CAPITOLO 17: PALI DI FONDAZIONE

Generalmente i pali di fondazione vengono impiegati per abbassare il piano di posa dell'edificio allo scopo di raggiungere degli strati di terreno con resistenza più elevata. In alcuni casi comunque la fondazione su pali può essere impiegata anche se non viene raggiunto uno strato a più alta resistenza; abbassando il piano di posa in queste situazioni vengono raggiunte maggiori tensioni di confinamento e minori deformazioni.
I pali inoltre possono essere utilizzati per ovviare alle corrosioni e presentano degli impiegati diversi da quelli usati classicamente. Ad esempio nel caso di una vasca questa può rischiare di essere sollevata dalle sottopressioni dell'acqua ed in questo caso i pali vengono fatti lavorare a trazione.
Altri impieghi dei pali sono quelli per i quali vengono utilizzati allo scopo di assorbire gli sforzi tangenziali di scorrimento di un muro di sostegno. I pali possono anche essere accostati ed allineati allo scopo di realizzare un sistema di sostegno (BERLINESE).

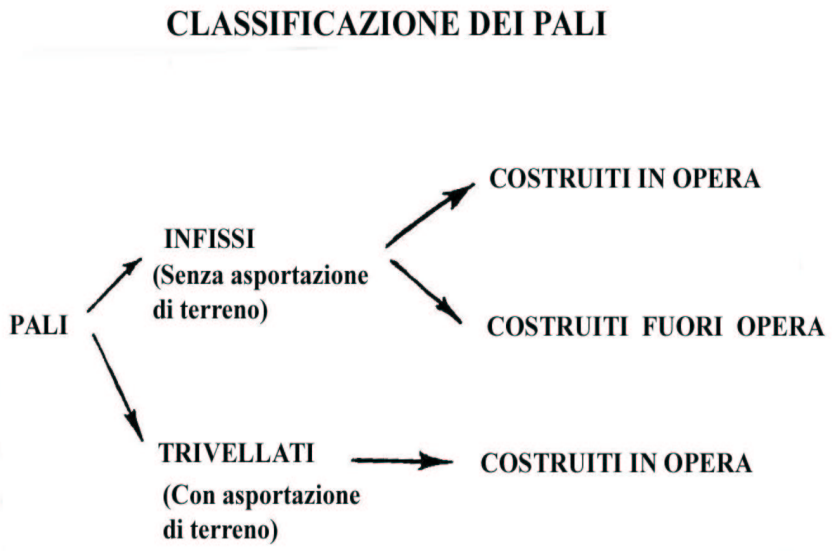


Figura 17.1

Tra i pali *costruiti in opera* possono essere distinti quelli di tipo FRANKI, VIBRO e CAMICIA.
Tra quelli *costruiti fuori opera* si possono distinguere i pali di LEGNO, in ACCIAIO e in CALCESTRUZZO.

1. *I pali in legno*, che sono stati i primi ad essere usati nelle opere civili (Venezia) presentano una lunghezza variabile tra i $10m$ e i $18m$ con un peso $Q=10-50t$. Presentano una puntazza in acciaio alla base e una cuffia in sommità. Questi pali presentano basse caratteristiche meccaniche e non sono adatti per i terreni molto addensati.
2. *I pali in acciaio* possono essere a sezione a doppio T o a corona circolare. Per le sezioni a doppio T si possono raggiungere $l=10-30m$ con un peso pari a $Q=40-200t$. In questo caso la sezione di terreno spostata è ridotta, non ci sono grandi effetti dovuti all'infissione. Se il palo viene vesso in argilla allora non c'è una immediata dispersione, possono formarsi rigonfiamenti che sotto carico generano dei cedimenti.
   Per i pali a sezione chiusa vengono adottati diametri $\phi=30cm$ con pesi pari a $Q=40-150t$, per le strutture off−shore i diametri possono raggiungere valori di $200cm$ con lunghezze superiori ai $150m$ ed un peso di $4000t$.
   Questo tipo di pali possono essere infissi a pianta chiusa o aperta. In Italia vengono usati poco i pali in acciaio in quanto sono molto costosi, inoltre possono presentare problemi di svergolamento.
3. *I pali di calcestruzzo* possono essere gettati oppure precompressi, sono realizzati con diametri di $0\div30cm$ lunghezze di $10\div15m$ ai quali corrisponde un peso di $200t$.
   Per questo tipo di pali devono essere adottate delle attenzioni particolari per le sollecitazioni che vengono indotte in cantiere e per il loro trasporto; devono quindi presentare delle particolari armature. Questo tipo di pali è sottoposto a delle notevoli sollecitazioni anche durante la fase di infissione.
   Un limite che presentano è quello delle lunghezze limitate, potrebbero essere fatte delle giunzioni che però rappresentano dei punti di indebolimento per il palo. Per la loro posa in opera è necessario conoscere bene la stratigrafia del terreno, infatti se non si riesce ad infiggere completamente il palo allora la sua distribuzione è molto costosa.
   I problemi della fase di infissione sono quelli di un elevato rumore, delle vibrazioni indotte sul terreno e della possibilità di spostamenti laterali che tendono a far sbandare il palo.
   Un metodo per facilitare l'infissione del palo è quello di immettere tramite dei tubi interni acqua in pressione alla punta; questa iniezione deve essere sfruttata per facilitare l'attraversamento degli strati intermedi più consistenti, ma non deve essere usata per l'infissione nello strato più profondo dove è stata calcolata la resistenza di punta.

Pali costruiti in opera

FRANKI: questo tipo di pali presenta un diametro $\phi=30\div60\ cm$ e una lunghezza di $\sim40m$. Viene adottata una tubazione metallica chiusa ad una estremità da un tappo di calcestruzzo a basso contenuto d'acqua che genera un elevato attrito tra la parete della tubazione e il calcestruzzo.

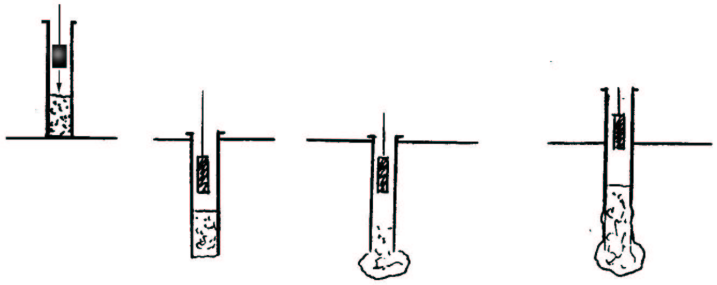


Fig. 274

Figura 17.2

Mediante un maglio che batte sul tappo di calcestruzzo il sistema penetra nel terreno fino alla profondità voluta alla quale viene bloccata la tubazione e con continui colpi del maglio viene espulso il tappo il quale si rompe e va a formare il bulbo.
Successivamente vengono versate nella tubazione delle piccole quantità di calcestruzzo continuando a battere con il maglio e contemporaneamente viene progressivamente sollevata la tubazione metallica . In questo modo viene ottenuta una colonna di calcestruzzo che presenta delle protuberanze.
VIBRO: in questo caso l'estremità della tubazione metallica è chiusa con un fondello a perdere ed in questo modo viene realizzato il foro che andrà a costruire il palo.

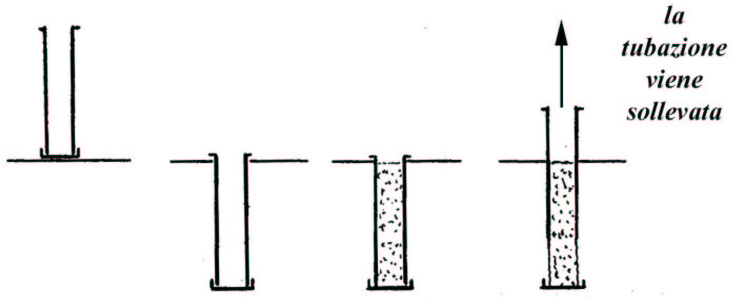


Fig. 275

Figura 17.3

Il foro viene riempito di calcestruzzo dopo aver inserito l'armatura metallica che serve per non danneggiare il palo. La tubazione viene estratta attraverso uno strumento che induce sulla stessa uno stato di vibrazione in modo da ridurre la resistenza offerta da questo tipo di lavorazione.

Pali con asportazione di terreno

Rispetto ai casi precedenti in questa situazione il foro che verrà occupato dal palo viene realizzato con asportazione di terreno. Man mano che viene scavato il foro contemporaneamente viene infissa anche una tubazione che ha lo scopo di sostenere il terreno circostante. L'infissione della tubazione può avvenire per battitura.
Una volta che la camicia è stata infissa e gettato il calcestruzzo si presenta il problema della sua estrazione. Questa può avvenire secondo le diverse modalità che sono state viste nei casi precedenti.
I problemi che possono insorgere dipendono dalla quantità di calcestruzzo, se è presente troppo calcestruzzo allora questo potrebbe subire una rottura e venir sollevato assieme alla camicia, mentre se il calcestruzzo è poco si rischia di avere l'otturazione del foro.

Per la realizzazione dei pali trivellati possono anche essere usati dei fanghi bentonitici ($60\div100\ kg$ di bentonite in un m^3 acqua e si ottiene un impasto che ha una densità di poco superiore all'acqua).
Il foro viene riempito con questo materiale, se il terreno è molto permeabile allora la bentonite filtra fuori dal foro,

mentre se il terreno è poco permeabile allora darebbe una spinta γH.
Può essere eseguito un preforo superficiale, viene inserita la bentonite man mano che si procede con l'estrazione del terreno; in questo caso la bentonite è statica.
La bentonite può anche essere utilizzata per estrarre il terreno; viene usato un piccolo utensile che disgrega il terreno, viene immesso del fango bentonitico ed escono i detriti di scavo. Il metodo può essere a circolazione diretta per la quale è necessaria una elevata velocità di circolazione del fango che viene fatto decantare e rimosso lentamente, oppure possiamo avere circolazione inversa per la quale i detriti vengono aspirati (metodo applicato per fori di maggiori dimensioni).
Questa tipologia di pali può raggiungere i *90m* di lunghezza con diametro di *200 cm* per un peso di $\sim 2000\ t$.
Una volta realizzato il foro viene inserita l'armatura per il palo e di seguito mediante una tramoggia viene gettato il calcestruzzo che pesando di più del fango bentonitico va a fondo e quest'ultimo risale completamente in superficie a getto ultimato.

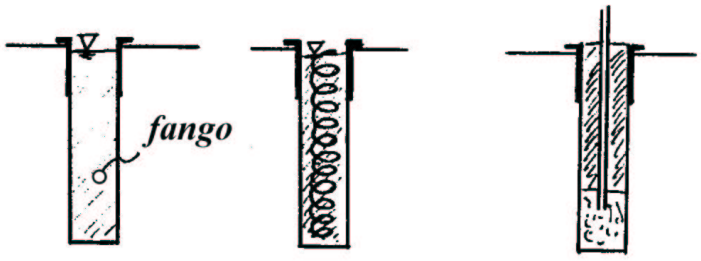


Fig. 276

Figura 17.4

I pali bentonitici sono molto resistenti (una pila di un ponte può essere sostenuta da due pali).

Micropali

Viene eseguita una perforazione come quelle usate per la realizzazione dei sondaggi attraverso un utensile rotante all'interno di aste cave.
Viene immessa acqua in pressione che uscendo dal foro porta i detriti in superficie. Una volta realizzato il foro di $10 \div 15cm$ viene messo in opera un tubo di grosso spessore il quale forma l'armatura del micropalo. A questo punto è possibile estrarre anche la camicia impiegata per realizzare il foro. Il tubo presenta dei fori laterali realizzati ogni *50 cm* sulla lunghezza e tali fori sono ricoperti da una guaina di gomma.
Con una particolare sonda in prossimità dell'ultimo foro viene immesso del calcestruzzo, si aspetta che questo maturi e si passa al foro successivo del tubo. La guaina di gomma che riveste i fori rappresenta praticamente una valvola di non ritorno, questa mi garantisce che il calcestruzzo che è stato immesso non ritorni nel tubo. In questo modo si creano degli sbulbi sulla superficie laterale del tubo che ne aumentano la resistenza.
Questo tipo di sistema costruttivo è molto usato, di facile utilizzo (anche in piccoli spazi), vengono utilizzati nei centri storici per rinforzare le vecchie fondazioni.

Tecnica jet−grouting (iniezione a pressione)

Nel terreno viene infisso un utensile rotante con un foro di *1 mm*. Raggiunta la profondità voluta viene iniettata acqua+cemento ad una elevata pressione $400 \div 500\ atm$. L'utensile ruota e viene fatto risalire; Il getto è potente e disgrega il terreno, quando arriva in superficie ci troviamo un palo in calcestruzzo. L'unico inconveniente di questo metodo per la realizzazione dei pali è che si ottiene un elemento che non è armato.
Questa tecnica viene impiegata anche in orizzontale ed in obliquo, quello che otteniamo non sono però dei pali.

Osservazione:

Quando viene posizionata una fondazione sul terreno allora questo subisce un disturbo.
Per quanto riguarda le fondazioni superficiali le superfici di rottura si verificano all'interno di un terreno che non era stato precedentemente disturbato, mentre nel caso delle fondazioni profonde la rottura avviene in un terreno che precedentemente è stato disturbato per la realizzazione dei pali.
L'analisi delle condizioni di rottura presenta quindi delle differenti difficoltà e il loro studio deve procedere secondo delle procedure teorico−empiriche.
Per i pali infissi si crea un addensamento del terreno in prossimità della punta, il terreno è molto addensato e le spinte laterali sono molto elevate. Nei pali trivellati invece il terreno inizialmente si rilassa e dopo il getto non è detto che riprenda la consistenza originale, in prossimità della punta ci può essere la presenza di detriti; questo significa che per ottenere una grande resistenza alla punta è necessario un notevole cedimento del palo.
Tutto questo discorso vuol significare che i pali trivellati devono garantire la resistenza per sforzi tangenziali e quindi devono essere relativamente lunghi. Un palo infisso presenta una resistenza di punta 100 volte maggiore di quella di un palo trivellato.
Per un palo infisso in argilla le pressioni neutre u tendono a crescere notevolmente, tanto che le σ' tendono ad annullarsi per cui è necessario aspettare un po' di tempo prima di eseguire le prove.

Calcolo del carico limite delle fondazioni profonde

Le fondazioni profonde generalmente vengono realizzate su un sistema di pali. La resistenza dei pali si esplica principalmente sulla loro superficie laterale. Questo aspetto vale sia in condizioni limite che in condizioni di esercizio.

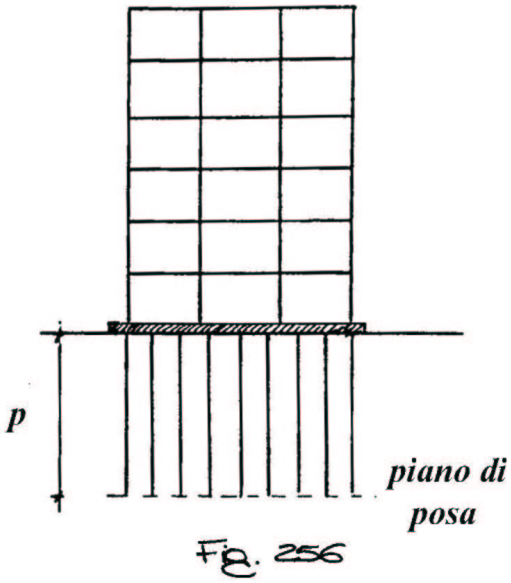


Figura 17.5

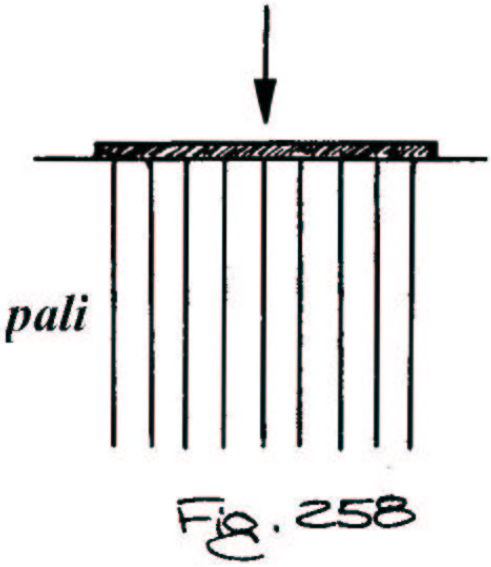
Il sistema di pali può presentare un comportamento diverso a seconda della porzione di terreno che coinvolge ai fini dello scarico delle tensioni.

Palificata appoggiata

Figura 17.6

In questa situazione la palificata raggiunge un terreno che presenta una maggiore resistenza e il suo comportamento è definito da una resistenza di punta, nella porzione finale dei pali.

Palificata sospesa



Con questo tipo di palificata non vengono raggiunti degli strati a resistenza maggiore ma si determina un irrigidimento di tutta una porzione di terreno e il trasferimento dei carichi avviene su una zona molto ampia.

La realizzazione dei pali può essere fatta in modi diversi e a seconda della tipologia e del metodo di fabbricazione dipende il comportamento del palo stesso e del terreno.
Possiamo avere:

- *pali infissi o battuti,*
- *pali trivellati.*

Figura 17.7

I pali infissi vengono realizzati fuori opera e vengono applicati senza asportazione di terreno, mentre i pali trivellati sono eseguiti con asportazione di terreno.
Nel caso dei pali infissi si ha un incremento delle pressioni neutre e con il passare del tempo queste si dissipano provocando un addensamento del terreno.
Per quanto riguarda *i pali trivellati* viene asportato del terreno e durante la fase di asporto le parti del foro vengono sostenute con tubi forma o con fanghi bentonitici. In prossimità delle pareti del foro si realizza una condizione in cui le pressioni neutre sono nulle e quindi il terreno viene fortemente disturbato e tende a dilatarsi.
Il *comportamento dei pali* può essere studiato con metodi e formule empiriche oppure con metodi teorici.
Metodi empirici: si basano su prove che essenzialmente sono di tipo penetrometrico e pressometrico. Questi metodi però sono adatti per situazioni specifiche e quindi presentano l'inconveniente che una modifica delle condizioni del problema comporta la necessità di adottare un modello diverso.
Metodi teorici: questi metodi sono basati sulla teoria dell'elasticità e della plasticità, comunque i risultati che si ottengono devono essere confrontati con quelli sperimentali.

Palo singolo, carico assiale limite

In questo paragrafo ci occupiamo della valutazione del carico limite del palo (sistema palo+terreno).
Si deve ricordare un'approssimazione che facciamo: consideriamo che la resistenza laterale e di punta si attivino contemporaneamente, ma non è assolutamente vero, ci fa comodo per il calcolo, ma in realtà si attiva dapprima la resistenza laterale con piccoli cedimenti poi solo quando i cedimenti sono più consistenti si attiva la resistenza di punta.

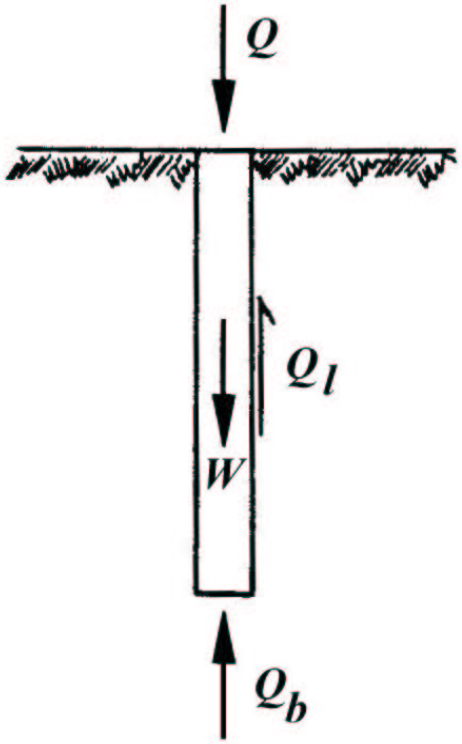


Figura 17.8

W rappresenta il peso del palo,
Q_l la resistenza laterale del palo e
Q_b la resistenza di punta.

È possibile imporre la condizione di equilibrio delle forze verticali, e quindi si ottiene che:

$$Q = Q_l + Q_b - W$$

Se il carico Q è quello che provoca il collasso allora:

$$Q_{\text{LIM}} = Q_l + Q_b - W$$

Se il carico Q è quel carico applicabile durante l'esercizio della struttura, allora il massimo sarà:

$$Q_{\text{AMM}} = \frac{\left(Q_l + Q_b\right)}{2{,}5} - W$$

Evidenziando nuovamente che i due valori limiti che vengono raggiunti e verso i quali ci dobbiamo tutelare con un adeguato coefficiente di sicurezza (η=2,5) sono $(Q_l)_{LIM}$ la resistenza laterale del palo e $(Q_b)_{LIM}$ la resistenza di punta. Non si deve ridurre il peso proprio del palo W che ci è noto.

Abbiamo distinto in questo modo le resistenze offerte al palo in quanto risulta più semplice calcolarne i valori. Inoltre la rottura di un sistema palo terreno non interessa tutto il terreno in quanto piccole deformazioni nel suolo sono sufficienti a provocare grosse deformazioni in prossimità del palo.

In generale il palo presenta le seguenti dimensioni:

$$\frac{l}{d} = 20 \div 100$$

Per capire questo aspetto vediamo come avvengono le condizioni di rottura.

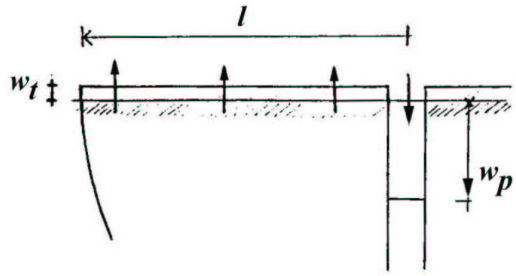


Figura 17.9

w_t rappresenta lo spostamento del terreno in superficie, mentre w_p rappresenta il cedimento del palo. Se viene fatta l'ipotesi di terreno incomprimibile allora si può imporre l'uguaglianza tra i volumi che definiscono lo spostamento.

$$w_p \pi \frac{d^2}{4} = \pi l^2 w_t$$

$$w_p \frac{d^2}{4} = l^2 w_t$$

da cui si può calcolare il valore del rapporto tra gli spostamenti.

$$\frac{w_t}{w_p} = \frac{d^2}{4l^2} = \frac{1}{1600} \div \frac{1}{40000}$$

Questa relazione conferma che un piccolo spostamento della superficie del terreno provoca un grande spostamento del palo di fondazione. Si può quindi affermare che non avviene in realtà un fenomeno di rottura vero e proprio ma il collasso è di tipo localizzato e si verifica in prossimità della punta del palo o della superficie laterale.
Anche in questo caso è necessario andare a distinguere le condizioni drenate da quelle non drenate.

Condizioni non drenate

Resistenza laterale

Figura 17.10

La resistenza che viene offerta dal palo in condizioni di rottura per un elemento di lunghezza di lunghezza *dz* è dato da:

$$dQ_l = c_a \pi d\, dz$$

e quindi per la valutazione della resistenza laterale totale si può integrare su tutta la lunghezza.

$$Q_l = \int_l c_a \pi d\, dz$$

Con c_u avevamo indicato la resistenza al taglio del terreno in condizioni non drenate che si ha prima dell'infissione del palo relativamente alla situazione di collasso; con c_a invece abbiamo indicato la resistenza che si mobilita a rottura in corrispondenza dell'interfaccia palo−terreno. In generale che:

$$c_a \leq c_u$$

Vediamo di capire il motivo di questa disuguaglianza andando ad analizzare la situazione in prossimità della superficie di contatto palo−terreno.

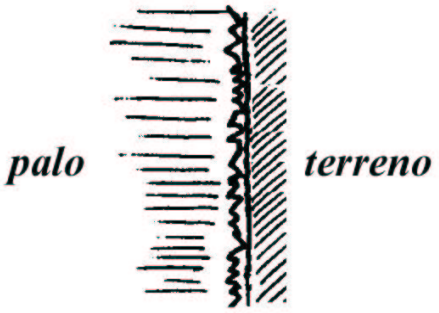


Figura 17.11

Quando viene eseguito il palo allora il terreno subisce una rottura in corrispondenza della superficie di contatto. Questa rottura però introduce un danneggiamento nel terreno e tale aspetto risulta tanto più marcato quanto più il terreno è consolidato e resistente.

Il metodo "alfa":

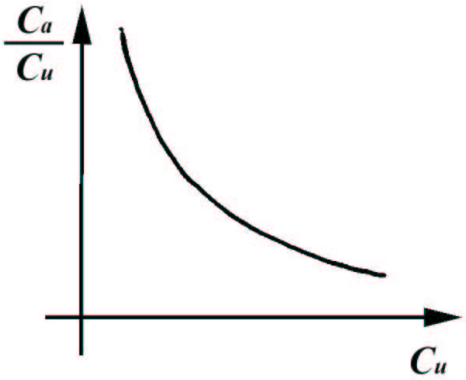


Fig. 263

Figura 17.12

All'aumentare della resistenza a rottura c_u del terreno secondo questo diagramma consegue un aumento della resistenza di contatto palo−terreno inferiore ad una relazione di proporzionalità.

$$c_a = \alpha c_u \qquad con \qquad \alpha < 1$$

Resistenza di punta

In analogia a quello che è stato visto nel caso delle fondazioni superficiali, la resistenza di punta può essere espressa nel modo seguente:

$$Q_b = \frac{\pi d^2}{4}\left\{c_u N_c + q N_q\right\} \qquad N_q = 1$$

La quantità:

$$q\frac{\pi d^2}{4}$$

rappresenta il peso di un volume di terreno pari a quello del palo (quello che occupava il posto del palo).

È necessario calcolare il coefficiente N_c da applicare nella formula, nel caso di una fondazione superficiale di lunghezza infinita con carico centrato e verticale valeva che:

$$N_c = 2 + \pi$$

ma tale valore non può essere applicato in questa situazione e quindi Skempton ha ricavato i seguenti andamenti per il coefficiente N_c:

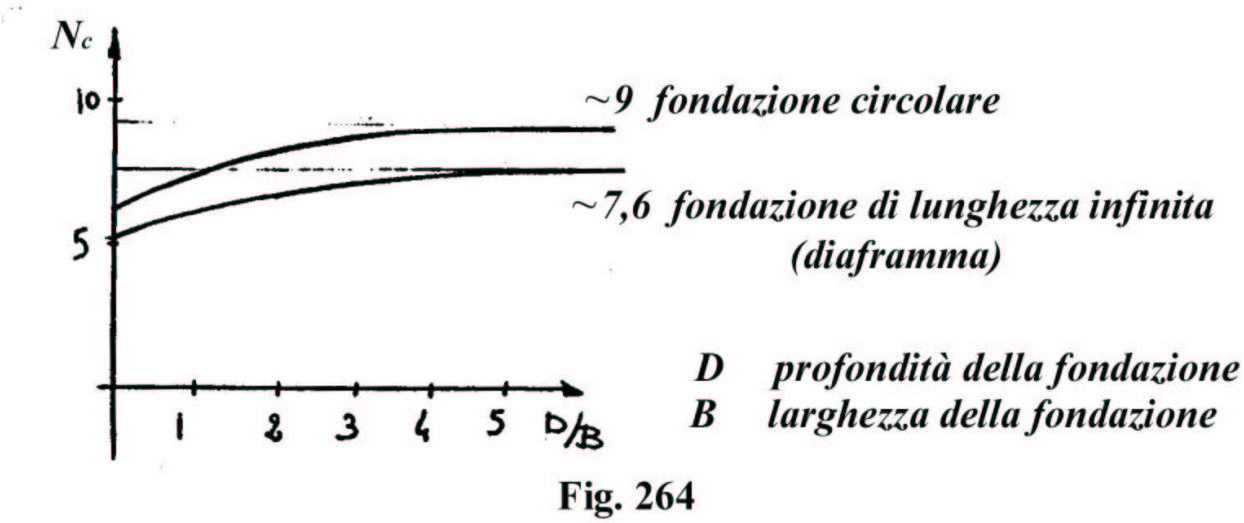


Figura 17.13

Nel caso di fondazioni profonde la striscia di lunghezza infinita della fondazione superficiale diventa un diaframma.
In generale per i pali viene assunto un valore di $N_c=9$.

Condizioni drenate

In questo caso si fa riferimento alle tensioni efficaci:

$$\sigma^I = \sigma - u$$

L'equazione di equilibrio alla traslazione verticale del palo in condizione limite rimane la stessa:

$$Q_{\text{LIM}} = Q_l + Q_b - W$$

cambia solamente il metodo di calcolo dei termini di resistenza.

Resistenza laterale

$$Q_l = \int_l \tau_z \, dz(\pi d) \quad = \quad \int_l \sigma_h^I \tan \varphi_a^I \, dz(\pi d)$$

τ_z rappresenta la tensione tangenziale a rottura lungo la superficie laterale del palo,
σ_h^I è la tensione efficace orizzontale,
φ_a^I è l'angolo di attrito tra il palo ed il terreno che in generale risulta inferiore all'angolo di attrito del terreno.

$$\varphi_a^I \leq \varphi_{\text{terreno}}^I$$

$$Q_l = \int_l k_s \sigma_v^I \tan \varphi_a^I \, dz(\pi d)$$

Dove:

$$\sigma_h^I = k_s \sigma_v^I \qquad k_s = k_0 (OCR)^{\frac{1}{2}} \qquad k_0 = 1 - \sin \varphi^I \quad \text{(Legge di Jacky.)}$$

Il metodo "beta" considera che venga assunto:

$$\beta = k_s \tan \varphi_a^I$$

Sappiamo che la tensione verticale σ_v^I aumenta con l'affondamento z e quindi si può pensare teoricamente che aumenta anche la tensione tangenziale di contatto palo terreno. Sperimentalmente però, su prove eseguite durante la posa in opera dei pali si è riscontrato che l'incremento di tensione tangenziale si ottiene fino ad una quota z_c legata al diametro del palo dalla relazione:

$$\frac{z_c}{d} = 6 \div 10 \qquad con \qquad \varphi^I = 30° \div 40°$$

Dal valore di affondamento z_c in poi la tensione tangenziale si mantiene costate.

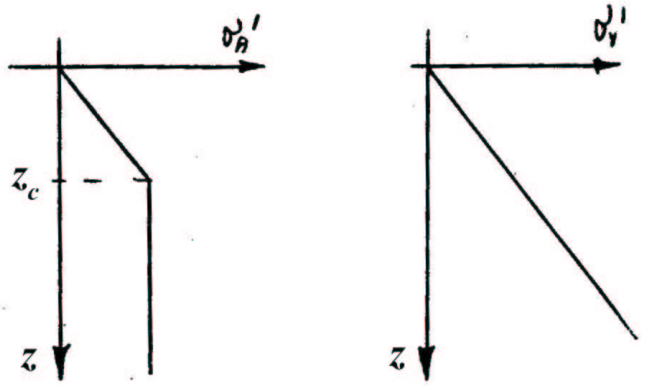


Figura 17.14

Da questo consegue che si deve assumere una limitazione alla resistenza a taglio a ~*120MPa*.

Resistenza di punta

Come nel caso precedente per la valutazione della resistenza di punta possiamo adottare la relazione relativa alle fondazioni superficiali in condizioni drenate:

$$q_b^I = c^I N_c + q^I N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

dove B è il diametro del palo.

Il primo e il terzo contributo possono essere considerati trascurabili rispetto a quello centrale, infatti solamente nella determinazione del coefficiente N_q vengono commessi degli errori che sono maggiori rispetto a quelli che si commettono eliminando i due termini.
La determinazione del coefficiente N_q può essere fatta utilizzando un diagramma in funzione dell'angolo di attrito φ^I. Sono state eseguite analisi diverse che hanno portato a degli andamenti diversi del coefficiente N_q.

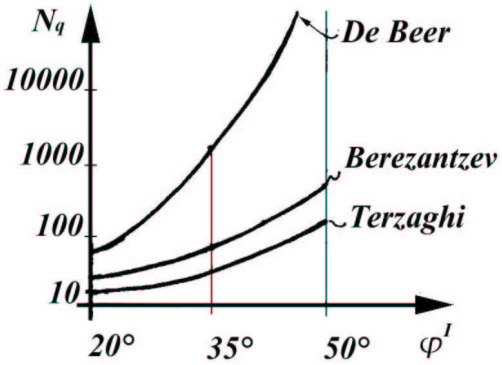


Fig. 266

Figura 17.15

Sovente utilizziamo i diagrammi di Berezantzev (1961) sia per pali di piccolo diametro, che per grande diametro. Berezantev produsse un primo diagramma per pali di piccolo diametro, ma vista la loro efficacia si tentò di utilizzarli anche per grandi diametri, con risultati non proprio soddisfacenti. Ciò indusse Berezantev a produrre dei nuovi diagrammi per pali di dimensioni maggiori.

I pali possono essere classificati anche in base al loro diametro:
- Piccolo (d≃20cm; micropali).
- Medio (d=40÷100cm).
- Grande (d>100 cm).

Variando all'interno di questa classificazione cambia la snellezza del palo, all'aumentare della snellezza aumenta il contributo laterale rispetto a quello di punta.