

**ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. 16.1.1996
e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.**

Cap. 3 - FONDAZIONI (par. B.10)
(Francesco Castelli, Michele Maugeri)

SOMMARIO

3.1. Generalità	3.3
3.2. Esame ragionato delle prescrizioni di norma	3.3
3.2.1. Criteri generali di progettazione	3.3
3.2.2. Fondazioni superficiali	3.5
3.2.3. Fondazioni su pali	3.14
3.3. Commenti e miglioramenti possibili	3.26
3.3.1. Definizione del terremoto di progetto	3.26
3.3.2. Comportamento dinamico dell'elemento di volume	3.31
3.3.3. Liquefazione	3.34
3.3.4. Risposta sismica locale	3.39
3.3.5. Analisi dinamica	3.41
3.4. Esempi di applicazione	3.43
3.4.1. Fondazioni superficiali	3.43
3.4.2. Fondazioni su pali	3.45
3.4.3. Liquefazione	3.46
3.5. Conclusioni	3.49
3.6. Bibliografia	3.50

Cap. 3 - FONDAZIONI (par. B.10) (Francesco Castelli, Michele Maugeri)

3.1. GENERALITA'

Il Par. B.10 del D.M. 16.01.96 (98) prende in esame le modalità di esecuzione delle analisi di stabilità e delle verifiche di sicurezza relative ai terreni ed alle strutture di fondazione, siano esse superficiali o profonde. In particolare, nel Par. B.10.a sono riportate le prescrizioni riguardanti i collegamenti delle strutture di fondazione di tipo superficiale, nel Par. B.10.b le indicazioni relative al dimensionamento delle fondazioni su pali. Infine, per quanto riguarda le azioni orizzontali da considerare nel caso di edifici con struttura intelaiata in cemento armato normale o precompresso, acciaio o sistemi combinati di tali materiali, viene preso in esame il valore da assegnare al coefficiente di fondazione, secondo quanto riportato al par. C.6.1.1 delle norme.

Riguardo al comportamento generale delle strutture di fondazione in relazione al terreno sottostante, il decreto prescrive al Par. A.2, che i fattori influenzanti tale comportamento devono essere evidenziati e valutati in accordo con quanto stabilito dalle disposizioni vigenti ed, in particolare, dal decreto ministeriale 11 marzo 1988 (72) e successive modifiche ed integrazioni.

Sono inoltre richieste delle indagini specifiche nel caso che il terreno di fondazione sia soggetto, in concomitanza di azioni sismiche, a fenomeni di liquefazione. Indagini geotecniche specifiche sono pure richieste nel caso in cui le costruzioni sorgono su pendii, al fine di reperire "tutti i fattori occorrenti alla valutazione delle condizioni di stabilità del complesso opera-pendio, in presenza dell'azione sismica"; quest'ultimo aspetto sarà trattato al cap.15 del commentario.

Il presente capitolo è dedicato allo studio degli aspetti riguardanti la modellazione dell'interazione fondazione-terreno e le verifiche di stabilità delle strutture di fondazione, tenendo conto del comportamento che un terreno manifesta allorché è sottoposto a carichi sismici. In tale trattazione, inoltre, si prenderanno in esame gli aspetti operativi connessi all'applicazione dei metodi e dei procedimenti dell'ingegneria geotecnica per la verifica di stabilità dei manufatti di fondazione. Infine, sarà eseguito un confronto tra le prescrizioni contenute nelle norme tecniche italiane e quelle dei nuovi eurocodici.

3.2. ESAME RAGIONATO DELLE PRESCRIZIONI DI NORMATIVA

3.2.1. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

Le prescrizioni relative alle fondazioni riguardano i problemi connessi alla valutazione delle sollecitazioni sul terreno e sulle strutture di fondazione dovute alla presenza di azioni statiche e sismiche. Relativamente al terreno di fondazione le norme sismiche fanno direttamente riferimento alla normativa geotecnica vigente, e cioè ai metodi ed alle verifiche di stabilità contenuti nel D.M. 11.03.88 (72). Per quanto riguarda la valutazione dei carichi massimi, il D.M. 16.01.96 prescrive che essi vengano valutati o mediante il metodo delle tensioni ammissibili, oppure ricorrendo ai metodi dell'analisi limite ed ai relativi meccanismi di rottura. Quest'ultimo aspetto, in particolare, rappresenta un elemento di originalità rispetto a quanto contenuto nella già citata normativa geotecnica vigente, nella quale ai fini della verifica di stabilità della fondazione si definisce soltanto un desiderato livello di sicurezza sulla base di opportuni coefficienti riduttivi da applicare ai suddetti carichi massimi, in modo da poterli confrontare con i carichi effettivamente agenti. Ulteriori elementi di originalità riguardano le prescrizioni relative ai collegamenti delle fondazioni e i casi in cui è consentito ometterli (termini rocciosi o molto consistenti, zone con grado di sismicità $S=6$), nonché i valori degli spostamenti orizzontali relativi del terreno che le strutture in elevazione devono sopportare in assenza di collegamento. Tali valori sono specificati in funzione del grado di sismicità della zona e del metodo di verifica adottato per la struttura in elevazione.

Riguardo alla progettazione delle opere di fondazione nei confronti delle azioni sismiche si ricorda che essa può essere condotta o in maniera rigorosa con l'ausilio dei metodi di tipo dinamico, o in modo approssimato con l'impiego di metodi di tipo pseudo-statico o "quasi" statico. Per quanto riguarda i metodi di tipo pseudo-statico, si assume che durante un terremoto le opere di fondazione siano soggette ad un carico eccentrico ed inclinato. L'eccentricità deriva dal momento di trasporto delle forze d'inerzia orizzontali dagli elementi strutturali, dove si manifestano, al livello della fondazione; l'inclinazione del carico viene valutata componendo la forza peso con l'aliquota di esso applicata staticamente in senso orizzontale, calcolata sulla base del coefficiente sismico convenzionale della zona su cui sorge la fondazione. In definitiva, nei metodi di tipo pseudo-statico, valutate le forze esterne, il calcolo sismico delle fondazioni si riduce alla verifica della capacità portante per carichi inclinati ed eccentrici.

Con il termine "quasi" statico si suole indicare un tipo di calcolo in cui le forze sono ancora applicate staticamente, ma la loro entità viene determinata sulla base di modellazioni dinamiche del complesso terreno-terreno. Tale procedura trova impiego per il sotto-insieme costituito dalla sovrastruttura, mentre sorgono difficoltà nella applicazione al sotto-insieme costituito dal terreno. In quest'ultimo caso i metodi disponibili potrebbero essere chiamati in modo più appropriato di tipo pseudo-dinamico, in quanto rappresentano situazioni di problemi dinamici semplificati nei quali si trascurano gli effetti dovuti alla frequenza, allo smorzamento ed, in generale, a fattori ed a proprietà dinamiche significative. Maggiori difficoltà si presentano inoltre per l'analisi del complesso terreno-fondazione-struttura; in tal caso le forze dinamiche in gioco all'interno del terreno rappresentano soltanto un'aliquota di quelle complessive che agiscono anche al livello della sovrastruttura, per cui non è agevole individuare tali forze ed applicarle in modo quasi statico al complesso terreno-struttura. Per analizzare il comportamento dinamico del complesso terreno-struttura occorre pertanto fare riferimento a modelli dinamici, per il fatto che essi rappresentano l'unica via per ottenere le sollecitazioni reali sul terreno di fondazione e sugli elementi strutturali.

La difficoltà di elaborazione di schemi strutturali sufficientemente dettagliati fa sì che l'analisi del comportamento dinamico miri inizialmente alla determinazione delle forze inerziali. Ma anche così formulato il problema resta complesso e può essere affrontato con diversi gradi di affinamento. Nel caso più generale può essere utilizzata la tecnica degli elementi finiti, che permette di considerare il complesso terreno-fondazione-struttura un unico "continuo", pur nel rispetto delle profonde diversità delle caratteristiche delle singole componenti. Questo metodo, applicabile anche in campo bi e tri-dimensionale, si è rapidamente diffuso grazie alla disponibilità di vari codici di calcolo per elaboratori elettronici ormai alla portata di tutti.

Un secondo metodo che consente di seguire più da vicino il fenomeno sismico consiste nel sostituire agli elementi terreno, fondazione, struttura, una serie discreta di masse, molle o smorzatori per ciascuna sottostruttura.

Una notevole semplificazione nell'applicazione dei due metodi si ha nel caso si considerino separatamente la struttura completa di fondazione da un lato, e lo strato di terreno dall'altro. Si tratta di scomporre il problema della interazione in un problema di risposta sismica locale, cioè di definizione del moto del terreno in superficie, in assenza di struttura, a partire dagli accelerogrammi rappresentativi di uno o più eventi sismici di entità prefissata, e quindi in un problema di risposta dinamica della struttura al moto del terreno libero precedentemente calcolato.

L'applicazione alla struttura dello spettro di risposta del terreno libero non consente però di cogliere appieno l'effetto di interazione terreno-struttura. Per effetto delle sollecitazioni interne indotte dalla struttura di già nella fase statica, le caratteristiche dinamiche del terreno di fondazione variano rispetto a quelle di stato tensionale naturale; inoltre, una certa massa di terreno sottostante la fondazione si muoverà quasi solidalmente con essa e pertanto anche quasi solidalmente con la struttura.

E' evidente del resto che il moto nei punti di contatto tra terreno e fondazione è diverso dal moto originario, anche se si trascura la massa della struttura, poiché risente dei vincoli che la sovrastruttura impone ai punti considerati. Tale fenomeno, detto di interazione cinematica, diviene sensibile quando la rigidezza della

fondazione è diversa da quella del terreno che essa sostituisce, e cresce all'aumentare delle dimensioni della fondazione.

D'altra parte se la struttura ha massa diversa da zero il moto del terreno induce sulla struttura delle forze di inerzia che a loro volta causano ulteriori modifiche del moto dei punti di contatto tra terreno e struttura .

Tale fenomeno detto di interazione inerziale è sempre più importante all'aumentare della massa ed è predominante quasi sempre rispetto al fenomeno cinematico, a meno che non si tratti di struttura rigida molto estesa in pianta o di struttura interrata.

3.2.2. FONDAZIONI SUPERFICIALI

Criteri generali

Riguardo ai criteri di progetto delle fondazioni dirette, la normativa geotecnica vigente prescrive che il comportamento di tali strutture deve essere verificato, tanto nei suoi elementi quanto nel suo complesso, rispetto alla sicurezza ed alla funzionalità dell'opera. A tal fine è necessario determinare il carico limite del complesso fondazione-terreno ed i cedimenti totali e differenziali indotti dal carico trasferito dalla fondazione al terreno medesimo. Relativamente alle verifiche in presenza delle azioni indotte da sismi, tali norme rimandano ai criteri di progetto previsti dalle norme sismiche, e pertanto alla valutazione degli effetti sismici mediante i metodi di tipo pseudo-statico o dinamico.

Per il dimensionamento dell'elemento strutturale di fondazione e per le relative verifiche di resistenza si dovrà tener conto delle reazioni indotte nel terreno dal carico trasferito dalla fondazione stessa, considerando le eventuali sotto spinte dovute alla presenza di falde e/o di sovraccarichi direttamente applicati sul terreno.

Le reazioni indotte dalla struttura sul terreno dipendono in realtà dal fenomeno di interazione terreno-struttura, che condiziona sia la valutazione dei cedimenti della fondazione sotto i carichi di esercizio, sia le verifiche di stabilità necessarie per definire la tensione ammissibile sul terreno di fondazione.

Nel D.M. 16.01.96, in aggiunta a quanto previsto dalla normativa geotecnica vigente, si sottolinea l' importante funzione che le strutture di fondazione devono svolgere nell'assorbire gli spostamenti orizzontali relativi indotti dalla propagazione nel terreno delle onde sismiche. Ciò può essere realizzato o mediante l'adozione di collegamenti tra i vari elementi che compongono la fondazione, che impedendo o riducendo gli spostamenti relativi, garantendo una ridotta entità delle sollecitazioni sulla struttura in elevazione, oppure verificando le strutture, sia di fondazione che in elevazione, in presenza degli spostamenti orizzontali attesi.

Cedimenti ed interazione terreno-struttura

I cedimenti della fondazione sotto i carichi d'esercizio, nonché gli stessi carichi trasmessi dalla struttura al terreno dipendono dall'interazione terreno-struttura, che è fortemente influenzata dalle caratteristiche di deformabilità del terreno e dalla rigidità della struttura di fondazione e della sovrastruttura. Infatti, sulla base del comportamento manifestato dal terreno di fondazione in ragione della sua natura, tali caratteristiche di deformabilità possono modificare sensibilmente la risposta dell'intero organismo strutturale.

Lo studio dell'interazione tra terreno e fondazione richiede che vengano soddisfatte le condizioni di equilibrio e congruenza all'interfaccia dei due componenti. A tal fine è necessario schematizzare il comportamento dei due elementi con un modello che ne permetta l'analisi. La scelta di tale modello deve garantire il più possibile la fedeltà della risposta al comportamento reale, ed i parametri che lo caratterizzano devono essere determinabili sulla base di specifiche correlazioni con i parametri fisici del terreno.

Mentre la struttura di fondazione, in genere, è un elemento strutturale relativamente semplice per il quale il modello di trave o piastra elastica inflessa è adeguato a descriverne il comportamento, la modellazione del terreno si presenta più complessa.

L'equazione differenziale che descrive il problema è la ben nota equazione della trave su suolo elastico:

$$EJ \frac{d^4 w}{dx^4} = q(x) - p(x) \quad (3.1)$$

dove w è lo spostamento verticale di un punto dell'asse della trave, E è il modulo di Young del materiale costituente la trave, J è il momento d'inerzia della sezione della trave di fondazione, q il carico applicato e p la pressione di contatto. A questa deve essere associata una ulteriore equazione che descriva il comportamento del terreno, ed in particolare esprima gli spostamenti dell'interfaccia fondazione-terreno in funzione della distribuzione delle pressioni di contatto: $w(x) = f [p(x)]$

Assunto un determinato modello di sottosuolo, ne risulta determinata questa equazione.

Per ragioni di semplicità computazionale, la modellazione del sistema fondazione-terreno viene normalmente condotta nell'ambito del comportamento elastico lineare, adottando un sistema di molle alla Winkler per simulare l'interazione terreno-fondazione, sia questa superficiale o profonda. Il modello di Winkler consiste nell'assumere una relazione lineare fra il cedimento in un punto e la pressione di contatto nello stesso punto:

$$p(x) = k w(x) \quad (3.2)$$

dove k [N/m^3] è detta "costante di sottofondo" o "coefficiente di reazione" del terreno. Combinando tale espressione con quella dell'equazione differenziale che descrive il comportamento della trave di fondazione di larghezza B , si ottiene:

$$EJ \frac{d^4 w}{dx^4} = q(x) - k B w(x) \quad (3.3)$$

che è la ben nota equazione differenziale del metodo di Winkler.

Dal punto di vista fisico il mezzo di Winkler può essere assimilato ad un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. In effetti, il coefficiente di reazione del terreno è, per definizione, il rapporto tra il carico ed il cedimento. In un terreno reale, tuttavia, il cedimento dipende oltre che dal carico applicato dalle proprietà del terreno medesimo, nonché dalla forma e dalle dimensioni della fondazione. Ne consegue, pertanto, che il coefficiente di reazione non è una proprietà del terreno, e quindi non ha alcun senso fornirne valori tipici per terreni tipici, come in genere riportato nei vecchi manuali di ingegneria ed in alcuni codici di calcolo strutturale.

L'uso del metodo di Winkler è comunque molto diffuso in virtù della sua semplicità, e per la possibilità che offre di impostazione di soluzioni analitiche che permettono di giungere rapidamente alla soluzione del problema (v. Par. 9.2.4).

Tuttavia l'analisi sperimentale del comportamento delle fondazioni superficiali evidenzia la non linearità dell'interazione fondazione-terreno, per la cui modellazione, pertanto, è richiesto l'impiego di modelli di tipo elastico non lineare, o addirittura di tipo elasto-plastico con incrudimento. Peraltro oggi la facilità di applicazione dei metodi di analisi numerica resa possibile dalla sempre crescente potenzialità dei calcolatori elettronici, fa sì che sia venuto a cessare il vantaggio connesso alla prerogativa principale del metodo di Winkler, cioè la sua semplicità.

L'uso di tale metodo, che resta comunque il più diffuso tra i metodi per lo studio dell'interazione tra fondazione e terreno, richiede un'attenta valutazione del valore della costante di sottofondo k da utilizzare a seconda dei casi. Il tipo di indagine più semplice e più indicativo per indagare sul comportamento di una fondazione superficiale è la prova di carico su modello in scala ridotta, ovvero la cosiddetta prova di carico su piastra. Tale prova, tuttavia, non sempre fornisce risultati facilmente interpretabili ed estrapolabili per la determinazione del comportamento

della fondazione vera e propria e spesso il comportamento osservato durante la prova differisce in maniera sostanziale da quello della costruzione reale, se non altro a causa di inevitabili effetti di scala e di altri fattori quali l'entità dei carichi agenti, la forma e le dimensioni della fondazione, l'eterogeneità del sottosuolo, la natura e le proprietà dei terreni di fondazione. Tuttavia, dall'applicazione delle prove di carico su piastra si possono ottenere indicazioni sul valore del modulo elastico equivalente per la fondazione in vera grandezza, ovvero del rapporto tra i cedimenti della fondazione reale ed i cedimenti relativi alla prova, e sul valore del coefficiente di reazione k .

Qualora la fondazione risulti poggianti su un terreno che è possibile considerare relativamente uniforme e per il quale si può assumere un comportamento di mezzo elastico omogeneo, il cedimento della fondazione di larghezza B e soggetta ad un carico unitario q può essere espresso come:

$$w = q B / E (1 - \nu^2) I \quad (3.4)$$

essendo I un coefficiente di influenza che dipende dalla forma della fondazione e dallo spessore dello strato deformabile. In prima approssimazione è lecito, nel caso più generale, assumere:

$$w = q B / E_{ed} \quad (3.5)$$

essendo E_{ed} il modulo edometrico del terreno. In definitiva, essendo $k = q/w$, si ottiene:

$$k = E_{ed} / B$$

La stima di k viene quindi ricondotta alla valutazione del valore del modulo edometrico E_{ed} , ovvero di un parametro del terreno dal preciso significato fisico. Si può comunque far ricorso al valore k_1 di k determinato con una prova di carico su piastra standard di forma circolare con diametro, per esempio di 30 cm. Infatti, avendo fissato la forma e le dimensioni della piastra, il valore di k_1 dipende solo dal tipo di terreno. In questo caso ha quindi senso assumere per esso un valore tipico in funzione solo della natura del terreno (89).

Nella Tab. 3.1 sono riportati alcuni valori tipici di k_1 per terreni coesivi sovraconsolidati e per terreni incoerenti, ovvero per quelle categorie di terreno per i quali è possibile assumere un comportamento di mezzo elastico, per lo meno nell'ambito delle normali sollecitazioni trasmesse dalle strutture al terreno. In tal caso, nel campo di profondità di interesse per una fondazione diretta, il cedimento della piastra di lato b vale:

$$w_1 = q b / E (1 - \nu^2) I_1 \quad (3.6)$$

Uguagliando tale espressione a quella del cedimento della trave di fondazione di larghezza B , si ha:

$$k / k_1 = w_1 / w = (b I_1) / (B I) \quad (3.7)$$

dalla quale, tenendo conto dei valori dei coefficienti I_1 (cerchio) ed I (striscia indefinita), si ottiene:

$$k = k_1 (b / 1.5 B) \quad (3.8)$$

TERRENO	ARGILLA			SABBIA (Non satura)		
	Compatta ($c_u = 50 \div 100$ kPa)	Molto Compatta ($c_u = 100 \div 200$ kPa)	Dura ($c_u > 200$ kPa)	Sciolta	Mediamente addensata	Densa
CAMPO DI VALORI Consigliato	18 ÷ 35	35 ÷ 70	> 70	7 ÷ 20	20 ÷ 100	100 ÷ 350
	25	50	100	15	50	175
	Satura					
				10	30	110

Tab. 3.1. Valori di k_1 (kN/cm^3) per terreni coesivi sovraconsolidati e per terreni incoerenti forniti da Viggiani, (89), mod.

In un terreno incoerente, per effetto dell'aumento delle tensioni litostatiche con la profondità, il cedimento cresce asintoticamente con la dimensione in pianta della fondazione. In questo caso il comportamento del sistema fondazione-terreno può essere modellato con il cosiddetto mezzo "alla Gibson", cioè il semispazio elastico con modulo di elasticità linearmente crescente con la profondità, oppure ricorrendo a trattazioni di tipo empirico, come la ben nota relazione suggerita da Terzaghi e Peck (13):

$$w = w_1 [2B / (B + b)]^2 \quad (3.9)$$

trascurando la dipendenza del cedimento dalla forma della fondazione. Si ha quindi:

$$k = k_1 [(B + b) / 2B]^2 \quad (3.10)$$

Le caratteristiche di semplicità di applicazione, ed il fatto che fino ad un recente passato il metodo di Winkler rappresentava l'unico strumento razionale disponibile per lo studio dell'interazione fondazione-terreno, hanno reso tale metodo certamente il più diffuso tra quelli utilizzati per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni. In effetti nella maggioranza delle applicazioni esso si dimostra sufficientemente affidabile, purché basato su una stima ragionevole del valore della costante di sottofondo k .

La disponibilità di soluzioni numeriche basate su modellazioni non lineari dell'interazione fondazione-terreno di tipo elasto-plastico con incrudimento (68), rendono oggi il metodo di Winkler certamente superato, e consentono un'analisi più realistica delle sollecitazioni e dei cedimenti indotti nel terreno dal carico trasferito da una fondazione superficiale. Tuttavia con questi metodi di tipo pseudo-statico non è possibile valutare gli spostamenti orizzontali, come richiesto dalle norme per le fondazioni non collegate. In tal caso è necessario ricorrere ai metodi dinamici che saranno illustrati al successivo par.3.3.5.

Verifiche di stabilità

Contrariamente al calcolo dei cedimenti, per i quali sovente si assume un modello di comportamento del terreno di tipo elastico-lineare, le verifiche di stabilità vengono condotte considerando un modello di comportamento del terreno di tipo rigido-plastico nelle condizioni di stato limite, ipotizzando che nel terreno di fondazione si raggiunga la resistenza al taglio limite lungo i punti della potenziale superficie di scorrimento. Le verifiche di stabilità delle fondazioni dirette in presenza di sisma vengono di norma eseguite mediante l'impiego di metodi di tipo pseudo-statico, ovvero calcolando la capacità portante per carichi eccentrici ed inclinati, per tener conto dell'inclinazione della risultante della forza peso con l'aliquota di essa applicata staticamente in senso orizzontale. In tal caso, secondo la nota teoria di Brinch Hansen (23), la capacità portante limite del terreno di fondazione, nel caso in cui ϕ' e c' siano diversi da zero, è data dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \sigma_\gamma \delta_\gamma \beta_\gamma g_\gamma i_\gamma + q N_q s_q d_q b_q g_q i_q + c' N_c s_c d_c b_c g_c i_c \quad (3.11)$$

nel caso invece di $\phi = 0$ e $c = c_u$ si ha :

$$q_{lim} = (2 + \pi) c_u (1 + s_c^\circ + d_c^\circ - i_c^\circ - b_c^\circ - g_c^\circ) + q \quad (3.12)$$

essendo:

- γ = peso dell'unità di volume del terreno;
- c' = coesione efficace del terreno;
- c_u = coesione non drenata del terreno ;
- ϕ' = angolo di resistenza al taglio efficace del terreno ;
- B = lato minore della fondazione;
- q = sovraccarico sul piano di posa della fondazione = . h ;
- h = profondità del piano di posa della fondazione rispetto al fondo scavo;
- N_γ, N_q, N_c = coefficienti adimensionali di capacità portante;

- s = fattori di forma, pari a:

$$s_\gamma = (1 - 0.4 B/L)$$

$$s_q = 1 + (\text{sen } \phi' B/L)$$

$$s_c = s_q \text{ per } \phi' > 25^\circ$$

$$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ per } \phi' < 25^\circ$$

$$s_c^\circ = 0.2 B/L$$

essendo L il lato maggiore della fondazione.

- d = fattori di profondità, pari a:

$$d_\gamma = 1$$

$$d_q = 1 + 2 \text{tg } \phi' (1 - \text{sen } \phi')^2 D/B$$

$$d_q = 1 + 2 \text{tg } \phi' (1 - \text{sen } \phi')^2 \text{arctg } D/B$$

$$d_c = (d_q s_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

$$d_c^\circ = 0.4 D/B \text{ per } D/B < 1$$

$$d_c^\circ = 0.4 \text{arctg } D/B \text{ per } D/B > 1$$

- b = fattori di inclinazione della base della fondazione, pari a:

$$b_\gamma = e^{-2.7 \alpha \text{tg } \phi'}$$

$$b_q = e^{-2 \alpha \text{tg } \phi'}$$

$$b_c = b_q$$

$$b_c^\circ = \alpha^\circ / 147^\circ$$

essendo α l'angolo di inclinazione della base della fondazione.

- g = fattori inclinazione del piano di campagna, pari a:

$$g_\gamma = g_q = (1 - 0.5 \text{tg } \beta)^5$$

$$g_c = g_q$$

$$g_c^\circ = \beta^\circ / 147^\circ$$

essendo β l'angolo di inclinazione del piano campagna.

- i = fattori di inclinazione del carico, pari a:

$$i_c = i_q$$

$$i_c^\circ = 0.5 - 0.5 [1 - H / (B L c_u)]^{0.5}$$

$$i_q = (1 - 0.5 H / (N + B L c' \text{cotg } \phi'))^5$$

$$i_\gamma = (1 - 0.7 H / (N + B L c' \text{cotg } \phi'))^5$$

essendo N la componente verticale ed H la componente orizzontale del carico applicato sulla fondazione.

Nel caso di carico eccentrico le dimensioni B ed L che compaiono nelle formule sopra citate, fanno riferimento al concetto di fondazione equivalente, ovvero ad una fondazione di dimensioni $B' = (B - 2e_B)$ ed $L' = (L - 2e_L)$, essendo e_B ed e_L i valori dell'eccentricità del carico assiale rispetto al baricentro della fondazione nelle direzioni B ed L; nel caso di carico inclinato i fattori di forma assumono l'espressione :

$$\begin{aligned} s_\gamma &= (1 - 0.4 B i_{\gamma B} / L i_{\gamma L}) \\ s_q &= 1 + (\text{sen } \phi' B i_q / L) \\ s_c &= 0.2 (1 - i_{cB}) B/L \end{aligned}$$

essendo $i_{\gamma B}$ e $i_{\gamma L}$ i fattori di inclinazione dei carichi rispettivamente dovuti alla componente orizzontale del carico nella direzione del lato minore B e del lato maggiore L.

I coefficienti adimensionali di capacità portante N_c , N_q ed N_γ sono funzioni dell'angolo di resistenza al taglio efficace ϕ' e si trovano tabellati in funzione di tale grandezza. La loro espressione risulta legata alle ipotesi inerenti la forma della superficie di rottura ipotizzata nel terreno al di sotto della fondazione. Pertanto i valori di tali coefficienti possono presentare delle sensibili differenze tra un metodo di calcolo e l'altro, in ragione delle ipotesi sulla superficie di rottura. Tra tali metodi di calcolo va ricordato il metodo di Vesic (36,44), che coincide sostanzialmente con quello di Brinch Hansen, a meno di coefficienti N_γ superiori di circa il 50% (Fig. 3.1), e di fattori di inclinazione del carico e di inclinazione del piano di fondazione meno conservativi, forniti dalle espressioni:

$$\begin{aligned} i_c &= 1 - m H / (B L c' N_c) \\ i_q &= (1 - H / (N + B L c' \cotg \phi'))^m \\ i_\gamma &= (1 - H / (N + B L c' \cotg \phi'))^{m+1} \end{aligned}$$

essendo:

$$\begin{aligned} -m &= m_B = (2 + B/L) / (1 + B/L) && H \text{ parallelo a B} \\ -m &= m_L = (2 + L/B) / (1 + L/B) && H \text{ parallelo a L} \end{aligned}$$

Tra gli altri metodi di calcolo disponibili per la valutazione della capacità portante dei terreni trova impiego, inoltre, quello fornito da Meyerhof (1), per il quale il parametro N_γ assume i valori riportati in Fig. 3.1. Nella Fig. 3.2, invece, sono riportati i valori dei coefficienti adimensionali N_c , N_q , N_γ , valutati sulla base del metodo di Sokolowski al variare dell'angolo di inclinazione Φ dei carichi, come riportato da Maugeri (59). La presenza di carichi inclinati di natura sismica produce un decremento dei valori di tali coefficienti in funzione del rapporto tra la componente orizzontale di natura sismica e la componente verticale dei carichi; tale rapporto può essere espresso tramite il valore del coefficiente sismico k.

Nella Fig. 3.3 sono riportate le riduzioni dei coefficienti N_c , N_q ed N_γ di Meyerhof in funzione del coefficiente sismico (59). Dall'esame della figura è possibile osservare che i valori del coefficiente N_c si riducono mediamente del 20% per un valore del coefficiente sismico pari a 0.1 e dal 50 al 60% per valori del coefficiente sismico pari a 0.3. La diminuzione del coefficiente N_γ è maggiormente influenzata dal valore dell'angolo di resistenza al taglio efficace del terreno, ed è compresa tra il 40 ed il 60% per valori di $k=0.1$ e valori inferiori al 70% per $k=0.3$, fino al valore del 100% ($N_\gamma=0$), allorché il coefficiente sismico coincide con la tangente dell'angolo di resistenza al taglio del terreno. In generale si rileva che il termine della capacità portante legato al valore N_γ praticamente si annulla per valori di inclinazione del carico pari al valore dell'angolo di attrito interno del terreno, i contributi di capacità portante dovuti alla coesione ed al sovraccarico agente sul piano di posa della fondazione si dimezzano per un coefficiente sismico di 0.3, corrispondente ad un angolo di inclinazione del carico di circa 16° .

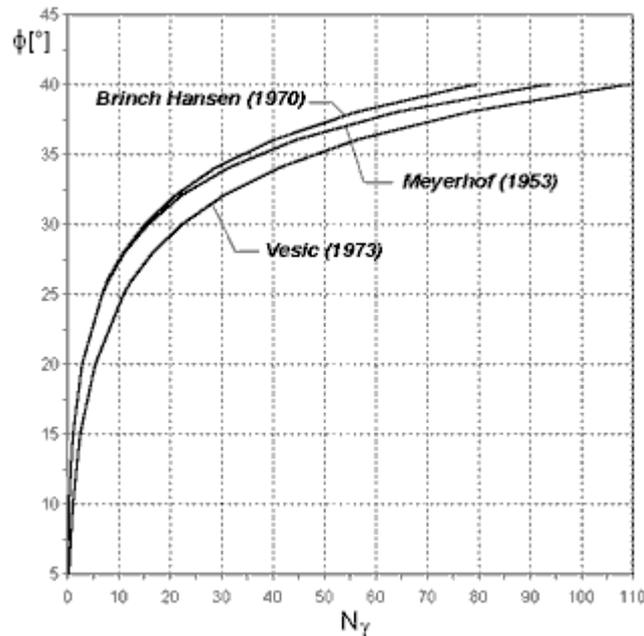


Fig. 3.1. Valori del coefficiente di capacità portante N_γ

Le riduzioni di capacità portante sono sensibili anche per carichi sismici di 0.1g, potendosi notare diminuzioni di circa il 10% per N_c ed N_q e del 20÷60% per N_γ , in relazione al valore dell'angolo di resistenza al taglio efficace del terreno.

Nel caso delle fondazioni superficiali soggette ad azioni di tipo sismico o prevalentemente ciclico, il volume di terreno che può manifestare instabilità è piuttosto limitato, ma di primaria importanza per gli aspetti connessi alla determinazione della capacità portante. I problemi di instabilità delle fondazioni superficiali sotto carichi sismici derivano in primo luogo dal comportamento del sottostante volume di terreno sollecitato dinamicamente.

Solitamente le verifiche di stabilità delle fondazioni in campo dinamico vengono eseguite con l'ausilio dei suddetti metodi pseudo-statici; in realtà, le resistenze e le rigidezze del terreno possono essere sostanzialmente differenti nelle diverse condizioni statiche, cicliche e dinamiche. In aggiunta, nel caso delle fondazioni superficiali, l'accelerazione sismica agisce anche sul volume di terreno che fornisce la capacità portante della fondazione, cosicché in campo dinamico tale calcolo della capacità portante dovrebbe essere condotto sulla base di valori dei coefficienti N_c , N_q ed N_γ opportunamente ridefiniti sulla base di modelli pseudo-dinamici.

A tal proposito possono essere validamente utilizzati i valori dei coefficienti di capacità portante proposti da Sarma e Iossifelis (80), determinati sulla base di un'analisi all'equilibrio limite (60) del volume di terreno contenuto all'interno della superficie di scorrimento al di sotto della fondazione. Dall'analisi dei risultati ottenuti mediante tale procedura, che però trascura gli effetti indotti dalle sovrappressioni interstiziali generate da un terremoto, si ottengono i nuovi valori dei fattori di capacità portante in relazione all'accelerazione critica k_c : tali grafici possono essere riutilizzati per stabilire il valore di k_c e valutare conseguentemente i cedimenti cumulati, durante il sisma, in maniera analoga al caso dei pendii. Si può inoltre osservare, che nel caso di carico inclinato, qual'è quello agente sulla fondazione nel caso di azioni di tipo sismico, le relazioni esistenti in letteratura tra i coefficienti N_c ed N_q possono condurre ad imprecise valutazioni della capacità portante della fondazione superficiale. Nelle Fig. 3.4a, 3.4b e 3.4c sono riportati al variare dell'angolo di resistenza al taglio ϕ' e dell'accelerazione critica k_c , i valori dei coefficienti adimensionali N_c , N_q ed N_γ forniti da Sarma e Iossifelis (80). Nel caso in cui si volesse procedere al calcolo della capacità portante di una fondazione diretta utilizzando tali coefficienti, si assumono pari all'unità i valori dei fattori di forma, profondità ed inclinazione che compaiono nell'eq. (3.11), e si assegnano a N_c , N_q ed N_γ i valori che si deducono dai grafici. Inoltre, nel caso in cui durante

un terremoto l' accelerazione che si manifesta alla base della fondazione è più grande di quella critica, è possibile calcolare lo spostamento orizzontale massimo della fondazione tramite la relazione (74):

$$1 / C (4 x_m / k_m g T^2) = 1.07 - 3.83 k_c / k_m \quad (3.13)$$

dove x_m rappresenta lo spostamento massimo, k_m l'accelerazione massima, k_c l'accelerazione critica, che può essere determinata tramite la Fig. 3.4c, g l'accelerazione di gravità, T il periodo proprio della struttura, ed infine $C = \cos(\phi' - \beta) / \cos \phi'$, essendo β l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie di rottura della fondazione.

Studi più recenti basati sempre sull'impiego del metodo dell'equilibrio limite (100), hanno permesso di ridefinire i valori dei coefficienti adimensionali di capacità portante nell'eventualità di fondazioni dirette poste in prossimità di pendii, che manifestano instabilità in concomitanza di un evento sismico. A tal proposito nelle Fig. 3.5 e 3.6 sono riportati, rispettivamente, l'indicazione dei parametri da considerare per il calcolo della capacità portante della fondazione, ed i valori dei suddetti coefficienti adimensionali.

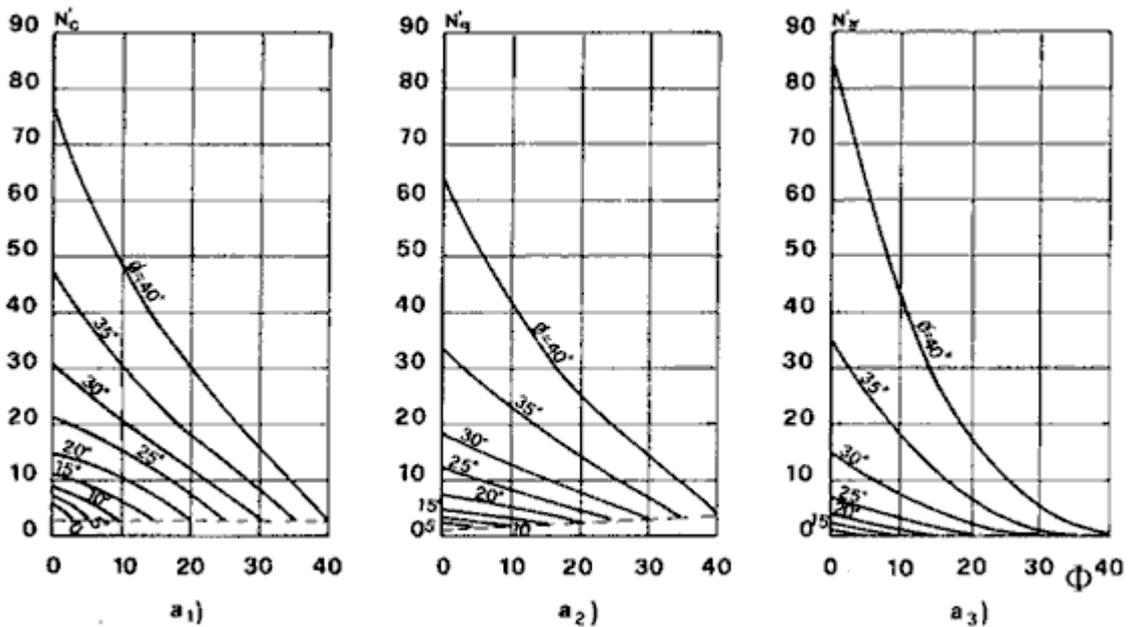


Fig. 3.2. Valori dei coefficienti adimensionali di capacità portante per carichi inclinati forniti dal metodo di Sokolowski (59).

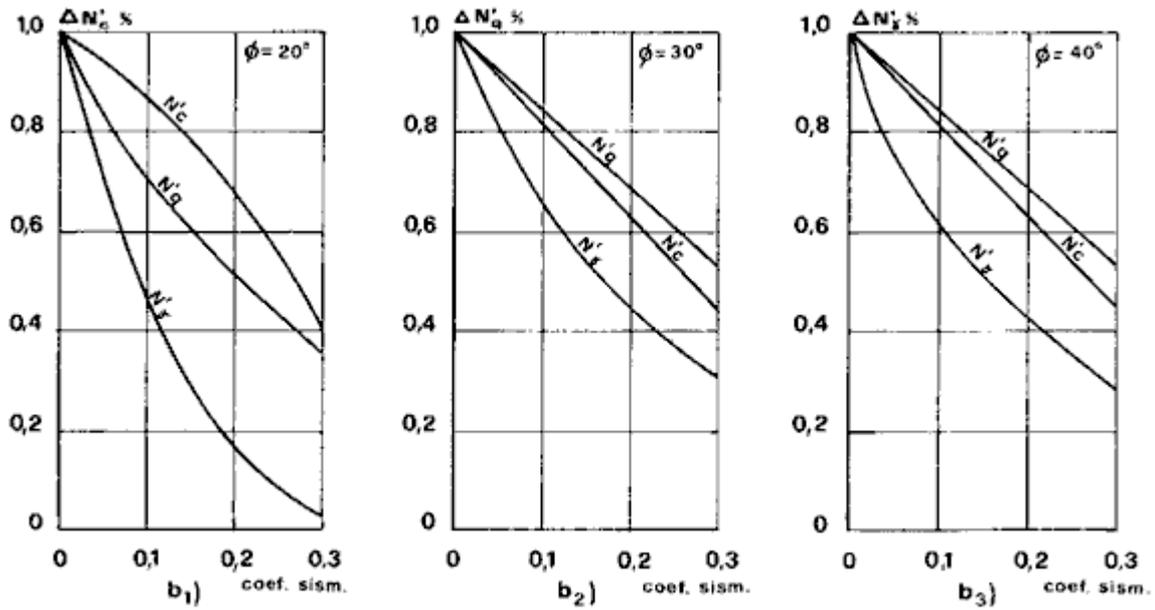


Fig. 3.3. Riduzioni dei coefficienti adimensionali di capacità portante per sisma forniti da Maugeri (59).

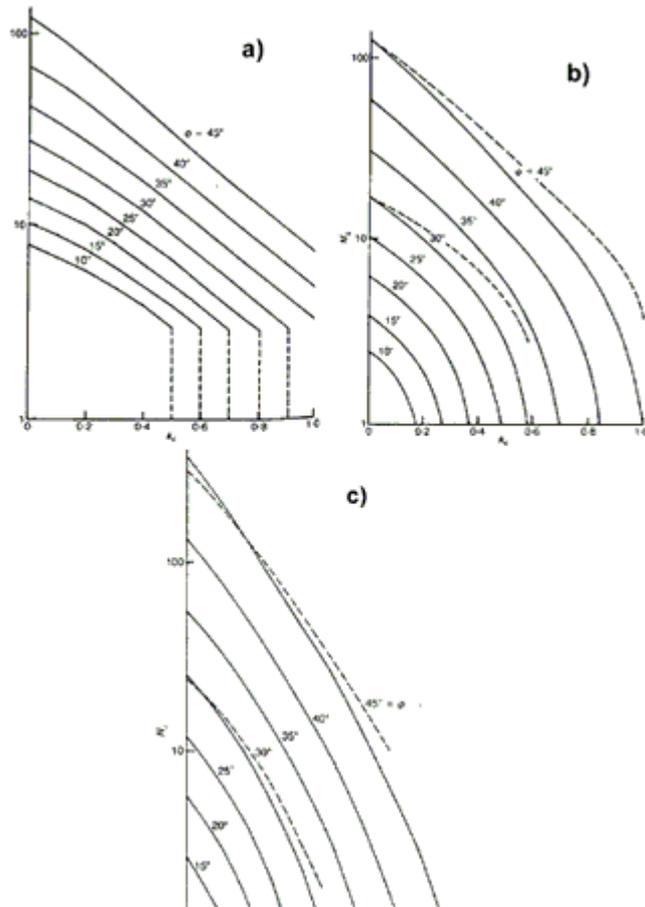


Fig. 3.4. Valori dei coefficienti adimensionali di capacità portante per carichi inclinati forniti da Sarma e Iossifelis (80)

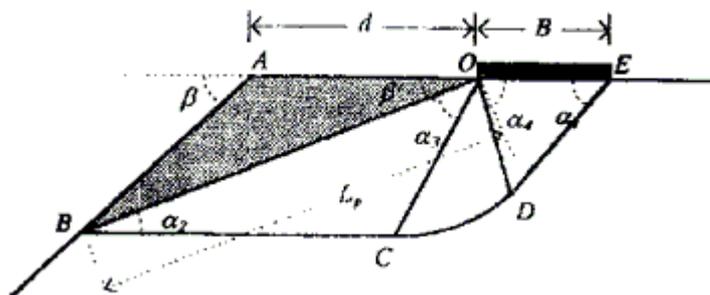


Fig. 3.5. Parametri di calcolo dei coefficienti adimensionali di capacità portante per fondazioni in prossimità di pendii (100).

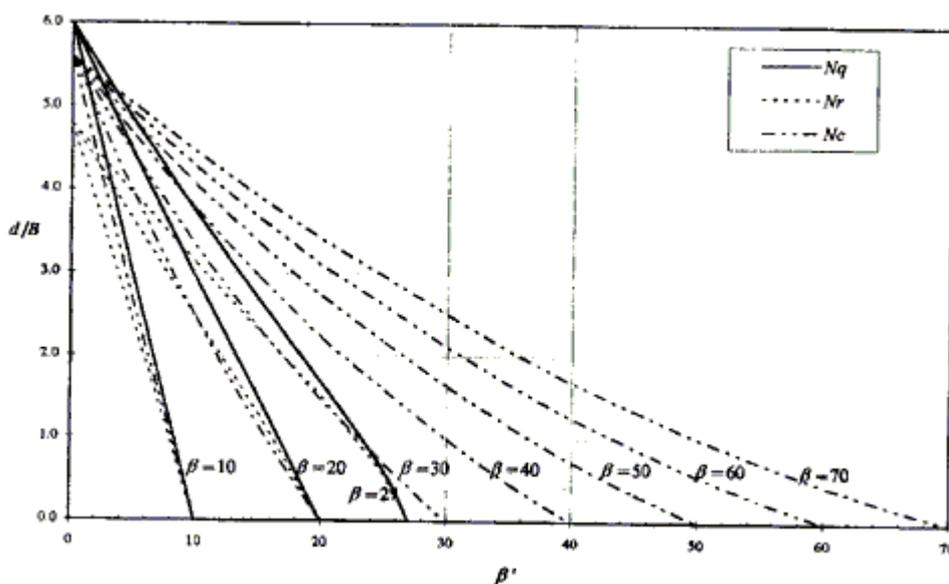


Fig. 3.6. Valori dei coefficienti adimensionali di capacità portante per fondazioni in prossimità di pendii forniti da Sarma e Chen (100).

3.2.3. FONDAZIONI SU PALI

Criteri generali

Come per le fondazioni superficiali anche per le fondazioni su pali il D.M. 16.01.96 rinvia per le verifiche di stabilità ai procedimenti della geotecnica; in più nel caso dei pali prescrive che essi devono avere un'armatura calcolata per resistere alla componente sismica orizzontale, che deve essere estesa a tutta la lunghezza del palo e deve essere efficacemente collegata a quella della struttura sovrastante.

Le norme geotecniche (D.M. 11.03.88) richiedono la verifica della capacità portante ammissibile del palo singolo e/o della palificata rispetto al carico assiale agente, quest'ultimo maggiorato in presenza di azioni dinamiche sulla base dei criteri prescritti dalle norme sismiche. L'incremento che il carico assiale sul palo subisce per effetto di un terremoto viene di norma calcolato con metodi di tipo pseudo-statico.

Numerosi sono i metodi disponibili per il calcolo della portata ammissibile di un palo singolo trivellato (6,48); tali metodi sono basati sulla valutazione di coefficienti adimensionali che tengono conto della forma della superficie di rottura alla punta del palo, nonché del contributo dovuto all'attrito laterale secondo l'espressione:

$$Q_{lim} = A_p (N_c' c + N_q' \beta \gamma L) + A_L (\alpha c + f k_s \gamma z) \quad (3.16)$$

essendo:

- A_p = area sezione trasversale alla punta del palo;
- A_L = superficie laterale del palo;
- L = lunghezza del palo;
- α, β = fattori adimensionali di riduzione della capacità portante;
- N_c', N_q' = coefficienti adimensionali di capacità portante;
- c = coesione del terreno;
- γ = peso dell'unità di volume del terreno;
- k_s = coefficiente di spinta del terreno;
- f = coefficiente d'attrito = $\text{tg}(1 + 0.75 \phi')$.

La capacità portante così calcolata può divergere sensibilmente in relazione alla metodo di calcolo usato, soprattutto per quanto attiene la portata alla punta espressa in funzione del coefficiente adimensionale N_q' , il cui valore è riportato nella Fig. 3.7 al variare dell'angolo di resistenza al taglio del terreno.

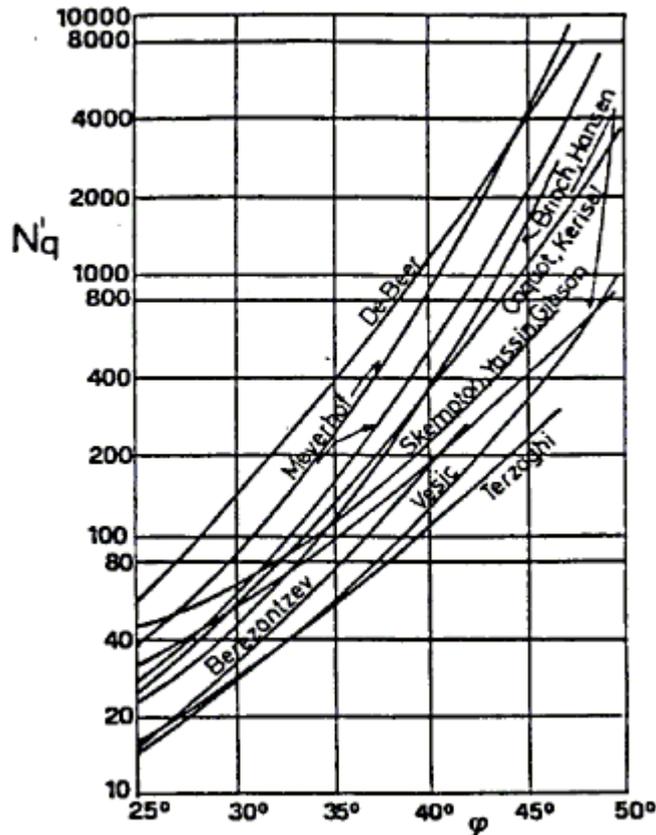


Fig. 3.7. Valori del coefficiente N_q' .

Il carico verticale sui pali, ed il suo incremento di natura sismica, non generano necessariamente un'azione di momento sulla palo che richieda un'apposita armatura, per cui anche se il calcolo della reazione vincolare dovuta al palo è di fondamentale importanza per la verifica di stabilità della fondazione e la valutazione degli stati tensionale indotti nelle fondazioni e nella struttura in elevazione, nella presente trattazione la verifica di stabilità per i carichi verticali viene omessa.

Nei confronti delle azioni di tipo orizzontale che agiscono sulla fondazione in concomitanza di un terremoto, la normativa geotecnica vigente richiede la verifica del palo, senza che tuttavia ne vengano specificate le modalità. Infine, in relazione all'elemento strutturale di collegamento della fondazione indiretta con quella superficiale, tali norme prescrivono che nelle verifiche di resistenza si debba tener conto delle spinte dovute all'acqua ed ai sovraccarichi direttamente applicati sul terreno, e che le azioni agenti debbano essere combinate in modo da dare luogo su ciascun elemento strutturale della fondazione al più sfavorevole stato di sollecitazione. I modelli geotecnici più semplici per valutare la stabilità di un palo soggetto a forze orizzontali sono per lo più basati sul concetto di equilibrio limite, poiché utilizzano legami costitutivi per il terreno di tipo rigido plastico (9, 10,12,13). Con tali modelli è possibile valutare il momento massimo che si verifica nel palo nella sezione di incastro con la fondazione superficiale, ma non è possibile valutare la distribuzione del momento nel palo alle varie profondità. Per tale valutazione generalmente si ricorre ad una modellazione dell'interazione palo-terreno di tipo elastico lineare, come sarà riportato al Par. successivo; modellazioni più accurate che tengono conto della non linearità del comportamento del terreno e/o della sua plasticizzazione, sono illustrate al Par. 3.2.3. Quest'ultimi modelli consentono una più accurata valutazione del momento flettente che si genera nei pali e quindi dell'armatura necessaria per assorbire la componente sismica orizzontale, così come richiesto dal D.M. 16.01.1996.

Metodo elastico

Lo studio di strutture che si trovano a contatto con il terreno, come nel caso di un palo soggetto a forze orizzontali, richiede la conoscenza dell'entità e della distribuzione delle reazioni prodotte dal terreno stesso. Tali reazioni, unitamente alle forze applicate, formano il sistema sollecitante la struttura. Possiamo chiamare queste reazioni "pressioni di contatto" e la loro valutazione può avvenire attraverso l'equilibrio delle forze e la congruenza dei sistemi a contatto, nel caso in esame rappresentati dal palo e dal terreno.

Sotto le ipotesi che il materiale costituente il palo abbia comportamento elastico-lineare, che le sezioni ortogonali all'asse del palo restino piane, che le inflessioni del palo siano piccole rispetto alla sua lunghezza, che non esistono azioni torsionali, che le azioni siano applicate staticamente e che infine siano trascurate le azioni assiali, si può ricavare la ben nota equazione differenziale che governa il problema:

$$EJ (d^4y / dz^4) + p(z) = 0 \quad (3.15)$$

essendo:

- $p(z)$ = la pressione del terreno alla profondità z ;
- z = profondità dal piano campagna;
- y = spostamento orizzontale del palo;
- E = modulo di elasticità del palo;
- J = momento d'inerzia del palo.

La risoluzione di tale equazione impone la scelta di una adeguata legge costitutiva che legghi la pressione del terreno p e lo spostamento orizzontale y del palo, che compaiono in essa come incognite. Una volta noto lo spostamento y , mediante derivazioni successive si ottengono le altre grandezze e cioè rotazioni ϕ , momenti flettenti M , tagli V .

La procedura comunemente usata per risolvere questo problema è quella di simulare l'interazione palo-terreno attraverso il modello semplificato di suolo alla Winkler. In questo caso la pressione p e lo spostamento orizzontale y sono correlati attraverso l'espressione:

$$p(z) = K_s(z) \cdot y(z) \cdot D = E_s(z) \cdot y(z) \quad (3.16)$$

essendo K_s il coefficiente di reazione orizzontale del terreno [FL^{-3}], D il diametro del palo ed E_s il modulo di reazione orizzontale del terreno [FL^{-2}].

In tal modo il legame tra pressioni e spostamenti del terreno è espresso dal modulo di reazione orizzontale E_s . In letteratura esistono soluzioni sia per il caso di modulo costante (4), che per il caso di modulo crescente linearmente con la profondità (3). L'assunzione del primo tipo è di solito considerata per il comportamento dei pali nelle argille sovraconsolidate, mentre quella del secondo tipo è più realistica quando si analizza il comportamento di terreni sabbiosi e argille tenere.

La risoluzione analitica dell'equazione differenziale della linea elastica del palo è stata affrontata nei primi tempi mediante serie polinomiali. Tuttavia se la legge $E_s(z)$ non è esprimibile in forma analitica semplice o addirittura i valori di E_s sono forniti per punti, la risoluzione mediante tale procedura diventa ardua. In tal caso è necessario ricorrere a soluzioni numeriche per differenze finite o al metodo degli elementi finiti, che offrono la possibilità di studiare il comportamento del palo per qualunque legge di variazione in profondità del modulo di reazione orizzontale del terreno.

L'impiego delle suddette procedure richiede la disponibilità di un codice di calcolo, per cui può risultare conveniente l'uso di tabelle di parametri adimensionali calcolati per differenti leggi di variazione del modulo di reazione orizzontale. La trasformazione della equazione differenziale della linea elastica del palo in termini di parametri adimensionali può essere affrontata con il metodo delle differenze finite (4). Dalle tabelle relative alla legge di variazione del modulo E_s , si possono ricavare i valori dei parametri adimensionali :

$$A_y \quad B_y \quad A_\phi \quad B_\phi \quad A_M \quad B_M \quad A_V \quad B_V \quad A_p \quad B_p$$

Tali parametri, introdotti nelle equazioni che seguono, forniscono la soluzione completa del problema :

$$y = y_A + y_B = (H_o T^3 / EJ) A_y + (M_o T^2 / EJ) B_y \quad [L]$$

$$\phi = \phi_A + \phi_B = (H_o T^2 / EJ) A_\phi + (M_o T / EJ) B_\phi$$

$$M = M_A + M_B = H_o T A_M + M_o B_M \quad [FL]$$

$$V = V_A + V_B = H_o A_V + (M_o / T) B_V \quad [F]$$

$$p = p_A + p_B = (H_o / T) A_p + (M_o / T^2) B_p \quad [FL^{-1}]$$

In esse H_o ed M_o rappresentano rispettivamente i valori della forza orizzontale e del momento alla testa del palo nella sezione d'incastro con la fondazione. Il parametro T che compare nelle suddette equazioni definisce la lunghezza caratteristica del sistema palo-terreno, essa varia in dipendenza della legge scelta per la variazione del modulo con la profondità:

$$E_s = E_{s0} \text{ (legge costante)} \quad T = (EJ / E_{s0})^{1/4}$$

$$E_s = kz^n \text{ (legge triangolare)} \quad T = (EJ / k)^{1/(4+n)}$$

$$E_s = k_o + k_1z \text{ (legge trapezia)} \quad T = (EJ / k_1)^{1/4}$$

La lunghezza caratteristica T è rappresentativa della deformabilità relativa del sistema palo-terreno; l'importanza di T risiede anche nel fatto che alla profondità di $4 \div 5 T$ le azioni indotte nel palo a causa di H_o ed M_o si smorzano in modo significativo. Il rapporto tra L (lunghezza del palo) e la lunghezza caratteristica T permette, inoltre, di classificare i pali come corti ($L/T < 2.25$), mediamente flessibili ($2.25 < L/T < 5$), ed infinitamente flessibili ($L/T > 5$). Questa classificazione è importante per definire le modalità di collasso del palo ed il tipo di deformata da attendersi. Nei pali corti il collasso avviene per rottura del terreno. Prima della rottura il palo ruota attorno ad un punto del suo asse. Le inflessioni del palo sono molto piccole rispetto agli spostamenti orizzontali massimi. Nei pali infinitamente lunghi il collasso avviene per rottura del palo con formazione di una cerniera plastica nel punto di momento massimo, mentre i pali mediamente flessibili hanno comportamento intermedio.

Si noti che i parametri “A” si riferiscono al caso in cui alla testa del palo è applicato un solo carico orizzontale H_0 , i parametri “B” si riferiscono al caso in cui alla testa del palo è applicata soltanto una coppia M_0 . L'ipotesi di elasticità sia del palo che del terreno consente di applicare il principio di sovrapposizione degli effetti.

I valori dei parametri adimensionali “A” e “B” dipendono dalla legge di variazione del modulo di reazione orizzontale del terreno con la profondità e dal valore del rapporto L/T ; in letteratura sono reperibili numerose tabelle che riportano i valori dei parametri adimensionali in funzione delle sopracitate grandezze. A titolo di esempio nella Tab. 3.2 sono riportati i valori che i parametri adimensionali “A” e “B” assumono per valori di $L/T=10$ e per legge di variazione del modulo linearmente variabile con la profondità ($E_s = kz$).

Alla semplicità operativa offerta dal modello di Winkler, ed alla possibilità di includere nell'analisi la disomogeneità del terreno attraverso la variabilità di E_s con la profondità, fanno contrasto le incertezze esistenti nella valutazione di tale grandezza, in una schematizzazione in cui il terreno interviene attraverso quest'unico parametro, che rappresenta soltanto una caratteristica del modello di interazione e non il comportamento meccanico del mezzo. Peraltro l'esigenza di dover tenere conto di fattori quali la non linearità del comportamento del terreno e la variazione del modulo di reazione orizzontale in funzione del livello di carico, fanno sì che per una più realistica modellazione del comportamento del sistema palo-terreno sia necessario il ricorso a metodi di tipo elastico non lineare.

Metodo elastico non lineare e metodo elasto-plastico

Una conveniente generalizzazione del modello di Winkler è costituita dalle cosiddette “curve p-y”, che offrono il vantaggio di poter tenere conto dei fenomeni di plasticizzazione che si verificano nel terreno circostante il palo. In questo caso il comportamento di tipo elastico non lineare del terreno viene affrontato assumendo un modulo E_s variabile con il livello delle deformazioni del sistema palo-terreno.

L'osservazione sperimentale del comportamento di pali sottoposti a carico orizzontale (24,28,35,42,73) mostra che si può ritenere sufficientemente corretto fare riferimento a curve p-y esprimibili attraverso semplici espressioni analitiche quali quelle di tipo iperbolico o parabolico. La reazione mobilitata nel terreno circostante un palo soggetto a forza orizzontale, si può scrivere impiegando per il terreno un legame costitutivo di tipo iperbolico (Fig. 3.8), espresso come (95):

$$p(z) = y(z) / (1/E_{si}(z) + y(z) / p_{lim}(z)) \quad (3.17)$$

essendo:

- $E_{si}(z)$ = valore iniziale del modulo di reazione orizzontale del terreno;
- $p_{lim}(z)$ = pressione limite del terreno.

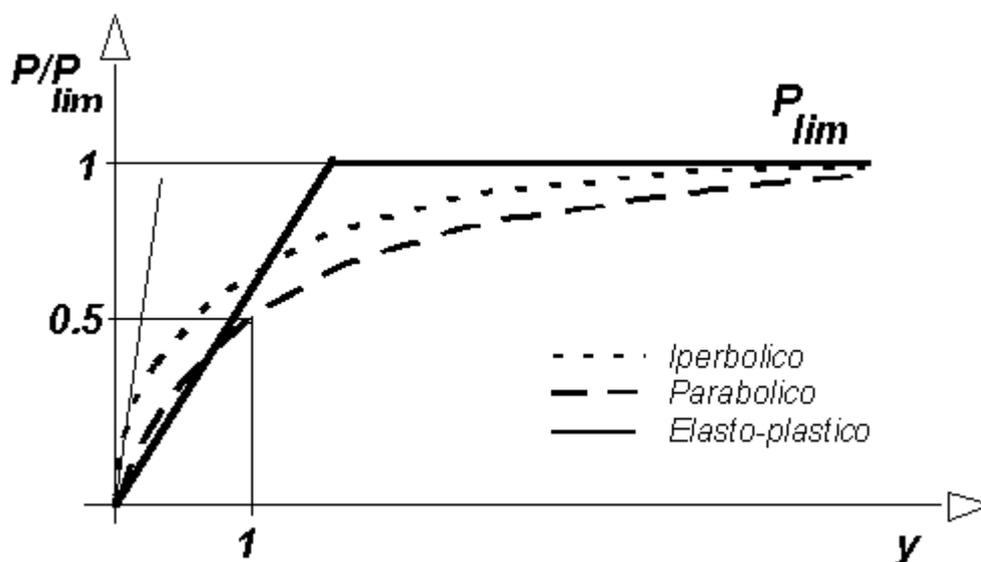


Fig. 3.8. Legami costitutivi per lo studio dell'interazione palo-terreno.

Il modello è costituito da elementi finiti monodimensionali di palo, collegati tra loro da molle a comportamento elastico lineare e con il terreno circostante attraverso molle a comportamento non lineare (Fig. 3.9). Valutati gli spostamenti orizzontali del palo attraverso una procedura iterativa, che tiene conto della non linearità del legame costitutivo, tramite successive derivazioni numeriche è possibile determinare le rotazioni, il momento flettente ed il taglio in corrispondenza delle sezioni del palo poste alle varie profondità dal piano di campagna.

$Z = z/T$	A_y	B_y	A_x	B_x	A_M	B_M	A_V	B_V
0	2.435	1.623	-1.623	-1.749	0.000	1.000	1.000	0.000
0.1	2.273	1.453	-1.618	-1.649	0.100	1.000	0.988	-0.007
0.2	2.112	1.293	-1.603	-1.549	0.198	0.999	0.956	-0.028
0.3	1.952	1.143	-1.578	-1.450	0.291	0.994	0.909	-0.058
0.4	1.796	1.003	-1.545	-1.351	0.379	0.987	0.840	-0.095
0.5	1.643	0.873	-1.503	-1.253	0.459	0.976	0.763	-0.137
0.6	1.495	0.752	-1.453	-1.156	0.531	0.960	0.677	-0.181
0.7	1.353	0.641	-1.397	-1.061	0.595	0.939	0.585	-0.226
0.8	1.216	0.540	-1.335	-0.968	0.649	0.914	0.489	-0.270
0.9	1.086	0.448	-1.268	-0.878	0.693	0.885	0.392	-0.312
1.0	0.962	0.364	-1.197	-0.791	0.727	0.852	0.295	-0.350
1.2	0.738	0.223	-1.047	-0.628	0.767	0.775	0.109	-0.414
1.4	0.544	0.112	-0.893	-0.482	0.772	0.688	-0.056	-0.456
1.6	0.381	0.029	-0.741	-0.354	0.746	0.594	-0.193	-0.477
1.8	0.247	-0.030	-0.596	-0.245	0.696	0.498	-0.299	-0.476
2.0	0.141	-0.070	-0.464	-0.155	0.628	0.404	-0.371	-0.456
2.5	-0.020	-0.105	-0.200	-0.006	0.422	0.200	-0.424	-0.350
3.0	-0.075	-0.089	-0.040	0.057	0.225	0.059	-0.349	-0.213
3.5	-0.074	-0.057	0.034	0.065	0.081	-0.016	-0.223	-0.095
4.0	-0.050	-0.028	0.052	0.049	0.000	-0.042	-0.106	-0.017
4.5	-0.026	-0.009	0.042	0.028	-0.032	-0.039	-0.027	0.021
5.0	-0.009	0.000	0.025	0.011	-0.033	-0.026	0.013	0.029
10.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Tab. 3.2. Valori dei parametri adimensionali "A" e "B" nel caso di $L/T = 10$ e $E_s = kz$.

L'andamento delle curve fa sì che esse siano completamente definite una volta fissati il modulo E_{si} e la pressione limite p_{lim} del terreno. In generale nella trattazione del problema i due aspetti vengono mantenuti separati, cosicché sono state costruite correlazioni per ricavare la pendenza iniziale delle curve e sviluppate teorie relative alla valutazione della reazione limite.

L'esperienza acquisita dimostra che il metodo più attendibile per la determinazione del modulo di reazione orizzontale del terreno è quella basata sull'interpretazione di prove sperimentali eseguite su pali strumentati in vera grandezza (96). Il tipo di approccio utilizzato in questo caso può essere quello di strumentare i pali con celle di pressione e tubi inclinometrici, oppure di utilizzare celle estensimetriche. In ultima analisi si può ricorrere a pali senza strumentazione misurando lo spostamento alla quota del piano campagna. In questo caso è possibile trarre utili indicazioni sui valori del modulo di reazione iniziale E_{si} , che di norma si suppone costante o linearmente variabile con la profondità. In questi casi si può assumere che il modulo di reazione iniziale del terreno cresca con la profondità secondo la legge:

$$E_{si} = K_i \cdot z$$

essendo K_i il gradiente del modulo iniziale. I valori di tale gradiente sono stati ricavati attraverso la estrapolazione dei risultati di curve sperimentali di carico relative a pali infissi in terreni sabbiosi (42) e nel caso di pali infissi in terreni argillosi (45). Relativamente al primo caso, i valori sperimentali di K_i risultano variabili tra 9 e 14 N/cm³; per argille limose di media ed elevata plasticità, aventi indice di plasticità $IP > 30\%$, i valori del gradiente K_i del modulo tangente iniziale E si risultano dell'ordine di 2.5 ÷ 3 N/cm³. E' importante evidenziare ai fini della valutazione del modulo di reazione orizzontale, sia la durata che la modalità di applicazione del carico

sul palo. Riguardo la durata bisogna distinguere le situazioni di *breve termine* (carichi rapidi) da quelle di *lungo termine* (carichi permanenti). Tale distinzione è necessaria in particolare nei terreni coesivi, per tenere conto della consolidazione del terreno attorno al palo. Per le argille sovraconsolidate talvolta può essere più conveniente assumere una legge di variazione per E_{si} del tipo:

$$E_{si} = E_{soi} + k_i \cdot z$$

essendo E_{soi} il modulo in corrispondenza della quota $z=0$, i cui valori oscillano tra 0 e 2000 N/cm^2 , mentre per k_i si può assumere l'intervallo di valori $4 \leq k_i \leq 15 \text{ N/cm}^3$.

La valutazione del modulo di reazione orizzontale del terreno attraverso relazioni empiriche dedotte dall'analisi di prove sperimentali, ha più recentemente lasciato il passo a procedure che utilizzano i risultati di più moderne e sofisticate prove geotecniche in situ. E' questo il caso dei valori del modulo di reazione orizzontale ricavati attraverso prove pressiometriche e dilatometriche (73,77,86). In particolare, l'analogia esistente tra l'espansione della cavità cilindrica realizzata dal pressimetro ed il comportamento del terreno intorno al palo caricato orizzontalmente, fa sì che la prova pressiometrica sia fra le prove in situ, quella che forse meglio si presta a descrivere le caratteristiche delle curve p-y.

Impiegando per il terreno un legame costitutivo di tipo parabolico (Fig. 3.8), una relazione che lega la pressione orizzontale del terreno allo spostamento del palo, può essere convenientemente descritta dalla seguente espressione (25):

$$p(z) / p(z)_{lim} = 0.5 \cdot [y(z) / y_{50}(z)]^{0.33} \quad (3.18)$$

essendo $y_{50}(z)$ lo spostamento orizzontale corrispondente alla mobilitazione di metà della pressione limite del terreno. Quest'ultimo parametro può essere ricavato da relazioni molto semplici che lo legano al diametro D del palo, come ad esempio (41):

$$y_{50} = 0.03 D \text{ (terreni coesivi teneri)}$$

$$y_{50} = 0.02 D \text{ (terreni coesivi di media consistenza)}$$

oppure attraverso i risultati di una prova DMT (77), tramite la relazione:

$$y_{50} = (23.67 c_u D^{0.5} / F_c E_d)$$

essendo:

- c_u = resistenza al taglio non drenata valutata mediante DMT;
- F_c = fattore empirico normalmente assunto pari a 10;
- E_d = modulo dilatometrico

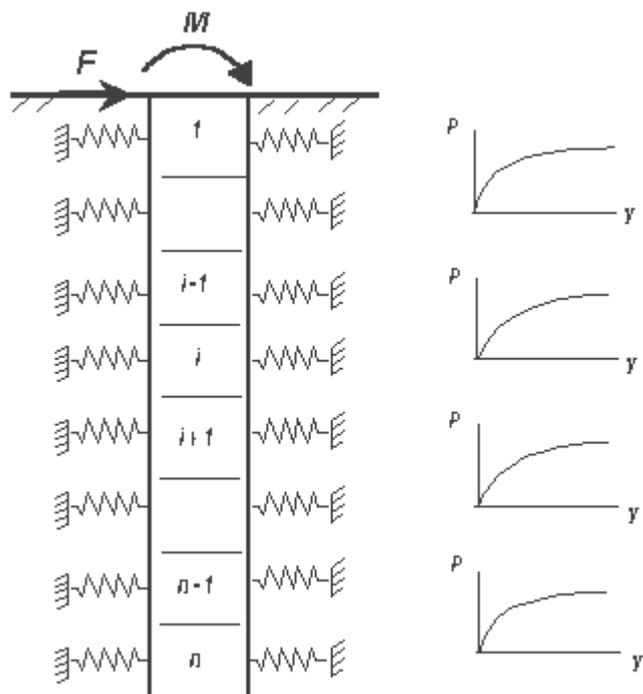


Fig. 3.9. Discretizzazione del palo in conci per lo studio dell'interazione palo-terreno.

Analogamente al caso di modello iperbolico, in quello parabolico, valutato lo spostamento y_{50} , nonché attraverso la (3.18) lo spostamento lungo il fusto del palo, mediante successive derivazioni è possibile determinare le rotazioni del palo, nonché le caratteristiche della sollecitazione necessarie per il calcolo dell'armatura. Nella Fig. 3.10 sono riportati, a titolo di esempio, gli andamenti con la profondità dello spostamento orizzontale, della rotazione, del momento e del taglio calcolati sia con il legame di tipo iperbolico, che con il legame di tipo parabolico.

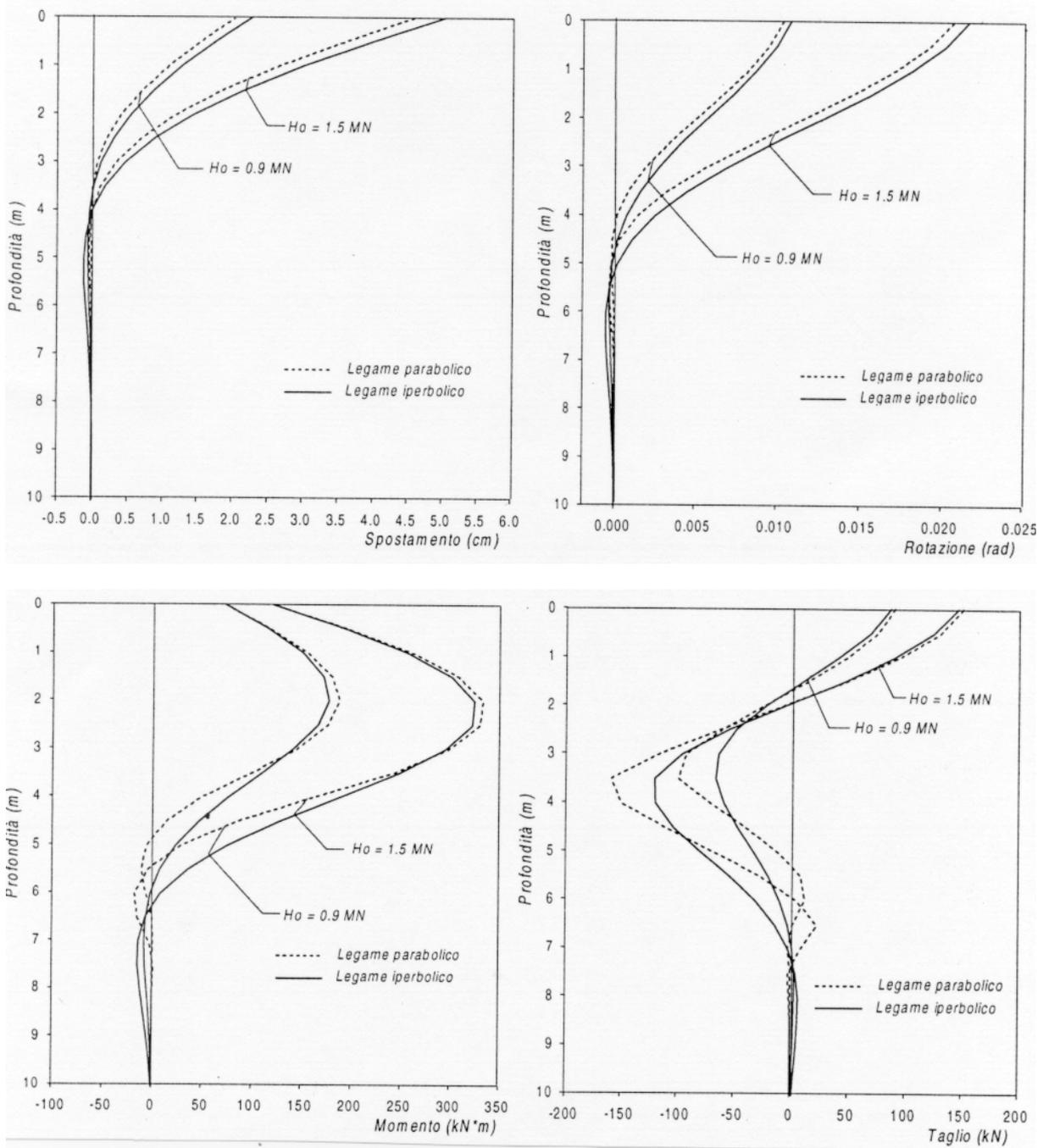


Fig. 3.10. Andamento delle deformazioni e delle sollecitazioni lungo un palo soggetto ad una forza orizzontale applicata in sommità

Un ulteriore legame che può essere introdotto è quello di tipo elasto-plastico (Fig. 3.8) espresso dalle :

$$\begin{aligned} p(z) &= E_s(z) y(z) \text{ per } p < p_{lim} \\ p(z) &= p_{lim}(z) \text{ per } p = p_{lim} \end{aligned} \quad (3.19)$$

La modellazione che impiega tale legame ha il vantaggio di consentire l'impostazione di soluzioni numeriche in forma chiusa per la determinazione delle caratteristiche di deformazione e di sollecitazione in corrispondenza della sezione d'incastro del palo nella fondazione (92). Adottando tale legame di maggiore facilità applicativa, assume tuttavia un maggior rilievo sui risultati finali il valore del carico limite del terreno, che ne rappresenta la soglia di plasticizzazione, ed il modulo elastico di reazione orizzontale al di sotto della suddetta soglia di plasticizzazione. La valutazione dei parametri di tale modello è in parte arbitraria, tuttavia dall'analisi numerica a posteriori di casi reali di pali strumentali è possibile affermare (96), che il valore del modulo di reazione nel tratto a comportamento elastico si può assumere pari all'incirca al 50% del modulo iniziale del modello iperbolico. L'incertezza dovuta alla valutazione del carico limite si riflette sui valori dello spostamento, della rotazione, del momento e del taglio sul palo, come chiaramente evidenziato nella Fig. 3.11. In essa è riportato anche il confronto tra le caratteristiche della deformazione e della sollecitazione ottenute alla testa del palo con i due differenti legami di tipo iperbolico e di tipo elasto-plastico, nonché un ulteriore confronto con il legame di tipo elastico lineare. Dalla figura è possibile notare una divergenza contenuta dei risultati ottenuti con i due legami iperbolico ed elastico lineare, mentre la divergenza tra questi due legami ed il legame elastico lineare è piuttosto marcata.

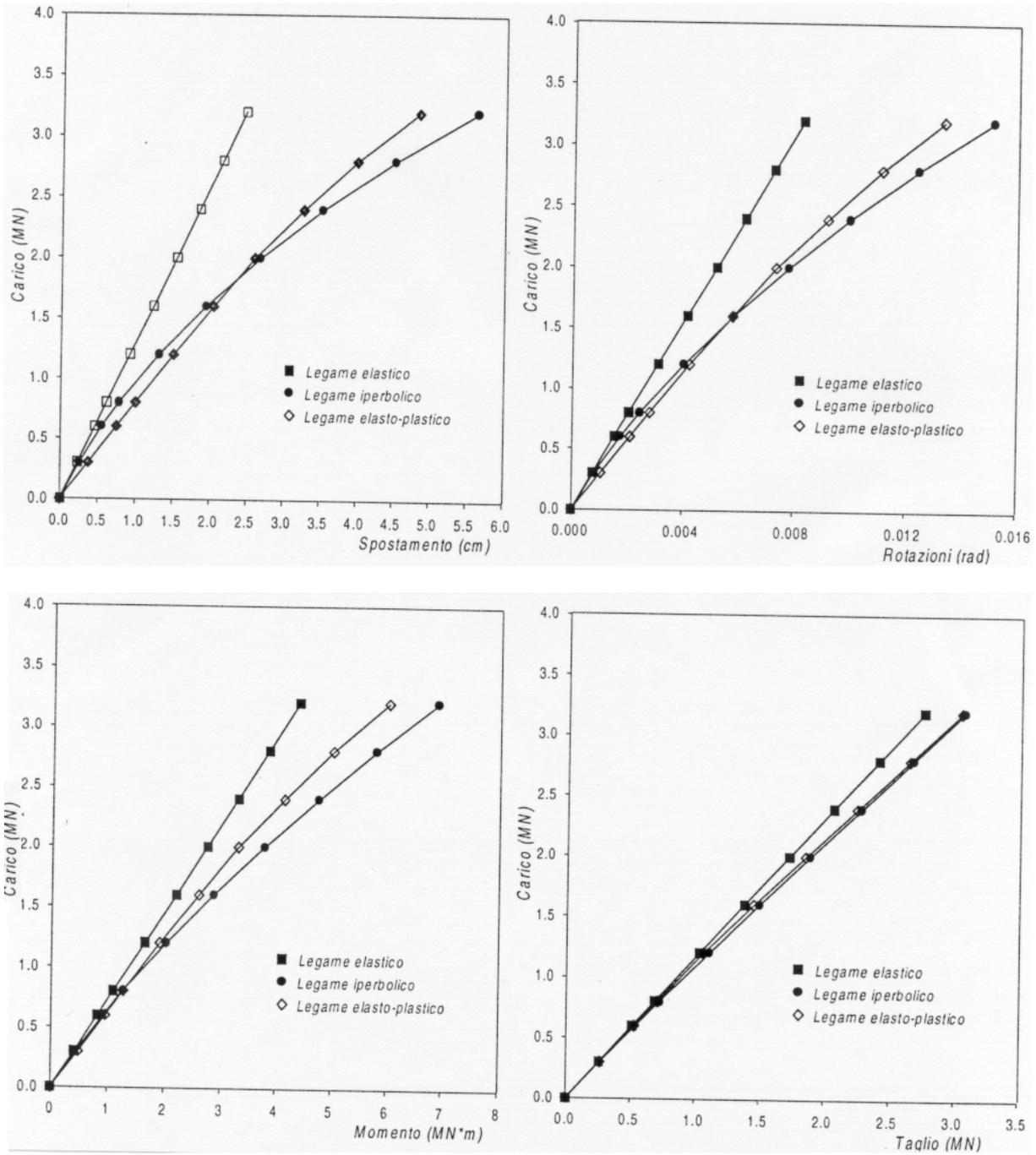


Fig. 3.11. Confronto tra i valori delle caratteristiche della deformazione e della sollecitazione massimi calcolati con differenti legami costitutivi.

3.3. COMMENTI E MIGLIORAMENTI POSSIBILI

3.3.1. DEFINIZIONE DEL TERREMOTO DI PROGETTO

Il D.M. 16.01.96 al capitolo B relativo ai criteri generali di progettazione, prevede che il calcolo sismico delle strutture in elevazione e di quelle di fondazione possa essere condotto mediante analisi di tipo statico e/o dinamico, rifacendosi nel primo caso al metodo dei coefficienti, secondo cui la forza orizzontale equivalente F_{hi} da applicare al generico piano i -esimo della struttura risulta pari (v. par.B.4) a:

$$F_{hi} = C \cdot R \cdot I \cdot \gamma_i \cdot W_i$$

essendo:

- C = coefficiente di intensità sismica espresso da: $C = (S-2)/100 = 0.04 \div 0.10$;
- R = coefficiente di risposta;
- I = coefficiente di protezione sismica = $1 \div 1.4$;
- γ_i = coefficiente di distribuzione delle azioni sismiche;
- W_i = peso del piano i -esimo.

Al Par. B.5, inoltre, viene specificato che per la valutazione del coefficiente di risposta R della struttura si assumerà una funzione del periodo fondamentale T_0 della stessa, per oscillazioni nella direzione considerata, data da:

$$\text{per } T_0 > 0.8 \text{ sec} \quad R = 0.862 / T_0^{2/3}$$

$$\text{per } T_0 \leq 0.8 \text{ sec} \quad R = 1$$

nel caso in cui il periodo T_0 non viene determinato si assumerà $R = 1$.

Nel caso di analisi di tipo dinamico il D.M. 16.01.96 al Par. B.6 prevede che essa possa essere svolta con il metodo dell'analisi modale adottando per lo spettro di risposta, in termini di accelerazione, l'espressione:

$$a/g = C \cdot I \cdot R$$

essendo a l'accelerazione spettrale e g l'accelerazione di gravità.

Nelle suddette espressioni R si riferisce alla risposta strutturale tenendo conto del periodo proprio della struttura e definisce lo spettro di risposta normalizzato, C definisce l'intensità dello spettro in relazione alla sismicità del sito considerato. In tali espressioni generali non compaiono i coefficienti β e ϵ che vengono introdotti ai par.C.6.1.1 e C.6.2, relativi rispettivamente alla valutazione delle forze statiche equivalenti ed all'analisi dinamica nel caso di edifici con strutture intelaiate.

Tali coefficienti rappresentano: β il coefficiente di struttura, che di regola si assume pari ad 1; nel caso nella struttura siano presenti elementi irrigidenti verticali su cui si distribuiscono le azioni orizzontali β si assume pari a 1.2.

Il coefficiente ϵ , detto coefficiente di fondazione, ha invece lo scopo di incrementare l'azione sismica di progetto per tenere conto degli effetti di amplificazione che possono verificarsi nei terreni soffici. Introdotti i suddetti coefficienti β e ϵ , il valore della forza orizzontale equivalente F_{hi} da applicare al generico piano i -esimo della struttura risulta pari a:

$$F_{hi} = C \cdot R \cdot \epsilon \cdot \beta \cdot I \cdot \gamma_i \cdot W_i$$

mentre nel caso di analisi di tipo dinamico, lo spettro di risposta assumerà l'espressione:

$$a/g = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot I$$

Circa la scelta del valore da attribuire al coefficiente di fondazione ε il D.M. 16.01.96 al par.C.6.1.1 prescrive che esso si assume di regola pari a 1; in presenza di stratigrafie caratterizzate da depositi alluvionali di spessore variabile da 5 a 20 metri, soprastanti terreni coesivi o litoidi con migliori caratteristiche meccaniche, esso si assumerà pari a 1.3. Com'è noto, i fattori di amplificazione dell'accelerazione massima al suolo hanno un andamento sensibilmente diverso a seconda che l'evento sismico si verifichi in un sito roccioso, ovvero in terreni compressibili; in questo caso si ottengono i maggiori valori del fattore R per periodi di vibrazione T_0 piuttosto elevati ($T_0 = 1$ sec.)

Pertanto, secondo quanto contenuto nel D.M. 16.01.96, gli effetti connessi al tipo di sottosuolo sono inglobati nell'amplificazione delle ordinate spettrali che si ottiene assumendo un valore del coefficiente di fondazione ε diverso dall'unità.

Il D.M. 16.01.96 al par.B.1 relativo ai criteri generali di progettazione, introduce la possibilità che le sollecitazioni provocate dalle azioni sismiche possano essere valutate sulla base di una opportuna e motivata scelta di un terremoto di progetto. Non viene tuttavia fornita alcuna indicazione sui criteri secondo cui deve essere variata la forma dello spettro di progetto in relazione al tipo di terreno di fondazione.

L'ingegneria geotecnica in effetti esamina gli aspetti della risposta determinati dalla presenza del terreno inteso come un continuo deformabile dotato di geometria e condizioni al contorno proprie. Tale analisi deve essere condotta accoppiando il terreno di fondazione al manufatto ed eseguendo quindi una vera e propria analisi di interazione dinamica terreno-struttura. In tale ambito, non meno importanti sono gli aspetti relativi al comportamento dinamico dell'elemento di volume di terreno, e quelli relativi al comportamento dinamico dell'ammasso al finito, una volta nota la storia delle sollecitazioni applicate al terreno. Tali aspetti non sono secondari rispetto allo studio dell'interazione terreno-struttura, ove si pensi ai molti manufatti che pur resistendo a forti azioni sismiche hanno superato lo stato limite di utilizzazione in conseguenza di rilevanti cedimenti differenziali o assoluti delle fondazioni per l'instabilità manifestata dai terreni stessi sottoposti ai carichi dinamici (87).

Le maggiori difficoltà nello studio delle strutture di fondazione sottoposte ad azioni dinamiche sono connesse al fatto che le sollecitazioni agenti su tali strutture non sono direttamente determinabili una volta note le caratteristiche sismologiche di un terremoto. Infatti, il comportamento di una data fondazione dipende in larga misura dalle caratteristiche geotecniche del terreno sottostante, dalle caratteristiche dinamiche della sovrastante struttura e dal modo come esse interagiscono. Pertanto, per poter effettuare la verifica sismica di una fondazione non è sufficiente conoscere l'intensità di un sisma, ma occorre ricostruire lo stato di tensioni e deformazioni da esso indotto nel terreno, esprimibili, rispettivamente, attraverso la time-history della accelerazione, della velocità e dello spostamento massimi. Peraltro, a parità di valore che queste grandezze vengono ad assumere nel movimento della roccia entro cui ha origine il sisma, esse possono variare considerevolmente, per un dato strato di terreno sciolto entro cui poggeranno le fondazioni, in relazione alle frequenze ed alla durata del sisma, per effetto di una interazione del moto di base con le caratteristiche dinamiche dello strato di terreno di ricoprimento.

L'accelerazione, la velocità e lo spostamento massimi al suolo, nonché il tempo rappresentativo della loro durata, pur essendo importanti caratteristiche, non possono da soli descrivere l'intensità e gli effetti di danneggiamento connessi all'evento sismico. L'effetto combinato dell'ampiezza dell'accelerazione, del contenuto di frequenze e della durata può essere convenientemente descritto attraverso lo spettro elastico di risposta. L'introduzione dello spettro di risposta, in termini di accelerazione, velocità o spostamento rappresenta oggi il metodo più conveniente per valutare il ruolo esercitato dalla natura del sito sulla risposta sismica del terreno libero, in quanto la forma stessa dello spettro di risposta, tiene implicitamente conto sia della attenuazione delle onde sismiche in relazione alla distanza dall'epicentro, sia della risposta locale legata alle proprietà dinamiche del sito. Si può pertanto concludere, che l'assunzione di un certo "terremoto di progetto" non può prescindere dal considerare le

caratteristiche stratigrafiche del terreno di fondazione e del comportamento dinamico dell'elemento di volume di ogni strato significativo di terreno.

La dipendenza dello spettro di progetto dalle condizioni locali del terreno è stata presa in considerazione da tempo dal Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (66), del Consiglio Nazionale delle Ricerche. Al riguardo nelle norme proposte dal G.N.D.T. sono stati elaborati degli spettri elastici normalizzati relativi a due tipi di suolo: uno roccioso (*S1*) ed uno alluvionale (*S2*). In particolare, nell'ambito dei terreni di tipo *S1* sono comprese le rocce lapidee, con eventuale strato di alterazione o copertura di spessore massimo di 5 m, caratterizzate da velocità V_s di propagazione delle onde sismiche trasversali superiore a 700 m/sec, ed i depositi di sabbie e ghiaie addensate e/o i terreni coesivi compatti, caratterizzati da un aumento graduale della velocità V_s con la profondità, con valori medi compresi nella fascia 250 ÷ 500 m/sec per profondità da 5 a 30 m, e nella fascia 350 ÷ 700 m/sec per profondità maggiori di 50 m.

Nell'ambito dei terreni di tipo *S2* sono compresi i depositi alluvionali profondi, caratterizzati da velocità medie V_s inferiori a 250 m/sec a profondità comprese tra 5 e 30 m, ed inferiori a 350 m/sec a profondità maggiori di 50 m; i depositi di terreni prevalentemente sabbiosi o argillosi, con spessore compreso tra 30 e 90 m e velocità medie V_s inferiori a 500 m/sec, poggiati su un substrato roccioso a forte contrasto (velocità V_s dell'ordine di 1000 m/sec o più). Si ricorda che nell'ipotesi di propagazione monodimensionale delle onde di taglio in un mezzo elastico omogeneo isotropo si ha: $V_s = \sqrt{G / \rho}$, con G modulo di elasticità tangenziale del terreno e ρ densità del terreno.

Tale approccio trova piena rispondenza con quanto previsto dall'Eurocodice N.8 (91). In esso, infatti, si prevede che l'influenza esercitata sull'azione sismica dalle condizioni locali del terreno sia considerata distinguendo tra tre diversi tipi di suolo denominati *A*, *B* e *C*. In particolare, il suolo di tipo *A* comprende le rocce lapidee caratterizzate da velocità V_s di propagazione delle onde sismiche trasversali superiori ad 800 m/sec e depositi di sabbia addensata e/o terreni coesivi sovraconsolidati caratterizzati da un graduale incremento con la profondità delle proprietà meccaniche, con valori di velocità V_s superiori a 400 m/sec a circa 10 m di profondità.

Il suolo di tipo *B* comprende i depositi di sabbie mediamente addensate e/o i terreni argillosi mediamente compressibili, con spessore di poche decine a molti centinaia di metri, caratterizzati da un valore di V_s crescente con la profondità da un minimo di 200 m/sec a 10 m di profondità, fino a 350 m/sec ad una profondità di 50 m. Infine, il suolo di tipo *C* comprende i terreni di natura soffice caratterizzati da valori di velocità V_s inferiori a 200 m/sec. Nella Fig. 3.12 è riportato lo spettro elastico di risposta normalizzato proposto dall'EC8. La struttura analitica dello spettro è la seguente:

$$\begin{aligned} \text{per } 0 \leq T \leq T_B & \quad \text{Re}(T) = a_g S [1 + T/T_B (\eta \beta_o - 1)] \\ \text{per } T_B \leq T \leq T_C & \quad \text{Re}(T) = a_g S \eta \beta_o \\ \text{per } T_C \leq T \leq T_D & \quad \text{Re}(T) = a_g S \eta \beta_o [T_C/T]^{k_1} \\ \text{per } T_C \leq T \leq T_D & \quad \text{Re}(T) = a_g S \eta \beta_o [T_C/T]^{k_1} \\ \text{per } T_D \leq T & \quad \text{Re}(T) = a_g S \eta \beta_o [T_C/T_D]^{k_1} [T_D/T]^{k_2} \end{aligned}$$

essendo:

- $\text{Re}(T)$ = funzione di amplificazione della risposta rispetto alla accelerazione massima al suolo;
- a_g = accelerazione massima al suolo;
- T = periodo di vibrazione in secondi dell'oscillatore lineare semplice;
- β_o = massimo valore spettrale normalizzato, assunto costante tra T_B e T_C ;
- T_B, T_C, T_D = parametri che determinano la forma dello spettro in relazione al tipo di suolo;
- k_1, k_2 = esponenti che definiscono lo spettro di risposta per periodi di vibrazione superiori a T_C e T_D ;

- S = parametro del terreno pari a 1 per suolo di tipo A e B ;
- η = fattore di correzione dello smorzamento espresso da: $\eta = [7 / (2 + \xi)]^{0.5} \geq 0.7$;
- ξ = smorzamento viscoso espresso in percentuale.

Per i tre differenti tipi di suolo A , B e C i valori dei parametri che definiscono lo spettro elastico di risposta sono riportati nella Tab. 3.3.

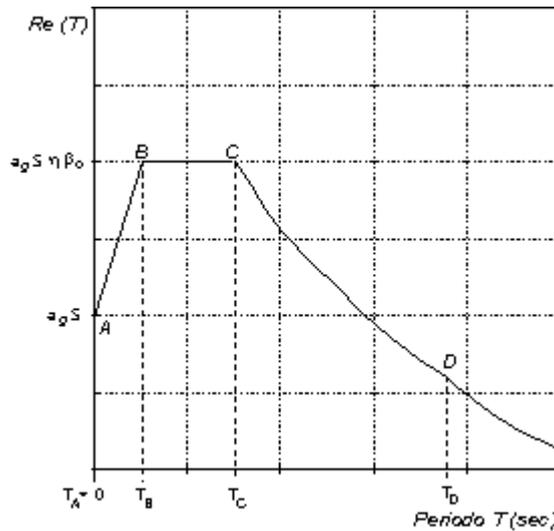


Fig. 3.12. Spettro elastico normalizzato proposto dall'Eurocodice N.8 (91).

Tipo di Terreno	S	β_a	k_1	k_2	T_B [sec]	T_C [sec]	T_D [sec]
A	[1.0]	[2.5]	[1.0]	[2.0]	[0.10]	[0.40]	[3.0]
B	[1.0]	[2.5]	[1.0]	[2.0]	[0.15]	[0.60]	[3.0]
C	[0.9]	[2.5]	[1.0]	[2.0]	[0.20]	[0.80]	[3.0]

Tab. 3.3. Valori dei parametri caratterizzanti lo spettro elastico di risposta per i tre tipi di suolo previsti dell'Eurocodice N.8 (91).

Sulla base di tale struttura dello spettro le singole autorità nazionali possono emanare delle direttive sulla entità dei parametri da assumere per definire la forma degli spettri in relazione al tipo di suolo da considerare. Una volta calcolata l'entità dell'accelerazione di picco attesa nel sito, risulta possibile definire le ordinate dello spettro elastico di calcolo. La moderna struttura di tali norme sismiche, pertanto, risulta particolarmente utile nel caso in cui si volesse eseguire un'analisi di dettaglio dei fenomeni di amplificazione che si verificano in un sito durante il trasferimento di energia dalla roccia base alla superficie delle coperture sciolte. Tali analisi vengono generalmente condotte per gli studi di microzonazione sismica o per particolari problemi di interazione dinamica terreno-struttura. La normativa europea, al pari delle normative di altri paesi esteri, come ad esempio quella francese (81), può dunque mettere a disposizione uno spettro per terreni rocciosi, che può servire ad eccitare la base di un modello deformabile di coperture sciolte allo scopo di determinarne la risposta in superficie sempre in

termini di spettri elastici. Attraverso elaborazioni statistiche di questi spettri normalizzati è possibile ottenere la risposta dello strato di terreno entro una vasta gamma di frequenze imposte e poi successivamente normalizzare e trattare statisticamente gli spettri ottenuti, al fine di pervenire ad uno spettro comprensivo di tutte le possibili frequenze predominanti. L'adozione di uno spettro di progetto basato su uno spettro di risposta ridotto consente, nell'ambito di analisi strutturali di tipo elastico, di tenere implicitamente conto della capacità di dissipazione di energia della struttura legata alla plasticizzazione degli elementi strutturali (cap.8).

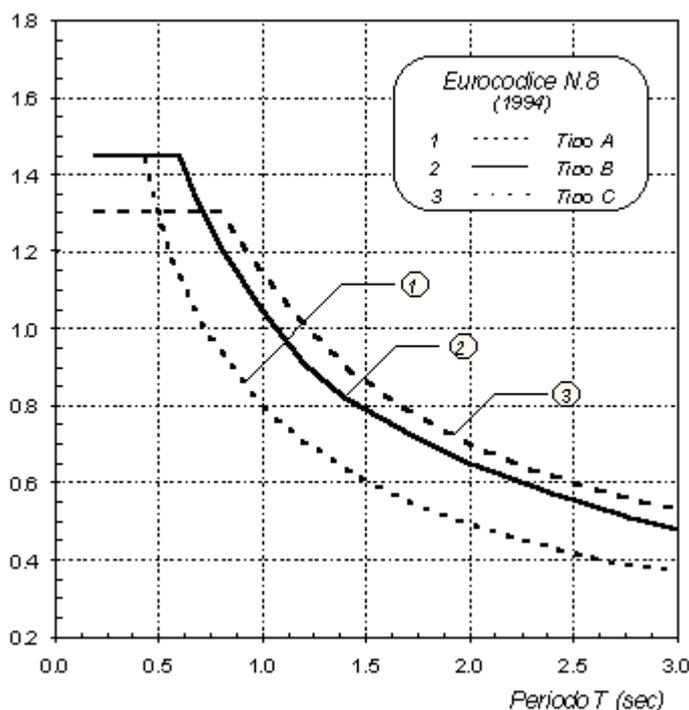


Fig. 3.13. Spettri di progetto per i tre tipi di suolo descritti nell'Eurocodice N.8 (91).

TIPO DI TERRENO	k_{d1}	k_{d2}
A	[2 / 3]	[5 / 3]
B	[2 / 3]	[5 / 3]
C	[2 / 3]	[5 / 3]

Tab. 3.4. Valori di k_{d1} e k_{d2} proposti nell'Eurocodice N.8 (91).

Secondo l'EC8 tale riduzione può essere ottenuta mediante l'introduzione del fattore di comportamento q e degli esponenti k_{d1} e k_{d2} ; quest'ultimi definiscono la forma dello spettro di progetto per periodi di vibrazione superiori a T_C e T_D . In genere per convenienza di soluzione, la dissipazione di energia viene messa in conto considerando uno smorzamento viscoso con valori dell'ordine del 5% dello smorzamento critico. Nel caso si ritenesse opportuno variare tale valore, l'EC 8 prevede che le ordinate spettrali possano essere legate allo smorzamento moltiplicando l'ordinata spettrale per il fattore di correzione dello smorzamento, definito in precedenza. I valori degli esponenti k_{d1} e k_{d2} vengono forniti nell'EC 8, al pari di quelli dei parametri riportati nella Tab. 3.3, che definiscono gli spettri elastici normalizzati (Tab. 3.4). Nella Fig. 3.13 sono riportati gli spettri elastici di risposta per i tre tipi di suolo descritti nell'EC 8 (91).

3.3.2. COMPORTAMENTO DINAMICO DELL'ELEMENTO DI VOLUME

Il D.M. 16.01.96 (98) al Par. B.1 relativo alle disposizioni preliminari ai criteri generali di progettazione, lascia libertà al progettista di eseguire analisi più approfondite di quelle pseudo-statiche, basandole su un'opportuna e motivata scelta di un terremoto di progetto. Pertanto, sia per valutare l'amplificazione locale dovuta al terreno (v. par.3.3.4), che per adottare procedimenti di calcolo basati su modelli dinamici del comportamento del terreno medesimo, riveste particolare importanza analizzare il comportamento dinamico dell'elemento di volume terreno. A tal fine è necessario esaminare i fenomeni relativi: al costipamento dinamico dei terreni prevalentemente sabbiosi non interessati da falda o parzialmente saturi; alla generazione e dissipazione di sovrappressioni neutre nei terreni granulari e/o coesivi; alla degradazione dei parametri elastici iniziali del terreno; alla liquefazione dinamica dei terreni granulari.

Durante il terremoto di San Fernando del 9 Febbraio 1971, ad esempio, sono stati rilevati cedimenti in superficie variabili tra 10 e 15 cm riconducibili al costipamento dinamico di un orizzonte sabbioso posto alla profondità di 12 m.

Effetti simili sono stati notati in occasione del terremoto di Skopje del 1963 durante il quale si sono verificati disastrosi cedimenti differenziali risultanti dalla compattazione di lenti di sabbie sciolte sottostanti alle fondazioni. Negli scorsi decenni sono stati condotti diversi importanti studi sulla compattazione di sabbie secche o umide sottoposte a vibrazione (3,7). Con l'introduzione dell'apparecchio di taglio semplice, sviluppato dal Norwegian Geotechnical Institute, adattato al caso di sollecitazione ciclica da Peacock e Seed (19), si è resa possibile l'analisi delle variazioni volumetriche connesse a deformazioni cicliche variabili tra 0.01% e 0.5%. Gli studi condotti confermano: che il cedimento dovuto ai primi 10 cicli risulta circa pari a quello accumulato nei successivi 40 cicli, che i maggiori cedimenti sono imputabili a densità relative più basse e direttamente proporzionali all'ampiezza della deformazione trasversale.

Per i terreni sabbiosi parzialmente saturi soggetti a carichi ciclici, occorre puntualizzare due eventualità dipendenti dalle condizioni di drenaggio: nel caso in cui la permeabilità dei terreni risulti elevata non si determina un apprezzabile innalzamento della pressione neutra nell'elemento di volume e l'analisi dei cedimenti viene condotta come nel caso dei terreni asciutti; nel caso di media permeabilità può determinarsi un significativo incremento di pressione neutra nell'elemento di volume, in relazione alle capacità di drenaggio, allora i cedimenti verticali si sviluppano anche al cessare dei carichi e dipendono dall'entità della sovrappressione neutra sviluppata e può più propriamente parlarsi di cedimenti di riconsolidazione.

Un'analisi di previsione dei cedimenti indotti dallo scuotimento sismico nei terreni granulari non può quindi prescindere dalla determinazione della storia delle sollecitazioni cicliche nell'elemento di terreno granulare e dalla modellazione dell'eventuale processo di generazione di sovrappressione neutra durante la sollecitazione dinamica nei terreni saturi; in aggiunta, in quest'ultimo caso occorre modellare anche la dissipazione della pressione neutra nel tempo. L'entità dei cedimenti di riconsolidazione si valuta attraverso curve sperimentali di laboratorio.

Nel caso dei depositi asciutti l'analisi risulta più semplice in quanto il modello costitutivo del terreno viene definito in termini di tensioni totali e quindi non influenzato dallo sviluppo di sovrappressioni neutre (47).

La generazione di sovrappressioni neutre nell'elemento di terreno coesivo sollecitato da carichi variabili nel tempo costituisce, a differenza dei terreni granulari, una caratteristica dell'elemento di volume piuttosto che un effetto delle condizioni di drenaggio in relazione alla velocità della sollecitazione nel tempo. Ciò è dovuto principalmente al fatto che sia i carichi dinamici, che quelli ciclici e monotonic, determinano condizioni iniziali di sollecitazione di tipo non drenato.

Le problematiche connesse alla stabilità dell'elemento di volume, granulare o coesivo riguardano il campo altamente non lineare della curva sforzi-deformazione dei terreni. Si può individuare un campo di deformazioni nel quale il comportamento dei terreni, sia granulari che coesivi, risulta puramente lineare; è questo ad esempio il caso della propagazione delle onde elastiche nel terreno. Tale linearità risulta tuttavia relegata alle bassissime

deformazioni e successivi fenomeni di non linearità possono essere evidenziati anche alle medio-basse deformazioni. Se lo sforzo ciclico è inferiore ad un certo valore critico non si determinano condizioni di rottura bensì condizioni di equilibrio in cui il comportamento del terreno è di tipo non lineare.

Al di sopra del valore critico di carico ciclico si perviene a rottura poiché ogni successivo ciclo produce deformazioni irreversibili (79).

Recentemente sono state sviluppate procedure in termini di sforzi efficaci per l'analisi delle tensioni effettive indotte nello strato dalle forze sismiche; con tali procedure si valutano oltre alle tensioni totali anche quelle neutre. In questo caso l'analisi dinamica dev'essere supportata da un modello costitutivo del terreno che possa descrivere il progressivo decadimento della rigidità corrente dell'elemento di terreno al progredire sia della deformazione trasversale che della pressione neutra. Quest'ultimo aspetto può essere tenuto solo parzialmente in conto con una procedura in termini di tensioni totali nella quale il decadimento della rigidità trasversale viene messo in relazione solo con l'entità della deformazione trasversale. I modelli in termini di tensioni effettive possono suddividersi in accoppiati o disaccoppiati a seconda che analizzino globalmente o separatamente il processo di generazione di pressione neutra. Esiste attualmente una ricca disponibilità di codici di calcolo per l'analisi della generazione e dissipazione di pressione neutra in depositi sabbiosi saturi suscettibili di pericolo di liquefazione; tra gli altri si ricordano: APOLLO (56), CUMLIQ (37), GADFLEA (54), LASS II (51), LASS III (58) e DESRA 2 (55).

Gli effetti di generazione di sovrappressioni neutre sia nei terreni granulari che coesivi sollecitati in condizioni cicliche non drenate, possono essere evidenziati con le normali attrezzature di laboratorio per deformazioni dell'ordine di circa l'1%. Volendo investigare il comportamento del terreno nell'ambito di piccole deformazioni, anche dell'ordine di $10^{-4}\%$, le apparecchiature statiche utilizzate in condizioni cicliche non appaiono le più idonee allo scopo. In genere si impiegano apparecchiature di tipo dinamico, basate sul principio della risonanza, oppure apparecchiature di tipo sismico, basate sulla propagazione di impulsi ultrasonici.

La conoscenza delle leggi che governano il comportamento meccanico del terreno sollecitato dalle vibrazioni generate dai terremoti riveste un notevole interesse applicativo. In particolare, la sollecitazione dinamica applicata a bassi livelli di deformazione evidenzia degli aspetti importanti del legame sforzi-deformazioni del terreno; in primo luogo si nota l'esistenza di una soglia elastica γ_t^e al di sotto della quale il comportamento del terreno risulta elastico puramente lineare e reversibile. Per deformazioni inferiori a quella di soglia elastica il modulo trasversale del terreno si mantiene costante; esso è praticamente pari al valore iniziale G_0 fino al raggiungimento della soglia elastica. Oltre tale soglia si assiste al progressivo decadimento del modulo senza tuttavia sviluppo di pressione neutra in condizioni non drenate. Allorchè si raggiunge la seconda soglia, di inizio delle deformazioni plastiche γ_t^p , cominciano a verificarsi deformazioni volumetriche plastiche in condizioni drenate nelle sabbie, oppure generazione di pressione neutra in condizioni non drenate nelle argille.

Il modulo trasversale subisce un repentino abbattimento motivato principalmente dalla riduzione delle tensioni di confinamento durante la generazione di pressione neutra in condizioni non drenate. Lo smorzamento di taglio evolve da smorzamento viscoso a smorzamento isteretico in relazione all'ampiezza via via crescente dei cicli di isteresi della curva sforzi-deformazioni.

L'esistenza di un dominio elastico reversibile, per campi di deformazione inferiori alla deformazione di soglia elastica, viene generalmente confermata dalla invariabilità del modulo elastico nei confronti della deformazione, del numero di cicli di carico, della velocità di deformazione e delle condizioni di carico, dinamiche, cicliche o monotoniche. Nell'ambito del suddetto dominio elastico, si verifica prevalentemente il trasferimento di energia sismica nei terreni sciolti, con velocità delle onde di taglio correlate ai massimi valori del modulo trasversale. Il comportamento non lineare-isteretico alle basse deformazioni è indicato in forma schematica nella Fig. 3.14 unitamente alla rappresentazione della degradazione del modulo trasversale con il progredire della deformazione trasversale ciclica. In particolare le Fig. 3.14a e b definiscono rispettivamente il modulo lineare equivalente $G(\gamma)$ e lo smorzamento equivalente $\xi(\gamma)$, la Fig. 3.14c fornisce la rappresentazione della Skeleton-curve quale luogo dei moduli lineari equivalenti (67).

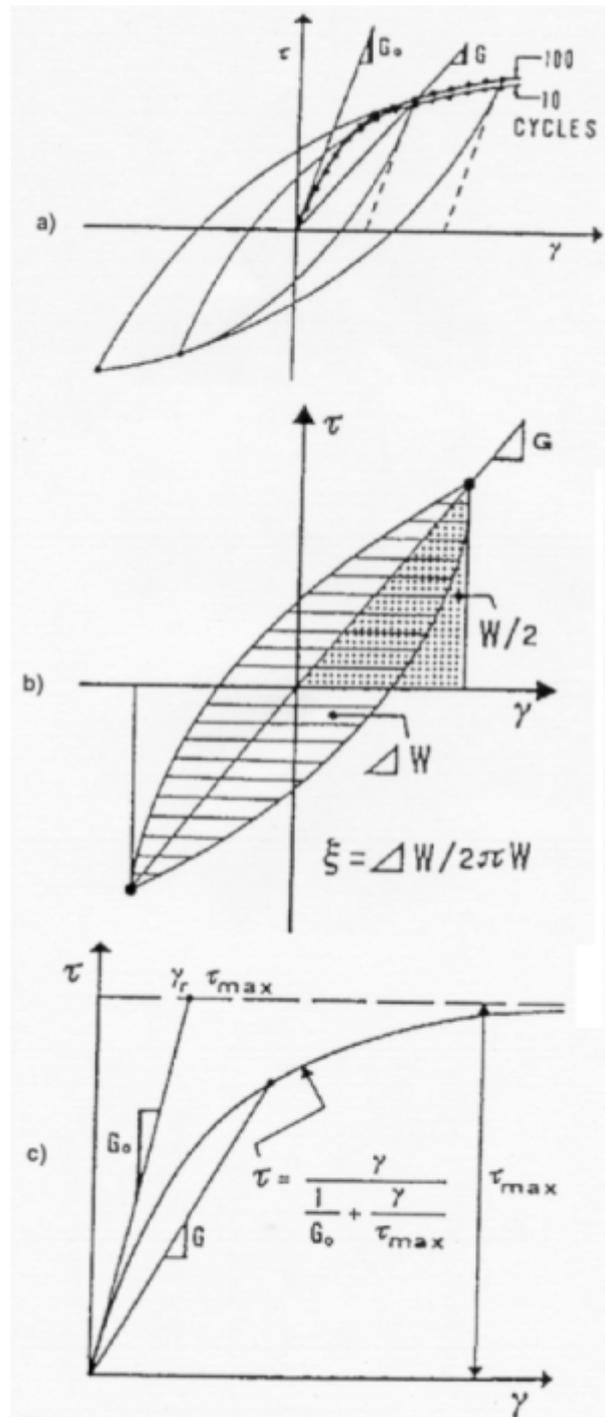


Fig. 3.14. Degradazione dei parametri elastici iniziali del terreno.

Importanti studi sulle caratteristiche di degradazione dei parametri elastici iniziali alle basse deformazioni sono stati compiuti sia per i terreni granulari che coesivi, normalconsolidati o sovraconsolidati, da Hardin e Richart (7), Hardin e Black (17,22), Hardin e Drnevich (30,31) e Seed e Idriss (26), per citare alcuni tra i più importanti. Ulteriori approfondimenti sull'influenza dei numerosi parametri geotecnici nei riguardi della degradazione dei parametri elastici iniziali dei terreni granulari e coesivi possono essere ritrovati in Dobry e Vucetic (69), Lo

Presti (76), Dobry (83) e Vucetic e Dobry (88). A titolo di esempio nelle Fig. 3.15 e 3.16 viene riportato il confronto rispettivamente tra le leggi di degradazione del modulo trasversale e dei valori del rapporto di smorzamento determinati per le argille di Calabritto (67) e di Catania (71) e quelle proposte da altri autori per terreni argillosi.

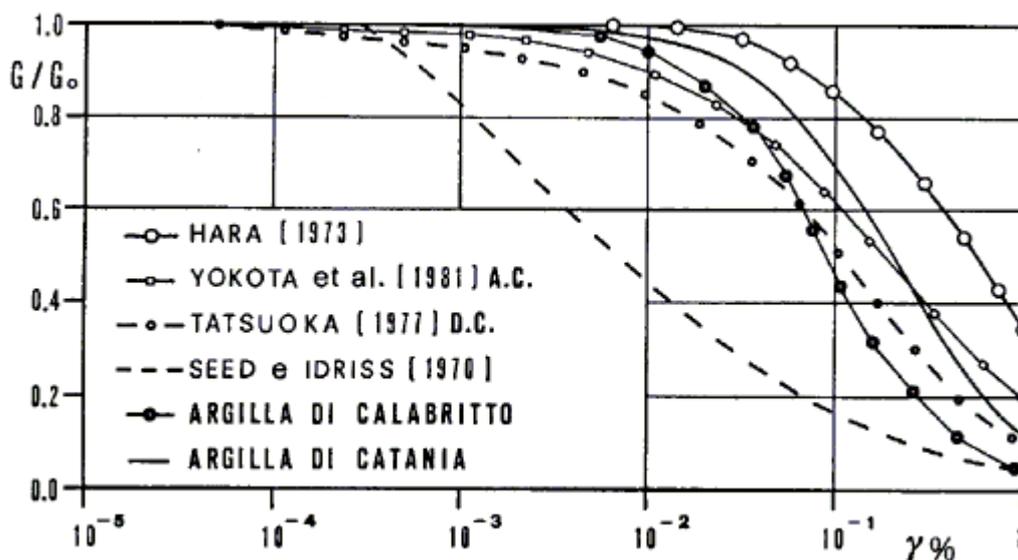


Fig. 3.15. Confronto dei valori del modulo normalizzato G/G_0 per diversi terreni argillosi (71).

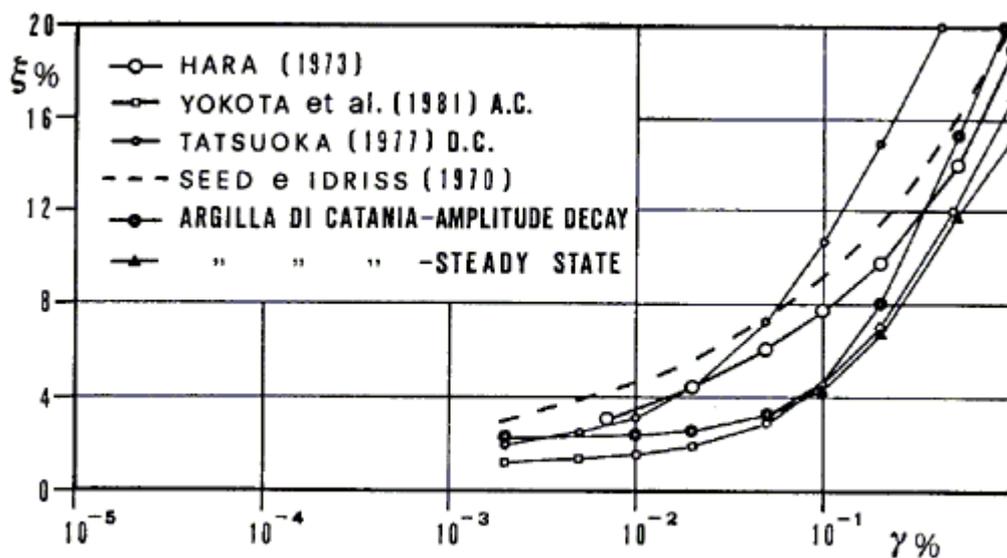


Fig. 3.16. Confronto dei valori del rapporto di smorzamento per diversi terreni argillosi (71).

3.3.3. LIQUEFAZIONE

Il D.M. 16.01.96 (98) nelle disposizioni generali ed in particolare al Par. A.2 relativo alle prescrizioni riguardanti i terreni di fondazione, prescrive che deve essere valutata l'eventualità che, in concomitanza con le azioni sismiche, possano verificarsi nel sottosuolo dell'opera o in zone ad essa adiacenti, fenomeni di liquefazione. E' noto che il fenomeno della liquefazione interessa i depositi sabbiosi saturi che, nel corso di un terremoto o più

genericamente durante ed immediatamente dopo una sollecitazione di tipo ciclico, subiscono una drastica riduzione della resistenza al taglio. E' altresì ormai generalmente accettato, che la causa principale della liquefazione dei terreni sabbiosi saturi, che si verifica nel corso dei terremoti, è riconducibile all' insorgere dell'incremento delle pressioni interstiziali indotte dalle sollecitazioni di taglio cicliche, che sono da attribuire alla propagazione nel terreno delle onde di taglio. L'applicazione di una successione di sforzi ciclici in condizioni drenate genera inizialmente una riduzione di volume; se tuttavia la sollecitazione avviene molto rapidamente rispetto alle capacità di drenaggio del deposito ne consegue che la riduzione di volume non può manifestarsi e l'elemento di volume risulterà assoggettato ad un processo di carico non drenato.

La deformazione volumetrica impedita sarà accompagnata da un innalzamento di pressione neutra e da una riduzione delle tensioni effettive, dovendo rimanere le tensioni totali costanti. L'incremento di pressione neutra dipende dal grado di addensamento iniziale del terreno e dall'entità della sollecitazione ciclica. Se il terreno si trova in uno stato poco denso e la sollecitazione ciclica risulta sufficientemente elevata, l'incremento di pressione neutra che ne consegue può eguagliare la tensione efficace di confinamento e le particelle di terreno non risultano più sottoposte ad alcuno sforzo intergranulare.

In tali condizioni ed essendo nulla la coesione, il terreno non possiede più alcuna resistenza al taglio; il processo viene definito di liquefazione dinamica per distinguerlo dall'analogo fenomeno di liquefazione statica che si sviluppa nel caso di carichi monotonicamente applicati in condizioni non drenate.

I fenomeni di liquefazione nei depositi naturali durante i terremoti sono legati alle relazioni che si stabiliscono tra le caratteristiche delle vibrazioni sismiche, le proprietà geotecniche dei terreni, i fattori ambientali.

Benché sia molto difficile distinguere l'influenza delle singole caratteristiche del terremoto sulla resistenza alla liquefazione dei depositi, è possibile individuare alcune grandezze come l'intensità, la durata, la frequenza, la forma e la regolarità, che influenzano sensibilmente l'ampiezza dello sforzo e della deformazione di taglio sullo sviluppo delle pressioni interstiziali e sul numero di cicli necessari per causare la liquefazione. Tra le proprietà geotecniche del terreno, lo stato di addensamento è uno dei fattori più importanti che controllano il pericolo di liquefazione dei depositi. La probabilità che un deposito raggiunga lo stato di liquefazione è tanto maggiore quanto più la densità relativa è bassa.

Dalle prime sperimentazioni compiute sul fenomeno della liquefazione di provini di sabbia (15), è stato osservato che più alta è la pressione di confinamento iniziale, maggiore è il numero di cicli di carico richiesti per portare a liquefazione o a collasso il terreno. Come è noto, la pressione di confinamento efficace σ'_o in situ è espressa dalla relazione:

$$\sigma'_o = 1/3 (1 + 2k_o) \sigma'_v \quad (3.20)$$

essendo k_o il coefficiente di spinta a riposo e σ'_v la pressione litostatica efficace.

Nei depositi la pressione di confinamento aumenta con la profondità, mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio diminuisce. Ne consegue che la resistenza alla liquefazione dei depositi aumenta notevolmente con la profondità.

Per una stima accurata della probabilità di liquefazione di un deposito sabbioso saturo durante un terremoto, occorrerebbe tenere in conto tutti i fattori che concorrono a creare le condizioni in cui il fenomeno può verificarsi. Tuttavia, a causa dell'impossibilità di inglobare in un unico modello tutti i numerosi parametri che li rappresentano, i criteri di previsione ed i metodi di calcolo che sono stati avanzati in questi ultimi anni si accentrano su un numero di fattori più ridotto. Tra tali metodi di calcolo può essere citato quello basato sulla ricerca della densità critica proposto da Castro (20) e Casagrande (40).

E' stato evidenziato che alla condizione di liquefazione iniziale possono seguire deformazioni di piccola entità (mobilità ciclica), o di grossa entità (liquefazione reale), a seconda che la sabbia si deformi rispettivamente con aumento di volume (dilatanza) o senza. Da un punto di vista pratico interessa essenzialmente accertare se, in corrispondenza di un evento sismico, il terreno in esame subirà piccole o grosse deformazioni, pertanto la

valutazione del pericolo della liquefazione può essere ricondotta ad accertare come si deforma la sabbia in esame, allorché viene sollecitata fino a rottura sotto un determinato sistema di carichi. Durante la fase di rottura, che avviene in condizioni non drenate, si ha il mantenimento dell'indice dei vuoti iniziale, mentre nei terreni soggetti a liquefazione, anche limitata, si ha una diminuzione delle tensioni efficaci.

Sulla base di risultati di questo tipo Casagrande afferma che qualitativamente il comportamento delle sabbie sature può essere descritto come segue: - le sabbie sciolte con densità relativa minore del 40% possono essere soggette a liquefazione; - le sabbie medio-sciolte con densità relativa compresa tra il 40% ed il 60% possono essere lievemente dilatanti o lievemente contrattive, ed in sito possono rispondere ai carichi ciclici anche con deformazioni di una certa entità, ma raramente con liquefazione reale; - nelle sabbie fortemente dilatanti, con densità relativa superiore al 70%, è generalmente impossibile alle pressioni interstiziali avvicinare o uguagliare le pressioni di confinamento efficaci a causa della dilatanza che si manifesta nel terreno, e pertanto ci si possono attendere solo assestamenti di lieve entità.

Nella formulazione originaria di Casagrande, per quanto riguarda le caratteristiche del terreno, il problema appare così ricondotto alla determinazione della densità relativa del deposito in sito, la quale viene normalmente valutata attraverso le prove penetrometriche. Successivamente sono state formulate alcune modellazioni fisico-matematiche e metodi semplificati in grado di affrontare il problema. Tra i metodi semplificati quello di gran lunga più noto ed utilizzato è il Metodo di Seed e Idriss (65). In questo caso la resistenza del deposito alla liquefazione viene valutata in termini di *fattore di resistenza alla liquefazione*, espresso dal rapporto fra la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico e la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma, cioè:

$$F = \tau_{lim} / \tau_{max} \quad (3.21)$$

I termini a numeratore e denominatore sono resi adimensionali attraverso il *rapporto di sforzo ciclico*, ottenuto normalizzando l'ampiezza dello sforzo di taglio con la pressione efficace iniziale σ_v' . Il fattore di resistenza alla liquefazione di un deposito viene quindi generalmente espresso ricorrendo ai seguenti simboli equivalenti:

$$F = (\tau / \sigma_v')_{lim} / (\tau / \sigma_v') \quad \text{oppure} \quad F = (\tau / \sigma_o')_{lim} / (\tau / \sigma_o') \quad (3.22)$$

o anche:

$$F_L = R / L \quad (3.23)$$

I numerosi metodi semplificati che sono stati proposti, basati sul concetto di fattore di resistenza, differiscono tra loro soprattutto per il modo con cui viene ricavato il termine a numeratore e cioè la resistenza del terreno agli sforzi ciclici ovvero, la resistenza alla liquefazione. Allo stato attuale, il parametro su cui si basano il maggior numero di correlazioni e confronti con osservazioni reali è il numero di colpi della prova penetrometrica SPT. Una valutazione dello stato di sollecitazione indotto dal sisma ad una determinata quota può essere condotta in modo accurato solo effettuando un'analisi della risposta sismica locale, partendo da un dato accelerogramma alla base del deposito ed analizzando le sue modificazioni alle diverse quote.

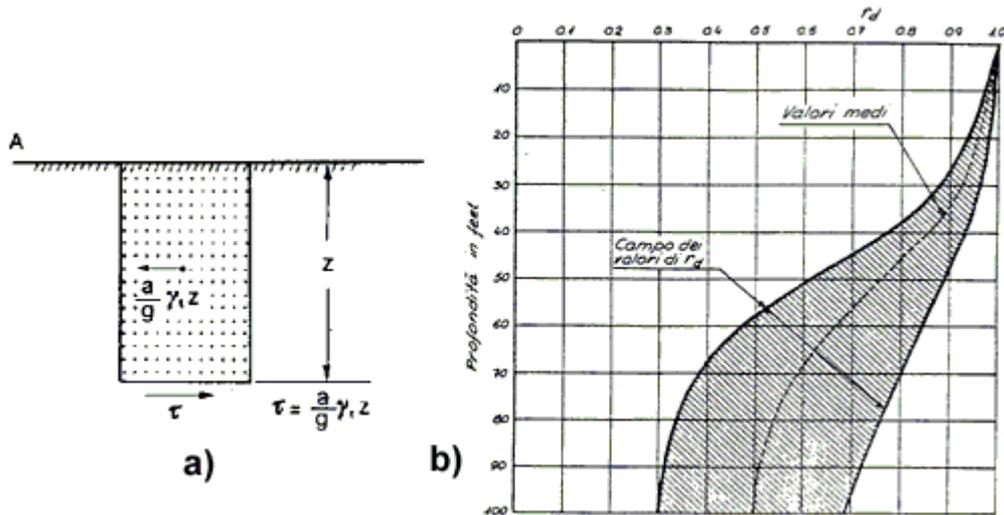


Fig. 3.17. Variazione con la profondità degli sforzi di taglio indotti dal sisma nel terreno.

Soprattutto quando la valutazione della resistenza alla liquefazione viene condotta utilizzando correlazioni empiriche, senza ricorrere a prove dinamiche specificamente studiate per il caso in esame, può essere utile ricorrere a metodi di calcolo semplificati. Una semplice procedura per la determinazione degli sforzi di taglio indotti dal sisma è stata proposta da Seed e Idriss (29), nell'ipotesi di terreno omogeneo.

Con riferimento alla Fig. 3.17a, nell'ipotesi di propagazione verticale di onde sismiche di taglio, la colonna di terreno di altezza z si muove rigidamente in direzione orizzontale. Se si indica con a_{max} l'accelerazione massima in superficie, lo sforzo di taglio massimo alla profondità z è dato da:

$$\tau_{max} = (a_{max} / g) \gamma_t z \quad (3.24)$$

dove γ_t è il peso di volume del terreno e g l'accelerazione di gravità.

Poiché in realtà la colonna di terreno è deformabile, lo sforzo di taglio è minore che nell'ipotesi di corpo rigido. Occorre quindi introdurre un coefficiente riduttivo r_d . Seed e Idriss (29) hanno fornito in forma grafica (Fig. 3.17b) i valori di tale coefficiente in funzione della profondità dal p.c.. Normalizzando lo sforzo di taglio massimo con la pressione verticale efficace si ottiene:

$$(\tau_{max} / \sigma_v') = a_{max} r_d \sigma_v / g \sigma_v' \quad (3.25)$$

essendo $\sigma_v = \gamma_t z$ la pressione totale verticale. Per tenere conto del carattere sporadico dei picchi di accelerazione massima, il rapporto di sforzo ciclico indotto dal terremoto viene valutato con riferimento, anziché al valore massimo τ_{max} , ad un valore equivalente uniforme $\tau_{av} = 0.65 \tau_{max}$.

Il fattore di resistenza alla liquefazione è quindi fornito dall'espressione:

$$F = (\tau / \sigma_v')_{lim} / (\tau_{av} / \sigma_v') \quad (3.26)$$

dove $(\tau_{av} / \sigma_v') = 0.65 (a_{max} / g) r_d (\sigma_v / \sigma_v')$.

Il termine a numeratore, cioè la resistenza alla liquefazione, viene valutato in funzione dei seguenti parametri: magnitudo, numero di colpi, pressione verticale efficace, densità relativa. Il grafico di Fig. 3.18 è stato ottenuto discriminando i casi di terreni che hanno dato luogo a fenomeni di liquefazione e non liquefazione durante

terremoti reali. In esso le linee relative ad un terremoto di data magnitudo, separano il campo dei siti di probabile liquefazione e quello dei siti in cui questa è improbabile.

Utilizzando il grafico di Fig. 3.19 viene valutato alla quota desiderata il numero di colpi corretto per tenere.

conto dell'effetto della pressione litostatica:

$$N_1 = C_N N \quad (3.27)$$

Con tale valore di N_1 , si valuta per un dato valore della magnitudo M il rapporto di sforzo ciclico $(\tau_{av} / \sigma_v')_{lim}$ che provoca liquefazione. Si applica quindi la (24); se $F > 1.3$ il deposito viene considerato non liquefacibile. E' opportuno precisare che nella proposta di normativa GNDT si indica $F=1.5$ per sabbie medio sciolte e $F=1.3$ per sabbie medio dense. L'Eurocodice EC8 (92 Par 3.1.3 parte 5°) raccomanda $F=1.25$ quando si verifica la condizione:

$$0.65 \tau_{max} \geq 0.8 \tau_{liq}$$

dove τ_{liq} rappresenta lo sforzo di taglio ciclico, correlato a risultati di misura in sito (CPT, SPT, misura di V_s), che ha provocato liquefazione per determinati valori della magnitudo M . La Normativa non contiene particolari indicazioni riguardo alla valutazione del pericolo di liquefazione, nella parte 5 dell'Eurocodice N.8 (91), si sottolinea l'opportunità di eseguire tale verifica ogni qual volta ci si trovi in presenza di un terreno di fondazione costituito da strati di sabbia posti al di sotto della falda idrica. Tale verifica può essere condotta mediante la procedura sopra descritta, e può essere omessa soltanto nei casi in cui il terreno sabbioso saturo si trovi ad una profondità superiore ai 15 m rispetto al piano di campagna, oppure nei casi in cui il contenuto in argilla sia superiore al 15%, o il terreno sabbioso abbia un contenuto limoso superiore al 10% e sia caratterizzato da un numero di colpi corretto N_1 superiore a 20 o, infine, quando si tratti di una sabbia caratterizzata da un numero di colpi N_1 superiore a 25.

Per quanto riguarda la possibilità di prevenire o minimizzare i danni causati dalla liquefazione, si dispone essenzialmente di tre strumenti : la scelta dei siti, il consolidamento dei terreni, il progetto delle fondazioni.

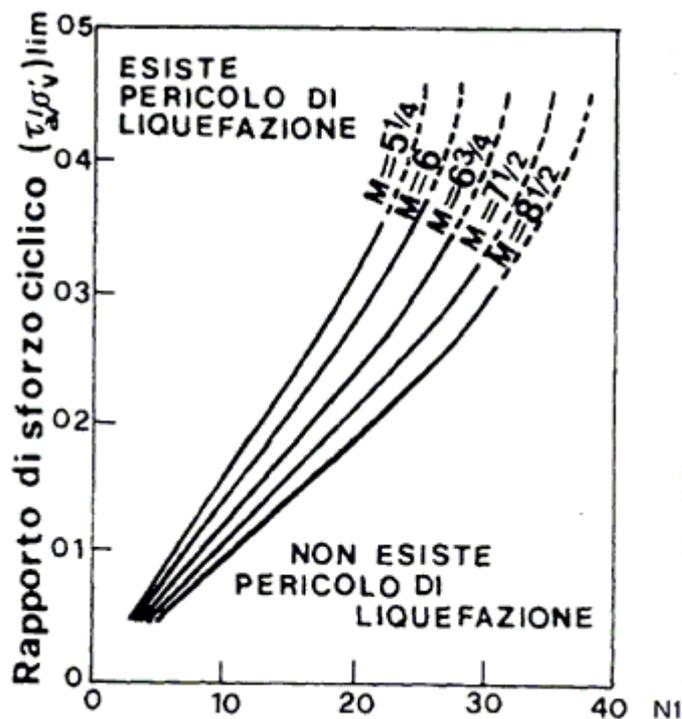


Fig. 3.18. Correlazione tra rapporto di sforzo ciclico e numero di colpi N_1

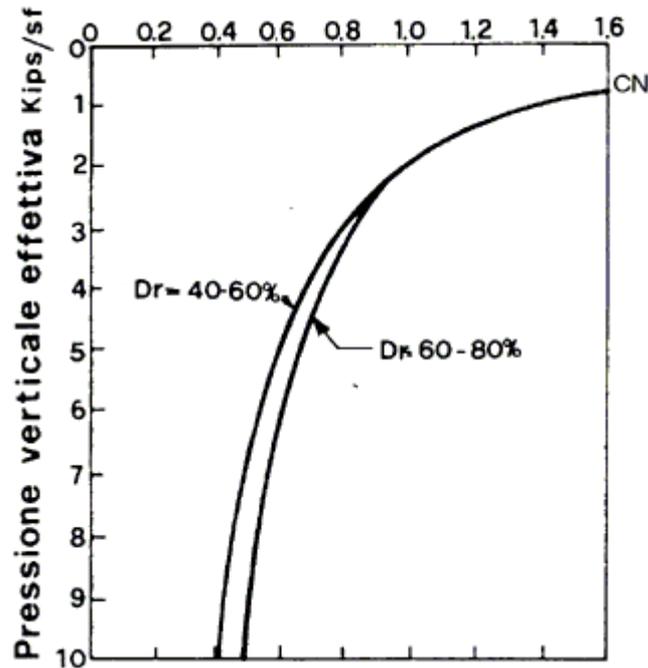


Fig. 3.19. Coefficiente correttivo CN (65).

Sostanzialmente si devono evitare le aree ove esistono sedimenti saturi recenti di grande spessore di materiali granulari non consolidati con falda freatica in prossimità della superficie. Se la zona in cui il fenomeno può manifestarsi arriva ad estendersi fino in superficie il sito non può ritenersi adatto ; viceversa esso è accettabile se la zona di potenziale liquefazione rimane confinata a strati di piccolo spessore che non influenzano le fondazioni. Fra i provvedimenti di consolidamento in sito i più diffusi sono ovviamente quelli che producono un aumento della densità relativa.

Gli interventi di addensamento (vibroflottazione, inserzione di pali di sabbia o ghiaia, compattazione pesante) riguardano le sabbie con densità relativa compresa tra 35-40% e 60-65%.

L'abbassamento permanente della falda è da considerarsi giustificato solo in progetti di particolare importanza.

Per quanto riguarda infine le fondazioni, nell'ipotesi in cui la liquefazione non arrivi a causare la perdita di capacità portante del terreno è consigliabile adottare un unico tipo di fondazione con elementi ben collegati: le fondazioni superficiali sono comunque preferibili, poiché in zone affette da liquefazione, si è osservato che le fondazioni su pali tendono ad avere stabilità laterale insufficiente sia, come è ovvio, nel caso di pali ad attrito sia nel caso di pali portanti alla punta che attraversano gli strati liquefacibili e che poggiano su terreni compatti.

3.3.4. RISPOSTA SISMICA LOCALE

Il primo passo nelle procedure di verifica della sicurezza di un edificio sta nella valutazione degli effetti indotti dal terremoto in termini di azioni agenti sulle fondazioni.

La difficoltà è insita nel fenomeno, che come tutti quelli naturali, è governato da numerose variabili difficilmente quantificabili. Oggi è possibile definire delle fasce omogenee di territorio dove l'evento sismico atteso non può essere ritenuto superiore ad una prefissata magnitudo nell'ambito di un ragionevole tempo di ritorno. Il passo successivo è quello di analizzare la risposta sismica locale dovuta alle particolari caratteristiche del terreno, che

possono amplificare o demagnificare il terremoto atteso, il quale deve essere riferito al suolo rigido, che costituisce la roccia di base sulla quale possono essersi depositati terreni sedimentari di modesta rigidezza.

Per quanto riguarda la valutazione della sismicità di una data zona, nel caso in cui in essa siano individuabili le faglie sismogenetiche più significative, la sismicità può essere determinata ipotizzando che l'ipocentro del terremoto sia localizzato indifferentemente in qualsiasi punto della faglia; nota la curva di attenuazione, si trasporta l'intensità del terremoto nelle varie località del territorio considerato, pervenendo così al tracciamento delle isosiste (16,46,59). Nel caso in cui non sia possibile individuare le faglie sismogenetiche esistenti all'interno di una data area, può risultare opportuno considerarle distribuite in modo uniforme nell'area medesima; nota che sia la legge di attenuazione, si può pervenire ugualmente alla definizione della pericolosità sismica (82). Attualmente a cura del G.N.D.T. (103,104) sono state individuate per il territorio italiano le aree sismogenetiche, ed altresì elaborate le mappe dell'intensità macrosismica attesa e dell'accelerazione di picco attesa (102).

Per quanto riguarda le curve di attenuazione in termini di accelerazione, velocità e spostamento in funzione di un evento sismico di data magnitudo M e distanza focale R , Esteva (21) e Newmark (18), sulla base di considerazioni relative alla propagazione di onde cilindriche e sferiche in un mezzo conservativo, hanno elaborato le seguenti espressioni valide per terremoti propagantisi in terreni rigidi dissipativi (27):

$$a = 1230 e^{0.8M} (R + 25)^{-2}$$

$$v = 15 e^M (R + 0.17 e^{0.59M})^{-1.7}$$

$$ad / v^2 = 1 + 400 / R^{0.6}$$

essendo:

- a = accelerazione orizzontale massima (cm/s^2) in superficie alla distanza focale R ;
- v = velocità orizzontale massima (cm/s) in superficie alla distanza focale R ;
- d = spostamento orizzontale massimo (cm) in superficie alla distanza focale R ;
- M = magnitudo dell'evento sismico (Scala Richter);
- R = distanza focale (Km) tra un punto sulla superficie e l'ipocentro del terremoto.

Una espressione della durata dell'evento sismico è stata fornita da Esteva e Rosenblueth (10) in funzione della distanza focale e della Magnitudo:

$$t = 0.02 e^{0.74M} + 0.3 R$$

essendo t la durata dell'evento sismico in secondi.

Per il territorio italiano sono state elaborate a cura del G.N.D.T. (101) le curve di attenuazione dell'intensità sismica rappresentative delle singole zone sismogenetiche in cui lo stesso è stato suddiviso. Le curve di attenuazione, tuttavia, sono relative a terreni crostali rigidi e tengono principalmente conto della radiazione di energia dalla sorgente verso la superficie. La eventuale presenza di coperture sciolte e deformabili può alterare significativamente l'entità dei parametri cinematici al suolo in termini di accelerazione, velocità e spostamento. Tale aspetto deve essere opportunamente tenuto in considerazione nelle analisi di microzonazione sismica modellando i terreni sciolti come un continuo deformabile, dotato di frequenze proprie di vibrazione, poggiante sui terreni rigidi. Successivi studi dovuti a Trifunac (49) e Trifunac e Brady (50) hanno riguardato la possibilità di correlare statisticamente i valori massimi di accelerazione, velocità e spostamento con la magnitudo del terremoto, la distanza epicentrale e le condizioni del sito. Le analisi condotte indicano che le condizioni geotecniche del sito esercitano una certa influenza sulla variabilità delle accelerazioni di picco; tuttavia l'influenza diviene più rilevante nel caso della variabilità delle velocità e degli spostamenti di picco. In particolare si evidenziano incrementi del 90% per la velocità di picco, e del 250% per lo spostamento di picco nelle registrazioni su terreno alluvionale soffice rispetto a quelle su roccia. I risultati di tali analisi mostrano, che per un dato terremoto le durate medie delle registrazioni effettuate su siti soffici risultano approssimativamente

doppie rispetto al caso di registrazione su siti rocciosi. In aggiunta le velocità e gli spostamenti appaiono considerevolmente più grandi nei siti alluvionali rispetto a quelli rocciosi, mentre alle frequenze alte e/o medio-basse, le accelerazioni appaiono all'incirca equivalenti sia per i siti rigidi che soffici. Ciò evidenzia come un sisma possa subire modificazioni in relazione alla natura del sito e come l'accelerazione orizzontale di picco non possa essere ritenuta il solo parametro cinematico più idoneo a caratterizzare l'intensità dell'evento sismico stesso. Infatti, se i valori cinematici relativi al movimento del terreno, ossia: l'accelerazione, la velocità e lo spostamento massimi al suolo, nonché il tempo rappresentativo della loro durata, sono parametri importanti per descrivere le caratteristiche del sisma, da soli non appaiono sufficientemente idonei a descrivere sia l'intensità che gli effetti di danneggiamento connessi all'evento sismico. Ad esempio elevate accelerazioni di picco, che tuttavia si manifestano per un ristretto periodo di tempo possono non risultare distruttive, come nel caso del terremoto di Parkfield (California) del 27 Giugno 1966, dove l'accelerazione massima di picco raggiunse il valore di 0.5g (14). Viceversa terremoti caratterizzati da basse accelerazioni ma presenti con uniforme frequenza per un certo numero di secondi, possono determinare gravi danni a certe tipologie strutturali, come nel caso del terremoto di Mexico City del 28 Luglio 1957 e del 19 Settembre 1985.

L'effetto combinato dell'ampiezza dell'accelerazione, del contenuto di frequenze e della durata, può essere convenientemente descritto attraverso lo spettro elastico di risposta; quest'ultimo rappresenta il diagramma della massima risposta dinamica indotta dal moto sismico in un oscillatore semplice, lineare, smorzato al variare della frequenza naturale di vibrazione e dello smorzamento dell'oscillatore stesso. L'introduzione dello spettro di risposta, in termini di accelerazione, velocità o spostamento rappresenta il metodo più conveniente per valutare il ruolo esercitato dalla natura del sito sulla risposta sismica del terreno libero, in quanto la forma stessa dello spettro di risposta, per un dato evento sismico, può variare in relazione alla distanza dall'epicentro ed alle proprietà dinamiche del sito.

Le procedure di calcolo necessarie all'analisi dinamica del continuo mono, bi e tridimensionale hanno subito negli ultimi anni un notevole impulso e attualmente sono disponibili svariati codici di calcolo (CHARSOIL,39; FLUSH,43; LUSH2,38; MASH,57; QUAD-4,34; SHAKE,32; WAVES,75), in grado di analizzare condizioni geotecniche complesse e legami costitutivi del terreno anche diversi da quello elastico. Per la determinazione della risposta dei terreni in campo non lineare può essere impiegato anche un modello di calcolo semplificato di risposta nel tempo, che tiene conto del decadimento della rigidità con la deformazione e del meccanismo isteretico di dissipazione dell'energia (70). Si sottolinea come esista ancora qualche incertezza nel valutare la soglia di comportamento elastico del terreno nella risposta dinamica dei terreni superficiali di tipo alluvionale al passaggio delle onde sismiche. Recenti misurazioni su siti strumentali hanno evidenziato un comportamento lineare del terreno ben al di là del valore determinato con le prove di laboratorio; è questo il caso del terremoto di Mexico City del 1985 dove, a causa dell'elevato limite elastico lineare delle argille vulcaniche presenti nel sito, l'amplificazione del moto in superficie può essere spiegata con un modello al finito che consideri un comportamento del terreno di tipo lineare (78). Viceversa altri siti nei quali la presenza delle argille vulcaniche era meno significativa, oppure era del tutto assente, hanno evidenziato caratteristiche non lineari nella risposta. L'esatta predizione del comportamento dinamico di un sito non può quindi prescindere da una dettagliata caratterizzazione geotecnica dei parametri dinamici del terreno.

3.3.5. ANALISI DINAMICA

Tra le analisi più approfondite suggerite nel Par. B.1 del D.M. 16.01.1996 assumono un particolare rilievo i procedimenti di calcolo basati su modelli dinamici dell'interazione terreno-struttura. Definite le proprietà dinamiche del terreno bisogna innanzitutto analizzare quei problemi di instabilità per i quali la crisi della struttura è determinata dagli effetti inerziali del volume di terreno sottoposto ad eccitazione sismica. Nel caso delle fondazioni superficiali e profonde il volume di terreno che può manifestare instabilità è piuttosto limitato, ma di primaria importanza per gli aspetti connessi alla determinazione della capacità portante e dei cedimenti in condizioni prevalentemente cicliche. Nel caso di terreni coesivi sollecitati ciclicamente, gli aspetti della instabilità delle fondazioni superficiali in conseguenza dei cedimenti indotti dalla dissipazione di sovrappressioni neutrali, sono una diretta conseguenza delle caratteristiche di instabilità dell'elemento di volume. Si vuole qui

sottolineare come nel caso di fondazioni superficiali su terreni coesivi sottoposte a lente variazioni cicliche delle caratteristiche di sollecitazione, si possono manifestare cedimenti significativi in condizioni drenate.

Nel caso dei pali di fondazione i fenomeni di instabilità sono principalmente riconducibili alla perdita di resistenza della corona di terreno che circonda il palo, allorché questo venga sollecitato in condizioni cicliche. Le fondazioni su pali rappresentano un caso classico di interazione dinamica terreno-struttura, in cui non può essere trascurata la continuità della sovrastruttura nel terreno per la presenza delle fondazioni (85).

Solitamente il problema si divide in due casi più generali: il primo riguarda tutte quelle condizioni di carico dinamico applicato alle fondazioni in conseguenza dei moti impressi direttamente alla sovrastruttura, il secondo, più generale, riguarda tutti quei casi in cui il moto non è applicato alla sovrastruttura ma al contorno di un volume di terreno nel quale ricade la struttura con le relative fondazioni.

Nel primo caso l'analisi di interazione terreno-struttura viene condotta sostituendo al singolo elemento di fondazione l'impedenza equivalente; quest'ultima esprime la rigidità dinamica e la capacità dissipativa dell'elemento di fondazione immerso in un semispazio indefinito. Nel secondo caso, di prevalente interesse per l'ingegneria sismica, la presenza delle fondazioni, con la propria geometria e rigidità, altera il moto in superficie del terreno rispetto al caso di terreno libero. Per quest'ultima condizione di carico dinamico l'interazione generale può essere ricavata come sovrapposizione di una interazione cinematica e di una inerziale.

L'analisi di interazione cinematica consente di valutare i moti della fondazione pensata priva di sovrastruttura ma dotata di propria geometria e rigidità. Con riferimento alla fondazione superficiale riportata in Fig. 3.20, nelle ipotesi che sia infinitamente rigida e priva di peso, lo spostamento risultante $X_v(t)$ del piano di fondazione, dovuto ad una forza di tipo armonico $F_1(t) = F_0 \cos(\omega t)$, varia anch'esso con legge di tipo armonico, secondo l'espressione:

$$X_v(t) = X_0 \cos(\omega t - \phi) \quad (3.28)$$

Nell'analisi di interazione inerziale si applicano i moti della fondazione alla sovrastruttura sostituendo la fondazione con la propria impedenza equivalente (84). Gli spostamenti finali del sistema terreno-struttura derivano dalla sovrapposizione dei due sistemi di spostamento. Per tali strutture di fondazione si può definire l'impedenza equivalente Z_1 relativa al singolo modo di oscillazione, quale rapporto tra la forza nel tempo e lo spostamento risultante in direzione della forza:

$$Z_1 = P_y(t) / U_v(t) = K_y + i \omega C_y \quad (3.29)$$

essendo K_y e ωC_y rispettivamente la parte reale e immaginaria dell'impedenza. La componente reale rappresenta la rigidità dinamica equivalente del sistema strutturale, mentre quella immaginaria riflette due tipi di smorzamento, uno di natura geometrica, ossia rappresentativo della perdita di energia che si irradia dall'elemento vibrante all'ammasso di terreno, ed uno dovuto alla natura dissipativa del terreno, ossia imputabile alla viscosità del mezzo.

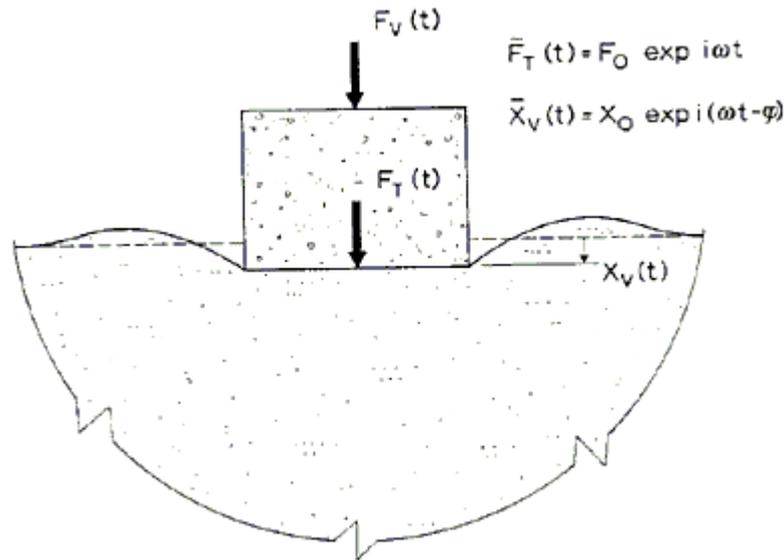


Fig. 3.20. Schematizzazione per la definizione dell'impedenza verticale.

Nel caso di fondazioni su pali, alcuni autori (63,64) hanno fornito i parametri di rigidezza dinamica e di smorzamento della testa dei pali fondati in terreni omogenei o eterogenei. I parametri di rigidezza e di smorzamento per sollecitazioni verticali sono espressi attraverso le formule:

$$K_v = E_p A / R \cdot f_{w1}$$

$$C_v = E_p A / V_s \cdot f_{w2} \tag{3.30}$$

essendo f_{w1} ed f_{w2} due parametri adimensionali, A la sezione retta, R il raggio del palo, V_s la velocità delle onde di taglio nel terreno.

La determinazione sperimentale dell'impedenza di una struttura di fondazione può essere agevolmente perseguita sia per fondazioni superficiali (94) che profonde (61), attraverso l'eccitazione stazionaria del manufatto mediante vibrodina e il monitoraggio dello spostamento attraverso l'impiego di geofoni o accelerometri.

Le misure sperimentali in genere indicano che la frequenza alla quale si manifesta la massima risposta del palo decresce al crescere del livello di forza eccitatrice prodotta dall'oscillatore con eccentricità crescenti. Tale evidenza è indicativa di un comportamento non lineare della risposta (99,101), per cui anche in questo caso, come per quello delle fondazioni superficiali, è preferibile l'impiego di soluzioni numeriche basate su modellazioni non lineari dell'interazione palo-terreno.

3.4. ESEMPI DI APPLICAZIONE

3.4.1. FONDAZIONI SUPERFICIALI

Al fine di eseguire un confronto tra la capacità portante di una fondazione diretta calcolata con i metodi tradizionali di tipo pseudo-statico (ai quali in genere fa riferimento il D.M. 11.03.1988 (72), ed a cui rimanda il D.M. 16.01.1996(98), e quella che si ottiene attraverso la procedura esposta al par.3.2.2.3 (nella quale i valori dei coefficienti adimensionali di capacità portante vengono ridefiniti al fine di valutare gli effetti indotti dal sisma sul volume di terreno sottostante la fondazione), viene calcolata la capacità portante di una fondazione superficiale avente il lato minore di larghezza $B=1.50$ m ed uno spessore pari a 0.80 m. Si considera la

fondazione posta su un terreno argilloso caratterizzato da un peso dell'unità di volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$, da un angolo di resistenza efficace al taglio $\phi' = 20^\circ$ e da un valore nullo della coesione efficace; inoltre, si considera il caso in cui la stessa sia posta su un terreno sabbioso caratterizzato da un peso dell'unità di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, da un angolo di resistenza efficace al taglio $\phi' = 30^\circ$ e da un valore nullo della coesione efficace.

Di seguito si confrontano i risultati che si ottengono impiegando un metodo di tipo pseudo-statico qual'è quello di Brinch Hansen (23), in cui gli effetti dovuti alla presenza del sisma sono compresi all'interno dei coefficienti di inclinazione del carico, e quelli forniti dal metodo di Sarma e Iossifelis (80), che tiene conto degli effetti indotti dal sisma per mezzo dei coefficienti di capacità portante opportunamente ridefiniti.

Si considera inizialmente la fondazione posta su terreno argilloso e si esegue il calcolo della capacità portante sia in condizioni statiche, sia nel caso di valori dell'accelerazione pari a 0.1 e 0.3. In tal caso utilizzando la relazione (12) relativa al metodo di Brinch Hansen (23) si ottengono i valori di seguito riportati:

per $\phi' = 20^\circ$ $N_\gamma = 5.39$, $N_q = 6.40$

- condizioni statiche ($k = 0$; $H = 0$)

$$q_{lim} = (0.5 \times 19 \times 1.5 \times 5.39) + (19 \times 0.8 \times 6.4) = 174.1 \text{ kPa}$$

- fondazione in zona sismica di 1a categoria ($k = 0.1$; $H / N = 0.1$)

$$q_{lim} = [0.5 \times 19 \times 1.5 \times 5.39 \times (1 - 0.7 \times 0.1)^5] + [19 \times 0.8 \times 6.4 \times (1 - 0.5 \times 0.1)^5] = 128.7 \text{ kPa}$$

- fondazione soggetta ad una accelerazione $a_{max} = 0.3g$ ($k = 0.3$; $H / N = 0.3$)

$$q_{lim} = [0.5 \times 19 \times 1.5 \times 5.39 \times (1 - 0.7 \times 0.3)^5] + [19 \times 0.8 \times 6.4 \times (1 - 0.5 \times 0.3)^5] = 66.8 \text{ kPa}$$

Nelle stesse condizioni utilizzando i valori dei coefficienti adimensionali di capacità portante forniti Sarma e Iossifelis (Fig. 3.4), relativamente ad un angolo di resistenza efficace al taglio del terreno $\phi' = 20^\circ$, si ottiene :

- condizioni statiche ($k = 0$; $H = 0$)

$$N_\gamma = 7.60, N_q = 7.90$$

$$q_{lim} = (0.5 \times 19 \times 1.5 \times 7.6) + (19 \times 0.8 \times 7.9) = 228.4 \text{ kPa}$$

- fondazione in zona sismica di 1a categoria ($k = 0.1$; $H / N = 0.1$)

$$N_\gamma = 5.40, N_q = 7$$

$$q_{lim} = (0.5 \times 19 \times 1.5 \times 5.4) + (19 \times 0.8 \times 7) = 183.4 \text{ kPa}$$

- fondazione soggetta ad una accelerazione $a_{max} = 0.3g$ ($k = 0.3$; $H / N = 0.3$)

$$N_\gamma = 3.15, N_q = 3.20$$

$$q_{lim} = (0.5 \times 19 \times 1.5 \times 3.15) + (19 \times 0.8 \times 3.2) = 93.5 \text{ kPa}$$

Il calcolo è di seguito ripetuto, per le medesime condizioni statiche e di accelerazione, nel caso in cui la fondazione è posta su terreno sabbioso; in tal caso utilizzando la relazione (12) relativa al metodo di Brinch Hansen si ha :

per $\phi' = 30^\circ$ $N_\gamma = 22.40$, $N_q = 18.40$

- condizioni statiche ($k = 0$; $H = 0$)

$$q_{lim} = (0.5 \times 20 \times 1.5 \times 22.4) + (20 \times 0.8 \times 18.4) = 630.4 \text{ kPa}$$

- fondazione in zona sismica di 1a categoria ($k = 0.1$; $H / N = 0.1$)

$$q_{lim} = [0.5 \times 20 \times 1.5 \times 22.4 \times (1 - 0.7 \times 0.1)^5] + [20 \times 0.8 \times 18.4 \times (1 - 0.5 \times 0.1)^5] = 461.5 \text{ kPa}$$

- fondazione soggetta ad una accelerazione $a_{max} = 0.3g$ ($k = 0.3$; $H / N = 0.3$)

$$q_{lim} = [0.5 \times 20 \times 1.5 \times 22.4 \times (1 - 0.7 \times 0.3)^5] + [20 \times 0.8 \times 18.4 \times (1 - 0.5 \times 0.3)^5] = 234 \text{ kPa}$$

Nelle stesse condizioni utilizzando i valori dei coefficienti adimensionali di capacità portante forniti Sarma e Iossifelis (Fig. 3.4), relativamente ad un angolo di resistenza efficace al taglio del terreno $\phi'=30^\circ$, si ottiene :

- condizioni statiche ($k = 0$; $H = 0$)

$$N_\gamma = 45, N_q = 31.20$$

$$q_{lim} = (0.5 \times 20 \times 1.5 \times 45) + (20 \times 0.8 \times 31.2) = 1174.2 \text{ kPa}$$

- fondazione in zona sismica di 1a categoria ($k = 0.1$; $H / N = 0.1$)

$$N_\gamma = 32.22, N_q = 22$$

$$q_{lim} = (0.5 \times 20 \times 1.5 \times 32.22) + (20 \times 0.8 \times 22) = 835.3 \text{ kPa}$$

- fondazione soggetta ad una accelerazione $a_{max} = 0.3g$ ($k = 0.3$; $H / N = 0.3$)

$$N_\gamma = 7, N_q = 8.50$$

$$q_{lim} = (0.5 \times 20 \times 1.5 \times 7) + (20 \times 0.8 \times 8.5) = 241 \text{ kPa.}$$

TIPO DI TERRENO	CARICO LIMITE [kPa]					
	BRINCH HANSEN (1970)			SARMA & IOSSIFELIS (1990)		
	k = 0	k = 0.1	k = 0.3	k = 0	k = 0.1	k = 0.3
ARGILLA ($\phi' = 20^\circ$)	174.1	129 [26 %]	67 [62 %]	228	183 [20 %]	93.5 [59 %]
SABBIA ($\phi' = 30^\circ$)	630	461 [27 %]	234 [63 %]	1174	835 [29 %]	241 [79 %]

Tab. 3.5. Confronto tra la capacità portante di una fondazione superficiale calcolata con differenti metodi.

I valori forniti dai due procedimenti per le varie condizioni considerate possono essere riassunti come riportato nella Tab. 3.5. Dall'esame dei risultati ottenuti si evidenzia che i valori del carico limite della fondazione superficiale calcolati in condizioni sismiche sia con il metodo di Brinch Hansen (23), che con quello di Sarma e Iossifelis (80), non si discostano notevolmente per valori dell'accelerazione inferiori a 0.1 e dell'angolo di resistenza efficace al taglio inferiori a 30° . In tali condizioni, infatti, i valori della diminuzione percentuale del carico limite rispetto a quello calcolato in condizioni statiche sono in discreto accordo, sia che questo venga determinato con il metodo di Brinch Hansen, che con quello di Sarma e Iossifelis. Al contrario, all'aumentare dell'accelerazione e dell'angolo di resistenza efficace al taglio la diminuzione percentuale del carico limite risulta più elevata con il metodo di Sarma e Iossifelis, che con quello di Brinch Hansen; in quest'ultimo caso, quindi, il metodo di Sarma e Iossifelis risulta più conservativo di quello di Brinch Hansen.

3.4.2. FONDAZIONI SU PALI

Si riporta di seguito il calcolo delle caratteristiche di deformazione e di sollecitazione su un palo trivellato di lunghezza $L=25$ m e diametro $D=1.2$ m soggetto in sommità ad una forza orizzontale e ad un momento. I terreni caratterizzanti il sito dove è ubicato il palo sono costituiti da sabbie limose gialle e grigie e argille sabbiose, con valori dell'angolo di resistenza efficace al taglio variabili tra 26° e 32° ; la resistenza al taglio non drenata c_u ricavata da prove in situ ed in laboratorio è mediamente pari a 22 N/cm^2 .

Poiché si tratta di terreni sovraconsolidati, è possibile considerare il modulo di reazione orizzontale variabile con la profondità secondo la relazione $E_{si} = E_{soi} + (k_r z)$, con valori di $E_{soi} = 6.6 \text{ KN/cm}^2$ e gradiente k_r pari a 14

N/cm³. La pressione limite del terreno può essere valutata sulla base dei valori della resistenza al taglio non drenata c_u ; in tal caso essa può essere assunta costante con la profondità (8), ed ottenuta moltiplicando i valori della coesione non drenata c_u per un fattore di capacità portante $N_p=9$.

Impiegando i suddetti parametri di resistenza e deformabilità del terreno di fondazione è possibile eseguire la simulazione numerica del comportamento del palo, sia attraverso una modellazione dell' interazione palo-terreno mediante legame di tipo iperbolico, che mediante legame elastico lineare e/o elasto-plastico. In quest'ultimo caso la simulazione numerica può essere condotta in maniera realistica assumendo valori del modulo di reazione orizzontale pari alla metà di quelli utilizzati per la simulazione con il legame iperbolico. Infine, nel caso si volesse utilizzare un legame costitutivo di tipo parabolico, è necessario determinare i valori della pressione limite del terreno secondo la teoria proposta da Matlock (25) ed assumere un valore dello spostamento y_{50} pari all'incirca a 3 cm. Nella Fig. 3.25 è riportato il confronto tra i valori misurati e calcolati dello spostamento alla testa del palo (a) e del momento flettente massimo (b), nonché la distribuzione calcolata lungo il palo delle caratteristiche della deformazione (c,d) e della sollecitazione (e,f) indotte da una forza orizzontale di 600 kN applicata con una eccentricità rispetto al piano di campagna di 1 m. I calcoli sono stati condotti utilizzando il modello descritto al Par. 3.2.3.3 (96); il buon accordo tra i risultati misurati e quelli calcolati evidenzia la validità del modello per il calcolo dei momenti flettenti, la cui valutazione è espressamente richiesta nel Par. B.10 sub.b del D.M. 16.01.1996.

3.4.3. LIQUEFAZIONE

Di seguito viene riportato un esempio di calcolo del pericolo di liquefazione condotto mediante il metodo di Seed e Idriss (29), illustrato al Par. 3.3.3, relativamente al caso di un deposito sabbioso costituito da uno strato più superficiale di spessore pari a 1.50 m caratterizzato da un peso dell'unità di volume di 18.4 kN/m³ e da un valore medio del numero di colpi dedotti da una prova penetrometrica dinamica NSPT=18, seguito da uno strato di terreno caratterizzato da un peso dell' unità di volume di 17.7 kN/m³ e da un valore medio del numero di colpi dedotti da una prova penetrometrica dinamica NSPT=10. I due strati di terreno, pertanto, risultano caratterizzati da valori differenti della densità relativa, che è uno dei parametri da cui è possibile far dipendere la suscettività del terreno alla liquefazione.

A vantaggio di sicurezza, assunto per l'intero deposito il più basso tra i valori medi del numero di colpi ottenuti dalla prova penetrometrica e cioè NSPT=10 si ricava, secondo la nota relazione di Gibbs e Holtz, un valore della densità relativa compreso tra 40 e 45%.

Volendo valutare il pericolo di un fenomeno di liquefazione, impiegando il Metodo di Seed e Idriss è necessario determinare il coefficiente riduttivo r_d ; quest'ultimo può essere ricavato con l'ausilio della Fig. 3.17 in funzione della profondità nello strato di terreno sabbioso. Il calcolo è riferito alla profondità del piano di posa delle fondazioni, supposta a - 2.6 m dal p.c.. Si ha quindi:

$$2.6 \text{ m} = (2.6 / 0.3048) = 8.53 \text{ feet}$$

e quindi dalla Fig. 3.15 si ricava il valore $r_d = 0.99$; inoltre:

$$\sigma'_v = [(18.4 \times 1.5) + (17.7 \times 1.1)] = 47.1 \text{ kPa}$$

Si considera un terremoto di progetto caratterizzato dai seguenti dati:

- $M = 6.4$;
- $a_{\max} = 0.07 \text{ g}$

si ha quindi:

$$\tau_{\max} / \sigma'_v = [0.65 \times (0.07 \text{ g} / \text{g}) \times 0.99 \times (4.71 / 4.71)] = 0.045$$

Poiché $1 \text{ Kips/sf} = 50 \text{ kN/m}^2$ alla profondità considerata si assume che $47.1 \text{ kN/m}^2 \approx 1 \text{ Kips/sf}$; pertanto con l'ausilio della Fig. 3.19 si ricava il valore $C_N = 1.3$ e quindi:

$$N_1 = (1.3 \times 10) = 13$$

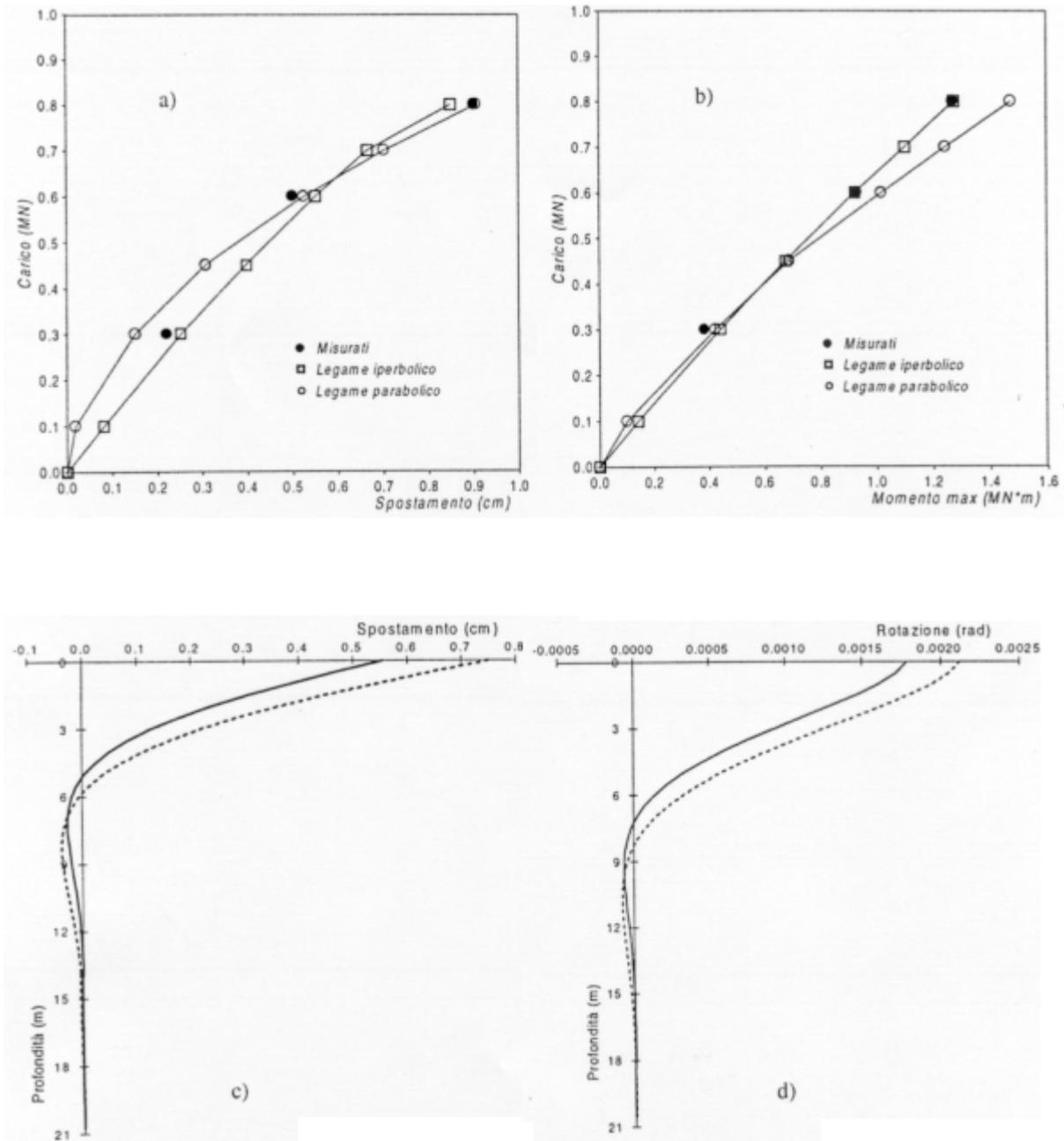
Dalla Fig. 3.18 si ha quindi che per un valore della magnitudo pari a $M = 6.4$ il rapporto $(\tau_{AV} / \sigma'_v)_{lim}$ vale:

$$(\tau_{AV} / \sigma'_v)_{lim} = 0.145$$

Si applica quindi la (24) e si ha:

$$F = (\tau / \sigma'_v)_{lim} / (\tau_{AV} / \sigma'_v) = 0.145 / 0.045 = 3.22$$

Essendo il rapporto F superiore al valore $F = 1.3$, il deposito può essere considerato non liquefacibile.



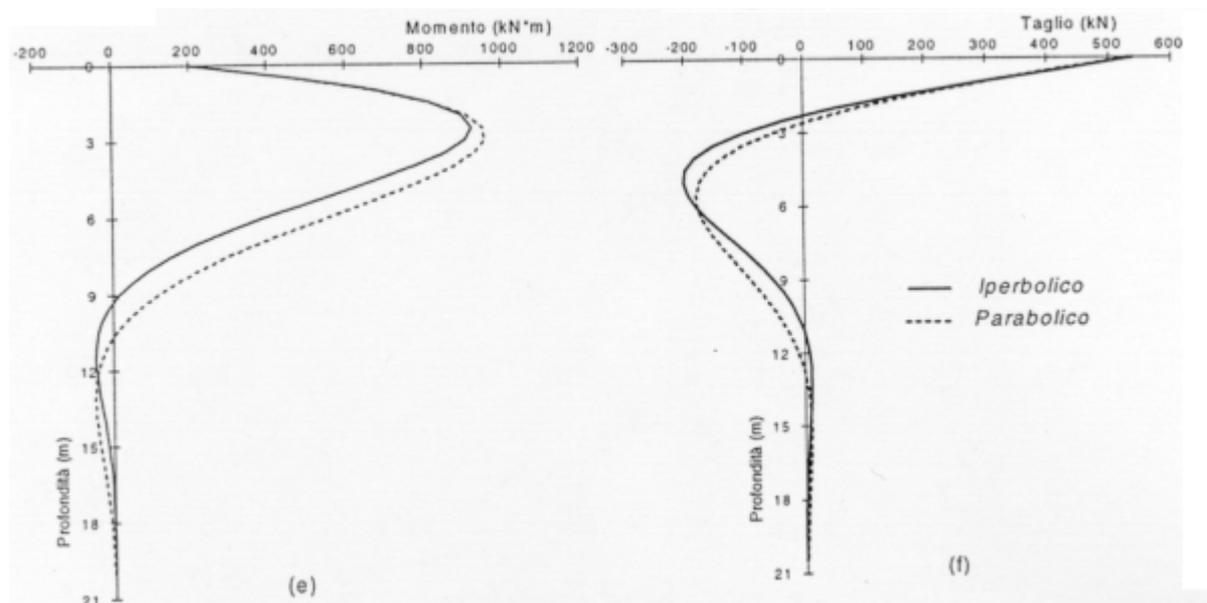


Fig. 3.21. Caratteristiche della deformazione e della sollecitazione calcolate alla testa e lungo il palo.

Occorre sottolineare che nonostante il D.M. 16.01.1996 consenta un'estrema discrezionalità al progettista circa la valutazione dei fenomeni di liquefazione, pur sottolineando l'obbligatorietà di indagini specifiche al riguardo, la rilevanza del fenomeno ed il conseguente danno che ne può derivare, impongono oggi il ricorso a metodi quantomeno semplificati per il calcolo del potenziale di liquefazione, preferibili ai metodi empirici che consentono valutazioni di tipo puramente qualitativo.

3.5. CONCLUSIONI

Per quanto riguarda l'azione sismica il D.M. 16.01.1996 prevede la possibilità di tenere conto degli effetti di amplificazione che possono verificarsi nei terreni soffici, mediante l'introduzione del coefficiente di fondazione ϵ ; risultano tuttavia abbastanza vaghe le indicazioni sui criteri di scelta del valore da attribuire a tale parametro. Si nota, inoltre, che stranamente il coefficiente di fondazione ϵ non compare nelle espressioni contenute al cap. B relative ai criteri generali di progettazione di tipo pseudo-statico e dinamico. Tale coefficiente viene altresì introdotto soltanto al par. C.6.1.1, relativamente alla valutazione delle forze statiche equivalenti ed all'analisi dinamica nel caso di edifici con strutture intelaiate, come se, solo per questa categoria di edifici, sia opportuno considerare nelle calcolazioni di progetto gli effetti connessi all'introduzione del suddetto coefficiente.

Riguardo poi al valore da assumere per il coefficiente di fondazione ϵ , nel D.M. 16.01.1996 si prevede che esso sia diverso dall'unità, con valore pari ad 1.3, soltanto nel caso di stratigrafie caratterizzate da depositi alluvionali di spessore variabile da 5 a 20 metri, sovrastanti terreni coesivi o litoidi con migliori caratteristiche meccaniche. La possibilità di scelta di valori di tale coefficiente compresi tra 1 ed 1.3, che tengano conto di situazioni stratigrafiche intermedie tra quelle sopra descritte, non è esplicitamente contemplata; qualora ai tre tipi di suolo A, B e C descritti nell'EC 8, si fanno corrispondere i tre spettri di progetto che si ottengono assumendo rispettivamente per il coefficiente di fondazione valori pari a $\epsilon = 1$, $\epsilon = 1.15$ e $\epsilon = 1.3$, il confronto tra gli spettri di progetto dell'EC 8 e quelli delle norme italiane evidenzia, che nel caso di edifici con periodo basso fondati su terreni del tipo A e B, gli effetti del sisma nella normativa italiana risultano sottostimati dell'ordine rispettivamente del 44 e del 25%, come descritto al capitolo 9.

Si può pertanto affermare, che la procedura prevista nel D.M., secondo cui gli effetti connessi al tipo di sottosuolo sono inglobati nell'amplificazione delle ordinate spettrali che si ottiene assumendo un valore del coefficiente di fondazione ϵ diverso dall'unità, appare troppo semplicistica.

Il confronto tra le norme contenute nel D.M. 16.01.1996 con l'Eurocodice N.7 (90) relativo alla progettazione geotecnica e l'Eurocodice N.8 (91) relativo ai criteri di progettazione in presenza di azioni sismiche, mette in evidenza alcune principali differenze riguardo l'impostazione generale della normativa italiana relativamente al capitolo delle fondazioni. Le norme europee, infatti, stabiliscono un elenco degli stati limite da considerare, proponendo due approcci di calcolo per la valutazione della resistenza limite del complesso fondazione-terreno, sia mediante un metodo diretto di tipo analitico, sia mediante un metodo semi-empirico in cui la resistenza limite viene determinata con l'impiego di correlazioni con prove in sito.

Le norme europee, inoltre, forniscono delle prescrizioni per la verifica alla traslazione sul piano di posa, richiedono la verifica dell'ammissibilità dei cedimenti della fondazione superficiale nei riguardi di un possibile collasso della struttura sovrastante, prendono in esame la progettazione allo stato limite di servizio, per la quale sono fornite indicazioni relativamente alla valutazione dei cedimenti indotti da azioni di tipo statico o vibrazionale.

Per l'analisi di tutti questi aspetti, la normativa italiana fornisce soltanto delle indicazioni di carattere generale, rimandando per quanto riguarda le verifiche di sicurezza al D.M. 11.03.1988, che in realtà fa riferimento a condizioni statiche. Ne segue che le norme europee trattano l'argomento delle fondazioni in campo dinamico in maniera molto più diffusa delle norme tecniche italiane, e costituiscono quindi uno strumento di progettazione molto più preciso e vincolante.

Pertanto, riguardo ai criteri di progettazione, sarebbe opportuno che nelle norme italiane fossero contenute maggiori indicazioni sulla opportunità e sulle modalità di adozione di analisi di tipo pseudo-statico e/o dinamico, facendo altresì riferimento a delle forme dello spettro di progetto che dovrebbero essere variate in relazione al tipo di terreno di fondazione. Infatti, l'assunzione di un unico spettro di progetto, indipendentemente dalla natura del sottosuolo, non permette di valutare il ruolo esercitato dalla natura stessa del sito sulla risposta sismica, essendo in effetti la forma stessa dello spettro, per un dato evento sismico, differente a seconda delle proprietà dinamiche del terreno.

Al pari delle norme europee sarebbe auspicabile, quindi, che anche nelle norme tecniche italiane si facesse riferimento a diversi tipi di suolo, come per esempio a quelli descritti nell'EC8 o a quelli di altri paesi europei (vedi al riguardo le norme francesi). Inoltre una moderna struttura delle norme dovrebbe consentire una determinazione analitica della forma dello spettro in relazione al tipo di terreno; ciò consentirebbe di emanare delle direttive sull'entità dei parametri da assumere per definire la forma degli spettri in relazione alla zona sismogenetica ed ai tipi di suolo presenti sul territorio italiano.

3.6. BIBLIOGRAFIA

- (1) G.G. Meyerhof, "The ultimate bearing capacity of foundations", *Geotechnique*, Vol.2, 301-332, 1951.
- (2) T. Mogami, K. Kubo, "The behavior of soil during vibration", *Proc. 3rd Int. Conference on Soil Mech. and Foundation Eng.*, Vol.1, 152-155, Switzerland, 1953.
- (3) L.C. Reese, H. Matlock, "Non dimensional solution for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth", *Proc. VIII Texas Conference on S.M.F.E.*, Austin, 1956.
- (4) H. Matlock H., L.C. Reese, "Generalized solution for laterally loaded piles", *Journal Soil Mech. and Found. Eng. Div., ASCE*, Vol. 86, SM-5, 63-91, 1960.

- (5) V. Berezantzev, V. Khristoforov, V. Golubkov, "Load Bearing Capacity and Deformation of Piled Foundations", Proc. 5th Int.Conf. S.M. & F.E., Vol.2, 11-15, 1961.
- (6) G. Viering, "The vibrational behavior of soil in relation to its properties", Proc. 5th Int. Conference on Soil Mech. and Found. Engineering, vol.I, 547-552, Paris, 1961.
- (7) B.O. Hardin, F.E. Richart Jr., "Elastic wave velocities in granular soils", Journal of Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol.89, No.SM1,33-65,1963.
- (8) B.B. Broms, "Lateral resistance of piles in cohesive soils", Journal of the Soil Mech. and Foundation Engineering Div., ASCE, Vol.90, SM-2,27-63,1964.
- (9) B.B. Broms, "Lateral resistance of piles in cohesionless soils", Journal of the Soil Mechanics and Found. Engineering Div., ASCE, Vol.91, SM-3,123-156,1964.
- (10) L. Esteva L., E. Rosenblueth, "Espectras de temblores a distancias moderadas y grandes", Bull. Soc. Mex. Lug. sism., 2(I),1-18,Mexico,1964.
- (11) B.B. Broms, "Design of laterally loaded piles", Journal of the Soil Mech. and Foundation Engineering Div., ASCE, Vol.91, SM-3,79-99,1965.
- (12) B.B. Broms, Discussione su "Piles in cohesionless soils subjected to oblique pull", by Y.Yoshimi. Journal of Soil Mech. Found. Division, ASCE 91,No.4,199-205.,1965.
- (13) K. Terzaghi, R.B. Peck, "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley & Sons, New York,1967.
- (14) W.K. Cloud, "Intensity map and structural damage", Parkfield, California, Earthquake of June 27, 1966, Bull. Ses. Soc. Amer., 57:6, Dec. 1967,1161-1179,1967.
- (15) H. Seed, Bolton & I.M. Idriss, "Analysis of Soil Liquefaction: Niigata Earthquake", Journal of the Soil Mech. and Foundation Engineering Div., ASCE, Vol.93, No. SM-3, 1967.
- (16) C.A. Cornell, "Engineering seismic risk analysis", Bull. of Seismological Soc. of America,Vol.58, No.5, 1583-1606,1968.
- (17) B.O. Hardin, W.L. Black, "Vibration modulus of normally consolidated clay", Journal Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol.94, No.SM2,353-369,1968.
- (18) N.M. Newmark, "Problems in wave propagation in soil and rock", Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, University of New Mexico, 7-26, Albuquerque,1968.
- (19) W.H. Peacock, H.B. Seed, "Sand liquefaction under cyclic loading simple shear conditions", Journal of Soil Mechanics and Found.Div., ASCE, vol.94, No.SM3,689-708,1968.
- (20) G. Castro, "Liquefaction of Sands", Harvard Soil Mechanics Series, No.81, Harvard University, Cambridge,Mass.,1969.
- (21) L. Esteva, "Seismic risk and seismic design decisions", Seminar on Seismic Design of Nuclear Power Plants, Cambridge Mass., Massachusetts Institute on Technology Press,1969.
- (22) B.O. Hardin, W.L. Black, Closure of "Vibration modulus of normally consolidated clay", Journal of Soil Mech. & Foundation Div., No.SM6,1531-1537,1969.

- (23) J. Brinch Hansen, "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity", Bulletin No.28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Denmark, 5-11,1970.
- (24) H.L. Gill, K.R. Demars, "Displacement of laterally loaded structures in non-linearly responsive soils", Technical Report No.670, Naval Civil Eng. Lab., Porto Huaneme, California,1970.
- (25) H. Matlock, "Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay", Proc. II Offshore Technical Conference,Houston,1970.
- (26) H.B. Seed, I.M. IDRISS, "Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis", Report No.EERC 70-10, Earth. Eng. Res. Center, Univ. of California, Berkeley,1970.
- (27) N.M. Newmark, E. Rosenblueth, "Fundamentals of earthquake engineering",Prentice Hall,Ic.,1971.
- (28) L.C. Reese, "The analysis of piles under lateral loading". Proc. Symp. on the interaction of structure and foundation. University of Birmingham,1971.
- (29) H.B. Seed, I.M., "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential ", Journal Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol.97, No.SM9, 1971.
- (30) B.O. Hardin, V.P. Drnevich, "Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects", Jour. Soil Mech. Found. Div., ASCE, No.SM6, 1972.
- (31) B.O.Hardin B.O., V.P. Drnevich, "Shear modulus and damping in soils: design equations and curves", Jour. Soil Mech. Found. Div., ASCE, No.SM7, 667-691,1972.
- (32) P.B. Schnabel, J. Lysmer, H.B. Seed, "Shake. A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered site", Report No:EERC 72-12, Earthquake Engineering Res. Center, University of California, Berkeley,1972.
- (33) A. Hara, "Dynamic characteristics of ground and its applications", Proc. 2nd Symposium on Ground Vibrations, Architectural Institute of Japan, 33-39, 1973.
- (34) I.M. Idriss, J. Lysmer, R. Hwang, H.B. Seed, "QUAD-4. A computer program for evaluating the seismic response of soil structure by variable damping finite element procedures", EERC, Report no.UCB/ EERC-73/16, University of California, Berkeley,1973.
- (35) M. Jamiolkowski, S. Marchetti, "Determinazione del modulo di reazione orizzontale del terreno at-traverso misure inclinometriche effettuate su pali", Atti XI Convegno Italiano di Geotecnica, Milano,1973.
- (36) A.S. Vesic, "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations", Journal Soil Mech. Found. Div., ASCE, No.SM1, 45-73,1973.
- (37) N.C. Donovan, "CUMLIQ. Evaluation of potential for liquefaction of a soil deposit using random vibration procedures", Earthquake Engineering Res. Center, July, 1974.
- (38) J. Lysmer, T. Udaka, H.B. Seed,R. Hwang, "Lush. A computer program for complex response analysis of soil structure systems", EERC, Report No.UCB/EERC-74/4 University of California, Berkeley,1974.
- (39) V.L. Streeter, E.B. Wylie, E. Bejamin, F.E. Richart Jr., "Soil motion computations by characteristics method", Journal of the Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol.100, No.GT3, March, 247-263,1974.
- (40) A. Casagrande, "Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands-A Critical Review", Harvard Soil Mech. Series No.88, Harvard University, Cambridge, Mass,1975.

- (41) M. Jamiolkowski, "Studio di un palo isolato e dei pali in gruppo soggetti a carichi orizzontali", Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, VI ciclo, Torino, 1975.
- (42) A. Garassino, M. Jamiolkowski M., E. Pasqualini, "Determinazione sperimentale del modulo di reazione orizzontale dei terreni sabbiosi mediante prove di carico su pali", Atti XII Convegno Italiano di Geotecnica, Cosenza, 1975.
- (43) J. Lysmer, T. Udaka, C.F. Tasi, H.B. Seed, "Flush. A computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems", EERC, Report No. UCB/EERC-75/30, Berkeley, California, 1975.
- (44) A.S. Vesic, "Bearing capacity of shallow foundations", Foundation Engineering Handbook, Winterkorn and Fang eds., Wiley, 121-147, 1975.
- (45) A. Garassino, M. Jamiolkowski, E. Pasqualini, "Soil modulus for laterally loaded piles in sand and N.C. clays", Proc. VI European Conference on Soil Mech. and Found. Eng., Vienna, 1976.
- (46) F. Giorgetti, "Isoseismal map of the May 6, 1976 Friuli earthquake", Proc. International Meet. on the Friuli Earthquake, Bollettino di Geofisica Teorica e Applicata, Vol. XIX, parte 1, 707-714, 1976.
- (47) W.D. Finn, P.M. Byrne; "Estimating settlements in dry sands during earthquakes", Canadian Geotech. Journal, No. 13, 355-363, 1976.
- (48) G.G. Meyerhof, "Bearing Capacity and Settlements of Pile Foundations", Journal Soil Mechanics Found. Div., ASCE, No. GT3, 195-228, 1976.
- (49) M.D. Trifunac, "Preliminary analysis of the peaks of strong earthquake ground motion..Dependence of peaks on earthquake magnitude, epicentral distance and recording site conditions", Bulletin of the Seism. Soc. of Amer., Vol. 66, No. 1, 189-219, 1976.
- (50) M. D. Trifunac, A.G. Brady, "Correlations of peak acceleration, velocity and displacement with earthquake magnitude, distance and site conditions", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 4, 455-471, 1976.
- (51) J. Ghaboussi, S.U. Dikmen, "LASS II. Computer program for seismic response and liquefaction of horizontally layered sands", Report No. UILU-ENG-77-2010, Illinois University at Urbana, Champaign, 1977.
- (52) T. Iwasaki, F. Tatsuoka, K. Yokota, "Results of laboratory test for shear modulus on undisturbed clay", Proc. 12th Annual Meeting JSSMFE, 433-436, 1977.
- (53) F. Tatsuoka, riportato in Iwasaki et al. 1977.
- (54) J.R. Booker, M.S. Rahman, H.B. Seed, "GADFLEA. A computer program for the analysis of pore pressure generation and dissipation during cyclic or earthquake loading", Earthquake Engineering Res. Center, Report No. UCB/EERC, 76/24, University of California, Berkeley, October, 1978.
- (55) K.W. Lee, L.W. Finn, "Desra 2. Dynamic effective stress response analysis of soil deposit with energy transmitting boundary including assessment of liquefaction potential", Soil Mechanics, Series n.38, Dep. of Civ. Eng., Univ. British Columbia, Vancouver B.C., 1978.
- (56) P.P. Martin, H.B. Seed, "APOLLO. A computer program for the analysis of pore pressure generation and dissipation in horizontal sand layers during cyclic or earthquake loading", Earthquake Eng. Research Center, Report No. UCB/EERC-78/21, October, 1978.
-

- (57) P.P. Martin, H.B. Seed, "MASH. A computer program for the nonlinear analysis of vertically propagating shear waves in horizontally layered deposits", EERC, Report No. UCB/EERC-78/23, University of California, Berkeley, 1978.
- (58) J. Ghaboussi, S.U. Dikmen, "LASS III. Computer program for seismic response and liquefaction of layered ground under multidirectional shaking", Report No. UILU-ENG.1012, University of Illinois at Urbana, Champaign, July, 1979.
- (59) M. Maugeri, "Opere di fondazioni in zona sismica", Atti Corso di Aggiornamento in Ingegneria Geotecnica, Università degli Studi e Ordine Ingegneri di Messina, 30 Gennaio-2 Febbraio, 193-278, Messina, 1979.
- (60) S.K. Sarma, "Stability analysis of embankments and slopes", Journal Soil Mechanics Found. Div., ASCE, Vol. 105, No. SM12, 1511-1524, 1979.
- (61) D.R. Gle, "The dynamic lateral response of deep foundations" Ph.D. Dissertation, The University of Michigan, Ann Arbor, 1981.
- (62) K. Yokota, T. Imai, M. Konno, "Dynamic deformation characteristics of soils determined by laboratory tests", OYO Technical Report, no.3, 13-16, 1981.
- (63) A.M. Kanya, E. Kausel, "Dynamic behaviour of pile groups", Second International Conference on Numerical Methods in Off-shore Piling, Austin, Texas, 1982.
- (64) M. Novak ; B. EL Sharnouby, "Stiffness constants of single piles", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 109, no. 7, July, 961-974, 1983.
- (65) H.B. Seed, I.M. Idriss, I. Arango, "Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data", Journal of the Geotech. Engineering Div., ASCE, Vol. 109, No. 3, 458-482, 1983.
- (66) G.N.D.T., "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche", Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, C.N.R., Ingegneria Sismica I.R., Anno II, n.1/1985.
- (67) M. Maugeri, P. Carrubba, "Microzoning using SPT data", Proc. X ICSMFE, Vol. 4, 1831-1836, 11-15 August, San Francisco, 1985.
- (68) A.M. Britto, M.J. Gunn, "Critical State Soil Mechanics Via Finite Elements", John Wiley & Sons, 1987.
- (69) R. Dobry, M. Vucetic, "State-of-the-Art-Report: Dynamic properties and response of soft clay deposits", Proc. Int. Symp. on Geotechnical Eng. of Soft Soils, Vol. 2, Mexico, 51-87, 1987.
- (70) M. Maugeri, S.M. Frenna, "Modello isteretico semplificato per la determinazione della risposta dei terreni in campo non lineare", Atti III Convegno Nazionale di Ingegneria Sismica, Vol. 2, 269-288, 30 Settembre-2 Ottobre, Roma, 1987.
- (71) P. Carrubba P., M. Maugeri, "Determinazione delle proprietà meccaniche di un'argilla mediante prove di colonna risonante", Rivista Italiana di Geotecnica, Vol. XXII, n. 2, 101-113, 1988.
- (72) D.M. 11.03.1988, Ministero dei Lavori Pubblici "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", Supplemento ordinario alla G.U. del 01.06.1988 n. 127, 1988.
- (73) M.A. Gabr, R.H. Borden, "Analysis of load deflection response of laterally loaded piers using dilatometer test (DMT)", International Symposium on Penetration Testing ISOPT-1, Orlando, Proc. Vol. 1, 513-520, 1988.

- (74) S.K. Sarma, "Seismic response and stability of earth dams", In *Seismic risk*, ed. A. Koridze, Oxford, Omega Scientific, 1988.
- (75) J.D. Hart, E.L. Wilson, "Simplified earthquake analysis of buildings including site effects", Report No. UCB/SEMM, 89/23, Dept. of Civil Eng., Univ. of Calif., Berkeley.
- (76) D.C. lo Presti, "Proprietà dinamiche dei terreni". *Atti del XIV Ciclo di Conferenze di Geotecnica di Torino*, Dip. Ing. Strutturale, Politecnico di Torino, 1989.
- (77) P.K. Robertson, M.P. Davies, R.G. Campanella, "Design of laterally loaded driven piles using the flat dilatometer", *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol.12, No.1, 30-38, March 1989.
- (78) M.P. Romo, E. Ovando-Shelley, A. Jaime, G. Hernandez, "Local site effects on Mexico City ground motions. Proc. 12th Inter. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Rio de Janeiro, vol.3, 2001-2008, 1989.
- (79) D. A. Sangrey, D.J. Henkel, M.I. Esrig, "The effective stress response of a saturated clay soil to repeated loading", *Canadian Geotechnical Journal*, n.6, 241-252, 1989.
- (80) S.K. Sarma, I.S. Iossifelis, "Seismic bearing capacity factors of shallow strip footings", *Geotechnique* 40, No.2, pp.265-273, 1990.
- (81) AFPS, "Recommandations pour la redaction de regles relatives aux ouvrages et installations a realiser dans les regions sujettes aux seismes", *Association Francaise du Genie Parasismique*, 1990.
- (82) T. Crespellani, G. Vannucchi, X. Zeng, "Seismic hazard analysis", *Cap.2 Volume "Seismic Hazard and Site Effects in the Florence Area"*, *European Earthquake Engineering Journal*, 11-27, 1991.
- (83) R. Dobry, "Soil properties and earthquake ground response", *Guest Lecture, Tenth European Conf. Soil Mech. Found. Eng., Florence, Italy, May 29, Vol.4, 1991.*
- (84) G. Gazetas, "Foundations Vibrations", *Foundation Engineering Handbook, Second Edition*, Van Nostrand Reinhold, 553-593, 1991.
- (85) R.J. Jardine, "The cyclic behaviour of large piles with special reference to offshore structures. *Cyclic Loading of Soils: from Theory to Design*", Van Nostrand Reinhold, 174-248, 1991.
- (86) S. Marchetti, G. Totani, M. Calabrese, P. Monaco, "P-y curves from DMT data for piles driven in clay", *Proc. IV Int. Conf. DFI - Deep Found. Inst. USA on Piling & Deep Found., Stresa, April 1991.*
- (87) M. Maugeri, P. Carrubba, "Dinamica dei terreni e delle fondazioni", *Atti corso di aggiornamento in Ingegneria Sismica*, 247-340, Augusta, Marzo-Maggio, 1991.
- (88) M. Vucetic, R. Dobry, "Effect of soil plasticity on cyclic response", *Journ. Geotech. Eng.*, vol.117, No.1, Jan., 89-107, 1991.
- (89) C. Viggiani, "Fondazioni", CUEN ed., 1993.
- (90) CEN, "EUROCODE N.7 - Geotechnical Design, General Rules - Part 1, CEN European Committee for Standardization", 1994.
- (91) CEN, "EUROCODE N.8 - Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures: ENV1998-1-1 Seismic Actions and General Requirements of Structures (Maggio 1994); ENV1998-1-2 General Rules for Buildings (Maggio 1994); ENV1998-1-3 Specific Rules for Various Materials and Elements (Novembre 1994)".

- (92) E. Motta, "Analisi elasto-plastica di pali soggetti a forze orizzontali in testa", *Rivista Italiana di Geotecnica*, Vol.28, n.4, 305-315, 1994.
- (93) S. Aversa, "EC7: Opere di Sostegno. Giornata di studio su: Eurocodici e Normativa Geotecnica: Attualità e Prospettive", Sala ANCE, Roma, 20 Marzo, 1995.
- (94) P. Carrubba, M. Maugeri, "Formulazione e verifica della impedenza verticale di una fondazione superficiale in vera grandezza", *Atti 7° Convegno Nazionale di Ingegneria Sismica*, 25-28 Settembre, Siena, 1995.
- (95) F. Castelli, M. Maugeri, E. Motta, "Analisi non lineare dello spostamento di un palo soggetto a forze orizzontali", *Rivista Italiana di Geotecnica*, Vol.XXIX, n.4, 289-303, 1995.
- (96) F. Castelli, M. Maugeri, E. Motta, "Modellazione di una prova di carico orizzontale su un palo sotto-stante un edificio danneggiato dal terremoto", *Atti VII Convegno Nazionale di Ingegneria Sismica*, Siena, Vol.1, 185-194, 1995.
- (97) P. Carrubba, M. Maugeri, "Non linear effects during dynamic loading on piles", *Proc. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, June 23-28, Acapulco, Mexico, 1996.
- (98) D.M. 16.01.1996, Ministero dei Lavori Pubblici, "Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche", Supplemento alla G.U. n.29, 05.01.1996, Roma, 1996.
- (99) M. Maugeri, P. Carrubba, "Modellazione di prove dinamiche su pali nel dominio della frequenza", *Quaderno CIAS n.3, Metodi per il controllo non distruttivo dei pali di fondazione*, 1996.
- (100) S.K. Sarma, J.C. Chen, "Bearing Capacity of Strip Footings near Sloping Ground During Earthquakes", *Proc. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, June 23-28, Acapulco, Mexico, 1996.
- (101) G.N.D.T., "Modalità di attenuazione dell'intensità macrosismica", *Rapporto sintetico per il GdL Rischio sismico*, 1996.
- (102) D. Sleiko, "Seismic hazard map of Italy", G.N.D.T., 1996.