



UNIVERSITA' DI FERRARA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA

INGEGNERIA CIVILE [1227] Classe LM23

CORSO DI
FONDAZIONI

[012388]

AA 2017-2018

PROF. ING. CLAUDIO COMASTRI

mail claudio.comastri@unife.it
ing.comastri@studiothesis.it

tel. 051 675 0312 Studio Thesisengineering

Ricevimento: il venerdì dalle 11,30 alle 13,00 in Dipartimento Ingegneria
1°Piano - Studio 127.

FONDAZIONI PROFONDE - INDIRETTE

PALI DI FONDAZIONE

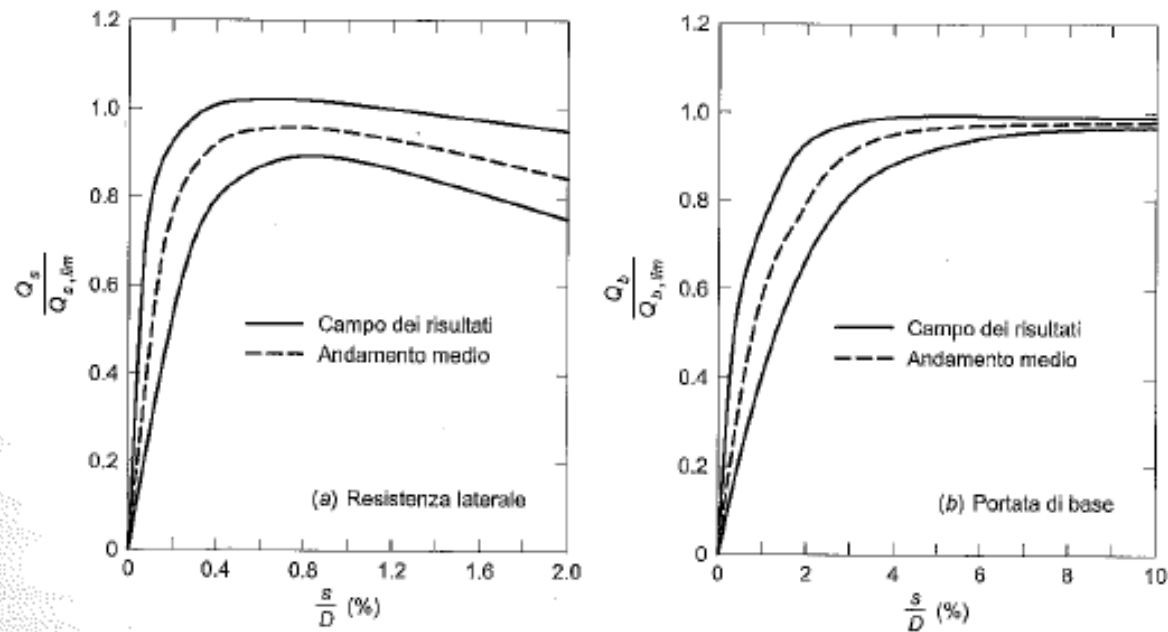
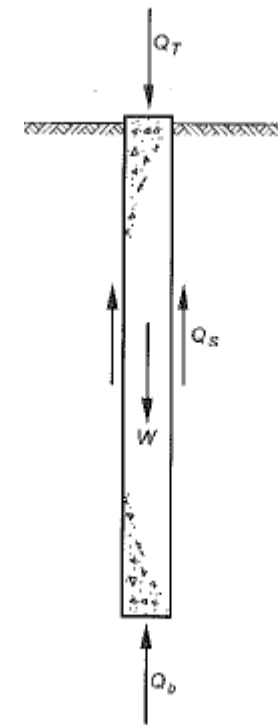


Figura 7.2 Curve di trasferimento per pali trivellati in terreni coesivi (Reese e O'Neill, 1989).



1 Capacità portante di un palo isolato.



FONDAZIONI PROFONDE - INDIRETTE

PALI DI FONDAZIONE: CARICO LIMITE

$$Q_t = Q_b + Q_s - W$$

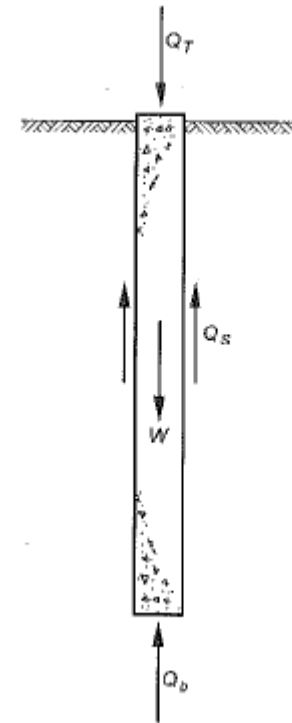
Q_t : Portata limite totale

Q_b : Portata limite di base

Q_s : Portata limite per attrito laterale

W : peso del palo

Le due componenti Q_b e Q_s nel calcolo sono considerate indipendenti.
In realtà esse sono evocate e sono mobilitate per spostamenti relativi diversi tra palo e terreno



FONDAZIONI PROFONDE - INDIRETTE

PALI DI FONDAZIONE: CURVE DI TRASFERIMENTO

$$Q_t = Q_b + Q_s - W$$

Q_t : Portata limite totale

Q_b : Portata limite di base

Q_s : Portata limite per attrito laterale

W : peso del palo

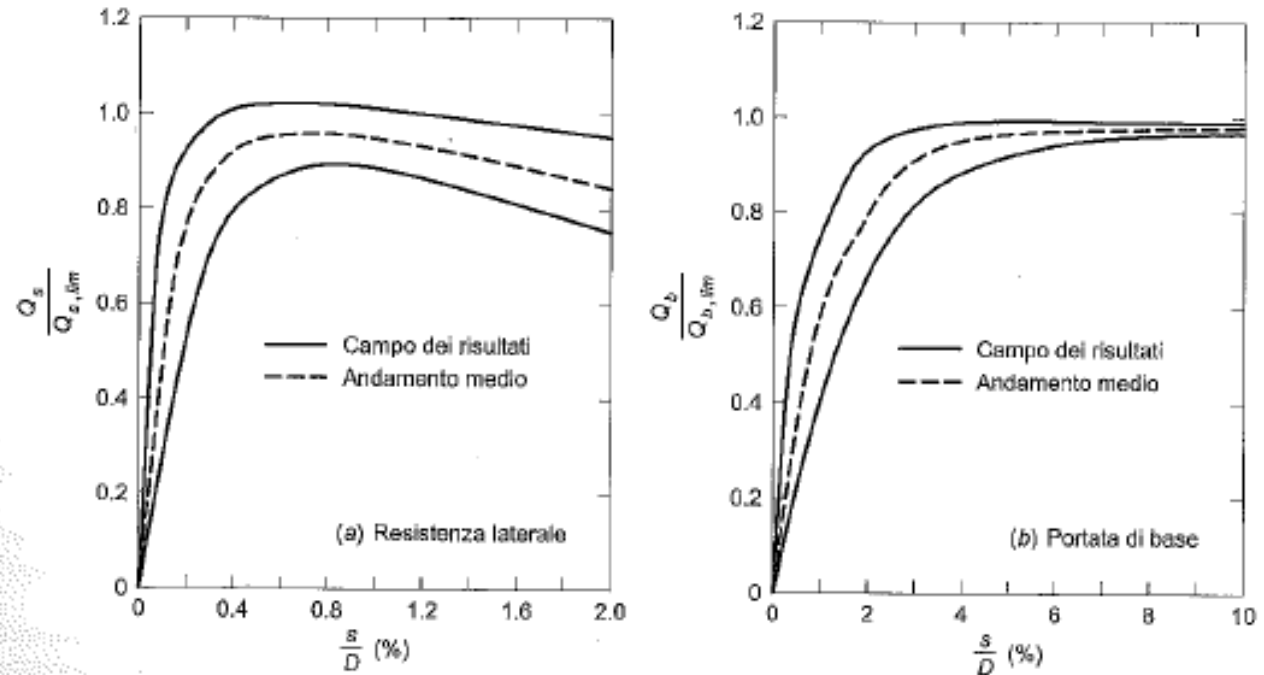


Figura 7.2 Curve di trasferimento per pali trivellati in terreni coesivi (Reese e O'Neill, 1989).



FONDAZIONI PROFONDE - INDIRETTE

PALI DI FONDAZIONE: CURVE DI TRASFERIMENTO

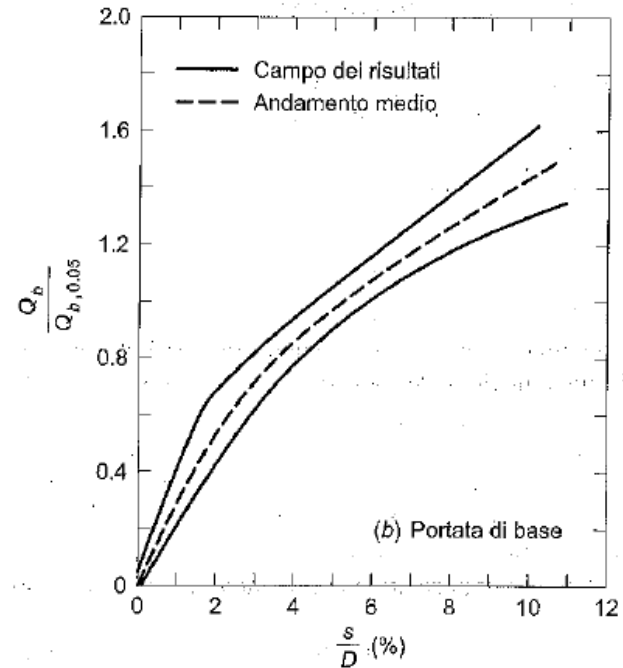
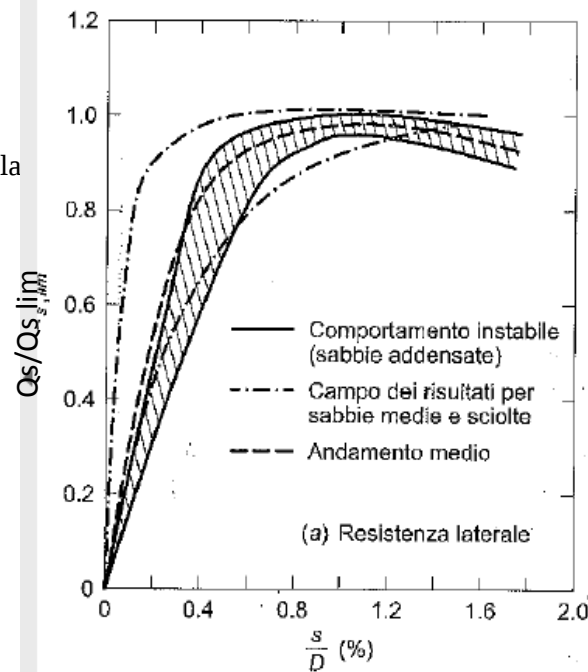
$$Q_t = Q_b + Q_s - W$$

Q_t : Portata limite totale

Q_b : Portata limite di base

Q_s : Portata limite per attrito laterale

W : peso del palo



Curve di trasferimento per pali trivellati in terreni non coesivi (Reese e O'Neill, 1989).



FONDAZIONI PROFONDE - INDIRETTE

PALI DI FONDAZIONE IN TERRENI COESIVI: PORTATA DI BASE

$$Q_b = q_{lim} A_b = (c_u \cdot N_c + \sigma_{vo}) A_b$$

Q_b : Portata limite di base

A_b : Area della base del palo

c_u : Coesione non drenata

N_c : fattore di capacità portante

σ_{vo} : Tensione litostatica totale verticale

$N_c = 9$

da Atkinson e Lancellotta Calavera

C_u → Argille tenere C_u : valutare anisotropia di comportamento e fenomeni di rottura progressiva

$$C_u / \sigma'_{vo} = (0.22 \pm 0.03) \cdot OCR^{0.8} \text{ - Koutsoftas e Ladd (1985) per } OCR < 10$$

$$C_u \text{ (FV)} = 6M / 7\pi D^3 \text{ Prova scissometrica per argille tenere Bjerrum(1972,1973)}$$

$$\text{Bjerrum (1972,1973)} \quad C_{u \text{ in sito}} = \mu \cdot C_u \text{ (FV)}$$

$$C_u = \frac{qc - \sigma_{vo}}{N_c} \text{ approccio empirico da prove CPT - Levaddoux e Baligh (1980)}$$

$N_c = 14$ per argille tenere - Lunne e Baligh e Al. (1976, 1980)

$N_c = 17 \pm 5$ argille preconsolidate Kjekstad e Al, (1978)

$N_c = 10 \div 30$ argille fessurate (Marsland e Powell (1979))

$N_c = 12-15$

FONDAZIONI PROFONDE - INDIRETTE

PALI DI FONDAZIONE IN TERRENI COESIVI: PORTATA DI BASE

$$Q_b = q_{lim} A_b = (c_u \cdot N_c + \sigma_{vo}) A_b$$

Q_b : Portata limite di base

A_b : Area della base del palo

c_u : Coesione non drenata

N_c : fattore di capacità portante →

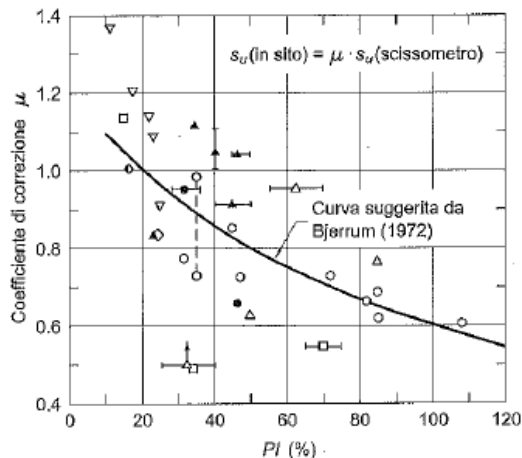
$N_c = 9$

σ_{vo} : Tensione litostatica totale verticale

C_u

Argille tenere

C_u : valutare anisotropia di comportamento e fenomeni di rottura progressiva



C_u (FV) = $6M / 7\pi D^3$ Prova scissometrica per argille tenere
Bjerrum(1972,1973)

Bjerrum (1972,1973) $C_{u \text{ in sito}} = \mu \cdot C_u$ (FV)

Coefficiente di correzione di
Bjerrum (Ladd, 1975).

- • Bjerrum (1972)
- △ ▲ Milligan (1972)
- Ladd e Foott (1974)
- ▽ Flaate e Preber (1974)
- ◇ LaRochelle et al. (1974)

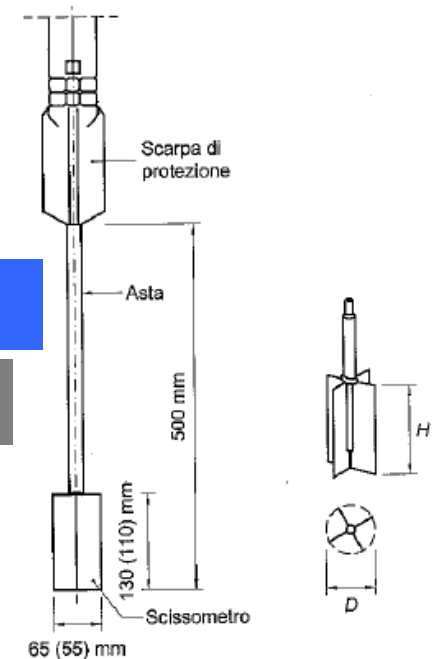


Figura 2.43 Schema della prova scissometrica.



FONDAZIONI PROFONDE - INDIRETTE

PALI DI FONDAZIONE IN TERRENI COESIVI: PORTATA DI BASE

$$Q_b = q_{lim} A_b = (c_u \cdot N_c + \sigma_{vo}) A_b$$

Q_b : Portata limite di base

A_b : Area della base del palo

c_u : Coesione non drenata

N_c : fattore di capacità portante

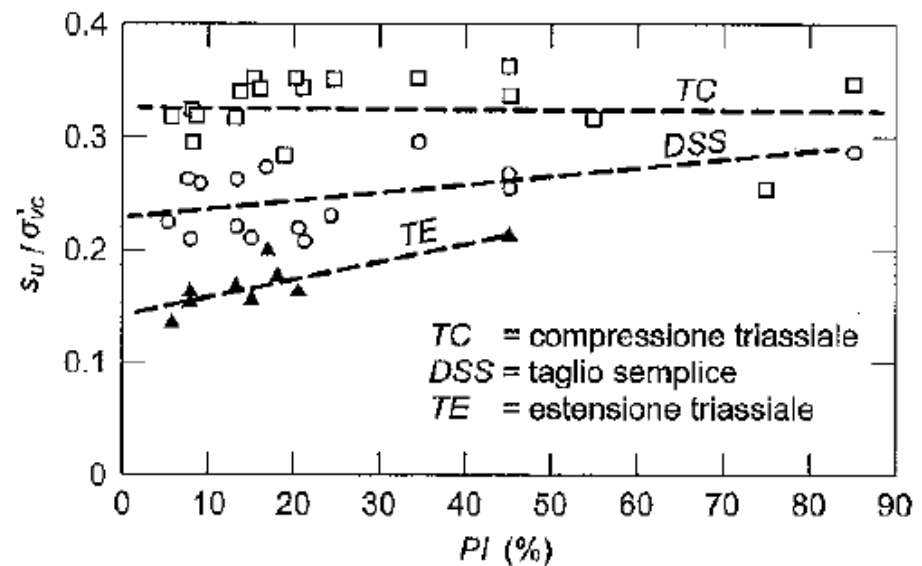
σ_{vo} : Tensione litostatica totale verticale

$N_c = 9$

da Atkinson e Lancellotta Calavera

C_u → Argille tenere

Influenza del percorso di carico sulla resistenza non drenata (Jamiolkowski *et al.*, 1985).





FONDAZIONI PROFONDE - INDIRETTE

PALI DI FONDAZIONE IN TERRENI COESIVI: PORTATA DI BASE

$$Q_b = q_{lim} A_b = (c_u \cdot N_c + \sigma_{vo}) A_b$$

Q_b : Portata limite di base

A_b : Area della base del palo

c_u : Coesione non drenata

N_c : fattore di capacità portante

σ_{vo} : Tensione litostatica totale verticale

$N_c = 9$

C_u

Argille consistenti

$C_u = \frac{qc - \sigma_{vo}}{N_c}$ approccio empirico da prove CPT – Levaddoux e Baligh (1980)

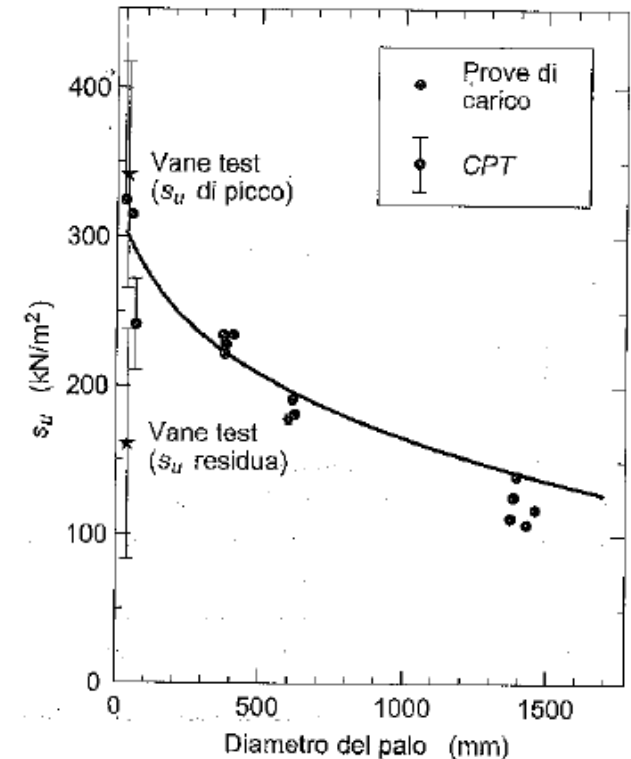
$N_c = 17 \pm 5$ argille preconsolidate Kjekstad e Al, (1978)

$N_c = 10 \div 30$ argille fessurate (Marsland e Powell (1979)

La struttura ha influenza determinante

La resistenza mobilitata tende a ridursi al crescere del diametro del palo (De Beer et Al. 1977)

$N_c = 12-20$



da Atkinson e Lancellotta Calavera



FONDAZIONI PROFONDE - INDIRETTE

PALI DI FONDAZIONE IN TERRENI COESIVI: PORTATA DI BASE

$$Q_b = q_{lim} A_b = (c_u \cdot N_c + \sigma_{vo}) A_b$$

Q_b : Portata limite di base

A_b : Area della base del palo

c_u : Coesione non drenata

N_c : fattore di capacità portante →

$$N_c = 9$$

σ_{vo} : Tensione litostatica totale verticale

Argille consistenti →

IN PRATICA SI ASSUME DI CORREGGERE IL VALORE DELLA CAPACITA' PORTANTE OTTENUTO CON I VALORI CITATI, CON IL COEFFICIENTE PROPOSTO DA MEYERHOF (1983)

Per pali infissi →

$$R_c = \frac{D+0,5}{2D} \leq 1$$

Per pali trivellati →

$$R_c = \frac{D+1}{2D+1} \leq 1$$



FONDAZIONI PROFONDE - INDIRETTE

PALI DI FONDAZIONE IN TERRENI COESIVI: PORTATA PER ATTRITO LATERALE

$$Q_s = f_s \cdot A_s = (\alpha \cdot c_u) \cdot A_s$$

Q: Portata limite laterale

A_s: Area superficie laterale del palo

c_u: Coesione non drenata

α: coefficiente empirico funzione del tipo di terreno, del tipo di superficie del palo, delle modalità di esecuzione del palo

Pali trivellati : Skempton (1969) resistenza del materiale rammollito **α = 0,3÷0,6 (valore medio 0,45) con limite superiore f_s=96kPa**

Pali trivellati di grande diametro Reese e O'Neil (1989) trascurando 1,5m dalla testa palo e 1,0m dalla base allargata **α = 0,55**

Pali trivellati : Stas e Kulhavy (1984) **α = 0,21 + 0,26 $\frac{p_a}{c_u}$** p_a pressione atmosferica

Pali infissi: Olson e Dennis (1982)

$$\alpha = \frac{0.5}{\left(\frac{s_u}{\sigma'_{v0}}\right)^{0.5}}$$

$$\text{se } \frac{s_u}{\sigma'_{v0}} \leq 1$$

$$\alpha = \frac{0.5}{\left(\frac{s_u}{\sigma'_{v0}}\right)^{0.25}}$$

$$\text{se } \frac{s_u}{\sigma'_{v0}} \geq 1$$



FONDAZIONI PROFONDE - INDIRETTE

PALI DI FONDAZIONE IN TERRENI COESIVI: PORTATA PER ATTRITO LATERALE

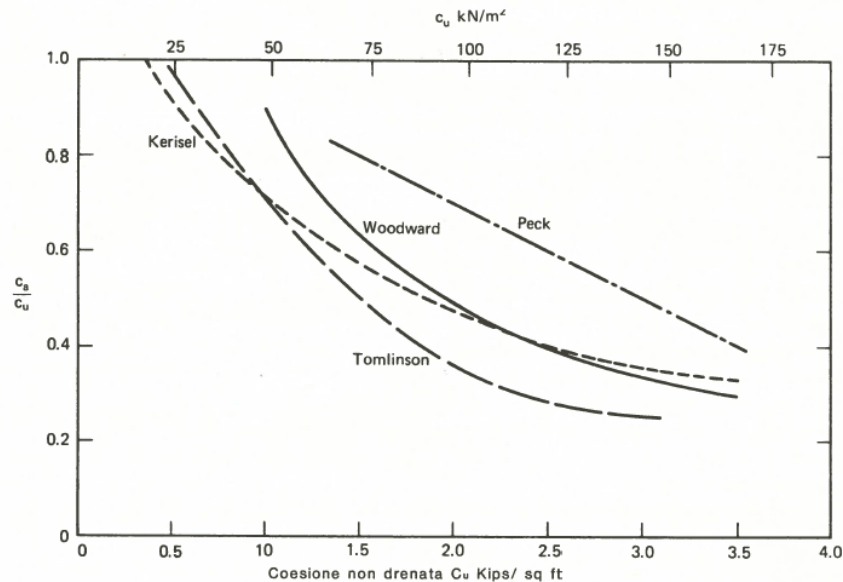
$$Q_s = f_s \cdot A_s = (\alpha \cdot c_u) \cdot A_s$$

Q: Portata limite laterale

A_s : Area superficie laterale del palo

c_u : Coesione non drenata

α : coefficiente empirico funzione del tipo di terreno, del tipo di superficie del palo, delle modalità di esecuzione del palo



Fattori di adesione per pali infissi in argilla (secondo Mc Clelland, 1974).

Da Poulos and Davis



FONDAZIONI PROFONDE - INDIRETTE

PALI DI FONDAZIONE IN TERRENI COESIVI: PORTATA PER ATTRITO LATERALE

APPROCCIO IN TERMINI DI TENSIONI EFFICACI

Infissione dei pali: sovrappressione interstiziale nel terreno

Dissipazione delle sovrappressioni interstiziali

In fase di infissione $\Delta u/C_u \cong 12$

Può essere trascurata

In fase di carico $\Delta u/C_u \cong 0,2$

$$f_s = \sigma'_h \tan \delta = K \cdot \sigma'_{vo} \cdot \tan \delta \quad \text{Zeevaert (1959), Eide et al. (1961), Chandler (1968)}$$

K coefficiente di spinta

Burland (1973): $K = 1 - \sin \phi'$

$\phi' = 20^\circ \div 30^\circ$

$$f_s = \beta \sigma'_{vo}$$

$$\beta = 0,24 - 0,29$$



FONDAZIONI PROFONDE - INDIRETTE

PALI DI FONDAZIONE IN TERRENI COESIVI: PORTATA PER ATTRITO LATERALE

APPROCCIO IN TERMINI DI TENSIONI EFFICACI

K coefficiente di spinta

Burland (1973): $K = 1 - \sin \phi'$

$$\phi' = 20^\circ \div 30^\circ$$

$$f_s = \beta \sigma'_{vo}$$

$$\beta = 0,24 - 0,29$$

Burland per argille tenere

$$Q_s = \beta \cdot (\pi \cdot D \cdot L) \cdot \sigma'_{vom}$$

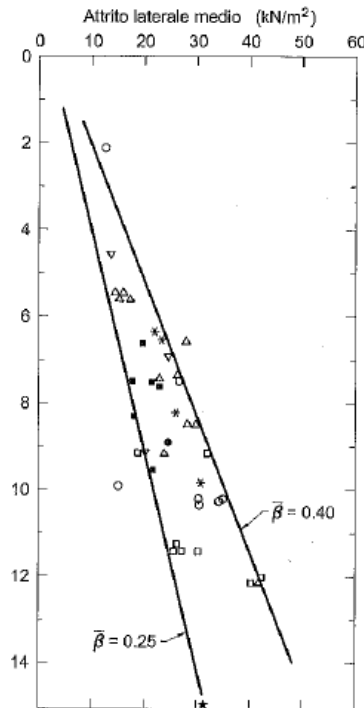
FONDAZIONI PROFONDE - INDIRETTE

PALI DI FONDAZIONE IN TERRENI COESIVI: PORTATA PER ATTRITO LATERALE

APPROCCIO IN TERMINI DI TENSIONI EFFICACI

Flaate e Selnes (1977) per argille consistenti

$$K = K_{0(NC)} \cdot OCR^{0.5}$$



Pali infissi in argille tenere (Burland, 1973).

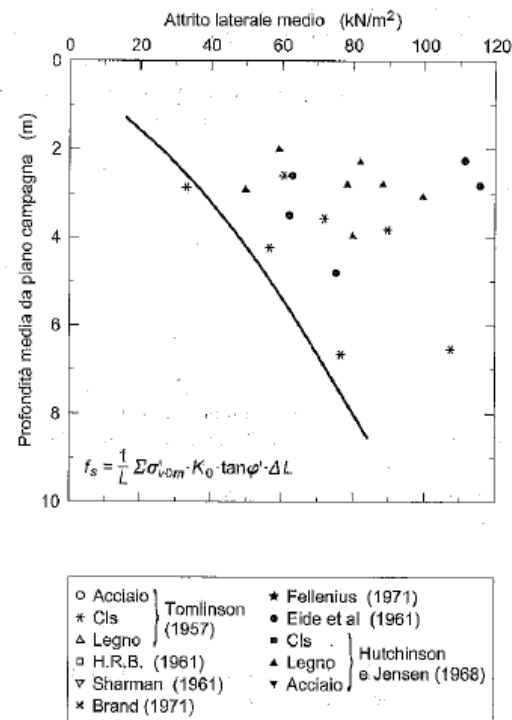


Figura 7.6 Pali infissi in argille consistenti (Burland, 1973).



FONDAZIONI PROFONDE - INDIRETTE

PALI DI FONDAZIONE IN TERRENI COESIVI: PORTATA PER ATTRITO LATERALE

APPROCCIO IN TERMINI DI TENSIONI EFFICACI

Flaate e Selnes (1977) per argille consistenti

$$K = K_{o(NC)} \cdot OCR^{0.5}$$

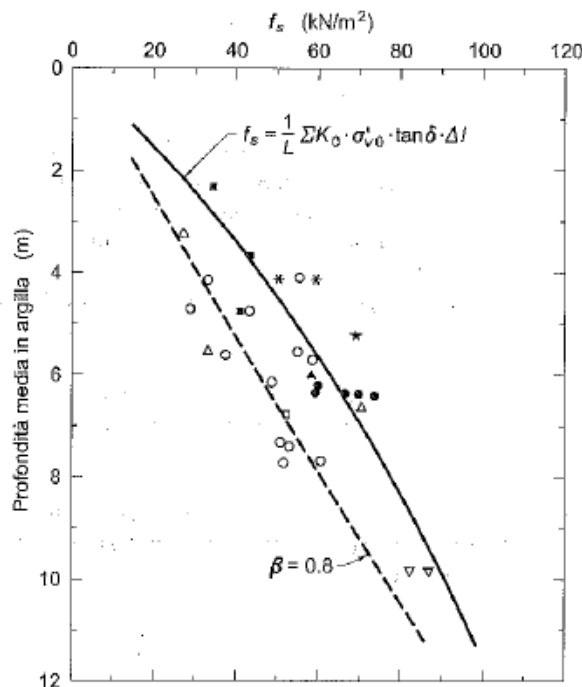


Figura 7.7 Pali trivellati in argille consistenti (Burland, 1973).

$$f_s = \beta \sigma'_{vo}$$

○ Wembley	} Whitaker e Cooke (1966)
● Tension	
■ Moorfields	} Burland, Butler e Duncan (1966)
▲ Barbican	
△ Hayes	
□ St. Giles	} Skempton (1959)
* Kensal Green	
★ Finsbury	
▽ Millbank	



FONDAZIONI PROFONDE - INDIRETTE

PALI DI FONDAZIONE IN TERRENI COESIVI: PORTATA PER ATTRITO LATERALE

APPROCCIO IN TERMINI DI TENSIONI EFFICACI

Flaate e Selnes (1977) per argille consistenti

$$K = K_{o(NC)} \cdot OCR^{0.5}$$

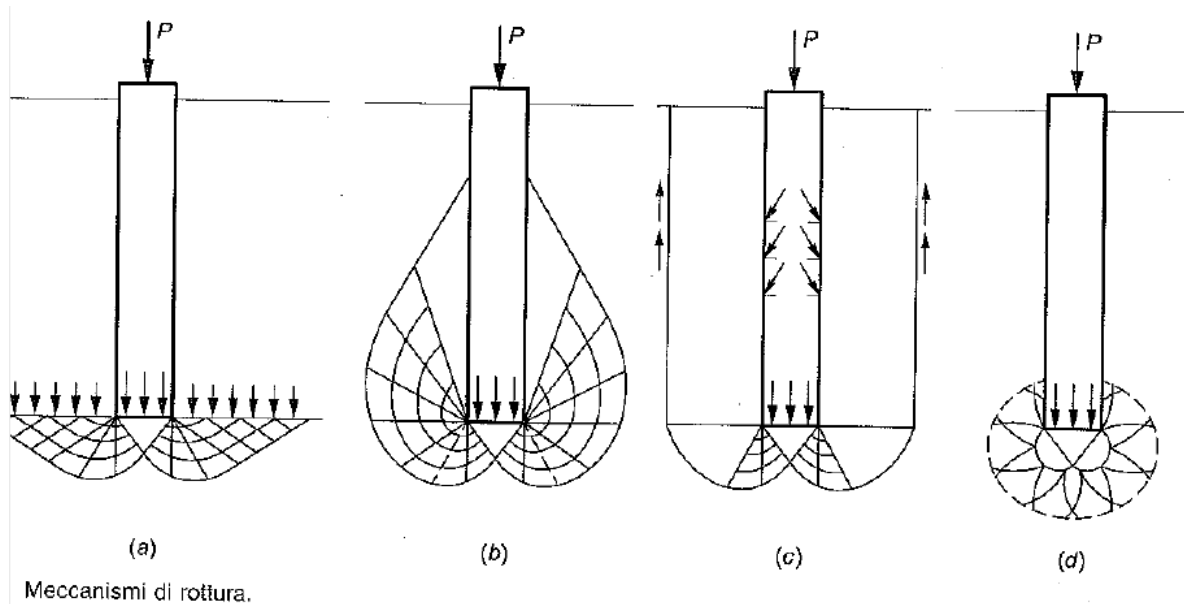
$$K = \frac{1 + K_0}{2} \quad (7.13)$$

A conclusione di questa disamina dei metodi suggeriti per valutare la portata per attrito laterale in termini di tensioni efficaci va osservato che quanto finora riportato si riferisce a pali aventi lunghezza dell'ordine di 20, 30 m.

Nel caso di pali infissi di lunghezza considerevole (come ad esempio accade con le strutture off-shore), la deformabilità assiale del palo, combinata con una risposta meccanica di tipo instabile del materiale (imputabile a leggera cementazione, a aging o a preconsolidazione meccanica) può portare, soprattutto nei tratti del palo prossimi alla superficie, alla mobilitazione della resistenza residua. Ne consegue che il coefficiente β da introdurre nella (7.10) si riduce progressivamente all'aumentare della lunghezza del palo, passando da un valore pari mediamente a 0.30 per pali lunghi 25 m a un valore pari a 0.15 per pali la cui lunghezza raggiunga i 60 m (Meyerhof, 1976).

FONDAZIONI PROFONDE - INDIRETTE

PALI DI FONDAZIONE IN TERRENI SABBIOSI : PORTATA DI BASE



FONDAZIONI PROFONDE - INDIRETTE

PALI DI FONDAZIONE IN TERRENI SABBIOSI : PORTATA DI BASE

$$q_{lim} = N_q \cdot \sigma'_{v0}$$

N_q dipende:

- Angolo di resistenza a taglio:*
- Dalla forma della fondazione*
- Dalla profondità della fondazione*
- Dal meccanismo di rottura ipotizzato*

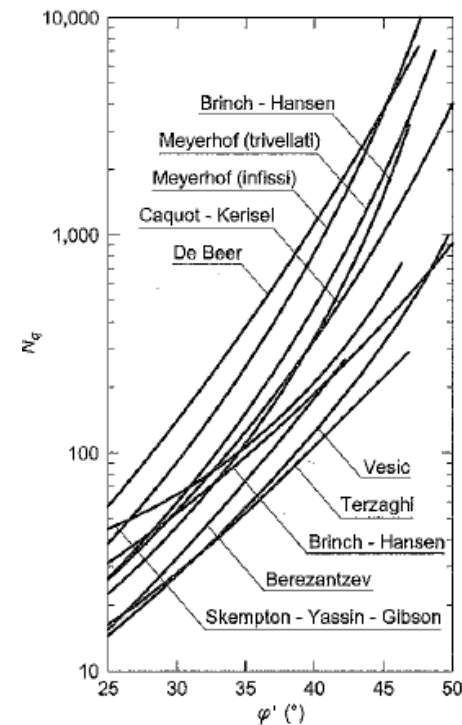


Figura 7.9 Coefficiente di capacità portante N_q corrispondente ai meccanismi di rottura mostrati in Figura 7.8.



FONDAZIONI PROFONDE - INDIRETTE

PALI DI FONDAZIONE IN TERRENI SABBIOSI : PORTATA DI BASE

$$q_{lim} = N_q \cdot \sigma'_{vo}$$

$$p' = \sigma'_{vo} \cdot \sqrt{N_q}$$

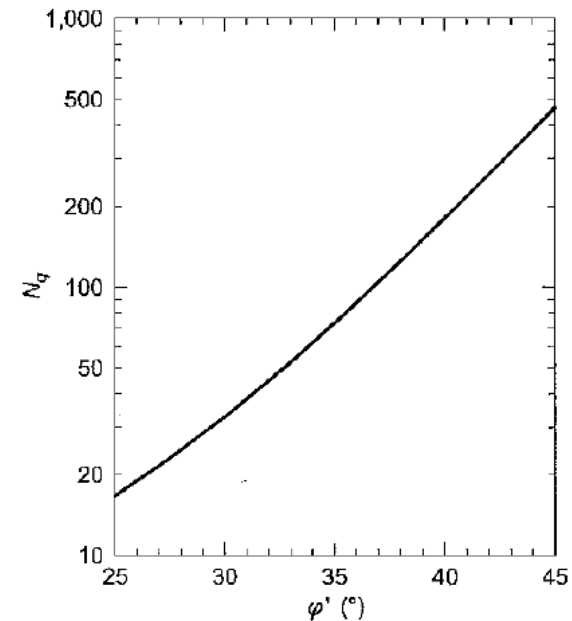


Figura 7.10 Coefficiente di capacità portante N_q , ricavato da Berezantzev, 1961.

FONDAZIONI PROFONDE - INDIRETTE

PALI DI FONDAZIONE IN TERRENI SABBIOSI : PORTATA DI BASE

$$q_{lim} = N_q \cdot \sigma'_{v0}$$

$$\varphi' = \varphi'_{cv} + 3 \left[D_R (10 - \ln p') - 1 \right]$$

- 4) si calcola nuovamente il carico limite unitario e si ripete la procedura fino a convergenza.

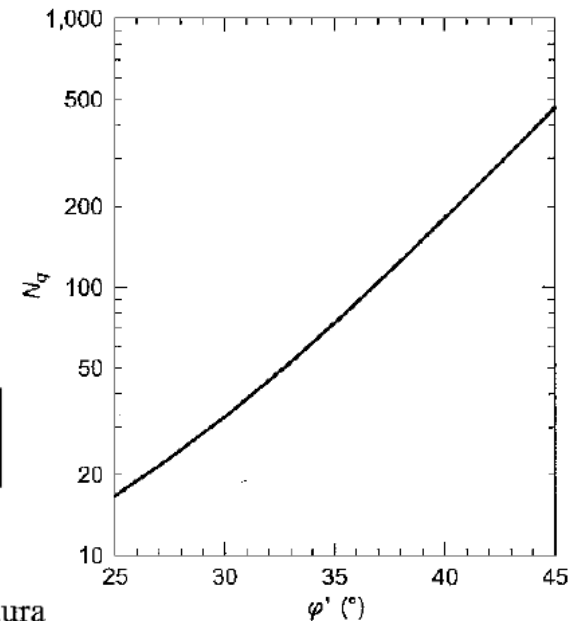


Figura 7.10 Coefficiente di capacità portante N_q , ricavato da Berezantzev, 1961.



FONDAZIONI PROFONDE - INDIRETTE

PALI DI FONDAZIONE IN TERRENI SABBIOSI : PORTATA DI BASE

$$q_{lim} = N_q \cdot \sigma'_{v0}$$

Alternativamente, la capacità portante può essere valutata utilizzando direttamente i risultati delle prove penetrometriche assumendo, come suggerito da Meyerhof (1976)

$$q_{lim} = q_c = 0.4 N_{SPT} \quad (\text{MPa}) \quad (7.17)$$

avendo cura di limitare l'applicazione della (7.17) al caso di terreni omogenei.

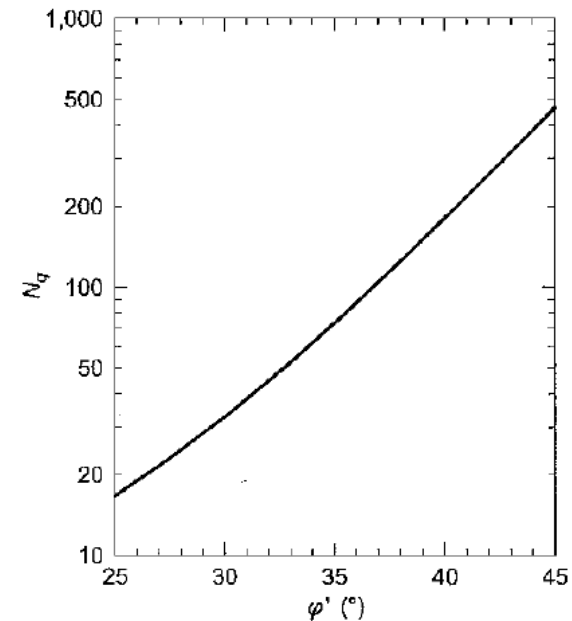


Figura 7.10 Coefficiente di capacità portante N_q , ricavato da Berezantzev, 1961.



FONDAZIONI PROFONDE - INDIRETTE

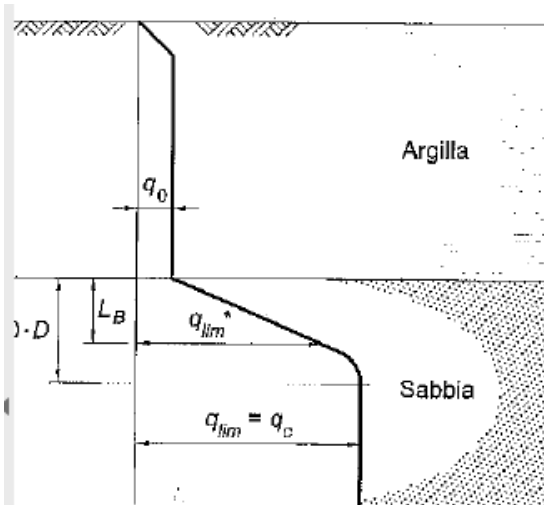
PALI DI FONDAZIONE IN TERRENI SABBIOSI : PORTATA DI BASE

In terreni stratificati occorre infatti tener conto di una serie di effetti di scala, dipendenti dal diametro del palo (sensibilmente maggiore di quello del penetrometro), illustrati schematicamente nelle Figure 7.11 e 7.12 e descritti qui di seguito.

Se il palo penetra in uno strato sabbioso di notevole spessore, perché avvenga la completa mobilitazione della portata di base è necessario che il palo sia immorsato in tale strato per un tratto non inferiore a 10 volte il diametro. In presenza di immorsamenti inferiori, pari ad esempio a L_B , si può utilizzare un valore di capacità portante q_{lim}^R , ottenuto riducendo il valore teorico, o quello fornito dalla (7.17), proporzionalmente alla lunghezza di immorsamento

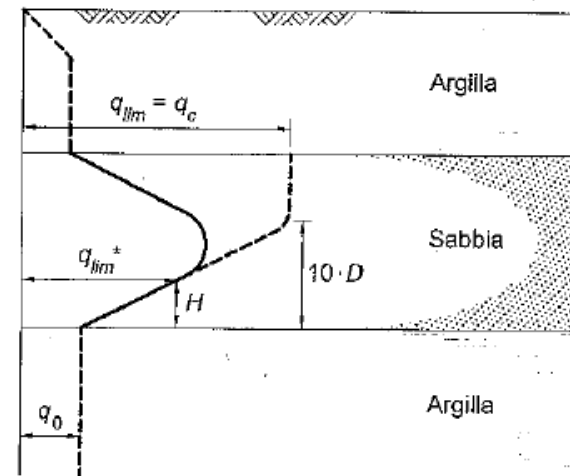
FONDAZIONI PROFONDE - INDIRETTE

PALI DI FONDAZIONE IN TERRENI SABBIOSI : PORTATA DI BASE



$$q_{lim} = q_0 + (q_c - q_0) \cdot \frac{L_B}{10 \cdot D}$$

11 Influenza della lunghezza di infissione sulla portata di base (Meyerhof, 1976).



$$* q_{lim} = q_0 + (q_c - q_0) \cdot \frac{H}{10 \cdot D}$$

Figura 7.12 Rottura per punzonamento in terreno stratificato (Meyerhof, 1976).



FONDAZIONI PROFONDE - INDIRETTE

PALI DI FONDAZIONE IN TERRENI SABBIOSI : PORTATA DI BASE

$$q_{\text{lim}}^R \cong \frac{L_B}{10D} q_{\text{lim}} \quad (7.18)$$

Nel caso in cui lo strato sabbioso portante sia di spessore limitato (Figura 7.12), occorre cautelarsi nei confronti di eventuali rotture per punzonamento. Anche in questo caso il valore da assumere come carico limite unitario è un valore ridotto, tanto più piccolo rispetto al valore teorico quanto più il palo si avvicina al limite inferiore dello strato

$$q_{\text{lim}}^R = q_0 + \frac{(q_{\text{lim}} - q_0)H}{10D} \quad (7.19)$$



FONDAZIONI PROFONDE - INDIRETTE

PALI DI FONDAZIONE IN TERRENI SABBIOSI : PORTATA PER ATTRITO LATERALE

7.2.4 Attrito laterale dei pali infissi in sabbie

All'attrito laterale che può essere mobilitato alla generica profondità z all'interfaccia tra un palo infisso e un terreno sabbioso può essere attribuita l'espressione generale

$$f_z = K \sigma'_{v0} \tan \delta \quad (7.20)$$

nella quale il valore di δ dipende dalle specifiche condizioni dell'interfaccia. Indicativamente, secondo Kulhawy *et al.* (1983), si possono assumere rapporti δ/ϕ variabili da 1, per un palo in calcestruzzo gettato in opera (si veda il Capitolo 8), a valori compresi tra 0.5 e 0.9 per un palo tubolare in acciaio. Il coefficiente di spinta K rimane comunque il parametro che maggiormente controlla la portata per attrito laterale ed è anche il parametro di più difficile determinazione.

A tale proposito si osserva innanzitutto che l'effetto dell'infissione del palo fa sì che i valori di K risultino compresi tra il valore di resistenza passiva, in

FONDAZIONI PROFONDE - INDIRETTE

PALI DI FONDAZIONE IN TERRENI SABBIOSI : PORTATA PER ATTRITO LATERALE

Tabella 7.1 Valore del rapporto K/K_0 (Kulhawy *et al.*, 1983).

Pali trivellati	$2/3 < K/K_0 < 1.0$
Pali infissi con trascurabile compattazione del terreno	$3/4 < K/K_0 < 5/4$
Pali infissi con significativa compattazione del terreno	$1.0 < K/K_0 < 2.0$

prossimità della superficie, e il valore di spinta a riposo, in prossimità della punta del palo.

Inoltre, quando si tiene conto dell'influenza della storia tensionale sul valore di K_0 , si osserva una crescita asintotica dell'attrito laterale con la profondità, dovuta al fatto che l'aumento della tensione verticale efficace è parzialmente compensato da una riduzione del coefficiente di spinta. I dati raccolti da Kulhawy (1991) indicano a tale proposito l'importanza di tener conto della storia tensionale, soprattutto nel dimensionamento di pali relativamente corti, mentre tale fattore ha un'influenza trascurabile nel caso di pali relativamente lunghi.



FONDAZIONI PROFONDE - INDIRETTE

PALI DI FONDAZIONE IN TERRENI SABBIOSI : PORTATA PER ATTRITO LATERALE

Volendo tener conto anche delle modalità esecutive, Kulhawy *et al.* (1983) forniscono per la stima del coefficiente di spinta le indicazioni riportate in Tabella 7.1.

Alternativamente, Fleming *et al.* (1985) suggeriscono di stimare empiricamente il valore del coefficiente di spinta da introdurre nella (7.20), legandolo al valore del coefficiente di capacità portante assunto nella stima

della portata di base $\left(K = \frac{N_q}{50}\right)$. Inoltre assumono per l'angolo di attrito all'interfaccia un valore pari all'angolo a volume costante, in quanto escludono la presenza di fenomeni di dilatanza.

In definitiva pertanto per la stima dell'attrito laterale si perviene all'espressione

$$f_z = \frac{N_q}{50} \sigma'_{v0} \tan \phi'_{cv} \quad (7.21)$$



FONDAZIONI PROFONDE - INDIRETTE

PALI DI FONDAZIONE IN TERRENI SABBIOSI : PORTATA PER ATTRITO LATERALE

Infine si ricorda che è prassi abbastanza consolidata (si veda a tale proposito Van Impe, 1991) far riferimento anche all'uso diretto delle prove penetrometriche.

Le esperienze raccolte da De Beer (1985) possono sintetizzarsi nelle relazioni seguenti

$$\begin{aligned} f_s &= \frac{q_c}{200} \text{ se } q_c \geq 20 \text{ MPa} \\ f_s &= \frac{q_c}{150} \text{ se } q_c \leq 10 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (7.22)$$

Per quanto concerne l'uso di correlazioni empiriche (comprese quelle discusse per la stima della portata di base) va comunque sottolineato che esse sono state ricavate da esperienze con pali installati in sabbie silicee. Nel caso di sabbie calcaree, il quadro di riferimento si presenta significativa-



FONDAZIONI PROFONDE - INDIRETTE

PALI DI FONDAZIONE IN TERRENI SABBIOSI : PORTATA PER ATTRITO LATERALE

mente diverso, in quanto l'elevata compressibilità di queste sabbie e la loro frantumabilità conducono a valori della portata di base e dell'attrito laterale che sono solo una modesta frazione (tra il 10% e il 20%) dei valori ottenibili in sabbie silicee (per maggiori dettagli si consulti il testo di Poulos, 1988).



FONDAZIONI PROFONDE - INDIRETTE

PALI DI FONDAZIONE IN TERRENI SABBIOSI : PORTATA DI BASE PALI TRIVELLATI