

## FONDAZIONI SU PALI TRIVELLATI

### 1.0 CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DEI PALI

Il dimensionamento dei pali viene eseguito tenendo conto dei criteri appresso riportati.

- a) Inizialmente vengono determinati i carichi allo spiccato nelle seguenti condizioni:
- a) carichi permanenti
  - b) carichi permanenti + carichi accidentali
  - c) carichi permanenti + accidentali + effetto del sisma

Si ottiene un rapporto tra i carichi permanenti, cui sono dovuti i cedimenti a lungo termine, e i carichi massimi ottenuti in situazione limite in caso di scossa sismica; i carichi in caso di sisma variano sensibilmente a seconda della posizione dei pilastri: ad esempio i pilastri di facciata sono maggiormente sollecitati rispetto a quelli di spina.

Dimensionando le fondazioni in base ai carichi massimi in fase sismica si otterrebbe una fondazione che, nel corso normale della vita dell'edificio, risulterebbe sovradimensionata per i pilastri più sollecitati dal sisma e appena sufficiente per quelli meno sollecitati: nei confronti dei cedimenti a lungo termine si potrebbero avere quindi movimenti sensibilmente diversi tra loro.

Dimensionando le fondazioni sulla base dei carichi permanenti moltiplicati per il maggior valore del coefficiente determinato dal rapporto tra il carico massimo in fase sismica e il carico permanente si ottiene invece un fondazione più omogenea rispetto ai cedimenti lenti, con un grado di sicurezza sufficiente a garantire la stabilità, anche in presenza di sovraccarichi e di scossa sismica.

b) Secondo gli studi sulla portata dei pali e sui loro cedimenti, sulla base di prove di carico reali su pali trivellati, è risultato che, aumentando il carico, si ha inizialmente una portata dovuta quasi esclusivamente all'attrito laterale, con cedimenti limitati; aumentando ancora il carico e superando la portata per attrito, si sviluppa la resistenza alla punta che comporta però cedimenti molto maggiori.

La resistenza complessiva si sviluppa quindi in due fasi, con un comportamento diverso per quello che riguarda i cedimenti: dà quindi maggiore garanzia, nei confronti dei cedimenti, affidare i carichi di esercizio all'attrito e utilizzare la portata alla punta come margine di sicurezza.

Naturalmente il coefficiente di sicurezza globale dovrà essere comunque maggiore o uguale a 2.5, come previsto dalla Normativa in materia; pertanto il palo sarà dimensionato in modo da soddisfare due diverse condizioni:

- 1) la portata per attrito dovrà essere maggiore del massimo carico di esercizio, in modo da garantire limitati cedimenti durante la vita utile dell'opera;
- 2) la portata totale (attrito + punta) dovrà essere maggiore o uguale a 2.5 volte il massimo carico di esercizio, per garantire comunque il grado globale di sicurezza prescritto dalla Normativa.

Si ritiene che il criterio di dimensionamento sopra riportato offra maggiori garanzie nel tempo, soprattutto nei confronti di un'opera avente un certa importanza.

## 2.0 STABILITA' DEI PALI IN GRUPPO

Nel caso di pali in gruppo occorre adottare un coefficiente di riduzione dovuto alla sovrapposizione dei bulbi di pressione dei singoli pali, che determina una minore efficienza del singolo palo rispetto al caso di palo isolato.

Il coefficiente di riduzione è riportato nei testi (Cestelli, Sansoni) in funzione del numero dei pali e del loro interasse, o può essere calcolato mediante la formula di Converse-Labarre.

$$E_g = 1 - \theta \times \frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n}{90 \times m \times n}$$

Dove:  $E_g$  = coefficiente di efficienza del gruppo ( $\leq 1.00$ )

$\theta$  = arcotang (D/i) (D=diametro del palo e i=interasse dei pali)

m = numero delle file

n = numero delle colonne

Dal diagramma dei valori di  $E_g$  si nota una sensibile diminuzione di  $E_g$  quando l'interasse dei pali diventa minore di 3D; è quindi sconsigliabile usare interassi minori di tale valore.

Comunque la portata di un gruppo di pali collegati da un solettone non può essere maggiore della resistenza laterale del blocco definito dal perimetro esterno della palificata, sommato alla capacità portante del blocco alla quota della punta dei pali.

### **3.0 CALCOLO DELL'ARMATURA DEI PALI**

I pali sono armati per tutta la loro lunghezza con gabbie formate da ferri dritti e staffe elicoidali; è prevista all'attacco col plinto e nella giunzione tra le gabbie una lunghezza di ancoraggio non inferiore a 60 diametri.

L'armatura deve essere dimensionata, oltre che per i carichi verticali, per le sollecitazioni di flessione indotte dalle forze orizzontali al livello dei plinti, dovute a sisma, vento o spinta del terreno contro le pareti dei piani seminterrati.

Il diagramma tipo dei momenti flettenti presenta, in genere, un momento massimo in corrispondenza della testa del palo, che va smorzandosi in profondità secondo un andamento più o meno sinusoidale: in genere il momento si smorza rapidamente con la profondità.

La zona dei momenti più elevati può quindi essere coperta dalle prime gabbie di armatura, opportunamente dimensionate per pressoflessione e taglio; per le gabbie successive sarà sufficiente una armatura dimensionata per il solo carico verticale.

### **4.0 CALCOLO DEI MOMENTI LUNGO I PALI**

Per la valutazione dei momenti lungo l'asse si possono utilizzare tre procedure: un modello agli elementi finiti, che fornisce tutti i risultati necessari, e una procedura manuale rapida, utile per determinare i principali valori dei momenti lungo l'asse del palo.

#### **4.1 modello agli elementi finiti**

Il modello di calcolo agli elementi finiti utilizzato per questa particolare situazione statica viene definito come segue:

- Il palo viene considerato con la testa perfettamente incastrata nel plinto: viene quindi considerata nulla la rotazione alla estremità superiore, anche in considerazione della elevata rigidezza delle travi di collegamento;
- Il fusto del palo viene diviso in conci della lunghezza di 0.5 metri, e in ogni nodo viene posizionata una molla laterale bidirezionale simulante la resistenza del terreno;
- La resistenza delle molle viene valutata in base al diametro del palo e alle caratteristiche del terreno circostante;

- Le molle sono di resistenza diversa a seconda degli strati di terreno attraversati: quindi molto deboli lungo lo spessore dello strato di riporto, soprattutto vicino alla superficie del terreno, e di maggiore resistenza nello strato portante;
- 
- Modificando le molle è possibile simulare le caratteristiche delle diverse stratigrafie presentate dal terreno nei vari punti;
- 
- Si possono quindi ottenere vari diagrammi tipo dell'andamento del momento flettente per le varie situazioni stratigrafiche, in base al cui inviluppo vengono dimensionati i ferri dell'armatura delle prime gabbie dei pali.

La resistenza della molla viene espressa dalla relazione:

$$R_m = C \times D \times K \quad \text{dove}$$

C = lunghezza del concio

D = diametro del palo

K = modulo di sottofondo del terreno (Winkler)

La valutazione del modulo di sottofondo K è piuttosto incerta, dato che è funzione della larghezza della striscia di terreno interessata dal carico (che è certamente maggiore di D) e del modulo edometrico  $E_t$  del terreno, che varia con la profondità anche per un terreno omogeneo. Nei manuali sono indicati i valori medi del coefficiente di sottofondo K per i vari tipi di terreno.

Nel testo del Cestelli-Guidi (V<sup>a</sup> Edizione 1964 pag. 329) è riportato un grafico per la determinazione del coefficiente di sottofondo **K**, in funzione di **E**, di **b**, e di un coefficiente  $\alpha$  che varia con la forma della fondazione ( $\alpha_1$  per fondazione quadrata e  $\alpha_2$  per fondazione a nastro) e col rapporto tra la profondità **t** a cui si trova lo strato roccioso al di sotto del terreno interessato e la larghezza **b** della striscia di contatto tra la fondazione ed il terreno.

Nel caso dei pali ci interessa solo il coefficiente  $\alpha_2$  e, in luogo della larghezza b si pone il diametro D del palo o un valore maggiore; inoltre, dato che la lunghezza t viene misurata in orizzontale, il rapporto t/b assume un valore sempre > 10 e quindi  $\alpha_2$  diviene costante e uguale a 0.54: pertanto

$$K = 0.54 \times E / D$$

Il valore così ottenuto è, in genere, molto cautelativo.

## 4.2 metodo della trave elastica

Il problema può essere affrontato come caso particolare di trave elastica su suolo elastico (Cestelli V<sup>a</sup> Edizione 1964); la testa del palo viene considerata incastrata nel plinto e nel reticolo di travi di fondazione (più raramente viene considerata incernierata).

Una delle difficoltà per la soluzione rigorosa del problema è la variabilità del coefficiente di sottofondo lungo l'altezza del palo, anche con terreno omogeneo.

Una prima semplificazione si ottiene considerando il palo di lunghezza infinita rispetto alla lunghezza elastica  $L$  (in pratica è sufficiente che la lunghezza del palo sia maggiore del doppio della lunghezza elastica  $L$ ).

La lunghezza elastica è valutabile con la relazione:

$$L = \sqrt[4]{(4 \times E_c \times I) / (\alpha \times E_t)} \quad \text{dove}$$

$E_c$  = modulo elastico del calcestruzzo

$E_t$  = modulo edometrico del terreno

$I$  = momento di inerzia trasversale del palo

$A$  = coefficiente  $\approx 1.00$

Il valore di  $E_t$  è di valutazione incerta e varia con la profondità (si usa un valore medio); fortunatamente l'espressione presenta una radice quarta, e quindi, anche con forti variazioni del modulo  $E_t$ , i valori di  $L$  presentano una variabilità molto meno accentuata: ad esempio per un palo di diametro pari a 50 cm realizzato con calcestruzzo classe Rbk 300 kg/cm<sup>2</sup> si ottiene:

Per $E_t = 50$ kg/cm <sup>2</sup>	$L = 293$ cm
Per $E_t = 100$ kg/cm <sup>2</sup>	$L = 246$ cm
Per $E_t = 150$ kg/cm <sup>2</sup>	$L = 223$ cm
Per $E_t = 200$ kg/cm <sup>2</sup>	$L = 207$ cm
Per $E_t = 400$ kg/cm <sup>2</sup>	$L = 174$ cm

Una volta valutata la lunghezza elastica  $L$  del palo si può determinare il valore del massimo momento flettente con le relazioni:

Palo incastrato in testa  $M_{\max} = F \times L / 2$  alla testa del palo

Palo incernierato in testa  $M_{\max} = F \times L / 3$  a distanza  $0.8 \times L$  dalla testa del palo

Nel caso di palo che sporge dal terreno per una lunghezza  $h$  (caso delle banchine dei porti o di un edificio con strato superficiale del tutto inconsistente)

Palo incastrato in testa  $M_{\max} = F \times (h + L) / 2$  alla testa del palo