



A.O.R.N. Santobono - Pausilipon
Ospedale Santobono

Viale Mario Fiore, 6 - 80129 Napoli

DIRETTORE GENERALE
Dott.ssa Anna Maria Minicucci

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Marcello PARLATO



PROGETTISTI



MANDATARIA:
MYTHOS CONSORZIO STABILE S.C.AR.L
Consorzio Stabile Mythos S.c.ar.l.
Via Trottechien 61, 11100 Aosta
mythos.ao@mythos.pro

MANDANTI:
G.M.N. ENGINEERING s.r.l.



G.M.N. ENGINEERING s.r.l.
Servizi di Ingegneria e Geologia

SIRIO INGEGNERIA Ing. Vitantonio Polito



RESPONSABILE INTEGRAZIONE SPECIALISTICHE
Ing. Fabio INZANI

RESPONSABILE ESPERTO IN PROGETTAZIONE SANITARIA E OSPEDALIERA
Arch. Margherita CARABILLO'

PROGETTAZIONE IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI
Ing. Stefano BONFANTE

PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA
Arch. Margherita CARABILLO'

BIM MANAGER
Arch. Stefano CARERA

PROGETTAZIONE STRUTTURALE
Prof. Ing. P. MASSAROTTI

PROGETTAZIONE IMPIANTI TERMOMECCANICI
Dott. Ing. Fabio INZANI

COORDINATORE SICUREZZA IN PROGETTAZIONE
Ing. Luca Giordo

PROGETTO ESECUTIVO			COMMESSA:	TW1927
DISCIPLINA: STRUTTURE Stato di progetto			NUMERO ELABORATO:	TW1927.PE.0040.B.RAV.PNN.GE.E.00
TITOLO ELABORATO: Relazione geotecnica - carico limite pali			DATA CONSEGNA:	08/10/2020
Revisione			NOME FILE:	
01			FORMATO ELABORATO:	A4
02				
03				
04				
05			SCALA ELABORATO:	----

Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni***Tomo n.2*****CARICO LIMITE****NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

NTC2018 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» - D.M. 17 gennaio 2018

NTC2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.

CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)

Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8: Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

PALO DI FONDAZIONE (Trivellato Φ 500 mm)**Carico limite verticale**

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\phi' = \frac{3}{4} \phi + 10^\circ \quad \text{nei pali infissi}$$

$$\phi' = \phi - 3^\circ \quad \text{nei pali trivellati}$$

dove ϕ è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con ϕ il parametro di resistenza scelto.

Ai fini del calcolo, il carico limite Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta Q_p e la resistenza laterale Q_l .

Resistenza unitaria alla punta

Formula di Terzaghi

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$Q_p = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente *Berezantzev* fa riferimento ad una superficie di scorrimento “alla Terzaghi” che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte “sostenuto” per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a γD , e tanto minore quanto più questo “effetto silo” è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B ; di ciò tiene conto il coefficiente N_q , che quindi è funzione decrescente di D/B .

La resistenza unitaria Q_p alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito (ϕ) e di coesione (c), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q$$

Avendo indicato con:

γ peso unità di volume del terreno;

L lunghezza del palo;

N_c e N_q sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

Metodo di Vesic

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo Vesic i coefficienti di capacità portante N_q e N_c si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

L'indice di rigidezza ridotto I_{rr} nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica ε_v .

L'indice di rigidezza I_r si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale G' e la resistenza a taglio s del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo si trova in uno stato addensato, il termine ε_v può essere assunto pari a zero e si ottiene $I_{rr} = I_r$

E' possibile fare una stima di I_r con i valori seguenti:

TERRENO	I_r
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Il termine N_c della capacità portante viene calcolato:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Quando $\phi = 0$ (condizioni non drenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Metodo di Janbu

Janbu calcola N_q (con l'angolo ψ espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

N_c si può ricavare dalla (a) quando $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ si usa $N_c = 5.74$

Formula di Hansen

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori $L/D > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

Nel caso $\phi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\phi = 0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \cdot \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{D}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{D}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4 \cdot k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi) \cdot k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo α , proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_1 = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

A_l = superficie laterale del palo;

f_w = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con

c = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);

σ = pressione verticale efficace del terreno;

K = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0.5	1
Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati

$$K = 1 - \sin\phi$$

δ = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$\delta = 3/4 \tan\phi$$

Per pali trivellati

$$\delta = \tan\phi$$

α = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

Pali trivellati:

$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Caquot – Kerisel

Meyerhof – Murdock (1963)

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{per } c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \quad \text{per } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966)

$$\alpha = 0.9 \text{ per } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.8 \text{ per } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \text{ per } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.9 \text{ per } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961)

$$\alpha = 0.9 \text{ per } c < 4 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \text{ per } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.5 \text{ per } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.4 \text{ per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.20 \text{ per } c > 20 \text{ t/m}^2$$

Pali infissi

Coefficiente α per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

Attrito negativo

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

Fattore di correzione in condizioni sismiche.

Criterio di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di 2° l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

Criterio di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = \arctg\left(\frac{a_{\max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove a_{\max} è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di *Vesic*, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di *Qlim*.

Le correzioni di *Sano* e di *Vesic* si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

Cedimenti metodo di Davis-Poulos

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di *Davis-Poulos*, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo n superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie i per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie j -esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \cdot B \cdot I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

τ_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

E = Modulo elastico del terreno

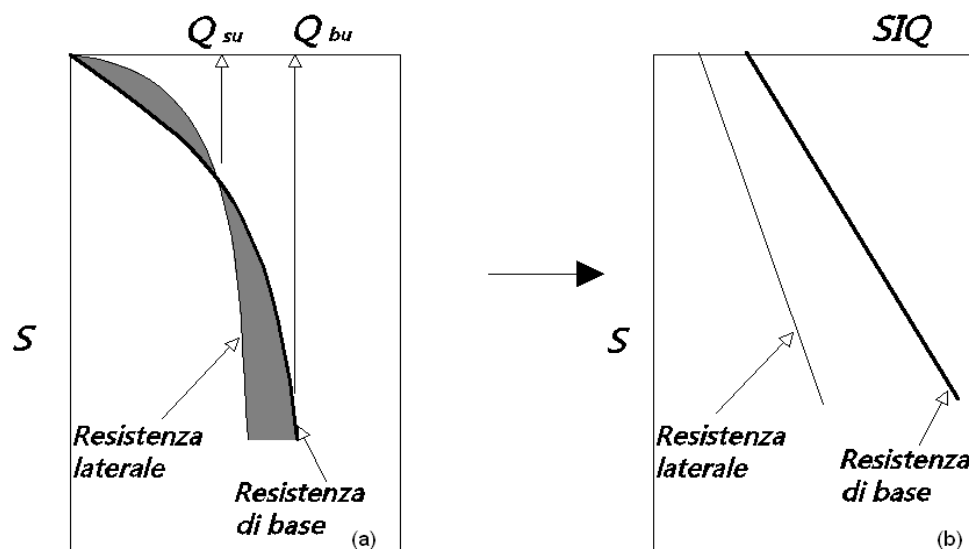
B = Diametro del palo

$I_{i,j}$ = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando $W_{i,j}$ per tutte le j aree

Cedimento Metodo Iperbolico

Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di Chin (1970,1972,1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del *carico ultimo laterale* (Q_{su}) e la *resistenza di base ultima* (Q_{bu}) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) (*Terzaghi, 1943*). Sotto queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del problema considerando la variazione della quantità S/Q rispetto allo spostamento S (figura b).



Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b).

Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b)

Lo studio di *Fleming* ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di *Chin* erano distorti dall'*accorciamento elastico* del corpo del palo e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima di *Chin* l'*accorciamento* del palo.

Considerando lo schema in figura l'*accorciamento* elastico del palo dipende dal carico applicato Q in rapporto all'attrito laterale ultimo Q_{su} . In particolare se $Q \leq Q_{su}$ la deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell'*accorciamento* elastico lungo la zona ad *attrito basso o nullo* e quello che si sviluppa lungo la *parte attiva* del fusto:

$$S_e = \frac{4 Q (L_o + K_e L_a)}{\pi d_s^2 E_c}$$

Se, invece, si ha che $Q > Q_{su}$ bisogna considerare un ulteriore *accorciamento* legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

$$S_e = \frac{4}{\pi d_s^2 E_c} [Q(L_o + L_a) - L_a Q_{su}(1 - k_e)]$$

I parametri della formula sono:

- d_s : diametro testa del palo.
- E_c : modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di $E_c = 26 \cdot 10^6$ kN/m² per calcestruzzo con forza specifica di 20 N/mm² e il valore di $E_c = 40 \cdot 10^6$ kN/m² per calcestruzzo da 40 N/mm².
- L_o : lunghezza del palo ad attrito basso o nullo.
- L_a : lunghezza attiva del palo.
- k_e : rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva L_a . Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un attrito che si sviluppa uniformemente lungo L_a oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

Lo spostamento del *palo rigido* può essere calcolato sapendo che la somma dell'attrito laterale e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo.

$$Q = Q_s + Q_b$$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$$S_t = S_s = S_b$$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato come:

$$S_s = \frac{M_s d_s Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

In cui

- M_s : fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.
- d_s : diametro testa.
- Q_s : attrito.
- Q_{su} : attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

$$S_b = \frac{0.6 Q_{bu} Q_b}{d_b E_b (Q_{bu} - Q_b)}$$

dove

- d_b : diametro della base del palo.
- Q_b : resistenza alla base.
- Q_{bu} : resistenza ultima alla base
- E_b : modulo di taglio corrispondente a $Q_{bu}/4$

Infine, ponendo la condizione di uguaglianza $S_s = S_b$ e considerando il carico totale applicato Q si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$S_t = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

In cui le variabili sono così definite:

- $f = \eta(Q - \alpha) - \beta$
- $g = Q(\delta + \lambda\eta) - \alpha\delta - \beta\lambda$
- $h = \lambda\delta Q$
- $\alpha = Q_{su}$
- $\beta = d_b E_b Q_{bu}$

- $\lambda = M_s d_s$
- $\delta = 0.6 Q_{bu}$
- $\eta = d_b E_b$

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno E_b al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia determinato da un insieme accurato di prove in cui i pali sono caricati fino al punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di E_b da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore M_y di plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \cdot c_u \cdot B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

c_u = Coesione non drenata,

B = Diametro del palo

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3K_p \gamma z \cdot B$$

avendo indicato con:

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;

K_p = Coefficiente di spinta passiva;

γ = Peso unità di volume del terreno;

z = Profondità;

B = Diametro del palo.

Palo in condizioni d'esercizio

Analisi del palo in condizioni di esercizio: **Metodo degli elementi finiti**.

Il metodo degli elementi finiti modella il palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del palo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con **P** la matrice delle forze nodali esterne, con **F** quella delle forze interne e con **A** la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Gli spostamenti interni **e** (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni **X** (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

dove la matrice **B** è dimostrato essere la trasposta della matrice **A**.

D'altra parte, le forze interne **F** sono legate agli spostamenti interni **e** dalla seguente espressione:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

e quindi

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice **A S A^T** si ricava l'espressione degli spostamenti esterni **X**:

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T)^{-1}\mathbf{P}$$

Noti, quindi, gli spostamenti **X** è possibile ricavare le forze interne **F** necessarie per il progetto della struttura.

La matrice $\mathbf{A} \mathbf{S} \mathbf{A}^T$ è nota come matrice di rigidezza globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per pali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il k_s con la profondità, nella forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale Z è la profondità e B è il diametro del palo.

I valori di A_s e $B_s Z^n$ sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi s_i , d_i , e i_i pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Dove $C = 40$ è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

Momenti cinematici

In presenza dell'azione sismica la risposta del palo è il risultato di una complessa interazione terreno-palo, resa di difficile interpretazione a causa dei fenomeni di non linearità nel terreno e degli effetti cinematici associati al moto del terreno.

Generalmente, alle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastuttura si aggiungono, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, quelle derivanti dall'interazione cinematica che produce nei pali sollecitazioni aggiuntive dipendenti principalmente dalla rigidezza relativa palo-terreno.

Dalla letteratura esistente in merito a questo tipo di studi, emerge che nel caso di palo immerso in terreni stratificati, la sollecitazione flettente subisce un pronunciato incremento in prossimità dell'interfaccia fra strati di differente rigidezza e tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di rigidezza. In alcuni casi il valore del momento prodotto da questo effetto potrebbe superare quello che insorge nei pali in testa in presenza di incastro.

Da un'analisi di numerosi risultati, *Nikolaou et al.2001*, ha proposto una relazione che consente di calcolare, in maniera approssimata, il momento flettente massimo in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di differente rigidità, in condizioni di moto stazionario con frequenza prossima alla frequenza fondamentale del deposito in cui è immerso il palo:

$$M = 0.042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.30} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \left(\frac{V_{s2}}{V_1}\right)^{0.50}$$

in cui $\tau_c = a_{\max} \rho_1 H_1$; a_{\max} accelerazione sismica, ρ_1 densità del terreno, H_1 spessore dello strato, V_{s1} e V_{s2} , rispettivamente, la velocità delle onde di taglio nei due strati; E_1 è modulo di rigidità dello strato superiore di terreno, E_p modulo di elasticità del palo, d diametro del palo, L lunghezza del palo.

PALO PREESISTENTE $\Phi 500$ mm

Dati generali...

Descrizione	Palo fondazione preesistente
Diametro punta	0.50 m
Lunghezza	13.00 m
Tipo	Trivellato
Sporgenza dal terreno	0.50 m
Portanza di punta calcolata con:	Berezantzev
Calcestruzzo tipo	1
Acciaio tipo	1

Archivio materiali

Conglomerati

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [Kg/cm ²]	Ec [Kg/cm ²]	fck [Kg/cm ²]	fed [Kg/cm ²]	fctd [Kg/cm ²]	fctm [Kg/cm ²]
1	C20/25	250	299600	200	113.3	10.1	22.1
2	C25/30	300	314750	250	141.6	11.4	25.6
3	C28/35	350	323080	280	158.6	12.6	27.6
4	C40/50	500	352200	400	226.6	16.3	35

Acciai:

Nr.	Classe Acciaio	Es [Kg/cm ²]	fyk [Kg/cm ²]	fyd [Kg/cm ²]	ftk [Kg/cm ²]	ftd [Kg/cm ²]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 in.	β1*β2 fin.
1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0.5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4582	3985	.012	.01	1	0.5
4	S235H	2141370	2447.28	2128.11	3670.92	2128.11	0.012	0.01	1	0.5
5	S275H	2141370	2855.16	2482.97	4384.71	2482.97	0.012	0.01	1	0.5
6	S355H	2141370	3670.92	3191.66	5200.47	3670.92	0.012	0.01	1	0.5

Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale. Vs: Velocità onde di taglio.

Stratigrafia...1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kg/m ³]	Peso Unità di volume Saturato [kg/m ³]	c [kg/cm ²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [kg/cm ²]	Vs [m/s]	Descrizio ne litologica
1	3.50	1620.00	1870.00	0.00	30.20	No	1.00	620.00	0	Livello 1

2	8.50	1690.00	1880.00	0.00	30.80	No	1.00	780.00	0	Livello 2
3	13.00	1900.00	1920.00	0.00	32.70	No	1.00	1330.00	0	Livello 3

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kg/cm ²]	Peso palo [kg]	Carico limite punta [kg]	Carico limite laterale [kg]	Carico limite [kg]	Attrito negativo [kg]	Carico limite orizzontale [kg]
A1+M1+R 3	53.13	75.77	34.525/0.0 0	6381.36	228806.50	44398.52	266823.60	--	--

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:				A1+M1+R3
Numero verticali di indagine				1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)				1.70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)				1.70
	Rc, Min	Rc, Media	Rc, Max	
	[kg]	[kg]	[kg]	
Base	228806.50	228806.50	228806.50	
Laterale	44398.52	44398.52	44398.52	
Totale	266823.60	266823.60	266823.60	
Coefficiente parziale resistenza caratteristica				R3
Base				1.35
Laterale				1.15
Resistenza di progetto base				99697.80 kg
Resistenza di progetto laterale				22710.24 kg
Resistenza di progetto				116026.70 kg

MICROPALO (Tubofix Φ 150 mm)

Definizione

I micropali possono essere suddivisi in due tipologie:

- Micropali Tubifix: con iniezioni ripetute;
- Micropali Radice: semplice getto di microcalcestruzzo o iniezione a bassa pressione.

Le armature metalliche dei micropali Radice possono essere tubolari non valvolati o barre d'acciaio.

I micropali Tubifix, invece, sono costituiti da elementi tubolari, sigillati nel terreno per mezzo di iniezioni di malte cementizie eseguite in più riprese, ad alta pressione, attraverso apposite valvole di non ritorno localizzate nella parte più profonda del micropalo in modo da realizzare un bulbo idoneo a trasmettere i carichi in profondità qualunque sia la natura del terreno di fondazione

La miscela cementizia iniettata normalmente ha la seguente composizione:

- | | |
|------------|----------|
| - cemento | 100 kg |
| - acqua | 50 l |
| - additivo | 0.5-1 kg |

Comportamento dei micropali tubifix nei confronti dello sforzo assiale

La capacità portante dovuta alla resistenza a compressione (o a trazione) e allo svergolamento è praticamente indipendente dalla natura del terreno, purché l'iniezione sia condotta in fasi successive a pressioni crescenti. Pertanto sono le dimensioni trasversali dell'anima tubolare in acciaio che determinano la capacità portante dei micropali Tubifix.

Per il calcolo delle portate a compressione si assume la sezione nominale del tubo, mentre per il calcolo della portata a trazione si assume la minima sezione reagente in corrispondenza del filetto di giunzione.

Carico critico

Il micropalo Tubifix è un elemento strutturale di notevole snellezza, appare quindi opportuno verificare la stabilità dell'equilibrio elastico dell'elemento immerso nel terreno.

Come schema di calcolo si assume, a favore di sicurezza, che il fusto sia incernierato in testa, nella fondazione, e nel bulbo e si suppone, inoltre, che il micropalo sia infisso in un mezzo elastico.

Il carico critico verrà determinato con la seguente relazione:

$$P_k = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{L^2} \cdot \left(m^2 + \frac{\beta \cdot L^4}{m^2 \cdot \pi^4 \cdot E \cdot J} \right)$$

avendo indicato con:

P_k	Carico critico
E	Modulo di elasticità dell'acciaio
J	Momento d'inerzia della sezione reagente
L	Lunghezza tra due estremità del micropalo supposte vincolate
β	Modulo di reazione del terreno per unità di spostamento laterale
m	Numero (intero) di semionde di inflessione del fusto

$$\beta = K \cdot D_p$$

D_p	Diametro di perforazione
K	Modulo di Winkler

Per valori molto elevati di L l'ipotesi di deformata unica ($m=1$) porta a dei valori di P_k eccessivi e fisicamente inverosimili, il valore minimo di P_k si avrà per $m>1$.

Introducendo la grandezza $\lambda = L / m$ (semilunghezza d'onda):

$$P_k = \pi^2 \cdot E \cdot J \cdot \left(\frac{1}{\lambda^2} + \frac{\beta \cdot \lambda^2}{\pi^4 \cdot E \cdot J} \right)$$

Per ottenere il valore di P_k dalla precedente si può considerare λ una variabile continua rispetto alla quale P_k può essere derivato:

$$\frac{dP_k}{d\lambda} = \pi^2 \cdot E \cdot J \cdot \left(-\frac{2}{\lambda^3} + \frac{2 \cdot \beta \cdot \lambda}{\pi^4 \cdot E \cdot J} \right) \cdot \left(-\frac{2}{\lambda^3} + \frac{2 \cdot \beta \cdot \lambda}{\pi^4 \cdot E \cdot J} \right) = 0$$

$$\lambda = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{E \cdot J}{\beta}}$$

$$P_k = 2 \cdot \sqrt{\beta \cdot E \cdot J}$$

$$J = \frac{\pi}{64} \cdot (D_e^4 - D_i^4) + \frac{\pi}{64} \cdot \frac{1}{n} \cdot D_i^4 + \frac{\pi}{64} \cdot \frac{K_i}{n} \cdot (D_p^4 - D_e^4)$$

Di	Diametro interno del tubolare
De	Diametro esterno del tubolare
Dp	Diametro di perforazione
n	Modulo di omogenizzazione acciaio-calcestruzzo
Ki	Coefficiente compreso tra 0 e 1 indicativo del grado di partecipazione acciaio-calcestruzzo

Portata laterale – Mayer - Modificato

Il calcolo della portanza geotecnica del micropalo TUBIFIX è sviluppato con le metodologie in uso per la stima della portanza dei pali; per i micropali, però, si assumono le seguenti correzioni:

- si trascura la portata di punta a causa delle limitate dimensioni della sezione;
- si introducono nel calcolo la lunghezza e il diametro del bulbo iniettato e non quello medio del palo;
- si considera che le pressioni di iniezione portino ad un aumento della resistenza laterale unitaria.

Pertanto una valutazione attendibile della portanza di micropali TUBIFIX è condizionata dalla difficoltà di una stima dell'entità della sbulbatura (diametro bulbo) e dell'entità del miglioramento della resistenza tangenziale unitaria τ .

Il carico limite laterale si individua moltiplicando la resistenza laterale unitaria per la superficie laterale.

$$Q_L = D_S \cdot \pi \cdot \sum (\tau_f H)$$

Dove:

$D_S = \alpha D_f$ Diametro medio del bulbo, dato dal diametro del foro D_f maggiorato di un coefficiente α dipendente dal metodo di sigillatura, IRS (iniezione ripetitiva e selettiva) o IGU (iniezione globale con processo di messa in pressione unico), e dal tipo di terreno.

Per i micropali tipo RADICE $D_S = D_f$

τ_f Resistenza tangenziale unitaria relativa ad ogni strato;

H Spessore di ogni strato.

La tensione tangenziale unitaria τ_f relativa ad ogni strato è valutata come segue:

- **Condizione drenata**

$$\tau_f = \sigma_h \tan \delta + ac'$$

dove

$$\sigma_h = \sigma_{\max} = \sigma_{v0}' \operatorname{tg}^2(45 + \phi/2) \quad \text{tipo TUBIFIX}$$

$$\sigma_h = \sigma_{v0}' K_0 \quad K_0 \text{ coeff. spinta a riposo} \quad \text{tipo RADICE}$$

α = coefficiente d'adesione ricavato dalla seguente espressione

$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Caquot – Kerisel

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{per } c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \quad \text{per } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Meyerhof – Murdock (1963)

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.8 \quad \text{per } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \quad \text{per } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966)

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 4 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \quad \text{per } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.5 \quad \text{per } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.4 \quad \text{per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.20 \quad \text{per } c > 20 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961)

– Condizione non drenata

$$\tau_f = \alpha c_u \quad \text{con } c_u \text{ coesione non drenata}$$

METODO DI BUSTAMANTE E DOIX

Le formulazioni di *Bustamante e Doix* richiedono come parametri caratterizzanti del terreno la p_{lim} determinata con il pressimetro di Menard o i risultati di prove SPT (N_{spt}):

$$p_{\text{lim}} \cong p_a \cdot \frac{N_{SPT}}{2} \quad (\text{terreni sabbiosi})$$

in cui p_a è la pressione atmosferica di riferimento ed s_u la coesione non drenata.

Nel caso di terreni argillosi si assume:

$$p_{\text{lim}} \cong 10 \times s_u \quad (\text{terreni argillosi})$$

TERRENI SABBIOSI

Nel caso di micropali in terreni sabbiosi si possono ipotizzare le seguenti relazioni tra il diametro di perforazione d_{perf} e il diametro della zona iniettata d_{in} :

$$d_{\text{in}} \cong 1.5 \cdot d_{\text{perf}} \quad (\text{iniezioni ripetute})$$

$$d_{\text{in}} \cong 1.15 \cdot d_{\text{perf}} \quad (\text{iniezione unica})$$

Il valore limite della tensione tangenziale lungo il tratto iniettato può essere assunta pari mediamente a:

$$f_s \cong \frac{1}{10} p_{\text{lim}}$$

La quantità minima di miscela da iniettare è data dalla seguente espressione:

$$1.5 \cdot V_{\text{in}} = 1.5 \cdot \frac{\pi \cdot d_{\text{in}}^2}{4} l_{\text{in}}$$

essendo l_{in} la lunghezza del tratto iniettato.

TERRENI ARGILLOSI

Nel caso di micropali in terreni argillosi valgono le seguenti relazioni tra il diametro di perforazione d_{perf} e il diametro della zona iniettata d_{in} :

$$d_{\text{in}} \cong 1.5 - 2 \cdot d_{\text{perf}} \quad (\text{iniezioni ripetute})$$

$$d_{\text{in}} \cong 1.2 \cdot d_{\text{perf}} \quad (\text{iniezione unica})$$

La tensione tangenziale lungo il tratto iniettato è assunta pari a:

$$f_s = 0.033 + 0.067 p_{\text{lim}} \text{ (iniezione unica)}$$

$$f_s = 0.095 + 0.085 p_{\text{lim}} \text{ (iniezioni ripetute)}$$

In tal caso la quantità minima di miscela da iniettare varia da $1.5 - 2.0 V_{in}$, nel caso di un'unica iniezione, a $2.5 - 3.0 V_{in}$, nel caso di iniezioni ripetute.

I valori delle pressioni si intendono tutti espressi in N/mm^2 .

Carico limite

Il carico limite viene valutato come sommatoria sui singoli tratti della tensione tangenziale moltiplicata per la superficie laterale del tratto medesimo. Tale sommatoria è estesa solo al tratto iniettato e nel computo viene trascurato il contributo della resistenza di punta.

Carico ammissibile

Il carico ammissibile, dal punto di vista geotecnico, è valutato assumendo un coefficiente di sicurezza η rispetto al carico ultimo per attrito laterale (Q_L).

Il coefficiente di sicurezza η può essere modificato. Pertanto il valore di carico geotecnico ammissibile Q_{amm} è:

$$Q_{\text{amm}} = \frac{Q_L}{\eta}$$

Nel valutare il carico ammissibile geotecnico non viene considerato il peso del micropalo.

Micropalo in condizioni d'esercizio

Analisi del micropalo in condizioni di esercizio: **Metodo degli elementi finiti**.

Il metodo degli elementi finiti modella il micropalo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del micropalo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con **P** la matrice delle forze nodali esterne, con **F** quella delle forze interne e con **A** la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Gli spostamenti interni **e** (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni **X** (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

dove la matrice **B** è dimostrato essere la trasposta della matrice **A**.

D'altra parte, le forze interne **F** sono legate agli spostamenti interni **e** dalla seguente espressione:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

e quindi

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice **A S A^T** si ricava l'espressione degli spostamenti esterni **X**:

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T)^{-1}\mathbf{P}$$

Noti, quindi, gli spostamenti **X** è possibile ricavare le forze interne **F** necessarie per il progetto della struttura.

La matrice **A S A^T** è nota come matrice di rigidezza globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per micropali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il k_s con la profondità, nella forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale **Z** è la profondità e **B** è il diametro del palo.

I valori di A_s e $B_s Z^n$ sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi s_i , d_i , e i_i pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z_n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Dove $C = 40$ è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

Cedimenti metodo di Davis-Poulos

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di *Davis-Poulos*, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo n superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie i per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie j -esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \cdot B \cdot I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

τ_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

E = Modulo elastico del terreno

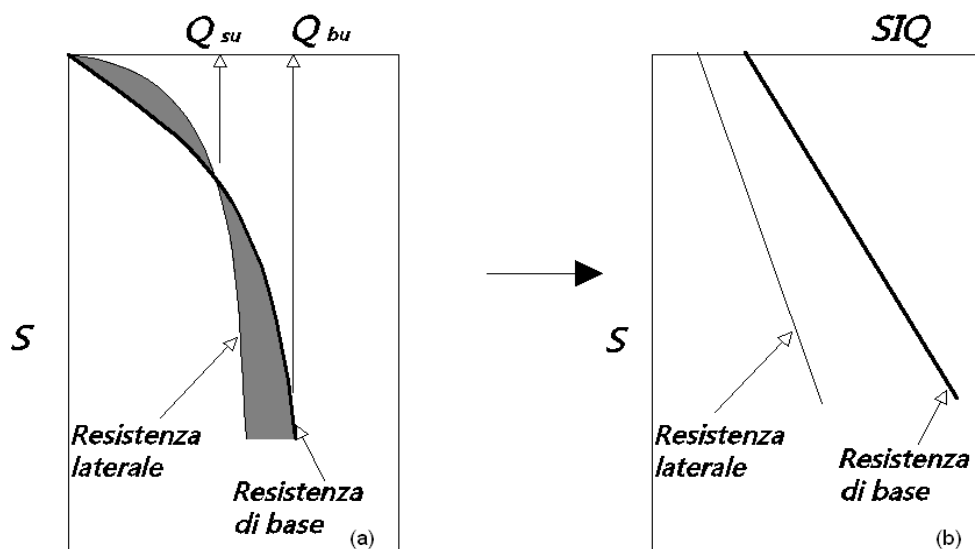
B = Diametro del palo

$I_{i,j}$ = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando $W_{i,j}$ per tutte le j aree

Cedimento Metodo Iperbolico

Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di Chin (1970,1972,1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del *carico ultimo laterale* (Q_{su}) e la *resistenza di base ultima* (Q_{bu}) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) (*Terzaghi, 1943*). Sotto queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del problema considerando la variazione della quantità S/Q rispetto allo spostamento S (figura b).



Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b).

Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b)

Lo studio di *Fleming* ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di *Chin* erano distorti dall'*accorciamento elastico* del corpo del palo e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima di *Chin* l'*accorciamento* del palo.

Considerando lo schema in figura l'*accorciamento* elastico del palo dipende dal carico applicato Q in rapporto all'attrito laterale ultimo Q_{su} . In particolare se $Q \leq Q_{su}$ la deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell'*accorciamento* elastico lungo la zona ad *attrito basso o nullo* e quello che si sviluppa lungo la parte *attiva* del fusto:

$$S_e = \frac{4}{\pi} \frac{Q(L_o + K_s L_a)}{d_s^2 E_c}$$

Se, invece, si ha che $Q > Q_{su}$ bisogna considerare un ulteriore *accorciamento* legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

$$S_e = \frac{4}{\pi} \frac{1}{d_s^2 E_c} [Q(L_o + L_a) - L_a Q_{su}(1 - k_s)]$$

I parametri della formula sono:

- d_s : diametro testa del palo.
- E_c : modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di $E_c = 2610 \text{ kN/m}^2$ per calcestruzzo con forza specifica di 20 N/mm^2 e il valore di $E_c = 2610 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ per calcestruzzo da 40 N/mm^2 .
- L_o : lunghezza del palo ad attrito basso o nullo.
- L_a : lunghezza attiva del palo.
- k_s : rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva L_a . Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un attrito che si sviluppa uniformemente lungo L_a oppure

quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

Lo spostamento del *palo rigido* può essere calcolato sapendo che la somma dell'attrito laterale e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo.

$$Q = Q_s + Q_b$$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$$S_t = S_s = S_b$$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato come:

$$S_s = \frac{M_s d_s Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

In cui

- M_s : fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.
- d_s : diametro testa.
- Q_s : attrito.
- Q_{su} : attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

$$S_b = \frac{0.6 Q_{bu} Q_b}{d_b E_b (Q_{bu} - Q_b)}$$

dove

- d_b : diametro della base del palo.
- Q_b : resistenza alla base.
- Q_{bu} : resistenza ultima alla base
- E_b : modulo di taglio corrispondente a $Q_{bu} / 4$

Infine, ponendo la condizione di uguaglianza $S_s = S_b$ e considerando il carico totale applicato Q si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$S_t = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

In cui le variabili sono così definite:

- $f = \eta(Q - \alpha) - \beta$
- $g = Q(\delta + \lambda\eta) - \alpha\delta - \beta\lambda$
- $h = \lambda\delta Q$

- $\alpha = Q_{su}$
- $\beta = d_b E_b Q_{bu}$
- $\lambda = M_s d_s$
- $\delta = 0.6 Q_{bu}$
- $\eta = d_b E_b$

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno E_b al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia determinato da un insieme accurato di prove in cui i pali sono caricati fino al punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di E_b da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

Efficienza e cedimento del reticolo

Usualmente i micropali vengono realizzati a gruppo, pertanto necessita considerare il loro comportamento d'insieme sia riguardo alla portata ammissibile che ai cedimenti. In relazione a questi ultimi, il cedimento di un gruppo di micropali viene valutato, a partire dal cedimento del singolo micropalo, con la seguente espressione:

$$w_g = w_s \cdot \left(\frac{0,6 \cdot B}{0,3 \cdot B + 0,3} \right)^2 \quad \text{Skempton (1953)}$$

dove

w_s cedimento del singolo micropalo

B dimensione minima della maglia di micropali.

Per la portanza ammissibile di gruppo, a causa dell'interazione tra gli elementi del reticolo, viene solitamente introdotto il termine dell'*efficienza* che riduce la portanza globale data dalla somma del carico ammissibile dei singoli micropali; infatti l'espressione per il carico ammissibile di gruppo risulta:

$$Q_g = E \cdot \sum_i Q_{AMMi}$$

dove

$Q_{AMM i}$ portanza ammissibile del singolo micropalo i .

E efficienza del gruppo di micropali.

Per quest'ultimo parametro sono riportati dei valori di riferimento in base alla litologia e all'interasse con cui sono disposti i micropali:

<u>Terreno</u>	<u>$I < 8D$</u>	<u>$3D < I < 8D$</u>	<u>$I < 3D$</u>
Sabbie	1	1	1
Argille	1	0.75-1	0.75

Oppure può essere utilizzata l'espressione di Converse – Labarre che si pone nella seguente forma:

$$E = 1 - \operatorname{atn}\left(\frac{D}{I}\right) \cdot \left(\frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n}\right)$$

nella quale

D diametro medio del bulbo

I interasse tra i micropali; per quelli inclinati l'interasse è riferito alla base del bulbo.

m, n numero di micropali presenti nella maglia che definisce il reticolo.

Momenti cinematici

In presenza dell'azione sismica la risposta del palo è il risultato di una complessa interazione terreno-palo, resa di difficile interpretazione a causa dei fenomeni di non linearità nel terreno e degli effetti cinematici associati al moto del terreno.

Generalmente, alle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastuttura si aggiungono, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, quelle derivanti dall'interazione cinematica che produce nei pali sollecitazioni aggiuntive dipendenti principalmente dalla rigidità relativa palo-terreno.

Dalla letteratura esistente in merito a questo tipo di studi, emerge che nel caso di palo immerso in terreni stratificati, la sollecitazione flettente subisce un pronunciato incremento in prossimità dell'interfaccia fra strati di differente rigidità e tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di rigidità. In alcuni casi il valore del momento prodotto da questo effetto potrebbe superare quello che insorge nei pali in testa in presenza di incastro.

Da un'analisi di numerosi risultati, *Nikolaou et al., 2001*, ha proposto una relazione che consente di calcolare, in maniera approssimata, il momento flettente massimo in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di differente rigidità, in condizioni di moto stazionario con frequenza prossima alla frequenza fondamentale del deposito in cui è immerso il palo:

$$M = 0.042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.30} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}}\right)^{0.50}$$

in cui $\tau_c = a_{\max} \rho_1 H_1$; a_{\max} accelerazione sismica, ρ_1 densità del terreno, H_1 spessore dello strato, V_{s1} e V_{s2} , rispettivamente, la velocità delle onde di taglio nei due strati; E_1 è modulo di rigidezza dello strato superiore di terreno, E_p modulo di elasticità del palo, d diametro del palo, L lunghezza del palo.

Micropalo

Descrizione	
Tipologia	TUBIFIX
Iniezione	IRS: Iniezione ripetitiva e selettiva
Pressione limite di iniezione	30.00 kg/cm ²
Diametro di perforazione	0.15 m
Alfa	1.50
Diametro bulbo	0.30 m
Lunghezza bulbo	5.00 m
Lunghezza fusto	8.00 m
Diametro esterno tubolare	80.00 mm
Spessore tubolare	6.00 mm
Calcestruzzo tipo	3
Acciaio tipo	4

Archivio materiali

Conglomerati

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [Kg/cm ²]	Ec [Kg/cm ²]	fck [Kg/cm ²]	fcd [Kg/cm ²]	fctd [Kg/cm ²]	fctm [Kg/cm ²]
1	C20/25	250	299600	200	113.3	10.1	22.1
2	C25/30	300	314750	250	141.6	11.4	25.6
3	C28/35	350	323080	280	158.6	12.6	27.6
4	C40/50	500	352200	400	226.6	16.3	35

Acciai:

Nr.	Classe Acciaio	Es [Kg/cm ²]	f _{yk} [Kg/cm ²]	f _{yd} [Kg/cm ²]	f _{tk} [Kg/cm ²]	f _{td} [Kg/cm ²]	ep _{tk}	epd _{ult}	β1*β2 in.	β1*β2 fin.
1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0.5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4582	3985	.012	.01	1	0.5
4	S235H	2141370	2447.28	2128.11	3670.92	2128.11	0.012	0.01	1	0.5
5	S275H	2141370	2855.16	2482.97	4384.71	2482.97	0.012	0.01	1	0.5
6	S355H	2141370	3670.92	3191.66	5200.47	3670.92	0.012	0.01	1	0.5

Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale. Vs: Velocità onde di taglio.

Stratigrafia...1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kg/m ³]	Peso Unità di volume Saturo [kg/m ³]	c [kg/cm ²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [kg/cm ²]	Vs [m/s]	Descrizio ne litologica
1	3.50	1620.00	1870.00	0.00	30.20	No	1.00	620.00	0	Livello 1
2	8.50	1690.00	1880.00	0.00	30.80	No	1.00	780.00	0	Livello 2
3	13.00	1900.00	1920.00	0.00	32.70	No	1.00	1330.00	0	Livello 3

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kg/cm ²]]	Peso palo [kg]	Carico limite punta [kg]	Carico limite laterale [kg]	Carico limite [kg]	Attrito negativo [kg]	Carico limite orizzontale [kg]
--------------	----	----	---	-------------------	-----------------------------------	--------------------------------------	--------------------------	-----------------------------	---

A1+M1+R	34.54	52.24	32.7/0.00	1379.35	53554.41	141417.70	193592.80	--	--
3									

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:				A1+M1+R3
Numero verticali di indagine				1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)				1.70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)				1.70
	Rc, Min	Rc, Media		Rc, Max
	[kg]	[kg]		[kg]
Base	53554.41	53554.41		53554.41
Laterale	141417.70	141417.70		141417.70
Totale	193592.80	193592.80		193592.80
Coefficiente parziale resistenza caratteristica				R3
Base				1.35
Laterale				1.15
Resistenza di progetto base				23335.25 kg
Resistenza di progetto laterale				72336.41 kg
Resistenza di progetto				94292.31 kg