

**Piero Focardi**

## **LA PROGETTAZIONE DELL'INDAGINE GEOGNOSTICA IN RELAZIONE AL PROBLEMA DI INGEGNERIA CIVILE E ALLA NATURA DEL TERRENO.**

### **1. INTRODUZIONE**

Le indagini geotecniche intese nel senso più ampio della parola e cioè tutte le operazioni che concorrono alla progettazione di un'opera in relazione alla interazione tra l'opera stessa e il terreno sono complesse perché hanno bisogno di un ampio spettro di conoscenze; per questo motivo esse coinvolgono settori di specializzazione molto diversi che riguardano aspetti geologici e ingegneristici e specialisti di diversa competenza.

Un aspetto di primaria importanza è la parametrizzazione del terreno cioè la ricostruzione di un modello geomeccanico per poter determinare gli effetti dell'intervento in progetto sullo stato tensionale e di riflesso sulla funzionalità delle opere progettate.

Poiché il comportamento del terreno è condizionato da tanti fattori (entità dei carichi, modifiche delle condizioni idrauliche, andamento delle sollecitazioni nel tempo ecc.) un primo concetto importante sulla ricostruzione di un modello geomeccanico consiste nel tenere presente che il comportamento del terreno dipende proprio dalle modifiche apportate e pertanto una parametrizzazione geotecnica efficace non potrà prescindere da un progetto o almeno di un'ipotesi progettuale.

I problemi sono ovviamente diversi se si deve realizzare uno scavo, una galleria od un edificio ed oltre alla tipologia dell'intervento ed ai carichi indotti intervengono altri parametri quali la posizione dell'opera, la profondità delle fondazioni, ecc.

A titolo di esempio la presenza di un piccolo livello di materiale scadente, quale uno strato di qualche centimetro di torba intercalato in una serie di argille compatte situato ad una certa profondità può giocare un ruolo fondamentale in un problema di stabilità relativo a un progetto in cui si prevedono dei tagli di scarpata, mentre potrebbe avere un ruolo trascurabile in altri casi quali normali fondazioni superficiali.

Problemi di altra natura potrebbero essere legati alla presenza di una falda freatica che naturalmente incide in modo diverso in relazione alla presenza o meno di ambienti interrati.

In sostanza la progettazione nel senso più ampio e la caratterizzazione geotecnica non sono operazioni del tutto separate ma devono integrarsi tra di loro.

Possiamo distinguere i seguenti momenti.

FASE I	Studi geologici e geomorfologici di fattibilità del progetto.
FASE II	Indagine finalizzata alla ricostruzione del modello geomeccanico.
FASE III	Interazione del progetto col modello geomeccanico.
FASE IV	Progettazione definitiva- esecutiva delle opere
FASE V	Realizzazione delle opere.

Il confronto tra le varie fasi di studi geologici e geotecnici e l'avanzamento della progettazione dal livello di studio preliminare fino al dimensionamento strutturale e alla esecuzione è rappresentato in figura 1.

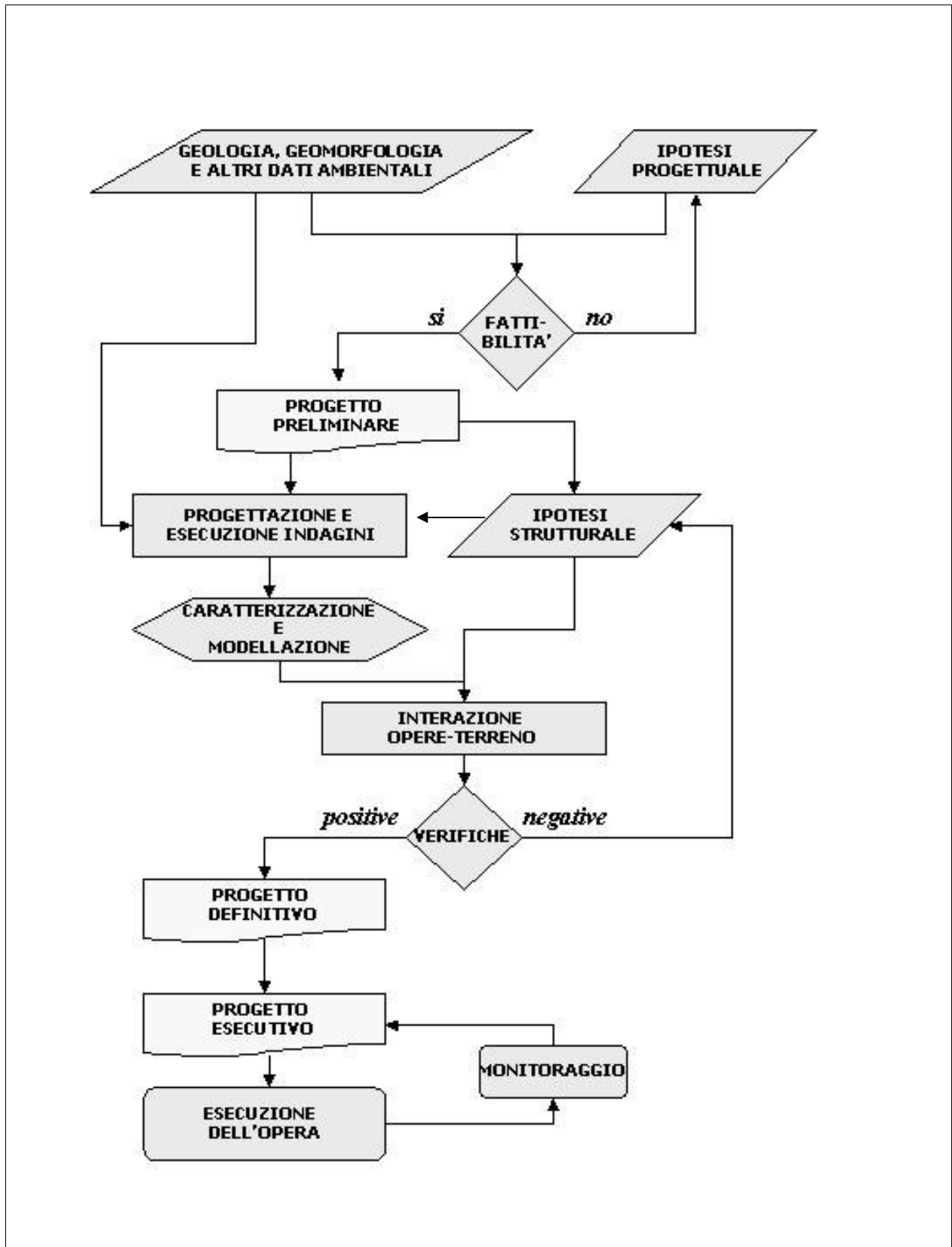


FIGURA 1 – Schema di avanzamento degli studi geologici e geotecnici con la progettazione delle opere.

## 1.1 Fase I° - Studi geologici di fattibilità e progettazione indagine

Questa fase di studio avviene nel primo momento quando si dispone di un progetto preliminare o di idea progettuale, dovendo conoscere almeno il tipo di intervento e la sua posizione plano-altimetrica.

In questa fase gli studi geologici sono essenzialmente mirati ad un esame dei rischi ( stabilità dei versanti, esondabilità dell'area, erosione, amplificazione sismica, liquefazione, rischio vulcanico ecc.), alla individuazione dei principali litotipi e loro variabilità nello spazio in relazione alle facies dell'ambiente di deposizione, ad una valutazione qualitativa della consistenza dei terreni, alla individuazione di falde idriche, della loro profondità, oscillazione e possibilità di interferire col progetto.

In questo momento potrà essere valutato il grado di interferenza indotta da vincoli ambientali quali ambientali o dovuti ad opere antropiche (gallerie, acquedotti, elettrodotti, ecc.) che ne condizionano la fattibilità. Quanto descritto non è altro che una analisi dello stato fisico del luogo, con particolare rilievo geomorfologico finalizzato allo studio specifico.

A termine di questa prima indagine il progetto può risultare fattibile , non fattibile o fattibile a determinate condizioni quale una modifica plano-altimetrica o interventi specifici quali ad esempio interventi di consolidamento del versante.

Questo primo studio geologico, nella maggioranza dei casi basato essenzialmente su rilievi di superficie, consente di valutare la tipologia della campagna geognostica da organizzare in relazione alla natura, consistenza e uniformità dei terreni , individuando i punti di prospezione , i macchinari da impiegare e l'apertura di piste di accesso ( tabella 1).

TABELLA 1 - Conoscenze di base per la progettazione della indagine geognostica	
PROGETTO	Ubicazione Tipo di opera Modifiche morfologiche Carichi (indicativi) Condizioni particolari
GEOLOGIA	Natura (rocce, terreni) Ambiente di sedimentazione Stratigrafia Assetto Sismicità Falde acquifere
MORFOLOGIA E GEOMORFOLOGIA	Pendenze Erosione Stabilità versante Accessibilità dei luoghi
PROGETTAZIONE PRELIMINARE DELLE INDAGINI	Tipo di indagine Numero dei punti di prospezione Ubicazione Profondità delle prospezioni

Lo studio geologico preliminare è essenziale e non può essere omissivo in nessun caso, neppure per interventi minimi sia per estensione che per entità di carico, né in aree che si presume conosciute per altri interventi in zona o per la disponibilità di studi geologici in quanto ci possono essere delle "anomalie" locali (accumuli di detrito o riporti; movimenti gravitativi, emergenze di falda, ecc. ) che condizionano le scelte progettuali.

## **1.2 Fase II° - Indagine finalizzata alla parametrizzazione del terreno e alla costruzione del modello geomeccanico**

In questa fase è definita l'opera, la sua posizione plano-altimetrica e una valutazione sulle tipologie da adottare (es. fondazioni superficiali o su pali) e quindi una stima delle sollecitazioni indotte al terreno. Questi dati consentono di individuare il contorno dell'area oltre la quale gli effetti dell'opera sono trascurabili; in sostanza di definire il volume del terreno che deve essere caratterizzato per studiare l'interazione opera-terreno.

La natura dei terreni condiziona non solo la profondità e il numero dei punti di prospezione ma anche le scelte sul tipo di campagna geognostica (prove di laboratorio su campioni indisturbati e/o prove in sito). Ad esempio la presenza di sabbie in falda orienteranno verso prove penetrometriche piuttosto che ad analisi di laboratorio per la difficoltà del prelievo di campioni indisturbati; per quanto riguarda le prove penetrometriche, saranno da evitare prove di tipo statico nel caso in cui siano prevedibili livelli di ghiaie.

Al termine di questa indagine condotta attraverso sondaggi geognostici con rilievo della stratigrafia, individuazione della quota della falda freatica, prelievo di campioni indisturbati per analisi di laboratorio ed esecuzione di prove in sito si arriva alla compilazione di un modello geomeccanico, distinguendo il terreno in unità omogenee ad ognuna delle quali vengono attribuiti particolari parametri geotecnici.

L'operazione non è semplice in quanto comporta la schematizzazione di un materiale naturale che non è mai perfettamente omogeneo in un modello costituito da una o più unità con determinate caratteristiche meccaniche.

La trasformazione delle conoscenze geologiche in modello geomeccanico comporta alcune semplificazioni che devono tenere conto del problema (tipo; dimensioni dell'intervento; livello di rischio, ecc) In sostanza, la parametrizzazione non può prescindere dall'interazione dell'opera di progetto col terreno.

## **1.3 Fase III° - Finalizzata all'analisi della interazione progetto -terreno**

Per passare alla interazione opera-terreno è necessario che la progettazione sia più avanzata, a livello di ipotesi strutturale. La conoscenza dei carichi e dei momenti trasmessi dall'opera all'interfaccia struttura/terreno (fondazioni superficiali o profonde, muri di sostegno, paratie, fondazioni di opere in terra, ecc.) consente di procedere alle verifiche relative alla capacità portante del terreno e alle deformazioni indotte dalla comprimibilità del terreno sulla base del modello geomeccanico precedentemente costruito.

Secondo le classiche procedure della progettazione si arriva alla soluzione progettuale ottimale per verifiche di calcolo successive esaminando soluzioni diverse. La soluzione prescelta corrisponde a quella economicamente più vantaggiosa che soddisfa le condizioni di sicurezza e qualità dell'opera. È in questa fase che risulta fondamentale l'interscambio tra il geotecnico e il progettista dell'opera.

Modifiche significative al progetto (quali variazioni plano-altimetriche o tipologie di fondazioni diverse) talvolta impongono ulteriori indagini di approfondimento per la ricostruzione del modello geomeccanico.

Attraverso la conoscenza di altri parametri quali quelli idrogeologici si potranno fare valutazioni ambientali di carattere più ampio quale gli effetti dell'opera sulla stabilità del versante, su opere preesistenti o sulle risorse idriche dell'area.

Si perviene così al progetto definitivo.

#### **I.4. Fase IV° - Esecuzione dei lavori**

Durante gli scavi, in condizioni geologiche delicate dovute ad eterogeneità di materiali ed assetti strutturali complessi, alla presenza di falde freatiche superficiali, è essenziale un controllo durante le operazioni di scavo al fine di verificare se il modello geomeccanico basato sulle osservazioni geologiche iniziali e sui risultati della successiva indagine geognostica corrisponde alla situazione fisica reale.

E' il caso delle opere che necessitano di controlli in avanzamento in presenza di materiali difficili quali rocce fratturate, formazioni complesse di difficile parametrizzazione, materiali rigonfianti, ecc. per le quali possono essere richiesti test diretti in situ.

Per opere di elevata complessità per tipologia e/o dimensioni quali discariche, dighe, centrali elettriche, grandi viadotti, ecc, è altresì fondamentale monitorare le opere e le aree limitrofe con misurazioni piezometriche e topografiche nel tempo per controllare la corrispondenza delle previsioni con le situazioni reali al fine di poter intervenire nel caso di comportamenti anomali.

Per situazioni geologiche complesse ed opere di particolare impegno è opportuno provvedere ad analisi di monitoraggio preliminari su prototipi sempre allo scopo di verificare il modello geomeccanico ricostruito e la corretta interazione tra modello e struttura.

I capitolati per la costruzione di opere in terra (es. rilevati stradali o arginali) dovranno prevedere sistematici controlli sulla natura e proprietà dei materiali messi in opera.

Situazioni particolari e imprevisi evidenziati dai controlli potranno imporre modifiche sul progetto esecutivo durante i lavori (Figura 1)

## **2. QUADRO NORMATIVO**

### **2.1. Normative nazionali**

Le indagini sui terreni e sulle rocce, sono affrontate per la prima volta in maniera organica nella legge 2.2.74 n 64 "*Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*"

Tale legge dispone l'emanazione di decreti successivi che forniscano norme tecniche per le costruzioni.

Il D.M. 11.03.1988 "*Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*" e la circolare applicativa del 24.09.88 forniscono alcune prescrizioni; in particolare, relativamente alle indagini:

- viene prescritta la relazione geologica per le aree sismiche, aree subsidenti, opere di sostegno, manufatti di materiali sciolti, gallerie e opere sotterranee, stabilità dei pendii, opere su grandi aree, discariche e colmate, emungimento di falde idriche, consolidamento dei terreni, ancoraggi;

le scelte di progetto, calcoli e verifiche devono essere sempre basati sulla caratterizzazione geotecnica del sottosuolo ottenuta per mezzo di rilievi, indagini e prove e i risultati delle indagini di cui sopra devono essere esposti in una relazione geotecnica prescritta per tutte le opere;

- gli elaborati geologici e geotecnici fanno parte integrante degli atti progettuali; la caratterizzazione geotecnica e la ricostruzione geologica devono essere reciprocamente coerenti e con riferimenti scambievoli;

- Le indagini geotecniche possono essere ridotte o omesse solo nel caso di modesti manufatti che ricadono in zone già note purchè sia definita la fonte di informazione sulle caratterizzazione fisico meccanica del sottosuolo.

L'attività di progettazione viene trattata nella legge quadro in materia di lavori pubblici L. 109/1994 (e successive modificazioni 216/95 415/98) distinguendo la progettazione in tre fasi: preliminare, definitiva ed esecutiva. La pubblica amministrazione ha l'obbligo di corredare i progetti preliminari posti a base di gara per l'affidamento in concessione con indagini geologiche, geotecniche, idrogeologiche e sismiche (art.20 punto 2); impone una specifica previsione degli oneri relativi alle indagini (art.16, punto7) ed esclude esplicitamente la relazione geologica dalle attività direttamente subappaltabili dall'affidatario, cioè dal progettista (art. 17 punto 14.5);

Il DPR 554/1999 –Regolamento di attuazione della legge quadro in materia di lavori pubblici n 109 del 11.02.94, specifica nel dettaglio i contenuti delle varie relazioni.

Significative variazioni sulla progettazione in aree sismiche sono introdotte dalla Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20/03/2003 (*Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici*).

TABELLA 2 - Criteri di classificazione dei terreni per gli effetti sismici (Ord. del P.C.M. n° 3274 del 20/03/2003)				
Cat.	Descrizione	$V_{S30}$ (m/sec)	$N_{SPT}$	$c_u$ (kPa)
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo di 5 m	> 800		
B	Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti	360-800	>50	>250
C	Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza	180-360	15-50	70-250
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti	<180	<15	<70
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali con valori di $V_{S30}$ simili a quelli dei tipi C e D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale rigido con $V_{S30}>800$ m/sec			
S 1	Depositi costituiti da ( o che includono) uno strato spesso almeno 10 m di argille /limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità (IP>40) e contenuto di acqua	<100		10-20
S 2	Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti			

Il DPR introduce un criterio di classificazione del terreno di fondazione ai fini degli effetti sismici in base alle caratteristiche geotecniche medie del terreno per uno spessore di 30 metri, ottenute con misurazioni della velocità di propagazione delle onde secondarie ( $V_{S30}$ ), o indirettamente dalla determinazione della resistenza  $N_{SPT}$  o della coesione in condizioni non drenate  $c_u$  (Tabella 2).

In relazione alla categoria di appartenenza vengono forniti dei coefficienti da introdurre nelle formule per la determinazione dello spettro di progetto ( $\gamma$ ).

## 2.2 Eurocodici

La normativa europea (Eurocodice 7) in fase di perfezionamento ma pubblicata dalla UNI come norma europea sperimentale fornisce dei criteri utili alla definizione dell'indagine tenendo in considerazione le caratteristiche generali dell'opera in progetto. A tale fine la norma europea definisce tre categorie di opere secondo criteri di complessità, dimensione e rischio potenziale indotto dall'intervento. In sintesi si ha:

TABELLA 3 – Categorie delle opere secondo l'Eurocodice 7		
CATEGORIA	CARATTERISTICHE DELLE OPERE	TIPOLOGIE
CG1	Semplici	Strutture leggere e semplici, opere in terra modeste, con rischi trascurabili, in assenza di falda freatica e di problemi di stabilità, con progettazione delle opere di fondazione con metodi di routine e per le quali sono sufficienti indagini geotecniche qualitative.
CG2	di media complessità	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Fondazioni superficiali e su pali</li> <li>- Opere di sostegno</li> <li>- Escavazioni</li> <li>- Pile e spalle di ponti</li> <li>- Argini e opere in terra</li> <li>- Ancoraggi e tiranti</li> <li>- Costruzioni in sotterraneo, fuori falda ed in terreni duri o rocce non fratturate</li> </ul>
CG3	Elevata complessità	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Strutture grandi e inusuali</li> <li>- Strutture con particolari rischi o con particolari difficoltà dovute al terreno o alle condizioni di carico</li> <li>- Strutture in aree ad elevata sismicità</li> <li>- Strutture in aree di possibile fenomeni di instabilità per movimenti del terreno che richiedono particolari indagini</li> </ul>

Le indagini geognostiche, pianificate in relazione alla classe di appartenenza, devono fornire i parametri geotecnici per verificare lo stato limite ultimo considerando tutti i meccanismi possibili di

( $\gamma$ ) All'atto della stampa sono state emesse dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti le nuove **Norme Tecniche per le costruzioni** (pubblicate nel supplemento ordinario n° 159 della G.U. 222 del 23/9/2005) nelle quali sono recepite le norme tecniche dell'Ordinanza P.C.M. n° 3274 e viene prescritto che le indagini e prove debbono essere eseguite e certificate nei laboratori di cui all'art.59 del DPR 6.6.2001 n.380, che fanno parte dell'elenco depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.

rottura del complesso terreno-opera di fondazione e lo stato limite di esercizio nelle condizioni limite di funzionalità dell'opera di progetto in relazione alle deformazioni e mantenimento della sua funzionalità

Circa la parametrizzazione geotecnica l'Eurocodice stabilisce che si debba assumere, per ogni unità individuata nel modello geomeccanico un valore cosiddetto caratteristico ricavato da una stima qualitativa del valore ottenuto dal quadro complessivo dei dati disponibili.

### 3. CRITERI GENERALI DI INDAGINE

E' oggettivamente difficile stabilire delle precise procedure relative alla tipologia e quantità di indagine intesa come punti di prospezione, prelievo di campioni, numero di analisi, ecc..

Nell'Eurocodice 7 l'indagine è controllata dalla classe di intervento, imponendo indagini di maggior dettaglio passando dalla categoria CG1 comprendente le opere semplici alla categoria CG2 (opere di moderata complessità) alla categoria CG3 comprendente opere di elevata complessità. Questo concetto di legare l'indagine alla complessità dell'opera si ritrova anche nel D.M. 1/3/88.

Nell'ordinanza P.C.M 3274 del 20/03/03 per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici si dà invece maggiore peso alle caratteristiche geotecniche del terreno che controllano il comportamento sismico attraverso il coefficiente S.

Al di là delle normative è evidente che deve essere eseguita una indagine più complessa, sofisticata ed impegnativa sia al crescere dell'impegno dell'opera (esempio passando dalla categoria CG1 alla CG3 dell'Eurocodice, sia al diminuire delle qualità del terreno, passando da materiali con elevate proprietà quale la roccia a terreni di media consistenza e infine a depositi scadenti quali ad esempio argille organiche o sabbie sciolte in falda o a materiali fortemente eterogenei.

La indagine geognostica, sulla base del progetto e delle caratteristiche geologiche e ambientali deve fornire gli elementi utili per la ricostruzione del modello fisico tenendo in considerazione:

- il volume significativo entro il quale devono essere determinati i parametri;
- i parametri richiesti e la loro precisione;
- i mezzi di indagine necessari.

Il volume dipende dalla estensione dell'intervento e delle zone influenzate dall'intervento stesso.

I parametri geotecnici richiesti dipendono dall'opera di progetto e dalla interazione della stessa col terreno; la qualità dei dati ottenuti dipende dal tipo di indagine e dal numero di informazioni (numero di sondaggi o prove in situ, numero di campioni prelevati, numero di analisi effettuate, qualità delle analisi eseguite, ecc.).

Il tipo e gli strumenti di indagini (sondaggi, prove penetrometriche, dilatometriche, ecc.) costituiranno i mezzi di indagini. Tali mezzi di indagine potranno comprendere anche strumentazioni di controllo quali piezometri, inclinometri, deformometri, celle di carico, ecc.

Gli aspetti sopra indicati concorrono in vario modo in relazione alla complessità del progetto e della complessità geologica e seppure vi è una richiesta di impegni maggiori procedendo dalle categorie di progetto e delle classi più basse a quelle più alte tuttavia oggi manca un criterio per stabilire in partenza una tipologia di indagine in relazione ad una classe di appartenenza.

Per cercare un criterio di organizzazione di una campagna geognostica è necessario distinguere separatamente i vari aspetti che dipendono in vario modo dall'intervento e dalle caratteristiche dell'ambiente nel quale si realizza l'opera. In sintesi::

- Volume di terreno interessato dalla indagine (dipende essenzialmente dal progetto).
- Numero di punti di indagine (fortemente condizionati dalla natura ed omogeneità del terreno).
- Mezzi di indagine (dipendono dai parametri e dalla precisione richiesti).



- Strumentazione di controllo (condizionata dalle condizioni geologiche e dalla complessità dell'opera).

#### 4. IL VOLUME SIGNIFICATIVO

Il volume significativo da indagare è costituito dalla massa di terreno entro il quale si risentono gli effetti dell'intervento. Essi possono essere:

1. modifiche dello stato tensionale per aumenti di pressione (es. fondazioni) o scarichi tensionali (scavi);
2. variazioni nel regime delle acque sotterranee per drenaggi o impermeabilizzazioni indotti dalle opere;
3. inquinamento diretto o indotto dagli interventi;
4. modifiche delle condizioni di stabilità dei versanti per variazioni plano altimetriche o modifiche del regime delle acque
5. modifiche ambientali per apertura di cave di prestito o accumuli di materiali provenienti da scavi.

Una rappresentazione indicativa dei volumi interessati da normali opere è indicata nella figura 2 (A.G.I., 1977).

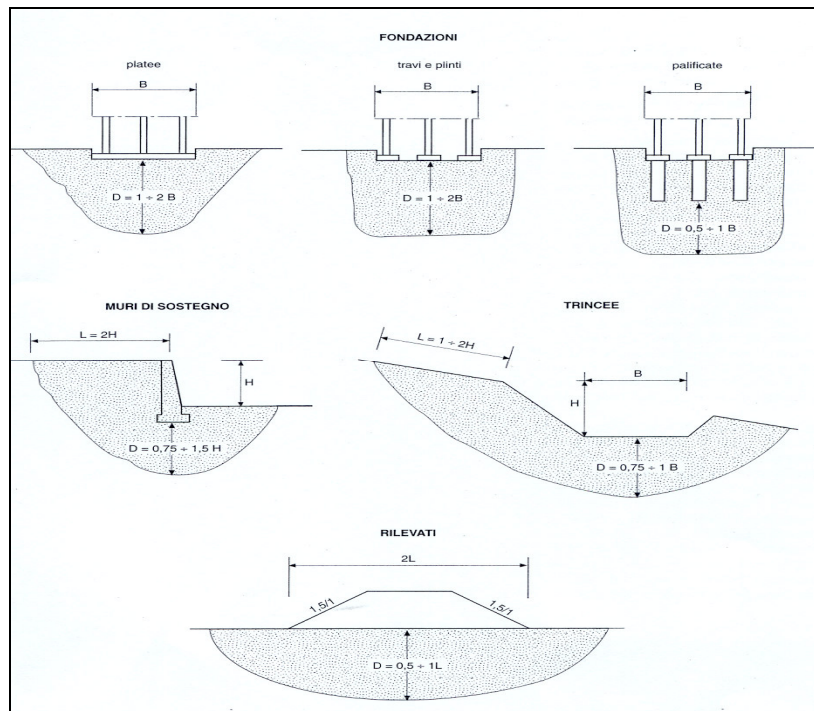


FIGURA 2 - Volumi significativi relativi ad alcuni interventi (AGI, 1977).

Di seguito vengono forniti dati di maggior dettaglio sulle profondità di indagine in relazione al tipo di intervento.

#### 4.1. – Fondazioni superficiali

La profondità, la tipologia e le dimensioni delle fondazioni sono condizionate dalla natura del terreno, dalla capacità portante e dalla comprimibilità del terreno. In assenza di scavi e di opere limitrofe l'indagine è limitata ad esaminare gli effetti del comportamento del terreno sull'opera stessa e può essere pertanto limitata arealmente all'interno della pianta dell'intervento.

##### 4.1.1 Profondità interessata da variazioni volumetriche per variazioni di umidità

Uno degli aspetti relativi alla caratterizzazione geotecnica riguarda l'attitudine del terreno a subire variazioni volumetriche al variare del contenuto di umidità. Questi fenomeni avvengono in terreni di alta plasticità e coinvolgono spessori variabili tra 1,50 e 3,00 m (LEONARDS G.A., 1962)

##### 4.1.2. Profondità interessata da fenomeni di plasticizzazione

La profondità entro la quale avvengono fenomeni di rottura del terreno per superamento del carico limite dipende dalla larghezza della fondazione. Essa corrisponde per terreni coesivi alla larghezza della fondazione. E' più grande nei terreni incoerenti variando da 1 a 2 volte la larghezza della fondazione per angoli di attrito interno variabili da 30 a 43° (Figura 3).

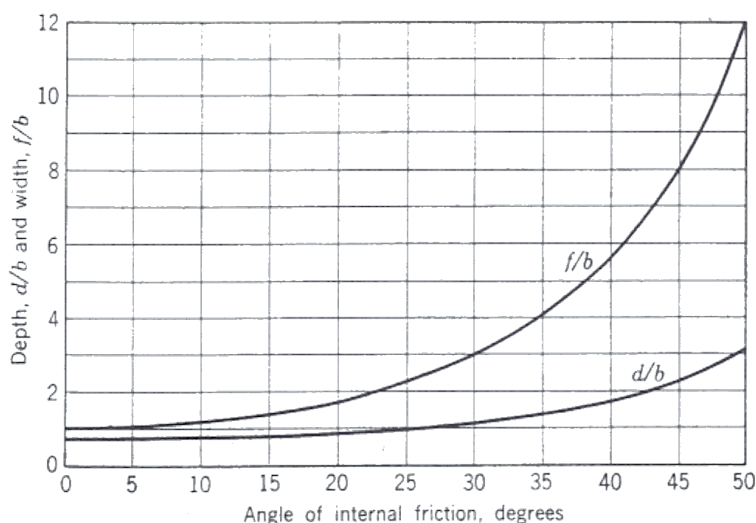


FIGURA 3 - Profondità d/b e ampiezza f/b della zona interessata da rottura in terreni incoerenti (MEYERHOF, 1948)

##### 4.1.3. Profondità interessata da fenomeni di comprimibilità

La profondità è quella alla quale gli incrementi di pressione indotti dall'opera sono trascurabili rispetto alla pressione litostatica efficace. Un criterio da molti adottato è quello di trascurare gli effetti a profondità maggiori a quella oltre la quale gli incrementi di pressione sono inferiori a 1/10 – 1/20 della pressione litostatica efficace.

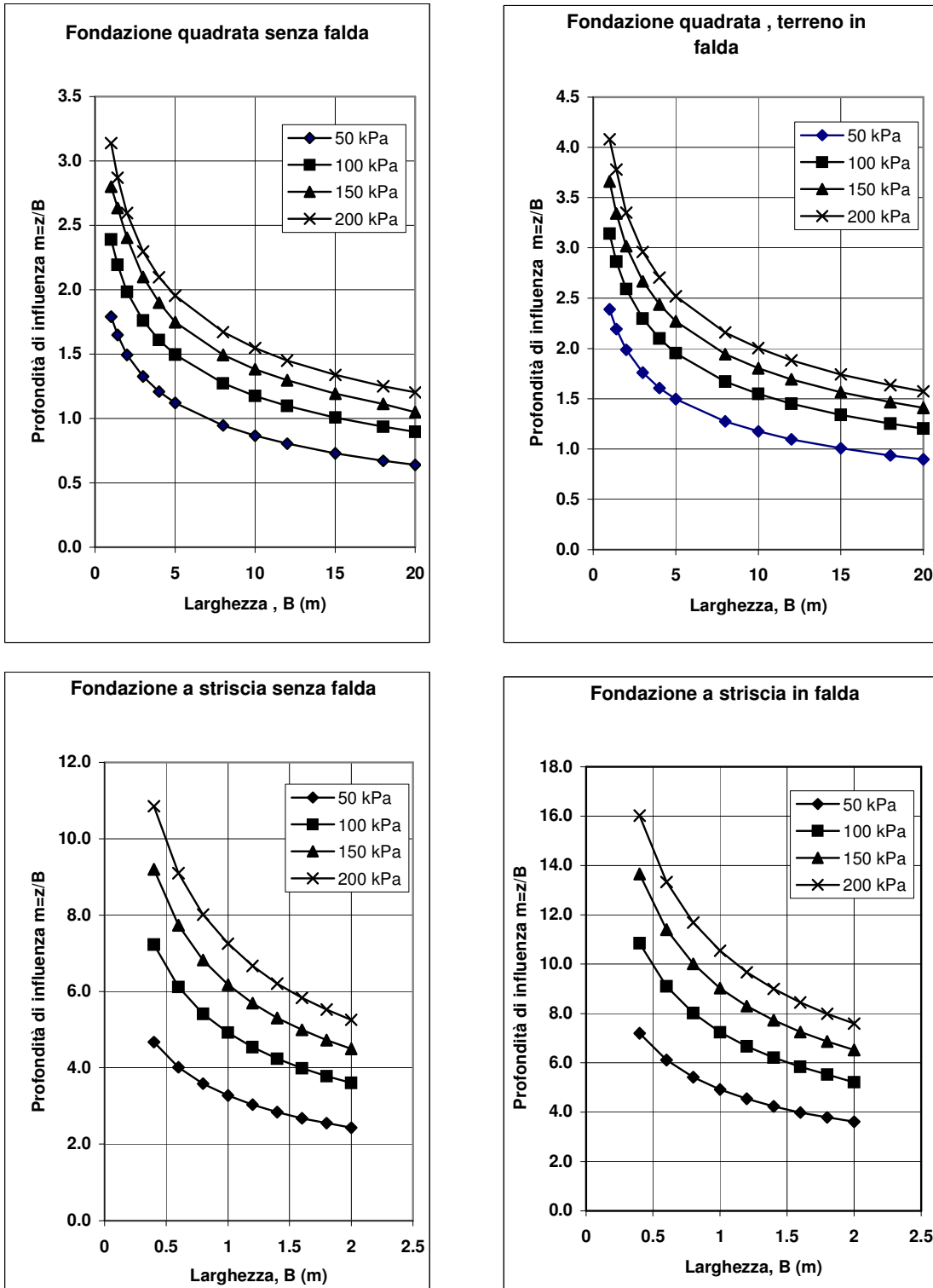


FIGURA 4 – Profondità di influenza per fondazioni a pianta quadrata e a striscia in assenza e presenza di falda, poste ad una profondità di 1,50 m dal p.c.

Nella figura 4 sono riportate le profondità di influenza (imponendo come limite un incremento di pressione pari a 1/10 della pressione litostatica efficace) espresse come rapporto profondità/larghezza per fondazioni a plinto di sezione quadrata ed a striscia, in assenza e in presenza di falda freatica con livello coincidente col piano campagna, per carichi variabili tra 50 e 200 kPa.

Nei calcoli è stato considerato il piano di appoggio delle fondazioni a  $-1,50$  dal p.c e sono stati assunti peso di volume del terreno  $20 \text{ kN/mc}$  e peso di volume del terreno immerso  $10 \text{ kN/mc}$ .

Le tensioni indotte dalle fondazioni sono state calcolate sotto il baricentro delle fondazioni con il metodo di Steinbrenner (fondazione supposta priva di rigidità, sottoposta a pressione di contatto uniforme).

I diagrammi della figura 4 hanno consentito la ricostruzione del diagramma della figura 5 nella quale sono riportate le profondità alla quale gli incrementi di pressione sono uguali a 1/10 delle pressioni litostatiche in funzione dei carichi applicati.

Per carichi contenuti al di sotto di  $2500 \text{ kN}$  o  $250 \text{ kN/ml}$  la profondità alla quale gli incrementi delle tensioni sono inferiori a 1/10 della pressione litostatica sono inferiori a 10 metri a partire dal piano di appoggio delle fondazioni.

Nel caso di fondazioni vicine la possibilità di interferenze tra di loro con conseguente aumento della profondità di influenza può essere valutata ipotizzando che le tensioni si distribuiscano in profondità secondo una configurazione piramidale con pendenze 2:1. Se sussistono problemi di interferenza tra le fondazioni se ne deve tener conto per stabilire la profondità di indagine.

#### **4.2. Fondazioni su pali**

La caratterizzazione del terreno deve essere finalizzata allo studio del comportamento del singolo palo e della palificata nel suo complesso.

La profondità alla quale si risentono gli effetti di una palificata può essere stimata ipotizzando che il carico totale sia distribuito dai pali alla profondità corrispondente a quella della base dei pali, nel caso di resistenza prevalente di punta o a 2/3 della lunghezza dei pali nel caso di significativa resistenza per attrito laterale.

Non conoscendo a priori le caratteristiche geotecniche del terreno il programma di indagine verrà programmato in base a dati geologici ed eventualmente aggiornato nel corso della campagna geognostica.

#### **4.3. Muri di sostegno**

Nel caso di opere di sostegno la massa di terreno spingente è individuata dal piano facente un angolo di  $45^\circ + \varphi/2$ .

In terreni in pendio o in presenza di falda acquifera l'indagine deve estendersi oltre questa distanza verificando la possibilità di fenomeni gravitativi. La distanza e la profondità da indagare deve essere valutata in relazione alle condizioni geomorfologiche dell'area.

#### **4.4. Opere in terra**

Il volume di indagine per le opere in terra (rilevati stradali, dighe, argini) può essere valutato con gli stessi criteri indicati per le fondazioni superficiali. Essendo la superficie di appoggio molto grande la profondità alla quale gli effetti sono trascurabili può variare a seconda delle dimensioni da 0.5 a 1 volta la larghezza dell'impronta.

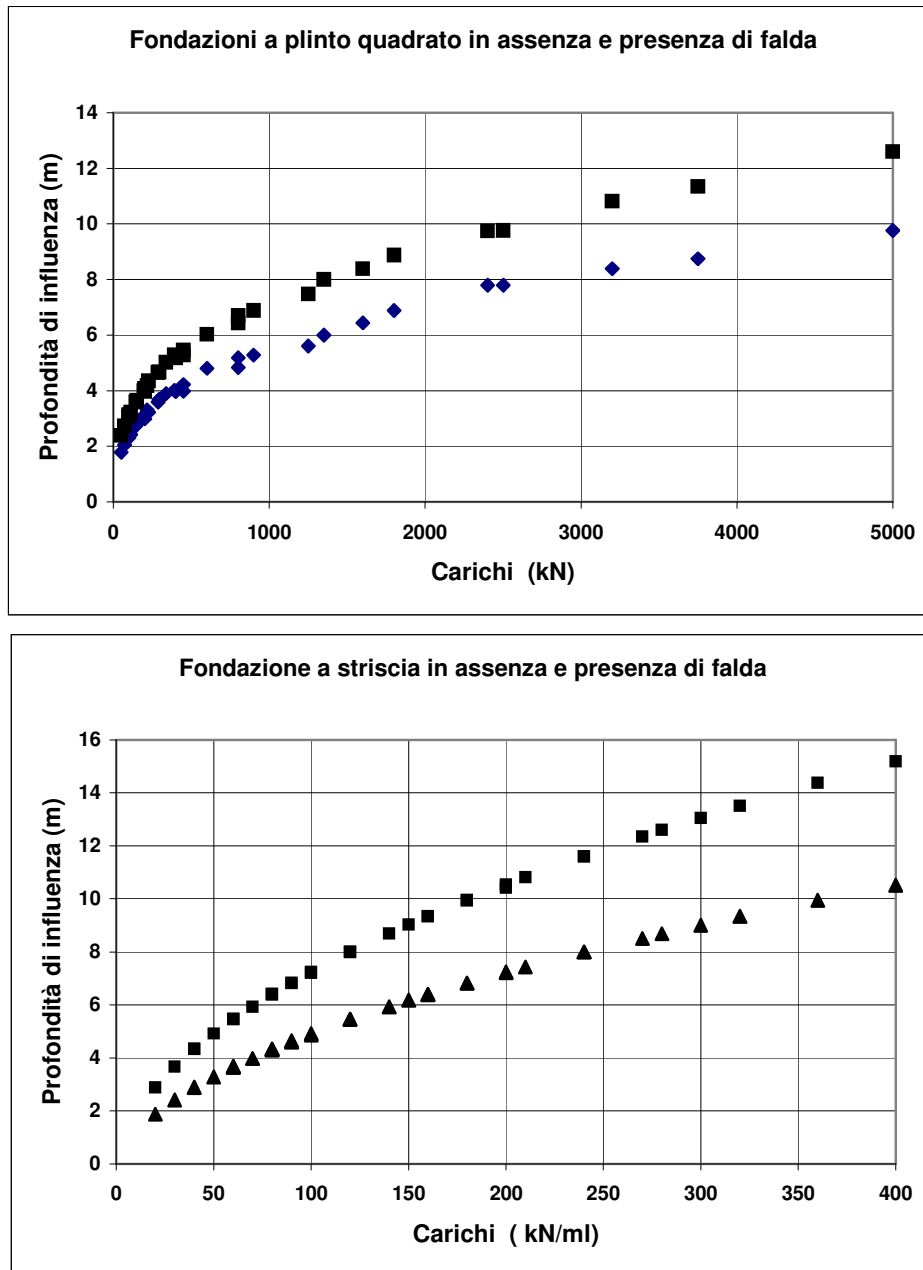


FIGURA 5 – Profondità di influenza (espressa in metri) relativa ai casi della figura 4 in funzione dei carichi trasmessi dalle fondazioni, per fondazioni a plinto con sezione quadrata ed a striscia, in assenza e presenza di falda .

#### 4.5. Acque sotterranee

Tutte le opere che interferiscono con la falda freatica quali scavi profondi e opere in sotterraneo alterano lo stato tensionale in termini di pressioni efficaci. Ciò può indurre, nel caso di abbassamenti delle falda, cedimenti per consolidazione nelle opere limitrofe e modifiche in regime del regime in pozzi e sorgenti. Nel caso opposto di sollevamenti della falda sono possibili fenomeni allagamento di locali interrati, di plasticizzazione del terreno.

Gli effetti possono essere significativamente diversi se le modifiche sono temporanee oppure definitive.

L'indagine dovrà estendersi arealmente su un'area difficilmente quantizzabile. Per opere superficiali in terreni sciolti i volumi interessati potranno essere valutati con i criteri dettati dalla idrogeologia; per gallerie in formazioni rocciose l'indagine si baserà soprattutto su sezioni geologiche nelle quali dovranno essere distinte le unità acquifere dal substrato impermeabile.

Comunque stabilita l'area di influenza dovranno essere predisposti prima della esecuzione dell'opera pozzi e piezometri da seguire sia in fase preliminare che durante la esecuzione dell'opera in modo da intervenire nel caso di comportamento anomalo rispetto all'andamento ipotizzato.

## 5. LA PARAMETRIZZAZIONE GEOMECCANICA

Per poter ricostruire il modello del terreno è necessario suddividere il terreno in unità con caratteristiche simili e pertanto il punto di partenza è la ricostruzione della stratigrafia.

Altro problema di interesse per qualunque intervento è quello relativo alla conoscenza della falda freatica per problemi di interferenza delle opere con la falda e per la determinazione delle entità delle pressioni neutre al fine di analizzare il comportamento del terreno in termini di pressioni totali ed efficaci.

Alcuni caratteri del terreno quali la stratigrafia, la granulometria i limiti di consistenza sono invariati, altri subiscono invece delle variazioni per effetti naturali o per deformazioni indotte dalle opere quali ad esempio peso di volume, umidità, grado di saturazione, indice dei vuoti. Inoltre molti parametri di interesse per la progettazione quali la resistenza e la comprimibilità dei terreni dipendono da vari fattori e precisamente:

- storia e percorso tensionale,
- entità delle sollecitazioni,
- entità delle deformazioni,
- durata del carico.

La parametrizzazione deve pertanto essere finalizzata al problema specifico. In alcuni casi si dovranno analizzare anche modelli di comportamento diverso.

Nel caso di argille si dovranno ad esempio conoscere la resistenza in termini di pressioni totali, per situazioni di carico a breve termine, la resistenza in condizioni drenate per verificare gli effetti dei carichi a lungo termine. Nel caso di ampie deformazioni quali avvengono per fenomeni gravitativi si dovranno ricercare parametri corrispondenti alla resistenza residua .

Gli stessi moduli di elasticità e di taglio non sono costanti ma dipendono dalla entità delle deformazioni

Inoltre la resistenza dipende dalla deformazione mobilata e quindi è di notevole importanza per alcuni problemi conoscere non solo la resistenza ultima ma anche come essa varia in funzione delle deformazioni.

L'operazione che deve essere fatta per la ricostruzione del modello geomeccanico consiste nella distinzione entro il volume significativo di corpi aventi proprietà simili, ai quali vengono attribuiti i valori dei parametri geotecnici necessari per le verifiche.

Essi possono essere ottenuti da prove dirette, da misure indirette o da relazioni empiriche. Naturalmente il grado di incertezza aumenta passando da quelle dirette alle indirette e empiriche.

Dai valori puntuali misurati direttamente per via sperimentale o dai valori derivati attraverso relazioni fisiche o empiriche si passa a valori caratteristici che consistono in una stima cautelativa associata ad una particolare condizione .

La campagna geognostica deve essere programmata in relazione agli scopi che possono essere finalizzati a:

- conoscere lo stato tensionale del terreno in sito, le proprietà ed i parametri di resistenza e comprimibilità per analizzare la interazione opera-terreno;
- conoscere le caratteristiche di materiale impiegato per opere in terra e le proprietà geomeccaniche che esso può acquisire previo opportuni trattamenti a seguito della messa in posto;
- Controllare le proprietà a seguito dell'intervento.

### 5.1. Proprietà del terreno in sito

Di seguito sono indicati i principali parametri richiesti per la caratterizzazione geotecnica indicando per ognuno di essi le relative finalità:

Stratigrafia del terreno	Ricostruzione del modello distinto in unità con comportamento geotecnico omogeneo
Proprietà indice (peso di volume, granulometria, limiti di consistenza, umidità, indice dei vuoti, ecc)	Ricostruzione del modello di cui sopra; valutazione di alcune proprietà del terreno. attraverso formule empiriche
Falda freatica	Stato tensionale in termini di pressioni efficaci
Storia tensionale	Deformabilità e resistenza del materiale. Stato tensionale a deformazioni orizzontali nulle;
Parametri di resistenza al taglio nelle varie condizioni	Resistenza al taglio in termini di pressioni totali ed efficaci
Parametri di resistenza al taglio residua	Resistenza al taglio dopo la rottura e a seguito di ampie deformazioni
Modulo di elasticità	Cedimenti immediati
Modulo, coefficiente di compressibilità edometrici, coefficiente di consolidazione	Cedimenti per consolidazione, decorso dei cedimenti nel tempo
Coefficiente di permeabilità	Problemi di filtrazione
Coefficiente di reazione	Dimensionamento strutturale delle fondazioni
Densità relativa	Proprietà dei terreni incoerenti; liquefascibilità delle sabbie
Coefficiente sismico	Progettazione opere in aree sismiche

### 5.2. Analisi sul materiale proveniente da cave di prestito

Riguarda essenzialmente la esecuzione di opere in terra quali rilevati stradali e ferroviari, dighe in terra omogenee o zonate, argini, discariche.

Prove di riconoscimento e di classificazione	Idoneità del materiale per la esecuzione dell'opera di progetto
Prove di costipamento	Determinazione della densità massima e umidità ottima di messa in opera
Resistenza al taglio, comprimibilità, permeabilità, ecc	Determinazione delle proprietà ottenibili a seguito del costipamento

### 5.3 Controlli del materiale messo in opera

Le analisi consistono essenzialmente nel verificare se il materiale messo in posto ha caratteristiche corrispondenti al capitolato.

Le prove più frequenti e le relative finalità sono indicate nella tabella seguente.

Prove di riconoscimento e di classificazione	Controllo della corrispondenza delle caratteristiche del materiale con quello previsto in capitolato
Misure di densità	Controllo della corrispondenza dei valori con quelli previsti in capitolato
Prove di carico con piastra, prove C.B.R:	Determinazione della portanza
Prove di assorbimento	Determinazione della permeabilità

Le prove in sito vengono effettuate nei vari strati messi in opera, secondo un programma stabilito.

I valori di densità in sito sono confrontati con quelli ottenuti in laboratorio. I capitolati prescrivono che i valori di densità siano superiori ad una aliquota (90-95%) di quella ottenuta in laboratorio operando con una particolare energia (  $6,05 \text{ Kg} \times \text{cm} / \text{cm}^3$  per la prova AASHO Standard;  $27,50 \text{ Kg} \times \text{cm} / \text{cm}^3$  per la prova AASHO Modificato), stabilita in relazione alle caratteristiche richieste all'opera di progetto.

Le prove di permeabilità eseguite per assorbimento in pozzetti forniscono generalmente valori del coefficiente di permeabilità più alti di un ordine di grandezza rispetto a quelli misurati in laboratorio su provini; la maggiore permeabilità in sito è dovuta agli effetti di fratture nel terreno e alla possibilità di movimenti dell'acqua in senso orizzontale più permeabile per il meccanismo di messa in posto in strati del materiale.

A opera terminata possono essere effettuati controlli più completi su campioni indisturbati prelevati dal corpo dei rilevati mediante sondaggi geognostici, per verifiche di resistenza e comprimibilità del materiale messo in opera.

## 6. I MEZZI DI INDAGINE

### 6.1 Sondaggi geognostici

Per poter ricostruire il modello del terreno è necessario suddividere il terreno in unità con caratteristiche omogenee per natura, granulometria, tessitura, consistenza, grado di addensamento, ecc.

La prima operazione consiste quindi nella ricostruzione stratigrafica ottenibile mediante sondaggi geognostici o con osservazione diretta mediante pozzi, trincee, cunicoli esplorativi.

L'osservazione diretta attraverso escavazione con macchine operatrici piuttosto che con sondaggi è il sistema più idoneo per basse profondità di indagine e in presenza di rocce con coperture di materiale alterato o di detrito grossolano, consentendo la individuazione del contatto con la roccia sottostante, meno facilmente rilevabile con altri mezzi.

I sondaggi geognostici consentono di prelevare campioni indisturbati per la esecuzione di prove di laboratorio, di misurare la profondità della falda e di strumentare il foro con piezometri per controlli periodici del livello freatico ovvero con altre apparecchiature quali tubi inclinometrici per controllare movimenti del terreno.



Argomenti generali sui sondaggi quali tecniche di perforazione, diametro e caratteristiche dei campionatori, trattamento e conservazione dei campioni sono trattati in vari testi (A.G.I., 1977, COLOMBO & COLLESELLI, 2000, LANCELLOTTA, 1987)

Il carotaggio continuo consente di effettuare oltre al rilievo stratigrafico anche un primo approccio sulla consistenza del materiale mediante prove di cantiere (vane test, e penetrometro tascabili).

In fase di avanzamento possono essere effettuati nel foro di carotaggio alcuni test in situ ( SPT - Standard Penetration Test, Vane Test, Prove Pressiometriche, Prove dinamiche - Down Hole, prove di assorbimento).

La colonna stratigrafica deve contenere le seguenti informazioni:

- Quota del piano di campagna nel punto di prospezione.
- Descrizione del terreno con riferimento alla esatta profondità delle variazioni litologiche.
- Quota di rinvenimento della falda freatica e caratteristiche (falda libera o in pressione).
- Profondità di prelievo dei campioni.
- Profondità delle prove in sito eseguite.
- Valori di misure di cantiere (Penetrometro e scissometro tascabili) sul materiale estratto.
- Schema di eventuali installazioni di strumentazioni (piezometri, tubi inclinometrico, ecc.).

## 6.2 Analisi di laboratorio

Le proprietà fisico meccaniche del terreno vengono determinate attraverso analisi di laboratorio su campioni indisturbati rappresentativi del livello da caratterizzare.

Senza entrare in merito alle procedure di prova, per le quali si rimanda a normative specifiche o testi specialistici (A.G.I., 1994; HEAD, 1986; RAVIOLO , 1993) vengono fatte delle osservazioni su alcuni parametri ottenuti da prove di laboratorio.

Innanzitutto l'importanza delle prove di classificazione (granulometria e plasticità) e delle proprietà del terreno quali peso di volume, indice dei vuoti, umidità che consentono di ottenere parametri qualitativi di comprimibilità e di resistenza derivati attraverso formule empiriche.

Alcune prove di laboratorio non sono ripetibili in situ. E' il caso della prova di compressione ad espansione laterale impedita (prova edometrica). Essa oltre a fornire i parametri per il calcolo dei cedimenti (modulo M e indici di compressibilità) è importante per individuare la pressione di rigonfiamento a deformazioni nulle e le deformazioni dovute allo scarico tensionale.

Inoltre la prova edometrica è fondamentale per la determinazione del grado di consolidazione. attraverso la individuazione del punto di maggior curvatura del diagramma indice dei vuoti/logaritmo delle pressioni.

Il rapporto di sovraconsolidazione condiziona non solo la comprimibilità ma anche la resistenza del terreno. L'attitudine ad aumentare di volume dei materiali sovraconsolidati prima di raggiungere la rottura viene evidenziata nelle prove di taglio dirette e nelle prove triassiali. La prova triassiale del tipo consolidata non drenata consente una stima del grado di consolidazione attraverso la misurazione delle pressioni neutre (parametri di Skempton) conseguenti alle variazioni volumetriche dei provini durante le fasi di carico.

Sia nelle prove triassiali che di taglio diretto è importante seguire l'andamento della resistenza mobilizzata in funzione delle deformazioni. Per terreni incoerenti poco addensati e in terreni coesivi poco consistenti la resistenza ultima viene raggiunta solo dopo ampie deformazioni che possono non essere ammesse dalla struttura; questo concetto è stato già evidenziato da Terzaghi nella adozioni di parametri corretti nelle condizioni definite "*local shear*" in funzione proprio della deformabilità del terreno prima di raggiungere la resistenza ultima.

Una ultima osservazione è quella relativa alla velocità di prova, determinabile attraverso test di consolidazione, che deve essere rigorosamente rispettata per ottenere parametri corretti in termini di pressioni efficaci.

La conoscenza della resistenza al taglio in funzione delle deformazioni è essenziale in tutti i casi nei quali la superficie di rottura coinvolge più terreni con resistenza di picco situata a livelli di deformazioni non coincidenti tra loro. In questi casi la resistenza complessiva è inferiore alla somma delle resistenze massime dei materiali.

Anche nello studio di frane di scivolamenti composti (CASAGLI ET AL., 2004) è necessario conoscere la resistenza mobilitata dei materiali coinvolti dal movimento nel corso dei fenomeni di rottura progressiva.

Gli errori conseguenti alla esecuzione di prove di taglio diretto eseguite con velocità troppo alta sono evidenziati nella figura 6 che si riferisce a prove eseguite su un limo argilloso di media plasticità ( $\omega_L = 42; \bar{\omega}_p = 20$ ).

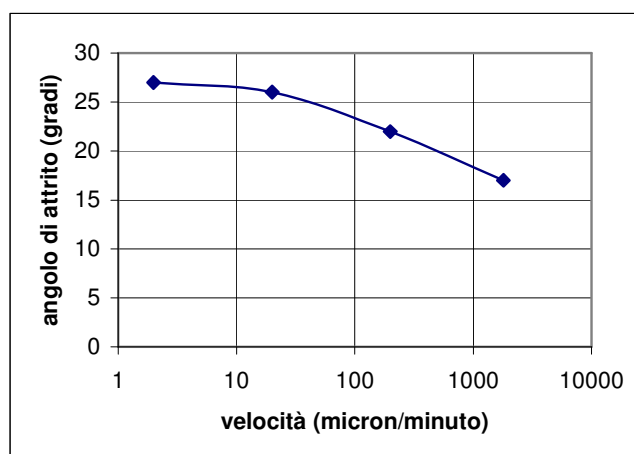


FIGURA 6 - Valori dell'angolo di attrito interno per campioni di limo argilloso ricostituiti, per velocità di prova diverse (FOCARDI, 1990).

### 6.3 Prove in situ

Il metodo classico per la caratterizzazione geotecnica del terreno si basa essenzialmente su analisi di campioni rappresentativi prelevati alle varie profondità ma per contenere i costi, avere informazioni più rapide e per ottenere dati particolari si ricorre all'ausilio di altre prove che non possono comunque ritenersi sostitutive ma solo di complemento.

Di seguito sono descritte in forma sintetica, le prove più ricorrenti eseguite nei terreni sciolti rinviano a testi più specialistici per le procedure di prova e la elaborazione dei risultati sperimentali.

Per quanto riguarda le rocce, si rimanda al testo di BARLA (2004) nel quale è riportato un quadro completo delle prove eseguite per caratterizzare gli ammassi rocciosi

6.3.1 Penetrometri (A.G.I., 1977; SCHMERTMANN, 1977; BALDI ET AL. 1981; BATTAGLIO ET AL, 1981)

Per la ricostruzione del modello geomeccanico del terreno si ricorre spesso a prove penetrometriche continue che forniscono dati di resistenza alla penetrazione lungo la verticale analizzata.

Le prove penetrometriche si distinguono in statiche o dinamiche a seconda del mezzo impiegato per la penetrazione dell'attrezzo ( martinetto idraulico o battitura con massa e altezza standardizzata). Nel primo caso la resistenza è misurata con manometri o trasduttori di pressione, nell'altro caso è espressa dal numero di colpi necessari per la penetrazione di un certo tratto di terreno. Il penetrometro statico viene impiegato per materiali poco resistenti quali argille o sabbie poco addensate, i penetrometri dinamici prevalentemente in depositi incoerenti quali sabbie e ghiaie. Per depositi misti si può ricorrere ad attrezzature che consentono di effettuare test sia statici che dinamici.

Le prove penetrometriche statiche (CPT) dispongono generalmente di sistemi di misura della resistenza alla punta e all'attrito laterale . Il rapporto tra le due resistenze consente di determinare le caratteristiche granulometriche del materiale attraversato.

La resistenza alla punta nei terreni coesivi dipende dalla coesione in condizioni non drenate; nei terreni sabbiosi , dalla densità relativa.

Nel caso di terreni saturi formati da sottili strati sabbiosi intercalati in una serie argillosa, dati stratigrafici puntuali sono bene evidenziati dalle prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) mediante misure delle pressioni neutre. Con queste apparecchiature possono essere inoltre condotte prove di dissipazione che consentono di determinare in sito il coefficiente di consolidazione orizzontale  $c_h$  e di conseguenza il coefficiente di permeabilità orizzontale.

Un discorso più ampio per le prove penetrometriche dinamiche. La prova SPT (Standard Penetration Test) consiste nel misurare i colpi necessari alla penetrazione di un campionatore standard per 15, 30 e 45 cm, infisso nel terreno usando una massa standard (63,5 Kg) da una altezza di caduta standard (76 cm) .

La prova viene effettuata durante la perforazione, previa pulitura del fondo del foro. Nel caso di ghiaia il campionatore è sostituito da una punta conica.

Nel caso di sabbie esistono relazioni empiriche tra la resistenza alla penetrazione e la densità relativa e di conseguenza formule che consentono di valutare la comprimibilità e la resistenza del terreno. La prova è molto impiegata nel caso di sabbie in considerazione delle difficoltà di prelievo di campioni indisturbati da sottoporre ad analisi di laboratorio.

Le prove penetrometriche dinamiche continue (SCPT) consistono nell'infissione continua di un attrezzo fornito di punta conica del diametro di 50,8 mm, con un maglio del peso di 73 Kg che cade da una altezza di 75 cm. La prova viene condotta inserendo man mano che procede la prova una tubazione di rivestimento delle aste per eliminare gli effetti di attrito sulle aste stesse.

Più recentemente hanno trovato impiego penetrometri dinamici cosiddetti leggeri con punta e altezza di caduta e massa molto più piccole dello SCPT, spesso privi della tubazione di rivestimento delle aste che trasmettono i colpi alla punta. Essi hanno il vantaggio di essere facilmente trasportabili ma sono di utilità solo per spessori di terreno esplorabile molto limitato (2-4 m) per gli effetti dell'attrito sulle aste che alterano i risultati della prova.

I profili di resistenza ottenute dai penetrometri dinamici continui forniscono un immediato quadro dei livelli con proprietà geomeccaniche diversificate ma non consentono una parametrizzazione del terreno e pertanto non possono essere sostitutivi di altre indagini.

Le prove penetrometriche statiche attraverso formule empiriche possono fornire parametri in termini di pressioni totali; altre relazioni su parametri di comprimibilità o di resistenza a lungo termine che si trovano anche in letteratura hanno scarsa attendibilità in considerazione proprio della velocità con la quale vengono condotte le prove.

### 6.3.2 Dilatometro Marchetti (MARCHETTI, 1980)

La prova con dilatometro Marchetti (DMT) consiste nel determinare le pressioni necessarie alla dilatazione di una membrana collocata in una lama di acciaio spinta nel terreno mediante martinetto idraulico (generalmente viene impiegato un penetrometro statico). La prova che viene ripetuta ogni 20 cm, consiste nel misurare la pressione necessaria perché la membrana inizi ad

espandersi e la pressione corrispondente ad uno spostamento al centro di 1,1 mm. Questi dati opportunamente corretti della resistenza iniziale del diaframma, consentono di determinare, note la pressione litostatica e la pressione neutra alcuni indici denominati: indice del materiale, indice di tensione orizzontale, e modulo dilatometrico, lungo il profilo di indagine.

Attraverso relazioni empiriche si può risalire alla stratigrafia; inoltre si possono ricavare vari parametri geotecnici ed in particolare il modulo elastico, il coefficiente di spinta a riposo ed il grado di sovraconsolidazione.

### 6.3.3 Pressiometri (MENARD, 1976; GHIONNA E ALTRI, 1981)

Sono prove di carico in senso orizzontale realizzate facendo espandere radialmente una sonda cilindrica dilatabile introdotta in un foro di prospezione; la cella, compresa tra due pachet in modo da impedire dilatazioni in direzione verticale, viene fatta espandere aumentando la pressione interna.

Mettendo in relazione le pressioni con le variazioni di volume vengono individuate la pressione corrispondente a quella necessaria per ripristinare le condizioni iniziali, un tratto quasi rettilineo di deformazione pseudo elastica ed una pressione limite corrispondente convenzionalmente a quella necessaria per raddoppiare il volume iniziale della cavità.

Esistono nella letteratura varie relazioni empiriche che consentono di ottenere alcuni parametri geotecnici attraverso i risultati sperimentali; di maggiore interesse sono la determinazione del modulo di elasticità,  $E$  e di taglio  $G$ .

### 6.3.4 Scissometro (BJERRUM, 1972)

Le prove scissometriche vengono effettuate in terreni coesivi; esse consistono nell'infiggere nel terreno un'asta alla estremità della quale vi sono 4 palette a croce. Ruotando l'asta si misura la coppia di torsione necessaria per provocare la rottura del cilindro di terra delimitato dalle alette. Note le dimensioni del cilindro, si ottiene dalla resistenza al taglio la coesione in condizioni non drenate.

La prova è particolarmente importante nel caso di argille di scarsa consistenza e sensibili per le quali le operazioni di prelievo e di preparazione dei campioni in laboratorio provoca notevole disturbo.

La sensibilità del terreno viene espressa dal rapporto tra la resistenza del materiale allo stato iniziale e quella a seguito del rimaneggiamento, facendo ruotare l'attrezzo 10-20 volte.

### 6.3.5. Prove di carico con piastra (TERZAGHI, 1955;)

Le prove di carico con piastra consistono nel misurare i cedimenti di una piastra generalmente circolare posta sul terreno e sollecitata a compressione con carichi crescenti. Le prove vengono condotte con piastre con dimensioni diverse e con carichi diversi a seconda delle finalità.

#### *Prova di carico per determinare cedimenti e carico limite di fondazioni*

La prova viene eseguita in caso di materiali di difficile campionamento senza alterarne le condizioni in sito quali sabbie o argille fessurate. La prova consiste nel sollecitare una piastra appoggiata sul terreno con carichi crescenti mediante martinetto idraulico e di misurare i cedimenti corrispondenti. Le prove possono essere portate a rottura determinando la capacità portante del terreno ovvero essere condotte in modo da determinare i cedimenti corrispondenti a determinate pressioni.

In questo caso i cedimenti attesi per le fondazioni vengono calcolati con relazioni empiriche che tengono conto degli effetti dovuti alle diverse dimensioni tra la piastra e la fondazione reale.

#### *Prova di carico per determinare il modulo di reazione $K_r$* (CNR, 1983)

La prova consiste nel determinare il rapporto tra pressione e cedimento corrispondente.

Esso viene convenzionalmente determinato con una piastra di 760 mm di diametro in corrispondenza di una pressione di 70 kN/mq o di un cedimento di 1,25 mm

*Prova di carico per determinare il modulo di deformazione (LANCIERI, 2004, CNR, 1992)*

La prova, che ha largo impiego nel campo stradale, viene eseguita per valutare le proprietà geotecniche del sottofondo e degli strati che formano il rilevato. Essa consiste nella determinazione del modulo svizzero o modulo di deformazione  $M_E = \frac{\Delta p}{\Delta s} \times D$  dove  $\Delta s$  corrisponde al cedimento relativo ad un incremento di pressione  $\Delta s$  e D è il diametro della piastra (300 mm). Le norme stabiliscono campi di pressione diversi a seconda dello strato analizzato.

TABELLA 4 - Potenzialità delle indagini in sito (LANCELLOTTA, 1987)

<i>Finalità</i>	<i>Mezzi di indagine</i>	<i>Terreni coesivi</i>	<i>Terreni non coesivi</i>
Profilo stratigrafico	Sondaggi Prove penetrometriche Dilatometro	D IN IN	D IN IN
Rilievo falda	Piezometri Sondaggi Pozzi	D D D	D D D
Caratteristiche di permeabilità	Prove di emungimento Prove in foro di sondaggio Misure piezometriche	- - D	D D,R -
Parametri di deformabilità	Pressiometro Menard Pressiometro autop perforante Prove penetrometriche statiche Prove penetrometriche dinamiche Dilatometro Prove di carico con piastra Cross-Hole, Down-Hole	D,R D NR NR E D D	D,R D E E E D D
Parametri di resistenza al taglio	Pressiometro Prova penetrometrica statica Prova penetrometrica dinamica Dilatometro Vane Test Prova di carico con piastra	D E NR E D,E D	D E E E - -
Pressione orizzontale a riposo	Pressiometro autop perforante Fratturazione idraulica Dilatometro	D,R D,R E,R	D,R - E,R
D = Determinazione diretta; IN =Determinazione indiretta; E = Determinazione empirica R = con riserva; NR = Non affidabile.			

### 6.3.6. Prove cross-hole e down-hole (RAINONE M. 2004)

Le prove geofisiche cross-hole e down-hole consistono nel determinare la velocità di propagazione di onde sismiche. Nel primo caso il generatore di onde e il ricevitore sono posti in due fori di sondaggio; nel secondo caso il geofono è situato nel foro ed il generatore di onde in superficie. Vengono pertanto misurate con le due prove le velocità rispettivamente in senso orizzontale e verticale

Dalla velocità delle onde elastiche di compressione  $V_p$  e delle onde elastiche trasversali  $V_s$  è possibile calcolare i moduli di Young  $E$  e di taglio  $G$ . La velocità delle onde trasversali è direttamente utilizzata per la determinazione del coefficiente  $S$  richiesto dalle normative per il dimensionamento strutturale di opere in aree sismiche.

### 6.3.7 Radar

Misure geofisiche con radar sono impiegate per individuazioni di anomalie quali tubazioni servizi in genere, cavità nel sottosuolo, operando in superficie lungo predeterminati percorsi

### 6.3.8 Prove di permeabilità (A.G.I, 1977)

Le prove di permeabilità in sito possono essere realizzate in vario modo. Sono distinte in prove di pompaggio ed in prove di assorbimento. Nel primo caso le caratteristiche idrogeologiche vengono ottenute da test di pompaggio con le classiche metodologie della idrogeologia operando in pozzi opportunamente attrezzati, nel secondo caso le prove vengono condotte misurando l'assorbimento di acqua in pozzetti superficiali o in fori di sondaggio.

La permeabilità viene calcolata con espressioni diverse a seconda che si operi con prove a carico idraulico costante o variabile, dipendendo essa anche dalla geometria della cavità.

### 6.3.9 Prospezioni geofisiche di superficie

Informazioni per la ricostruzione del modello geomeccanico su ampie aree vengono ottenute con rilievi geofisici di superficie (geoelettrici e geosismici) a condizione che vi siano mezzi con forte differenze di risposta e comunque si ricorra a sondaggi di controllo e taratura.

## 6.4 Qualità delle informazioni ottenute da prove in sito

I dati ottenuti dai mezzi impiegati nelle prove in sito presentano qualità diverse a seconda del parametro richiesto, del mezzo impiegato e della natura del terreno.

In alcuni casi si hanno informazioni dirette quale il profilo stratigrafico e la quota della falda freatica attraverso sondaggi geognostici oppure indiretto quale ad esempio il profilo stratigrafico attraverso il rapporto tra la resistenza alla punta e la resistenza per attrito laterale nel penetrometro statico. In altri casi si ottengono dei parametri derivati attraverso relazioni empiriche.

La potenzialità delle indagini in sito è riportata nella tabella 4, ripresa da LANCELOTTA, 1987.

La simbologia adottata nella tabella fornisce indicazioni sulle modalità di acquisizione dei parametri e di conseguenza informazioni sulla qualità dei dati forniti.

Alcune di queste relazioni quali la comprimibilità e la resistenza in termini di pressioni efficaci delle argille non sono affidabili. Molte relazioni di tipo empirico hanno una validità a livello locale; esse devono pertanto essere adottate con cautela e verificate attraverso prove di laboratorio o comunque con controlli incrociati con altre prove.

Nella tabella 5 sono riportati i dati acquisibili e le loro limitazioni per alcuni metodi di indagine più utilizzati.

TABELLA 5 – Dati acquisibili da metodi di prospezione e loro limitazioni .

<i>Prospezione</i>	<i>Dati acquisibili</i>	<i>Limitazioni</i>
Saggi con escavatore	Osservazione diretta del terreno; in caso di rocce coperte da suolo o detrito individuazione del contatto. Individuazione dell' assetto strutturale e fratture in pareti di roccia. Possibilità di prelievo di blocchi per analisi di laboratorio.	Profondità di indagine limitata a 4 – 5 metri di profondità. Esecuzione in in aree limitrofe ma esterne ai punti di collocazione delle fondazioni per rimaneggiamento del terreno nei punti di scavo. Utilizzazione limitata a terreni con substrato consistente posto a breve profondità; fondazioni piccole e poco profonde.
Sondaggi geognostici	Ricostruzione della stratigrafia durante la prospezione; prelievo di campioni indisturbati per analisi di laboratorio; prove in situ SPT in corrispondenza di strati sabbiosi; individuazione di falde freatiche; installazione di strumentazioni per controlli nel tempo (piezometri, tubi inclinometrici); Stima della consistenza del materiale attraverso prove di cantiere (penetrometro tascabile, vane test)	Difficoltà di prelievo di campioni indisturbati in terreni sabbiosi. Difficoltà di individuare e campionare livelli di piccolo spessore.
Prove penetrometriche statiche	Determinazione della coesione in condizioni non drenate nei terreni argillosi; determinazione della densità relativa in terreni sabbiosi attraverso correlazioni empiriche con la prova SPT. Ricostruzione della stratigrafia attraverso il rapporto tra la resistenza alla punta e la resistenza per attrito laterale. Ricostruzione con estremo dettaglio di orizzonti con diversa consistenza, anche di spessore molto limitato nel caso di utilizzo di piezocono; possibilità di test di permeabilità con misure di dissipazione delle pressioni neutre nel tempo	Impossibilità di eseguire la prova in terreni di grossa granulometria. In considerazione delle velocità adottate i dati acquisiti non possono fornire dati di resistenza e comprimibilità a lungo termine nei materiali coesivi.
Prove penetrometriche dinamiche SCPT con tubo di rivestimento	Ricostruzione del modello geomeccanico mediante taratura con sondaggi geognostici.	Incerteza circa la natura del terreno; impossibilità di utilizzare i dati direttamente per la parametrizzazione geotecnica.
Prove penetrometriche con penetrometri leggeri , privi di rivestimento	Ricostruzione di profili di resistenza per spessori di terreno limitati	Incerteza circa la natura del terreno; impossibilità di utilizzare i dati direttamente per la parametrizzazione geotecnica. Perdita di significato per i dati ottenuti a profondità maggiori di quella oltre la quale si risentono gli effetti dell'attrito laterale sulle aste.
Dilatometro Marchetti	Determinazione del coefficiente di spinta a riposo; classificazione del terreno e calcolo di indici in base a relazioni empiriche	I parametri geotecnici ottenuti con relazioni empiriche devono essere tarati con prove di laboratorio su campioni prelevati da sondaggi.

Prove pressometriche	Determinazione dei moduli di elasticità $E$ e di taglio $G$ . Determinazione di altri parametri geotecnici mediante relazioni empiriche.	I parametri geotecnici ottenuti con relazioni empiriche devono essere tarati con prove di laboratorio su campioni prelevati da sondaggi
Prove di carico con piastra	Determinazione del modulo di reazione $K_r$ . Determinazione del modulo di deformazione $M_E$ (modulo svizzero) per rilevati in terra. Determinazione diretta della portanza e comprimibilità per fondazioni.	Non applicabile per la determinazione della comprimibilità dei terreni coesivi. Non consente di indagare fino alle profondità interessate dalle fondazioni.
Prospezioni geosismiche	Le prove geosismiche ( <i>down-hole, cross-hole e con misure di superficie</i> ) consentono di determinare i moduli di elasticità dinamici di Young ( $E_d$ ) e di taglio ( $G_d$ ) attraverso la velocità di propagazione delle onde. Determinazione dei profili stratigrafici nel caso di terreni con diversa velocità di propagazione delle onde. Valutazione qualitativa del grado di alterazione e/o fratturazione di ammassi rocciosi.	Le prove non consentono di ottenere altri parametri geotecnici oltre i moduli $E_d$ e $G_d$ . I profili stratigrafici devono comunque essere controllati con sondaggi geognostici.
Prospezioni geoelettriche	Le indagini consentono di distinguere i terreni in base alla resistività elettrica. In presenza di terreni di resistività diversa dovuta alla granulometria e/o alla presenza di falde freatiche è possibile ricostruire profili stratigrafici	I profili stratigrafici sono indicativi e devono comunque essere controllati con sondaggi geognostici.
Prospezioni radar	Individuazione di cavità naturali o antropiche Ricostruzione di profili stratigrafici.	I profili stratigrafici sono indicativi e devono comunque essere controllati e tarati con sondaggi geognostici.

## 6.5. Monitoraggio

In situazioni delicate quali opere che interferiscono con la falda, interventi su versanti per le quali sono da prendere in considerazione fenomeni gravitativi, terreni particolarmente insidiosi o situazioni ambientali delicate, l'indagine geognostica deve prevedere l'installazione di strumenti di controllo.

Detta strumentazione sarà provvisoria o permanente in dipendenza della necessità o meno di estendere i controlli nella fase di esercizio dell'opera. Qualora la risposta non corrisponda a quanto atteso, si disporrà degli elementi necessari per intraprendere azioni correttive.

In presenza di falda freatica è sempre opportuno installare piezometri a completamento dei fori di sondaggio.

I piezometri più semplici sono quelli a tubo aperto forato per una certa altezza, protetto da geotessile e circondato da ghiaietto per tutto il tratto finestrato. Nella parte sommitale viene effettuata una sigillatura tra il foro di sondaggio ed il tubo piezometrico. Questo piezometro è idoneo per terreni con permeabilità superiore a  $10^{-4}$  cm/sec. Piezometri più complessi (Casagrande, Geonor, ecc.) consentono di effettuare misure freatiche anche in terreni con minor permeabilità (VIGGIANI, 1974).

Per controlli di deformazioni e delle tensioni esistono numerose apparecchiature da installare nel terreno o nelle opere (inclinometri, deformometri, assestimetri, celle di carico, ecc).



Per particolari casi vi è l'opportunità di attivare sistemi di acquisizione automatica delle letture strumentali con possibilità di disporre di dati in continuo.

## 7. LA PROGETTAZIONE DELL'INDAGINE GEOGNOSTICA

### 7.1 Tecniche e quantificazione dell'indagine.

Stabilito il volume di terreno da indagare secondo i criteri indicati nel paragrafo 4 si deve procedere alla scelta della tipologia di indagine in relazione ai parametri richiesti

Resta da definire il numero delle verticali e delle prove da eseguire. A titolo orientativo, nella tabella 6 sono riportati alcuni criteri quantitativi di indagine in relazione alle caratteristiche dell'opera, ripresi da normative, raccomandazioni o capitolati.

TABELLA 6_- Alcuni criteri di programmazione delle indagini geognostiche		
RIFERIMENTO	INTERVENTO/OPERA	UBICAZIONE E PROFONDITA' DELL'INDAGINE
EUROCODICE 7	Per tutte le opere	Minimo di 3 verticali con almeno 1 sondaggio con campionatura degli strati che influenzano l'opera. Nel caso di terreni non omogenei, organici, prelievi di campioni almeno ogni metro
RACCOMANDAZIONI A.G.I.	Manufatti di estensione e altezza limitata (max 5 piani).	Minimo di 3 verticali; per aree estese, 1 verticale ogni 600 mq oltre le prime 3.
	Fondazioni di opere sviluppate in lunghezza, con altezza limitata (muri rilevati con H = 4--10 m..)	Almeno 1 -2 verticali; 1 verticale ogni 50-100 m.
AUTOSTRADE (CASAGRANDE,1993)	Controlli del materiale di costruzione dei rilevati stradali	<u>Classificazione</u> ogni 500 mc nei primi 5000 mc; ogni 10000 nei volumi successivi; per l'ultimo strato ogni 500 mc fino a 5000 mc, ogni 2500 per volumi superiori
		<u>Densità in sito</u> : ogni 250 mc nei primi 5000 mc; ogni 5000 nei volumi successivi; per l'ultimo strato ogni 250 mc fino a 5000 mc, ogni 1000 per volumi superiori
		<u>Carico con piastra</u> ; per l'ultimo strato ogni 500 mc fino a 5000 mc, ogni 2000 per volumi superiori
FERROVIE (CASAGRANDE,1993)	Controlli del materiale di costruzione dei rilevati ferroviari	<u>Classificazione</u> ogni 2500 mc
		<u>Densità in sito</u> : ogni 5000 mc
		<u>Carico con piastra</u> ogni 5000 mc.

In merito alla parametrizzazione nell'Eurocodice 7 si fa riferimento all'utilizzo di valori caratteristici da attribuire al terreno ottenibili attraverso misure dirette o derivate da altre determinazioni eseguite in sito o in laboratorio. Nel caso che si dispongano di un numero significativo di prove i valori caratteristici possono essere ottenuti con metodi statistici, adottando valori con rischio inferiore al 5%.

Studi specifici forniscono elementi per il calcolo dei valori caratteristici in relazione al problema specifico analizzato (fondazioni, stabilità dei versanti, ecc.) attraverso il valore medio e la relativa dispersione dei dati (CARDOSO & FERNANDES, 2001).

Nell'attuale testo dell'Eurocodice 7 in distribuzione in versione italiana (UNI ENV 1997-2) vengono fatti alcuni riferimenti sul numero di prove da eseguire su ogni strato in relazione alle conoscenze disponibili (esperienze comparabili) ed alla dispersione dei risultati.

Il criterio di discretizzazione dello "strato del terreno" che si evince dalle indicazioni sul numero di prove da eseguirsi su ogni strato, non appare allo scrivente sufficientemente cautelativo ammettendo, ad esempio per la prova edometrica, variabilità anche superiori al 50% del parametro del modulo edometrico nello stesso strato.

Più opportuno sembrerebbe contenere le variabilità ammissibili per i parametri del singolo strato entro una differenza di  $\pm 10\%$  rispetto al valore medio, procedendo quindi a una discretizzazione di maggior dettaglio del modello geomeccanico.

In merito alle raccomandazioni riportate nella tabella 6 che si riferiscono ad opere di caratteristiche medie, si fanno inoltre le seguenti osservazioni:

- mentre per le opere in terra vengono stabiliti controlli con una frequenza basata sui volumi di materiale lavorato, per il terreno in sito non viene stabilito alcun criterio di campionamento e successive analisi in relazione al volume significativo coinvolto dall'opera;
- si parla generalmente di "verticali" senza specificare il numero di sondaggi che deve essere effettuato per garantire una efficiente taratura dei parametri ottenuti con metodi indiretti e empirici;
- non si tiene conto nella programmazione della campagna geognostica delle caratteristiche del terreno.

## **7.2 Criteri di indagine: proposte operative.**

Pur restando la impossibilità di stabilire programmi di indagini troppo rigidi per la estrema variabilità dei casi, si ritiene tuttavia che si debbano suggerire criteri e procedure per raggiungere un livello minimo di qualità e affidabilità dell'indagine stessa.

Sulla base di quanto trattato dalle normative citate e a seguito di una analisi critica delle stesse, si propongono alcune indicazioni generali relative ai criteri di indagine per "normali opere" o opere di categoria 2 secondo quanto definito dall'Eurocodice 7 in terreni senza particolari problemi.

1. L'indagine deve coprire il volume significativo; la natura del terreno e le proprietà devono essere appurate mediante indagini che comprendano sondaggi o saggi.
2. Per ogni 3 profili di resistenza ottenuti da prove continue in sito (prove penetrometriche, dilatometriche, pressiometriche) deve essere previsto almeno 1 sondaggio geognostico di taratura.
3. Nel corso dei sondaggi devono essere effettuate misure freatiche; i campioni indisturbati da sottoporre ad analisi di laboratorio devono essere prelevati ad ogni variazione significativa del terreno per natura, granulometria, e consistenza. Devono essere comunque prelevati campioni ogni 2 m di prospezione per tutta la profondità di indagine. Nel caso di fondazioni superficiali si dovrà effettuare un campionamento immediatamente al di sotto della presunta quota di appoggio dell'opera. Nel caso di locali interrati si dovrà campionare il terreno anche al di sopra della quota delle fondazioni per la parametrizzazione necessaria alle valutazioni sulla stabilità dei fronti di scavo e l'eventuale calcolo della spinta sulle opere di contenimento.
4. Per interventi sviluppati in lunghezza deve essere programmata almeno 1 verticale ogni 50-100 m

5. Per edifici normali almeno 1 sondaggio per dimensioni planimetriche inferiori a 500 mq, 3 verticali per dimensioni superiori a 500 mq fino a 1000 mq ; per dimensioni più ampie 1 verticale per maglie con distanza massima di 40 m da ridursi in caso di non omogeneità del terreno da controllare con sezioni geologiche ricordando la proporzione minima di 1/3 tra sondaggi e prospezioni continue di tipo diverso.
6. Tutti i campioni prelevati devono essere esaminati e sottoposti a prove di consistenza e di classificazione in modo da poter controllare le stratigrafie ricostruite in campagna e distinguere il materiale in unità geotecniche omogenee con differenze nei parametri inferiori al 10% rispetto al valore medio.
7. Definite le unità geotecniche con i criteri sopra esposti si potrà procedere alle successive analisi per la ricerca di parametri di comprimibilità e resistenza su un numero di campioni non inferiore a 2-4 campioni per unità in dipendenza della complessità dell'intervento e della omogeneità dei risultati.

Quanto sopra descritto si riferisce soprattutto a opere ricadenti nella categoria 2 (di media complessità) in terreni di media consistenza.

Come già precedentemente osservato, l'impostazione normativa attuale non tiene in considerazione, ai fini della definizione della tipologia e densità dell'indagine, la natura del terreno che evidentemente può condizionare in modo significativo la progettazione dell'indagine.

Ai fini operativi si ritiene utile la definizione di 3 diverse classi di terreno secondo quanto riportato nella tabella seguente:

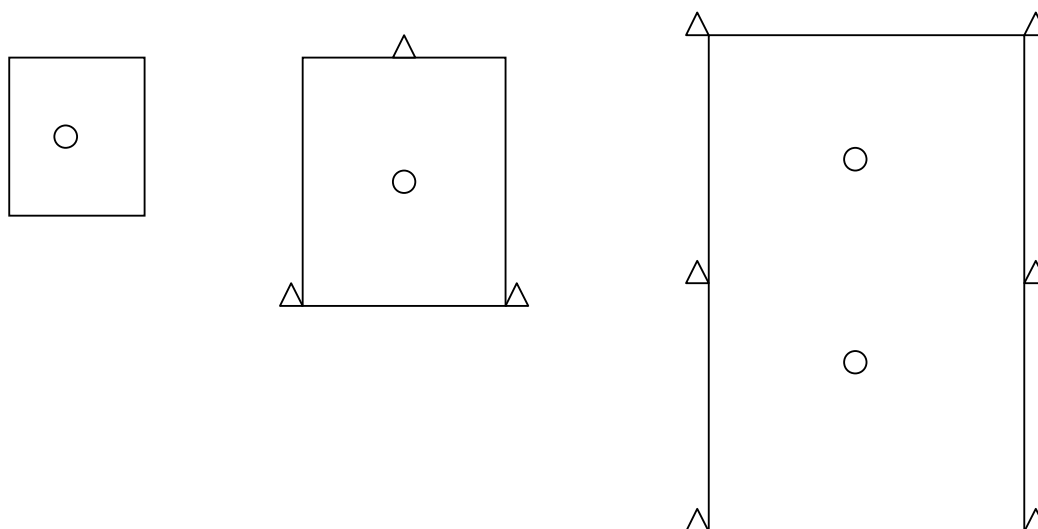
CLASSE	NATURA E CONSISTENZA
A	Rocce lapidee,
B	Ghiaie, sabbie e ghiaie, ghiaie con media alta densità, limi e argille di media - alta consistenza
C	Sabbie poco addensate in falda, limi e argille di bassa consistenza, materiali organici

La combinazione della classe del terreno con la categoria dell'opera porterebbe alla individuazione di 9 casi. Ovviamente si passa a condizioni di complessità crescente sia spostandosi dalla categoria 1 verso la 3 che dalla classe A verso la C con condizioni limite più favorevoli nella casella A1 e più delicate per la casella C3.

CATEGORIA OPERE \ CLASSE DI TERRENO	A	B	C
	1	1A	1B
2	2A	2B	2C
3	3A	3B	3C

Sulla base di quanto detto nei paragrafi precedenti vengono quindi proposti i seguenti criteri generali di indagine per ogni casella individuata dalla categoria e dalla classe di terreno.

1A	Semplice verifica del piano di appoggio dell'opera con saggi. Nessuna prova geotecnica.
2A	Verifica come sopra; controlli dell'assetto e condizione della roccia in fase di scavo, eventuali rilievi geostrutturali e controllo di presenza di cavità; in presenza di falda, misure piezometriche e determinazione delle proprietà idrogeologiche con prove in sito per la valutazione delle possibili interazioni dell'opera.
3A	Verifica come sopra preceduta da controlli della qualità della roccia con carotaggi e analisi di laboratorio; test in situ di assorbimento per misure di permeabilità; test specifici dello stato tensionale in opere sotterranee.
1B	Indagine geognostica del volume di terreno interessato dall'opera con i criteri indicati nel punto 7.2 (Almeno 1 sondaggio con campionatura degli strati che influenzano l'opera). La parametrizzazione può essere effettuata con formule empiriche attraverso l'esame delle proprietà indice ricavate da analisi geotecniche di laboratorio; In aree sismiche il coefficiente S può essere ottenuto da prove SPT in terreni sabbiosi o dalla coesione in condizioni non drenate per terreni coesivi.
2B	Indagine geognostica del volume di terreno interessato dall'opera con i criteri indicati nel punto 7.2. I sondaggi geognostici, sono strumentati con piezometri per misure della falda. Il prelievo di campioni indisturbati viene effettuato ad ogni variazione stratigrafica e comunque ogni 2 metri di profondità Per la parametrizzazione si ricorre ad analisi geotecniche che possono servire di taratura a profili ottenuti con altre prove; In aree sismiche i sondaggi devono raggiungere la profondità di 30 metri e il coefficiente S è ottenuto con prove geosismiche in foro. Nel caso di opere di sostegno con deformazioni nulle il coefficiente di spinta può essere stimato con metodi empirici.
3B	Indagine geognostica come sopra con prelievo di campioni per analisi di laboratorio ogni metro di profondità e maglie di prospezione di 20-40 metri. Controlli in situ specifici in relazione al tipo di intervento quali prove di permeabilità in fori di prospezione (es dighe, discariche) controlli dello stato tensionale, attitudine al rigonfiamento in gallerie da programmare in relazione a situazioni particolari.
1 C	Come 2B
2C	Come 2B con riduzione della maglie di prospezione a 20 m e aumento del campionamento (prelievo di campioni per analisi di laboratorio ogni metro di profondità da sottoporre ad analisi di laboratorio per una più oculata scelta dei parametri caratteristici. Nel caso di opere di sostegno con deformazioni nulle il coefficiente di spinta viene determinato con prove in situ. Per fondazioni elastiche, determinazione del modulo di reazione $K_r$ con prove in situ. Monitoraggio delle pressioni neutre dalla fase di progettazione fino alla esecuzione
3C	Come 2C con monitoraggi strumentali delle deformazioni e delle tensioni durante tutto il ciclo di lavorazione e oltre; controlli sistematici delle opere realizzate e dell'ambiente per verificare che gli effetti corrispondano a quelli attesi; possibilità di integrazione delle indagini e analisi per eventuali modifiche in corso d'opera.



Sondaggio geognostico ○

Prova penetrometrica △

20 metri

FIGURA 7 – Esempio di programmazione di indagine geognostica in relazione alle dimensioni dell'intervento

## BIBLIOGRAFIA

AGI (1977) - Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.

AGI (1994) - Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio. Questioni di geotecnica 5

BALDI G, BELLOTTI R., GHIONNA V.; JAMIOLKOWSKI M., PASQUALINI E. (1981) – Cone Resistance in Dry NC and OC Sands. ASCE Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, St Louis, Missouri.

BARLA G. (2004) – Parametri geotecnici richiesti in relazione al problema di ingegneria civile: le gallerie. ALGI Atti seminario sulla caratterizzazione geotecnica dei terreni. Firenze, 2004.

BATTAGLIO M., JAMIOLKOWSKI M., LANCELLOTTA R., NANISCALCO M. (1981) – Piezometer Probe Test in Cohesive Deposits..ASCE Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, St Louis, Missouri.

BJERRUM L. (1972) – Embankments on Soft Ground ASCE Spec. Conf. Purdue Univ., Lafayette, Indiana (USA).

CARDOSO A.S., FERNANDES M.M.,(2001) - Characteristic values of round parameters and probability of failure in design according to Eurocode 7. Geotechnique 51, N°6, 519-531

- CASAGRANDE T., (1993) - Rilevati: normative e prescrizioni tecnico-contrattuali. ALGI dispense del corso di geotecnica stradale. Roma 1993.
- CASAGLI N., DAPPORTO S., GIGLI G: (2004) – Parametri geotecnici richiesti in relazione al problema di ingegneria civile: le frane. ALGI Atti seminario sulla caratterizzazione geotecnica dei terreni. Firenze, 2004.
- CNR (1978) – Norme sui materiali stradali- prove di costipamento di una terra” Bollettino ufficiale del CNR Anno XII, IV, n.69
- CNR (1983) – Determinazione del modulo di reazione  $k$  dei sottofondi e delle fondazioni in misto granulare Bollettino ufficiale del CNR Anno XXVII, pt IV n. 92
- CNR (1992) – Determinazione dei moduli di deformazione  $M_d$  e  $M'_d$  mediante prova di carico a doppio ciclo con piastra circolare Bollettino ufficiale del CNR Anno XXVI, n. 146
- COLOMBO P., COLLESELLI F (1996) - Elementi di Geotecnica. Ed .Zanichelli
- FOCARDI P., (1990) - Confronto tra risultati di prove geotecniche eseguite da laboratori diversi Lavoro non pubblicato, presentato al III° Convegno ALGI- Fiesole 5-6 Dicembre 1990.
- GHIONNA V., JAMIOLKOWSKI M., LANCELLOTTA R., TORDELLA M.L., LADD C.C. (1981) – Performace of Self-Boring Pressumeter Tests in Cohesive Deposits. Mit Repost, Cambridge Mass.
- HEAD K.H. (1986) – Manual of soil laboratory testing: vol. I soil classification and compaction tests. Ele International limited.
- HEAD K.H. (1986) – Manual of soil laboratory testing: vol. II Permeability , Shear Strenght and Compressibility. Ele International limited.
- LANCELLOTTA R. (1987) - Geotecnica., Ed. Zanichelli.
- LEONARDS G.A. (1962) - Foundation Engineering ,McGraw Hill Book Company, INC, New York, pag.532.
- MARCHETTI S. (1980 - In situ etsts by Flat Dilatometer JGED, ASCE, vol 106, GT3, pp.299-321.
- MENARD L. (1976) – Régles relatives à l’executiondes essais pressionétriques. Sols Soils n 27.
- RAINONE M. (2004) – Parametri geofisici in relazione alle nuove norme tecniche per il progetto, la valutazione e l’adeguamento sismico degli edifici. ALGI Atti seminario sulla caratterizzazione geotecnica dei terreni. Firenze.
- RAVIOLO L. (1993) – Il laboratorio geotecnico: procedure di prova Controls
- SCHMERTMANN J. H. (1977) – Interpreting the dynamics of the Standard Penetration Test. Univ. of Florida Gainesville (USA).
- TERZAGHI K. (1955) – Evaluation of coefficients of subgrade reactions. Geotechnique, n.4, pp., 297-3004.
- VIGGIANI C.(1974) - La misura delle pressioni neutre in sito. Conferenze di Geotecnica. Politecnico di Torino.