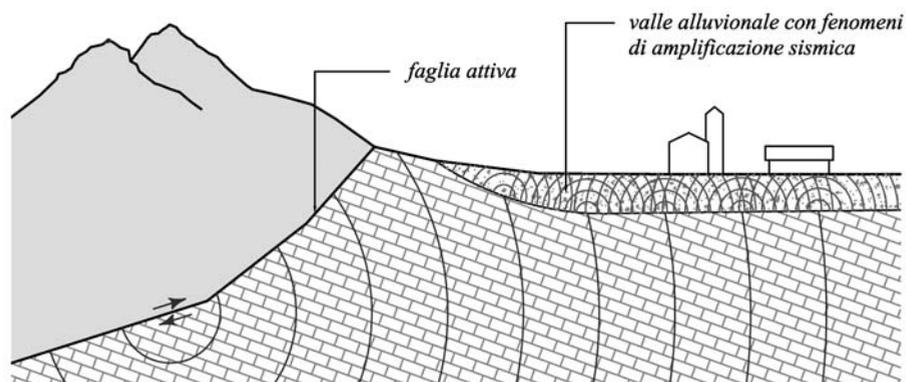


Figura 1.2
Modello schematico di meccanismo di sorgente, di propagazione delle onde sismiche e di possibili modifiche subite per effetto della risposta sismica locale

l'insieme delle modifiche, in termini di ampiezza, durata e contenuto in frequenza, che un moto sismico $u_B(t)$ al substrato subisce attraversando i depositi soffici sovrastanti fino alla superficie, laddove assume il valore di $u_S(t)$.

Il problema fondamentale insito in tale trattazione deriva ora dalla necessità di dover relazionare gli effetti di sito sia alle nuove NTC e sia a una corretta formulazione del fenomeno, entrambe obbligate non solo a dover fornire risposte esaurienti ai fenomeni riscontrati ad esempio nel territorio dell'Aquila, ma anche e forse soprattutto a quelli attesi, stante la presenza di strutture sismogenetiche attive e pericolose praticamente lungo l'intero arco appenninico e alpino (Di Marcantonio e Di Francesco, 2009).

Nel primo caso occorre rilevare che, pur adottando tutti i coefficienti previsti dalle NTC per casi come quelli del paese di Onna (AQ), fondato su depositi palustri di notevole spessore e interamente distrutto dal sisma del 6 aprile 2009, la massima accelerazione al suolo potrebbe approssimare valori comunque molto inferiori a quelli strumentali che nel caso specifico hanno raggiunto il ragguardevole valore di circa 0.7g; ciò implica che in realtà gli effetti di sito, costituenti l'ossatura della risposta sismica locale e sostanzialmente di una corretta progettazione antisismica, non possono essere ricondotti a metodologie schematiche, le quali, seppur complesse, non potranno mai tenere conto dell'estrema variabilità della geologia della penisola italiana.

Tale argomento, però, non fa altro che spostare l'attenzione dalle normative ai metodi di rilevamento e di analisi ai quali i geologi devono fare riferimento, al fine di fornire una risposta univocamente percepibile ai tecnici progettisti.

Utilizzando la figura 1.3 come riferimento, relativa all'analisi degli effetti di sito pertinenti la costruzione di un viadotto, si scopre che l'intero processo è sostan-

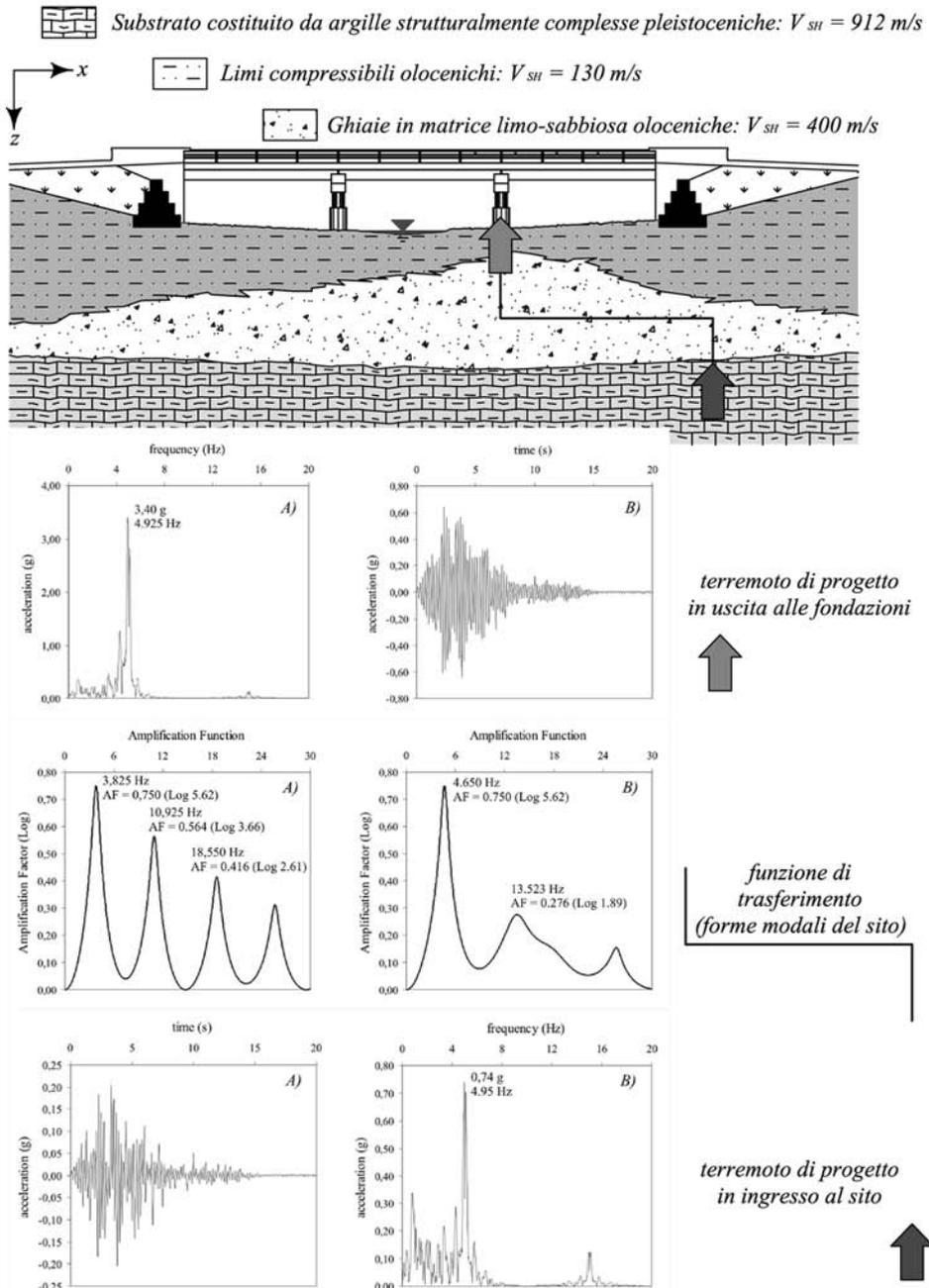


Figura 1.3
Esempio di analisi degli effetti di sito relativo a un sistema risonante costituito da un viadotto fondato su depositi alluvionali

zialmente inficiato dall'utilizzo del terremoto di progetto, il quale influisce in maniera estremamente vincolante attraverso il suo contenuto spettrale (Di Francesco et alii, 2005).

In effetti i grafici in basso rappresentano la componente nord-sud del terremoto del 26 settembre 1997 che ha colpito l'Umbria e le Marche, espressa sia nel dominio del tempo (time) e sia in quello delle frequenze (frequency) attraverso l'applicazione della fast fourier trasformation; utilizzando come funzione di trasferimento (amplification function – AF) lo schema B al centro della figura 1.3, relativo al comportamento dinamico del sito in funzione dei primi tre modi di vibrazione dei terreni alluvionali (ghiaie e limi) in campo viscoelastico, è infine possibile risalire alla time history dell'accelerazione al suolo, ottenuta tramite l'applicazione della invers fast fourier trasformation al prodotto frequency $\times AF$. In questo modo appare evidente che nel caso rappresentato il sito manifesta evidenti segni di risonanza con il terremoto (frequenza fondamentale del sisma: 4.95 Hz; frequenza fondamentale del sito: 4.65 Hz), tanto da condurre a elevate accelerazioni contenute in una ristretta banda di frequenza; sarebbe stato, pertanto, sufficiente utilizzare un differente terremoto di progetto per giungere a conclusioni finali del tutto diverse. Allo stesso modo il caso illustrato evidenzia anche la necessità di ricorrere a modelli sofisticati di analisi, dal momento che la funzione di trasferimento in campo elastico (schema A al centro della figura 1.3) comporta una frequenza del primo modo di vibrazione di 3.825 Hz, ovvero sufficientemente spostata rispetto a quella fondamentale del sisma.

Per concludere il discorso, lo studio della risposta sismica locale, pertinente la ricostruzione degli abitati danneggiati da un terremoto o la costruzione di nuovi edifici, dovrebbe tenere conto della reale struttura geologica del sito sintetizzabile nell'espressione della più appropriata funzione di trasferimento, capace a sua volta di manifestare il comportamento sotto sisma indipendentemente dal contenuto spettrale di quest'ultimo e dipendente dai soli mod^oi di vibrazione delle strutture; ciò però impone che i progettisti debbano adottare una strategia progettuale basata sulla generazione stocastica di un numero elevato di terremoti di progetto, ognuno dei quali caratterizzato da un diverso contenuto in frequenza.

Poiché, inoltre, è noto che i terremoti sembrano essere il prodotto ricorrente delle medesime unità sismogenetiche ecco che la teoria del sisma caratteristico, sviluppata presso l'US Geological Survey, sembra rappresentare al momento l'unica strada percorribile in parallelo con quella appena delineata; agendo in questo modo risulta allora possibile restringere l'area di analisi giungendo infine alla definizione della più corretta metodologia di progettazione antisismica. Il tutto senza dimenticare che una struttura può anche lavorare in prossimità delle condizioni di risonanza con il terreno a patto che il coefficiente di smorzamento del sottosuolo sia sufficientemente elevato.

A conclusione dell'argomento, alla cui base è insita la necessità di dover esplo-

rare il sottosuolo con appropriate metodologie geofisiche di analisi e di non lasciarsi semplicemente condizionare dalla necessità di dover ipotizzare una improbabile $V_{s,30}$, può risultare utile includere nello studio della risposta sismica locale gli effetti topografici, come nel caso della focalizzazione delle onde sismiche in prossimità delle creste e dei rilievi, siano essi montuosi che collinari. In questo caso, infatti, le modifiche al moto sismico di ingresso vanno attribuite a fenomeni di riflessioni delle onde sismiche e all'interazione tra i campi d'onda incidente e rifratto, conducendo di conseguenza ad amplificazioni del tipo cresta-base che aumentano in proporzione al rapporto tra l'altezza del rilievo e la sua larghezza.

Tabella 1.3. Categorie topografiche e relativi coefficienti di amplificazione, proposti nelle tabelle 3.2.iv e 3.2.vi delle NTC

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	ST
T1	-	1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

Per questi motivi le NTC hanno incluso anche due apposite tabelle (si veda la tabella 1.3) contenenti fattori di amplificazione dello spettro sismico relativi a configurazioni superficiali e semplici, rimandando a specifiche analisi di risposta sismica locale per i casi più complessi.

Appare evidente, quindi, che la variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica (S_T) dipende da una legge di decremento lineare con l'altezza del pendio, dalla cresta fino alla base laddove S_T assume un valore unitario.

Infine, prima di introdurre gli argomenti normativi relativi alla progettazione geotecnica, può risultare utile approfondire ulteriormente l'argomento della risposta sismica locale, secondo la quale un moto sismico di ingresso a un determinato sito comprendente la presenza di terreni soffici di copertura (ad esempio i depositi alluvionali, colluviali, ecc.) comporta lo sviluppo di fenomeni di amplificazione del treno di onde, così come percepibile dall'analisi dei grafici rappresentati in figura 1.3.

In effetti, è oramai noto che le onde sismiche nascono con un determinato contenuto spettrale; il treno di onde viene poi distorto e attenuato durante la propagazione dall'ipocentro attraverso la crosta terrestre, tanto che le componenti di più

alta frequenza vengono smorzate più rapidamente dalla funzione di filtro passa-basso esercitata dalle rocce; ma nel momento in cui le onde intercettano la superficie terrestre il problema si complica, considerato che le stesse subiscono un'ulteriore modifica consistente in una distorsione delle frequenze e in una variazione di forma delle ampiezze in funzione delle caratteristiche dei terreni del sito. Di fatti, come è accaduto anche nel caso dell'abitato di Onna a L'Aquila, il passaggio delle onde dal substrato ai terreni soffici determina un brusco rallentamento della loro propagazione; poiché però le stesse devono sottostare alle leggi di conservazione dell'energia, la trasmissione lungo un'interfaccia di spessore infinitesimo e in un tempo trascurabile può essere compensata solo da un aumento della loro ampiezza. Ciò comporta in definitiva che un terremoto può subire, anche a notevole distanza epicentrale, un fenomeno di amplificazione del treno di onde, come fu scoperto per la prima volta in occasione del terremoto che colpì Città del Messico nel 1985 i cui effetti furono del tutto inattesi; in effetti, pur essendo stato generato al largo della costa del Pacifico a una distanza di circa 400 chilometri, avrebbe dovuto sottostare alle leggi di attenuazione delle onde sismiche. In realtà distrusse il centro storico della capitale, mentre le periferie rimasero pressoché integre.

Come scoprirono successivamente i geologi e i sismologici, poiché parte della città era stata costruita sui depositi di chiusura dell'antico lago di Texcoco, si era verificata un'amplificazione delle onde sismiche che imposero oscillazioni forzate agli edifici più alti i quali, come pendoli rovesci, vibrarono fino al collasso (Di Francesco R., 2008).

Riassumendo tutti gli elementi introdotti finora risulta evidente, nell'ambito della definizione di una corretta progettazione antisismica, la definizione del moto sismico di ingresso al sito, il quale a sua volta deve essere considerato il prodotto di complesse dinamiche di generazione e trasformazione delle onde sismiche fino alla loro interazione con le opere dell'ingegno umano.

Tradotto in altre parole, così come espresso dalle nuove NTC, risulta che anche la più corretta progettazione non potrà mai fare a meno dell'attività del geologo nell'ambito dello studio della risposta sismica locale, dal momento che la mancanza di appropriati studi geologici potrebbe condurre a costruire su corpi di frana, su terreni risonanti con le frequenze fondamentali dei manufatti, su faglie e sovrascorrimenti e su terreni a geometria e dinamica complessi, come nel caso dei depositi alluvionali tipicamente caratterizzati da un'elevata variabilità latero-verticale di facies.

1.4. PROGETTAZIONE GEOTECNICA

Così come avvenuto con la definizione dello spettro di accelerazione sismica, quale base fondamentale per una corretta progettazione antisismica, le nuove NTC

hanno di fatto introdotto alcune importanti novità anche nell'ambito della progettazione geotecnica, secondo le quali il progetto delle opere e dei sistemi geotecnici deve essere articolato secondo alcuni step ben definiti, quali (NTC – paragrafo 6.2):

- caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
- scelta del tipo di opera e programmazione delle indagini geotecniche;
- caratterizzazione e modellazione geotecnica del sito;
- descrizione delle fasi e modalità costruttive;
- verifiche della sicurezza e delle prestazioni;
- piani di controllo e di monitoraggio.

Pur volendo focalizzare l'attenzione ai soli primi tre punti è evidente che una siffatta articolazione conduce ad alcune discrepanze di non facile soluzione, dal momento che il problema fondamentale deriva dall'aver escluso i geologi dalle competenze in geotecnica, affidate ora unicamente ai tecnici progettisti i quali a loro volta possono essere tanto laureati, come gli ingegneri e gli architetti, quanto diplomati come i geometri.

La diretta conseguenza di tale suddivisione dei compiti può condurre alla possibilità che, per ulteriori problemi di competenze tra gli stessi tecnici progettisti, la caratterizzazione geotecnica di un sito e la determinazione dei valori caratteristici da assegnare ai terreni possano essere affidate a persone senza alcuna preparazione specifica in materia; tutti argomenti che, per la loro importanza, saranno trattati nel prosieguo del testo, il quale deve pertanto essere inteso come un'agile guida da consultare nella soluzione della maggior parte dei problemi pratici che possono occorrere nella prassi professionale.

In merito al primo punto, modellazione geologica del sito, secondo le NTC la stessa deve comprendere la ricostruzione dei caratteri litologici, strutturali, idrogeologici e geomorfologici, senza dimenticare ovviamente le valutazioni inerenti la pericolosità sismica.

Allo stesso modo la modellazione geotecnica del sito richiede che, alla luce delle conoscenze geologiche esposte e commentate in un'apposita relazione, debbano essere programmate le più appropriate indagini geotecniche, volte sostanzialmente alla definizione dei valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni mediante specifiche prove di laboratorio, queste ultime eseguite su campioni indisturbati appositamente prelevati (NTC – paragrafo 6.2.2); nel contempo è anche importante evidenziare che secondo le nuove NTC è “responsabilità del progettista la definizione del piano di indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica” (NTC – paragrafo 6.2.2), così come pure “l'interpretazione delle prove geotecniche eseguite in sito e in laboratorio” (Circolare del 2 febbraio 2009 n. 617 del Consiglio superiore dei lavori pubblici).

A questo punto risultano evidenti le discrepanze prima introdotte, dal momento che entrambe le modellazioni di un determinato sito, sia geologiche e sia geotec-



Figura 1.4

Spaccato naturale lungo un'incisione fluviale, dal quale è possibile ricostruire la sezione stratigrafica senza ricorrere alla perforazione dei sondaggi

niche, richiedono un apposito piano di indagine, salvo quelle condizioni stratigrafiche particolarmente favorevoli per le quali è possibile ricostruire il modello del sottosuolo a partire da evidenze puramente di superficie, come nel caso dei depositi alluvionali incisi da scarpate fluviali lungo le quali è possibile la definizione morfometrica dei terreni (figura 1.4).

In tutti gli altri casi, per i quali non è nota a priori la conoscenza delle geometrie del sottosuolo, risulta necessario ricorrere a indagini mirate, come nel caso della perforazione di sondaggi atti a ricostruire i profili stratigrafici e dal loro insieme la sezione stratigrafica. Ma se tali indagini risultano essenziali per lo scopo indicato appaiono nel contempo indispensabili per il prelievo di campioni indisturbati da sottoporre a prove di laboratorio, imponendo di fatto una nuova metodologia di lavoro nell'ambito della quale non esiste più la separazione dei ruoli, tra il geologo e il progettista, quanto piuttosto un continuo scambio di informazioni. D'altra parte le stesse NTC prevedono che lo studio geologico debba essere corredato da carte e sezioni geologiche, così come da una sezione stratigrafica finale, mentre lo studio geotecnico da un profilo fisico-meccanico costruito a partire proprio dalle conoscenze stratigrafiche del sito.

Una probabile metodologia di lavoro prevede allora l'esecuzione degli studi geologici e geomorfologici di superficie corredati da apposite sezioni, dai quali trarre tutte le informazioni atte a rappresentare le fenomenologie che potrebbero influire sulla vita utile nominale di una struttura; in questo modo è allora possibile stabilire congiuntamente un piano di indagini utile per la definizione delle conoscenze stratigrafico-geotecniche del sito. L'attenzione a questo punto si sposta, però, sulla profondità di prelievo dei campioni, la quale deve essere necessa-

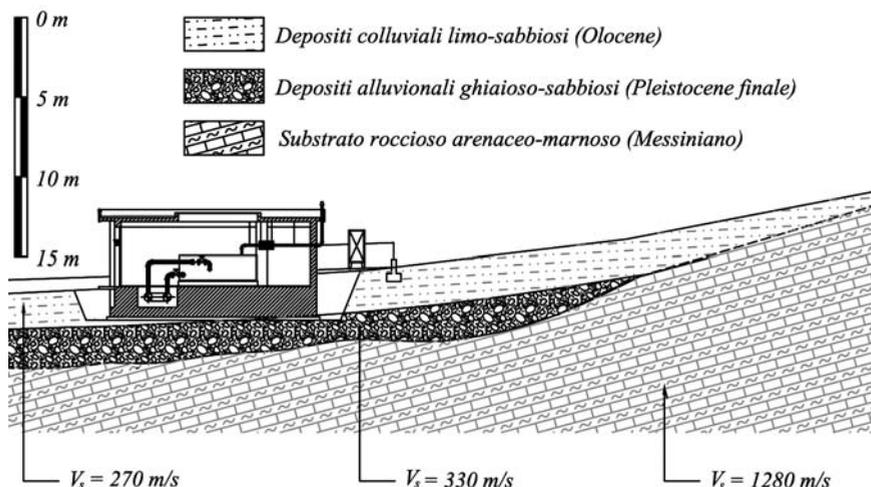


Figura 1.5

Esempio di sezione stratigrafica e profilo di velocità del sottosuolo desunto dall'esecuzione di una prospezione geofisica, di tipo sismica a rifrazione, energizzata con onde di taglio

riamente conosciuta a priori al fine di evitare campionamenti inutili conducenti quindi a prove di laboratorio non soddisfacenti gli scopi attesi.

Una possibile soluzione a tale apparente insormontabile problema può venire dall'utilizzo delle prospezioni geofisiche, come ad esempio la ben nota e diffusa sismica a rifrazione, le quali, energizzate con onde di taglio, consentono da un lato la definizione del profilo di velocità del sottosuolo, così come richiesto dalle NTC per la determinazione della $V_{s,30}$, e dall'altra la ricostruzione della geometria dei terreni; si veda a titolo di esempio la figura 1.5, relativa a un caso reale di esecuzione di sismica a rifrazione la quale ha evidenziato, congiuntamente alle conoscenze geologiche dell'area, la presenza di tre unità litologiche:

- i depositi colluviali originati dall'azione delle acque correnti superficiali lungo i pendii;
- i depositi alluvionali di origine fluviale e rappresentati nel caso specifico dalla chiusura laterale della piana;
- i terreni del substrato roccioso.

In tal caso, per l'applicazione dell'equazione (1.3) occorre considerare che il calcolo deve tenere conto della profondità del piano di posa delle fondazioni, che corrisponde praticamente all'intero spessore delle colluvioni; quindi, per uno spessore medio delle sottostanti alluvioni di circa 2.2 metri, si ottiene una $V_{s,30} = 1056.9$ m/s, pertinente pertanto a una categoria di sottosuolo A (si veda la tabella 1.2).

Operando in questo modo appare allora evidente la semplicità di programmazione delle indagini geotecniche, le quali nel caso specifico comporterebbero la

sostituzione delle perforazioni di sondaggio con l'esecuzione di prove penetrometriche, dalle quali infine risalire mediante relazioni empiriche alla caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana grossa ovvero delle ghiaie e delle sabbie di origine alluvionale; argomenti che ovviamente esulano dagli scopi del presente testo.

Una volta definito ed eseguito il piano delle indagini, è allora possibile passare alla definizione del profilo geotecnico nell'ambito del quale occorre procedere con la scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici; in tal caso le NTC prevedono due passaggi ben distinti:

- una prima fase, nell'ambito della quale vengono identificati i parametri geotecnici più appropriati in relazione alle finalità progettuali;
- una seconda fase, riguardante la valutazione dei valori caratteristici dei parametri stessi.

È evidente che nell'ambito della prima fase è essenziale conoscere la tipologia della struttura, dal momento che in relazione alla sua geometria, rigidezza, condizioni di carico, ecc., dipendono i percorsi di sollecitazione (stress-path, Lambe T.W., 1967; Lambe & Marr, 1979) e in ultima analisi i parametri geotecnici operativi.

A titolo di esempio, e rimandando ai paragrafi successivi per una corretta definizione dell'argomento, può risultare utile confrontare i differenti livelli di deformazione raggiunti da un muro di sostegno ordinario oppure dotato di tiranti attivi, come nel caso prospettato in figura 1.6. In effetti se nel primo caso il collasso del cuneo di spinta si verifica per il raggiungimento delle condizioni di spinta attiva (espansione laterale del terreno), la presenza di tiranti induce una compressione laterale secondo la quale la rottura è attinta per condizioni di spinta passiva (Lancellotta R., 1987); confrontando poi il livello deformativo competente ai due differenti stati tensionali, ne deriva che in presenza di argille sovra-

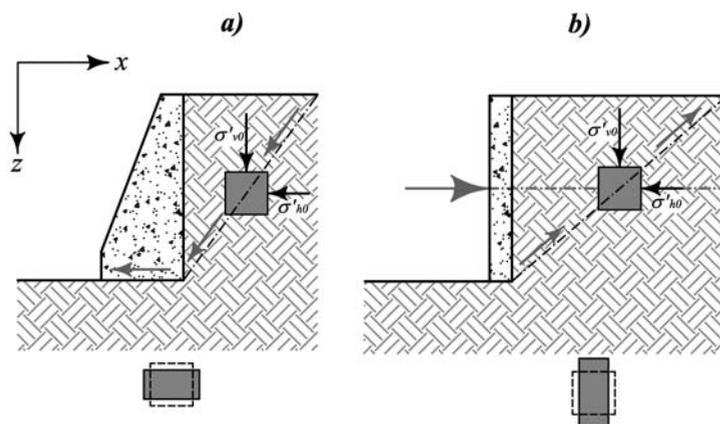


Figura 1.6
Differenze correnti tra le modalità di rottura relative all'azione della spinta attiva a tergo di un muro di sostegno a gravità a) e della spinta passiva esercitata dai tiranti di ancoraggio b)

consolidate o di sabbie addensate (ossia di terreni che nella propria storia geologica sono stati assoggettati a stati tensionali superiori a quello attuale) è necessario fare riferimento alle resistenze di picco per la spinta attiva e alla resistenza ultima per quella passiva, quest'ultima nota anche come *resistenza a volume costante*; nel caso invece di presenza di argille normalconsolidate e di sabbie sciolte il problema è riconducibile alla sola resistenza ultima. Tutti elementi che saranno in seguito debitamente approfonditi.

Una volta che sono stati definiti tutti i parametri geotecnici, per i quali è indispensabile la scelta del più appropriato criterio di snervamento (ad esempio Mohr-Coulomb), è possibile individuare i valori caratteristici da applicare ai terreni ai sensi dei disposti normativi e pertanto sulla scorta delle verifiche agli SLU come espresso dall'equazione (1.1); quindi, riprendendo gli argomenti introdotti nel paragrafo 1.1, tali verifiche devono essere effettuate impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A_1 e A_2), per i parametri geotecnici (M_1 e M_2) e per le resistenze (R_1 , R_2 e R_3).

Si ricorda a tal proposito che sono possibili due differenti approcci:

- l'approccio 1, conducente alle combinazioni 1 e 2 rispettivamente dimensionanti per le verifiche di sicurezza agli SLU di tipo strutturale (STR) e geotecnico (GEO);
- l'approccio 2 che, con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti parziali, può essere adottato per entrambe le verifiche STR e GEO.

Tabella 1.4. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici (M_j), proposti nella tabella 6.2.ii delle NTC

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	γ_c'	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0	1.0

Se le azioni a loro volta sono state definite attraverso la tabella 1.1, il valore di progetto della resistenza può essere determinato con i seguenti modi:

- in modo analitico, dividendo i parametri geotecnici per un coefficiente parziale γ_M desumibile dalla tabella 6.2.ii delle NTC (tabella 1.4) e tenendo conto, laddove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati per ogni tipologia di opera (esempio: fondazioni);
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con prove in sito, applicando i coefficienti parziali γ_R ;
- sulla base di misure dirette su prototipi e sempre mediante applicazione dei coefficienti parziali γ_R .