

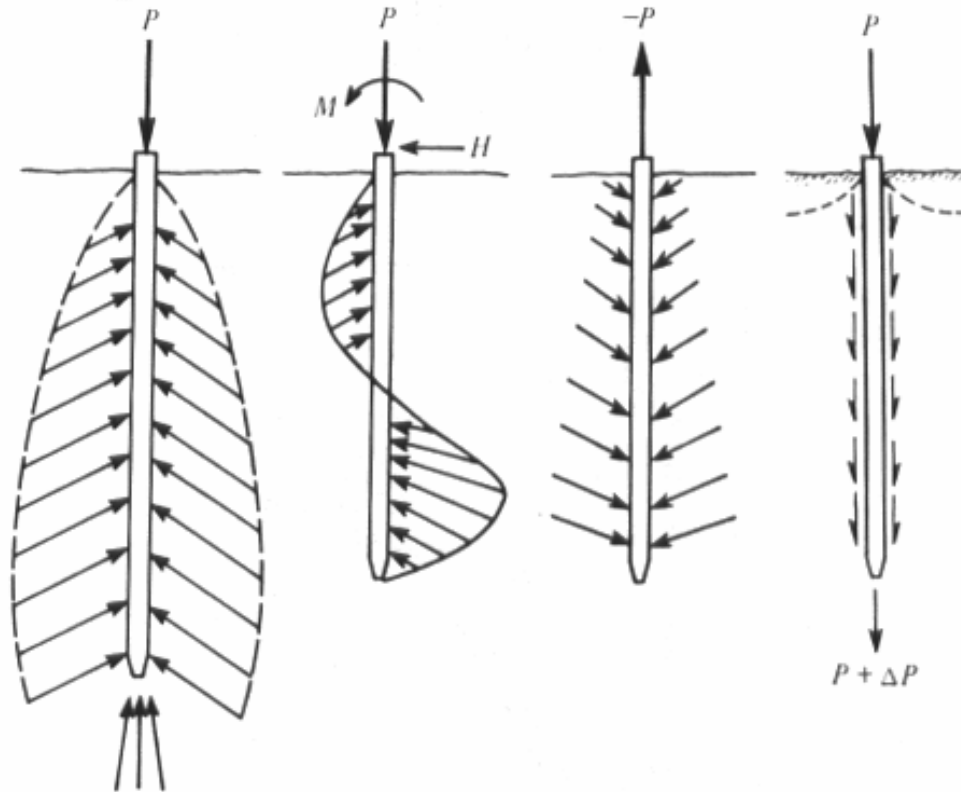
PALI DI FONDAZIONE E PALIFICATE

ing. Nunziante Squeglia

5. CARICO LIMITE

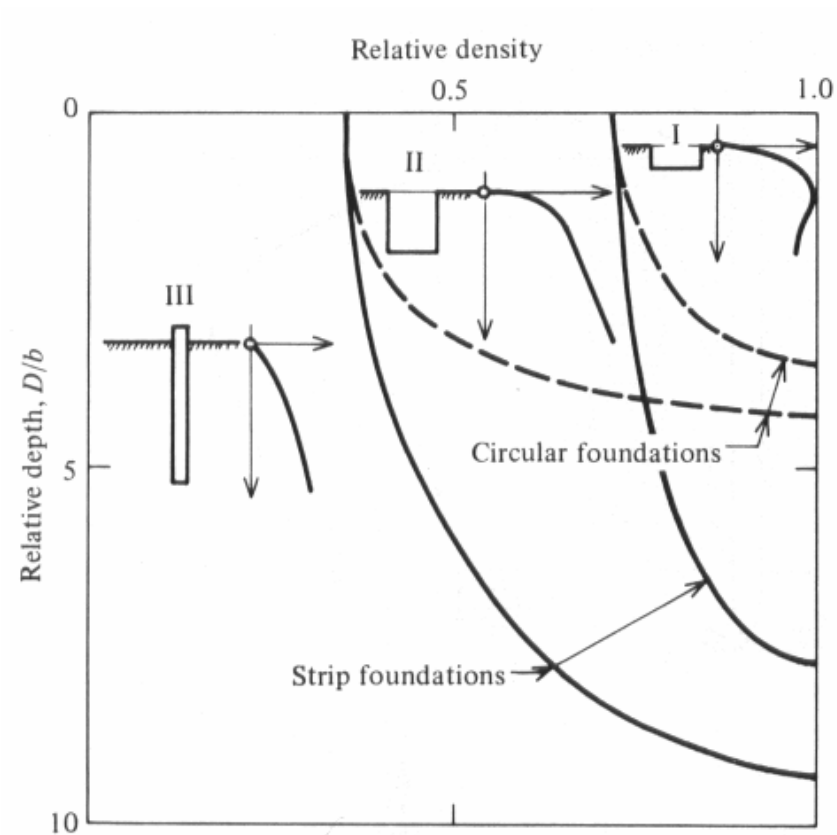
CARICO LIMITE DEL PALO SINGOLO

Generalità



CARICO LIMITE DEL PALO SINGOLO

Generalità



DETERMINAZIONE DEL CARICO LIMITE

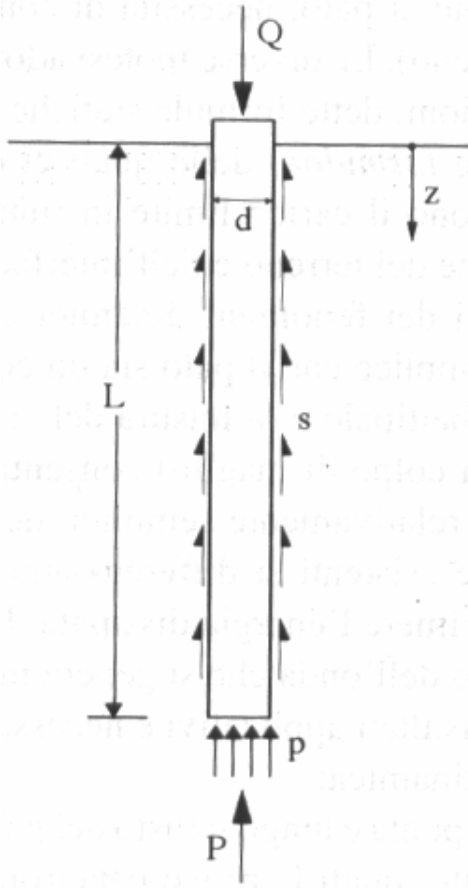
Approcci disponibili:

- **Formule statiche**
- **Formule empiriche**
- **Formule dinamiche**
- **Determinazione diretta (n° 6)**

CARICO LIMITE

Formule statiche

CARICO LIMITE



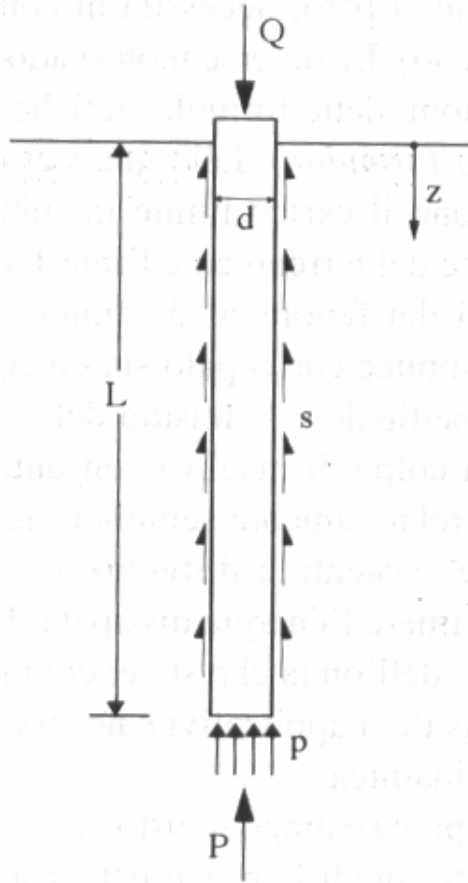
$$Q_{\text{lim}} = P + S = \frac{\pi d^2}{4} p + \pi d \int_0^L s \cdot dz$$

Suddivisione convenzionale tra P ed S

CARICO LIMITE

Formule statiche: resistenza alla punta

CARICO LIMITE



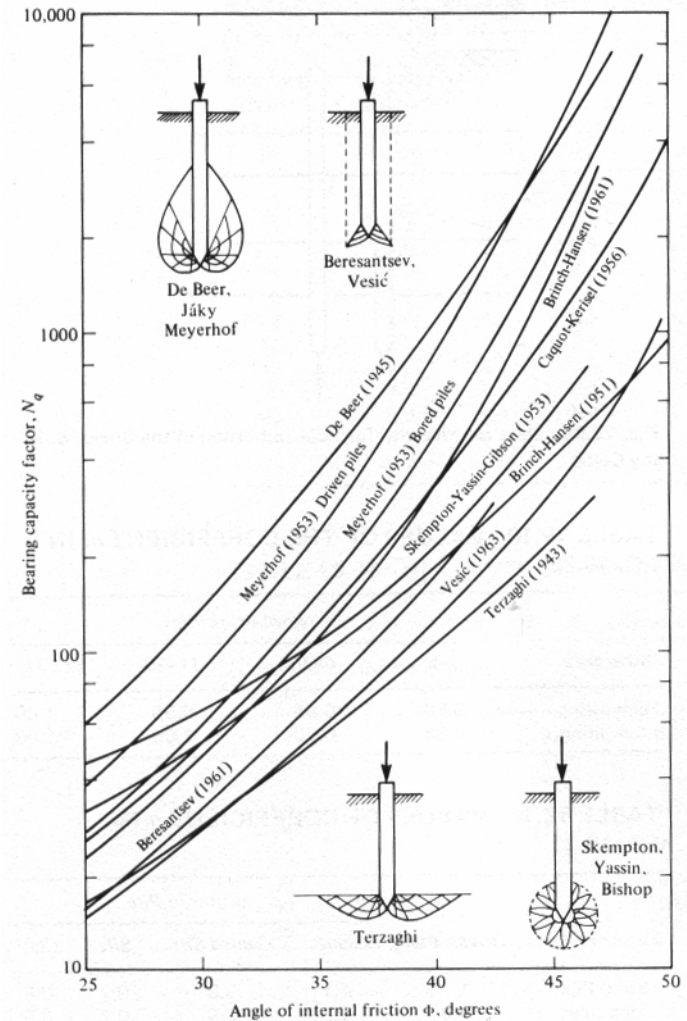
$$D) \quad p = N_q \sigma'_{vL} + N_c c'$$

$$U) \quad p = 1 \cdot \sigma_{vL} + N_c c_u$$

CARICO LIMITE

Formule statiche:
resistenza alla punta

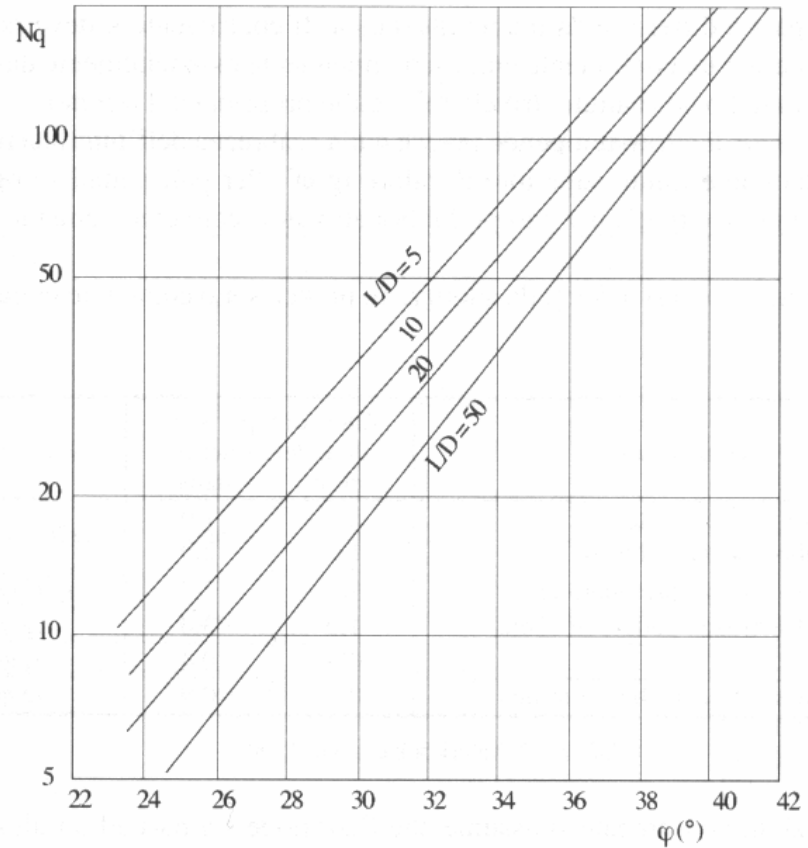
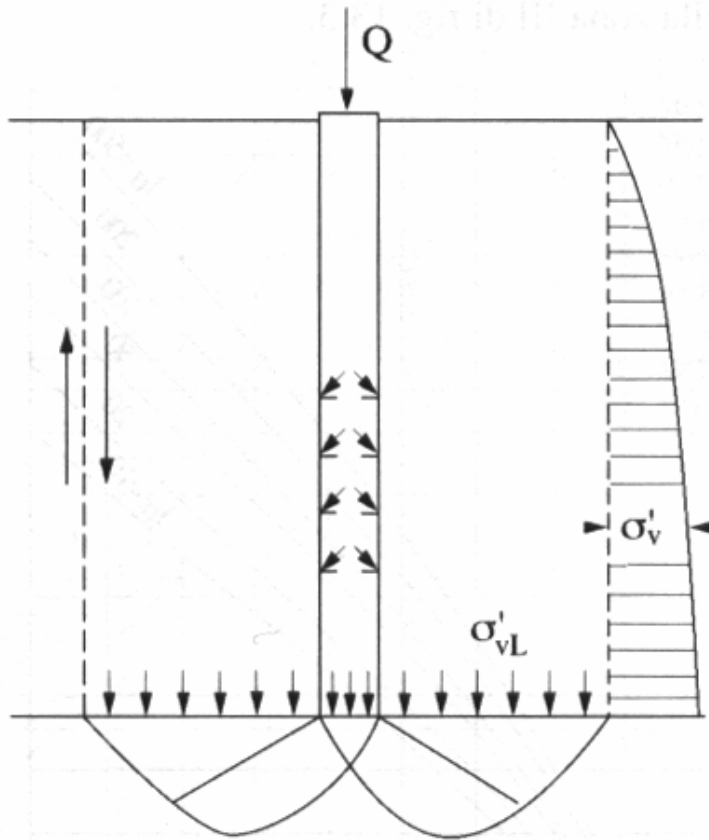
Valori di N_q secondo
diverse teorie



CARICO LIMITE

Formule statiche: resistenza alla punta (D)

CARICO LIMITE



Berezantzev, 1961

CARICO LIMITE

Pali di grande diametro

$$Q_{\text{lim}} = P + S = \frac{\pi d^2}{4} p + \pi d \int_0^L s \cdot dz$$

S si mobilita per cedimenti di **1 ÷ 2 cm**

P si mobilita per spostamenti di **0.15d (battuti)**
o **0.25d (trivellati)**

CARICO LIMITE

Pali di grande diametro (D)

Lo SLU di un palo di grande diametro è
definito sulla base dei cedimenti

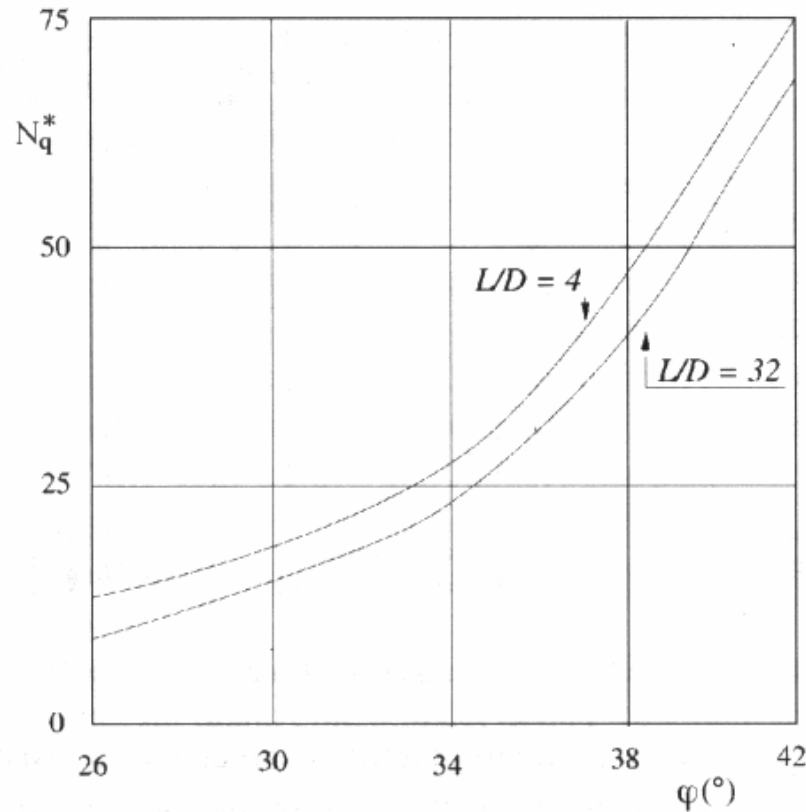
Berazantzev (1965) suggerisce $0.06d - 0.1d$

$$p = N_q^* \cdot \sigma'_{vL}$$

CARICO LIMITE

Pali di grande diametro

CARICO LIMITE



Berezantzev, 1965

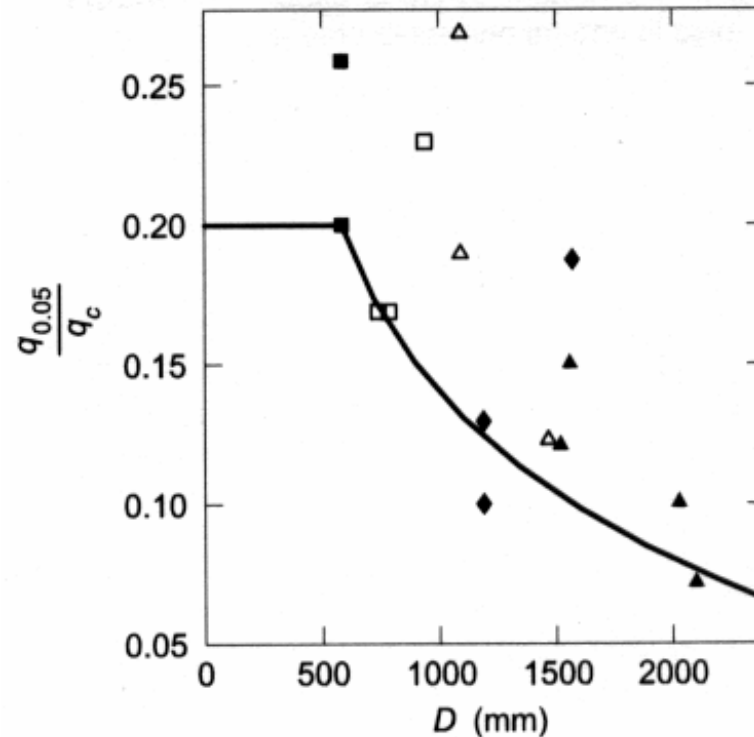
CARICO LIMITE

Pali di grande diametro

CARICO LIMITE

$$q_c = N_q \cdot \sigma'_{v0}$$

$q_{0.05}$ carico unitario
alla punta per un
cedimento di 0.05d



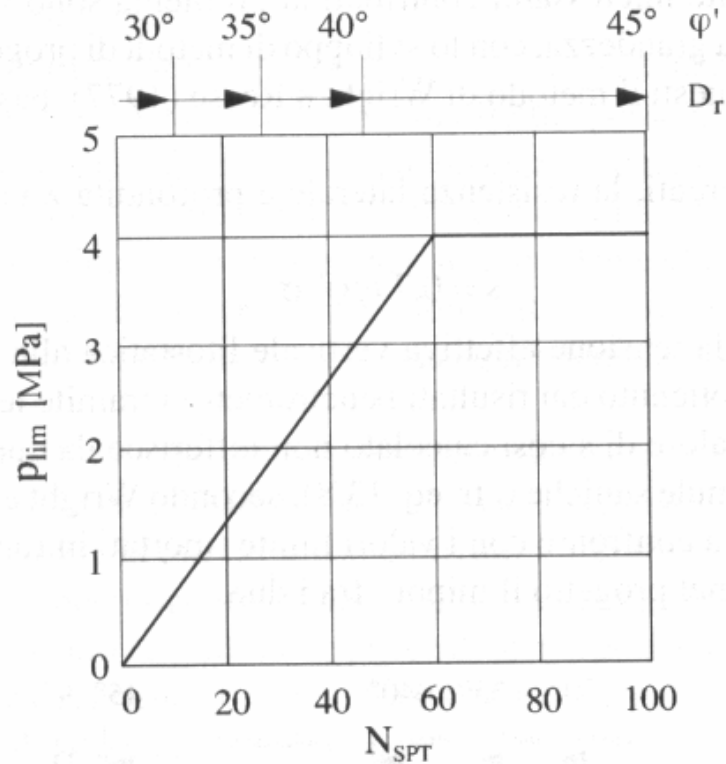
Jamiolkowski e Lancellotta, 1988

CARICO LIMITE

Pali di grande diametro

Wright & Reese (1977)

CARICO LIMITE



CARICO LIMITE

Formule statiche: resistenza alla punta (U)

$$p = 1 \cdot \sigma_{vL} + N_c c_u$$

Le teorie ad oggi disponibili portano a valori di N_c compresi tra 8 e 12.

Usualmente si considera un valore di 9.

CARICO LIMITE

CARICO LIMITE

Formule statiche: resistenza laterale (D)

$$s = \mu \cdot k \cdot \sigma'_{v0}$$

| Tipo di palo | k (S) | k (D) | μ |
|-------------------------|-------|-------|----------------------|
| Batt. profilato | 0.7 | 1.0 | 0.36 |
| Batt. tubo acc. chiuso | 1.0 | 2.0 | 0.36 |
| Batt. Cls prefabbricato | 1.0 | 2.0 | $\tan(0.75\varphi')$ |
| Batt. Cls gettato | 1.0 | 3.0 | $\tan(\varphi')$ |
| Trivellato | 0.5 | 0.4 | $\tan(\varphi')$ |
| Elica continua | 0.7 | 0.9 | $\tan(\varphi')$ |

CARICO LIMITE

CARICO LIMITE

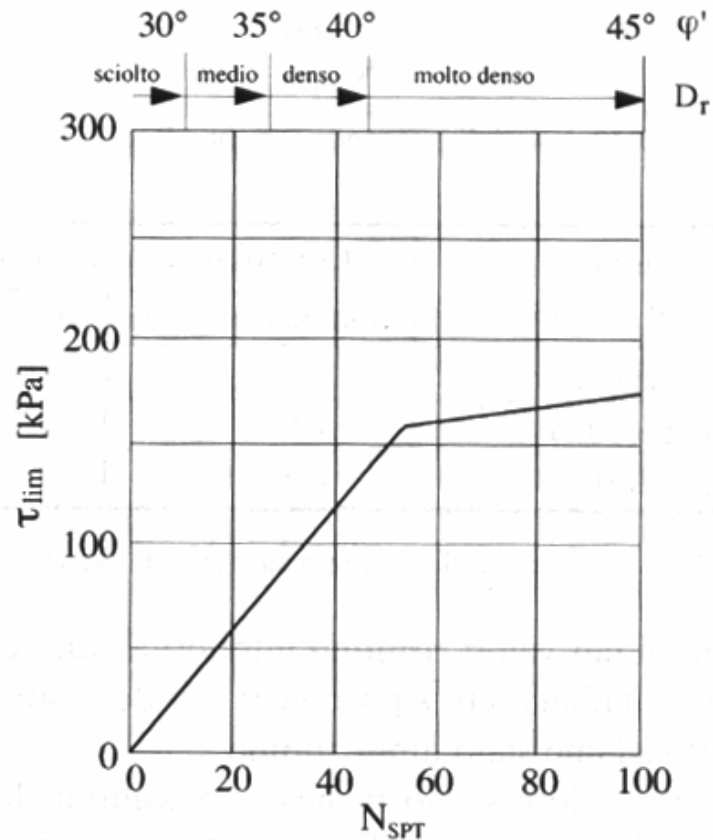
Formule statiche: resistenza laterale (D)

Wright & Reese (1977)

CARICO LIMITE

Pali di grande diametro

$$s = 0.7 \cdot \tan \varphi' \cdot \sigma'_{v0}$$



CARICO LIMITE

Formule statiche: resistenza laterale (U)

CARICO LIMITE

$$S = \alpha \cdot c_u$$

| Tipo di palo | $c_{u,ind}$ [kPa] | α |
|--------------|-------------------|-------------------------|
| Battuto | $c_u < 25$ | 1.0 |
| | $25 < c_u < 70$ | $1 - 0.011(c_u - 25)$ |
| | $c_u > 70$ | 0.5 |
| Trivellato | $c_u < 25$ | 0.7 |
| | $25 < c_u < 70$ | $0.7 - 0.008(c_u - 25)$ |
| | $c_u > 70$ | 0.35 |

CARICO LIMITE

Correlazioni con prove in sito

Prove SPT: resistenza alla punta

$$p = K \cdot N_{SPT} \text{ [MPa]}$$

CARICO LIMITE

| Palo | Terreno | K | Fonte |
|--------------------------|--------------------------|------|--|
| Battuto prefabbricato | Sabbia | 0,45 | Martin <i>et al.</i> , 1987 |
| | Sabbia | 0,40 | Decourt, 1982 |
| | Limo, limo sabbioso | 0,35 | Martin <i>et al.</i> , 1987 |
| | Limo glaciale | 0,25 | Thorburn, MacVicar, 1971 |
| | Limo sabbioso residuale | 0,25 | Decourt, 1982 |
| | Limo argilloso residuale | 0,20 | Decourt, 1982 |
| | Argilla | 0,20 | Martin <i>et al.</i> , 1987 |
| | Argilla | 0,12 | Decourt, 1982 |
| | Qualsiasi | 0,30 | Shioi, Fukui, 1982 |
| Battuto gettato in opera | Incoerente | 0,15 | Yamashita, 1987 ($p \leq 7,5$ MPa) |
| Trivellato | Sabbia | 0,10 | Shioi, Fukui, 1982 |
| | Argilla | 0,15 | Shioi, Fukui, 1982 |

CARICO LIMITE

Correlazioni con prove in sito

Prove SPT: resistenza laterale

$$s = \alpha + \beta \cdot N_{SPT} \text{ [kPa]}$$

| Palo | Terreno | α | β | Note | Fonte |
|--------------------------|------------|----------|----------|--|--|
| Battuto prefabbricato | Incoerente | 0 | 2 | | Meyerhof, 1956 Shioi, Fukui, 1982 |
| | Qualsiasi | 10 | 3,3 | $3 \leq N \leq 50$ $s \leq 170 \text{ kPa}$ | Decourt, 1982 |
| | Coesivo | 0 | 10 | | Shioi, Fukui, 1982 |
| Battuto gettato in opera | Incoerente | 30 0 | 2 5 | $s \leq 200 \text{ kPa}$ | Yamashita, 1987 Shioi, Fukui, 1982 |
| | Coesivo | 0 | 5 | $s \leq 150 \text{ kPa}$ | Yamashita, 1987 Shioi, Fukui, 1982 |
| | | 0 | 10 | | |
| Trivellato | Incoerente | 0 | 1 | | Findlay, 1984 Shioi, Fukui, 1982 Wright, Reese, 1979 Shioi, Fukui, 1982 |
| | | 0 | 3,3 | | |
| | Coesivo | 0 10 | 5 3,3 | | |

CARICO LIMITE

Correlazioni con prove in sito (GG)

Prove CPT: resistenza alla punta

Pali battuti

$$p = q_c$$

q_c = valore medio tra $L + d$ ed $L - 4d$

CARICO LIMITE

Correlazioni con prove in sito (GG)

Prove CPT: resistenza laterale

Pali battuti

$$s = \alpha \cdot q_c$$

| Stato di addensamento | q_c (MPa) | α |
|-----------------------|-------------|----------|
| Molto sciolto | < 2 | 0,020 |
| Sciolto | 2 + 5 | 0,015 |
| Medio | 5 + 15 | 0,012 |
| Denso | 15 + 25 | 0,009 |
| Molto denso | > 25 | 0,007 |

CARICO LIMITE

Micropali

Approccio di Bustamante e Doix (1985)

Tipo di formazione del micropalo:

- **Radice – IGU – iniezione unica**
- **Tubfix – IRS – iniezione ripetuta**

Metodo basato su prove pressiometriche o SPT

CARICO LIMITE

Micropali

Approccio di Bustamante e Doix (1985)

$$Q_{\text{lim}} = P + S = P + \pi \cdot d_s \cdot L_s \cdot s$$

$$P = 0.15 \cdot S \quad (\text{o trascurata})$$

$$d_s = \alpha \cdot d$$

CARICO LIMITE

Micropali

Approccio di Bustamante e Doix (1985)

CARICO LIMITE

| Terreno | Valori di α | | Quantità minima di miscela consigliata |
|--------------------------------|--------------------|-----------|---|
| | IRS | IGU | |
| Ghiaia | 1,8 | 1,3 - 1,4 | $1,5 V_s$ |
| Ghiaia sabbiosa | 1,6 - 1,8 | 1,2 - 1,4 | $1,5 V_s$ |
| Sabbia ghiaiosa | 1,5 - 1,6 | 1,2 - 1,3 | $1,5 V_s$ |
| Sabbia grossa | 1,4 - 1,5 | 1,1 - 1,2 | $1,5 V_s$ |
| Sabbia media | 1,4 - 1,5 | 1,1 - 1,2 | $1,5 V_s$ |
| Sabbia fine | 1,4 - 1,5 | 1,1 - 1,2 | $1,5 V_s$ |
| Sabbia limosa | 1,4 - 1,5 | 1,1 - 1,2 | IRS: $(1,5 - 2)V_s$; IGU: $1,5 V_s$ |
| Limo | 1,4 - 1,6 | 1,1 - 1,2 | IRS: $2V_s$; IGU: $1,5V_s$ |
| Argilla | 1,8 - 2,0 | 1,2 | IRS: $(2,5 - 3)V_s$; IGU: $(1,5-2)V_s$ |
| Marne | 1,8 | 1,1 - 1,2 | $(1,5 - 2)V_s$ per strati compatti |
| Calcari marnosi | 1,8 | 1,1 - 1,2 | $(2 - 6)V_s$ o più per strati fratturati |
| Calcari alterati o fratturati | 1,8 | 1,1 - 1,2 | |
| Roccia alterata e/o fratturata | 1,2 | 1,1 | $(1,1-1,5)V_s$ per strati poco fratturati $2V_s$ o più per strati fratturati |

CARICO LIMITE

Micropali

Approccio di Bustamante e Doix (1985)

Determinazione della resistenza unitaria, s

| Terreno | Tipo di iniezione | |
|---|-------------------|-----------|
| | IRS | IGU |
| Da ghiaia a sabbia limosa | SG1 | SG2 |
| Limo e argilla | AL1 | AL2 |
| Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato | MC1 | MC2 |
| Roccia alterata e/o fratturata | $\geq R1$ | $\geq R2$ |

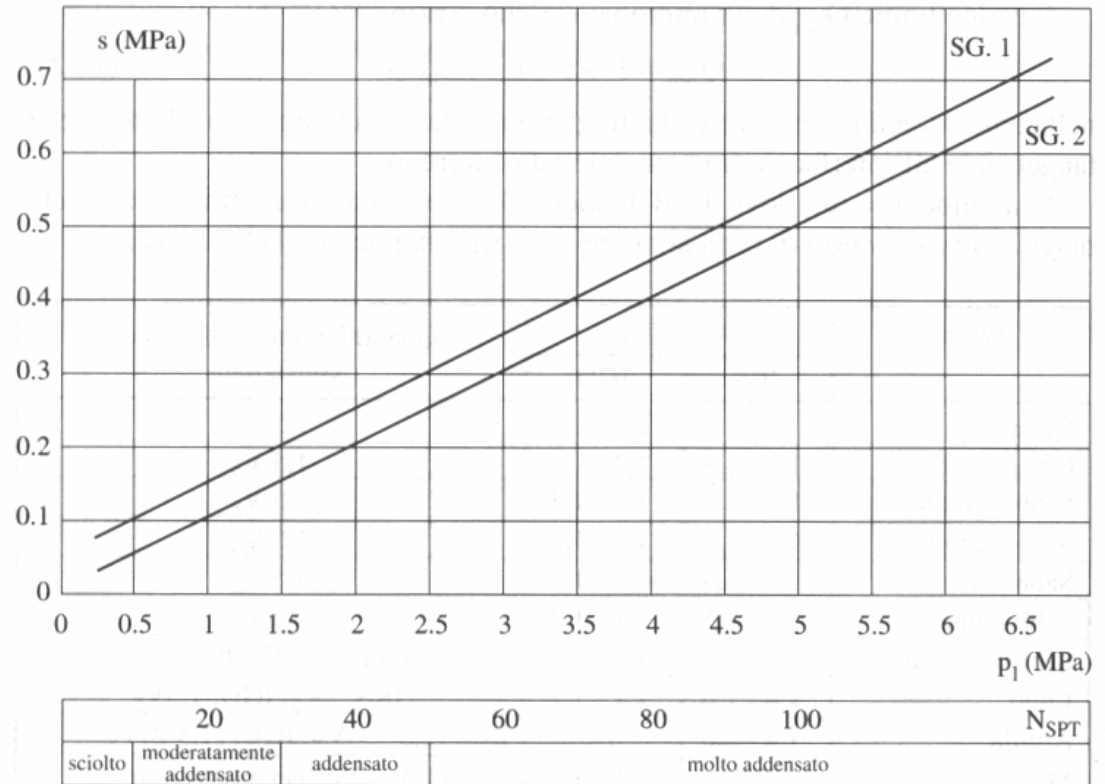
CARICO LIMITE

Micropali

Approccio di Bustamante e Doix (1985)

CARICO LIMITE

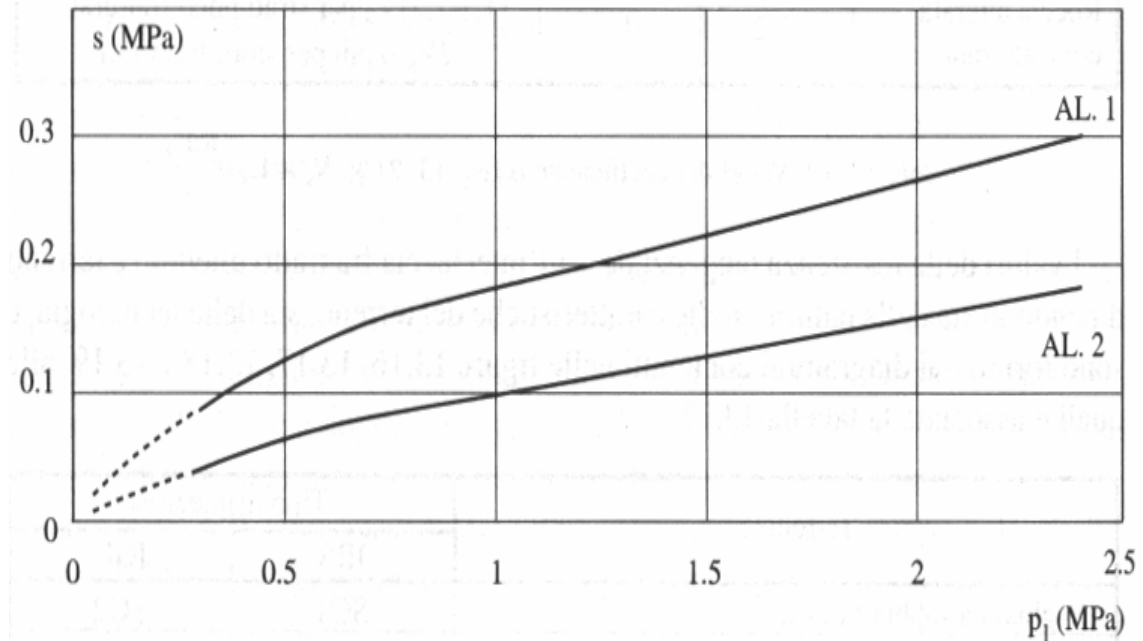
Sabbie limose
-
Ghiaie



CARICO LIMITE

Micropali

Approccio di Bustamante e Doix (1985)



| | | | | |
|-------|----------------------|-------------|-------------------|-----------|
| 4 | 8 | 15 | 30 | N_{SPT} |
| molle | moderat. consistente | consistente | molto consistente | dura |

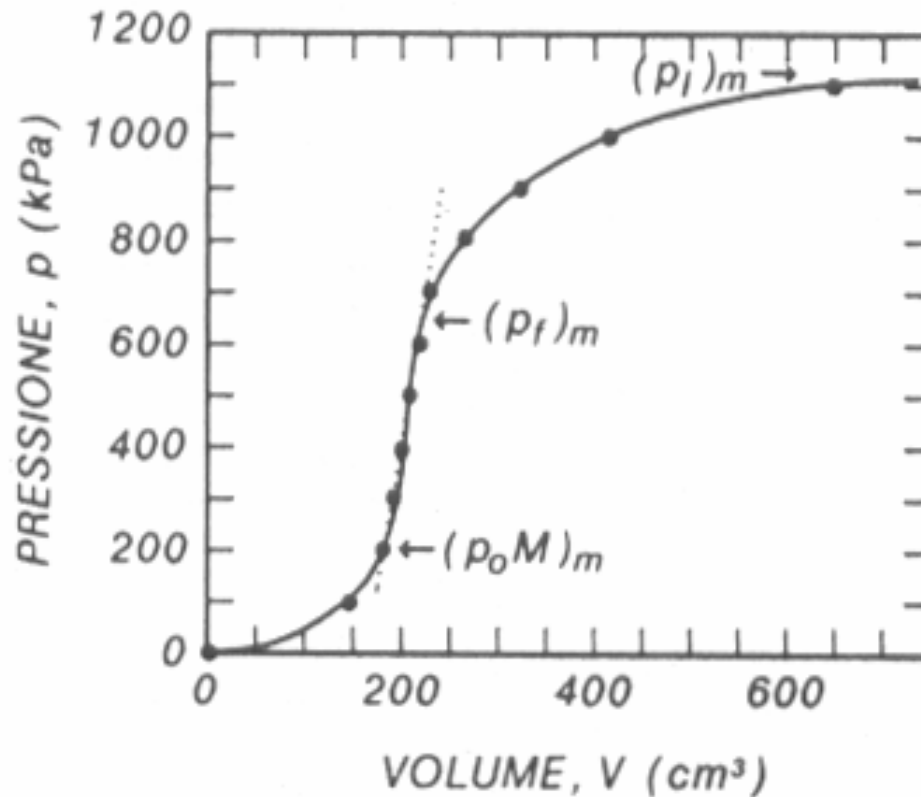
CARICO LIMITE

Argille
-
limi

CARICO LIMITE

Micropali

Approccio di Bustamante e Doix (1985)



CARICO LIMITE

Pali soggetti a forze orizzontali

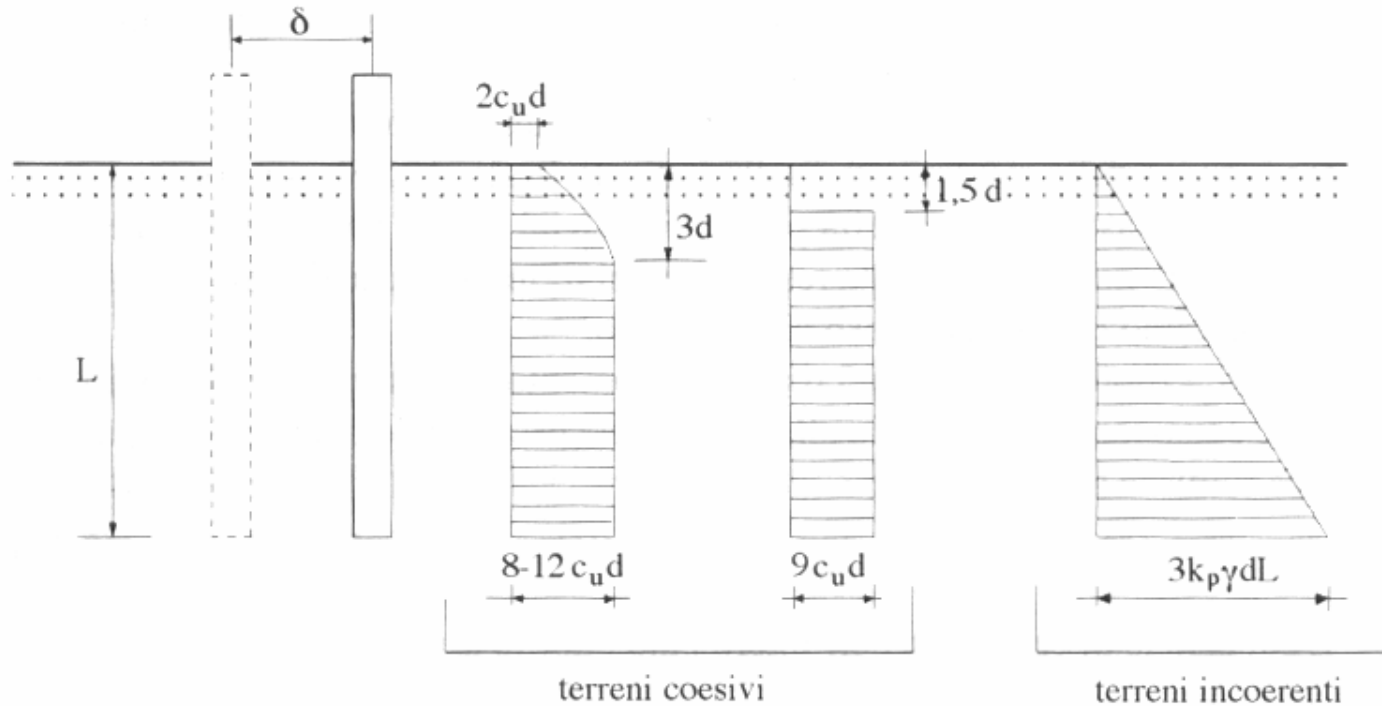
Broms (1964)

- terreno rigido – plastico
- palo verticale
- terreno omogeneo
- palo rigido – plastico

CARICO LIMITE

Pali soggetti a forze orizzontali
Broms (1964): reazioni del terreno (U,

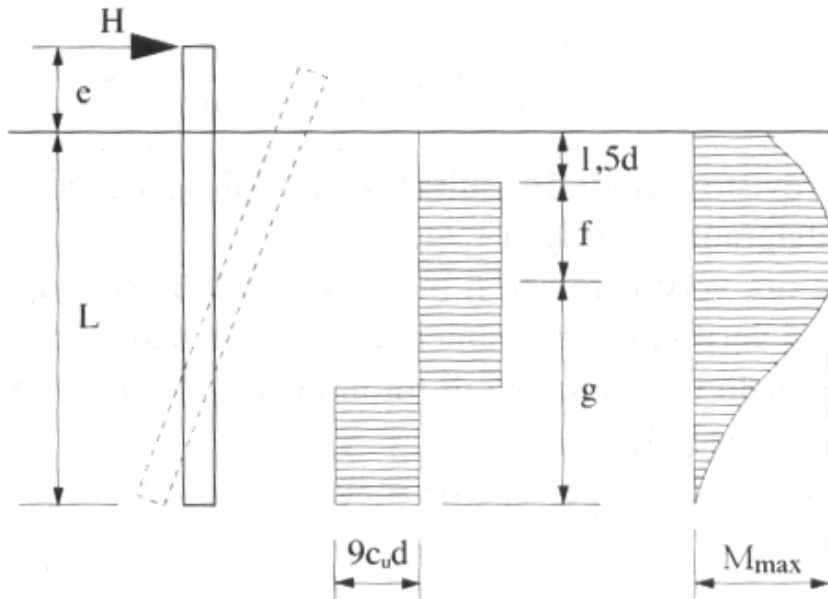
CARICO LIMITE



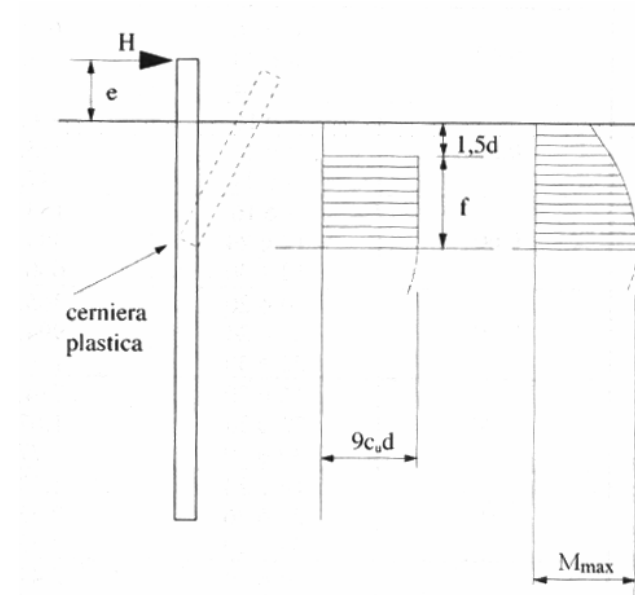
CARICO LIMITE

Pali soggetti a forze orizzontali Meccanismi per pali liberi in testa (U)

CARICO LIMITE



corti



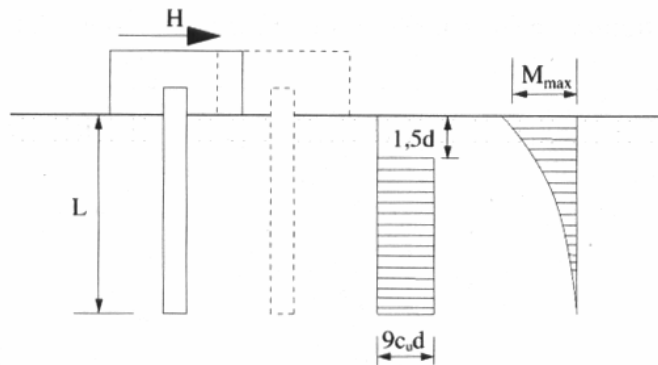
lunghi

CARICO LIMITE

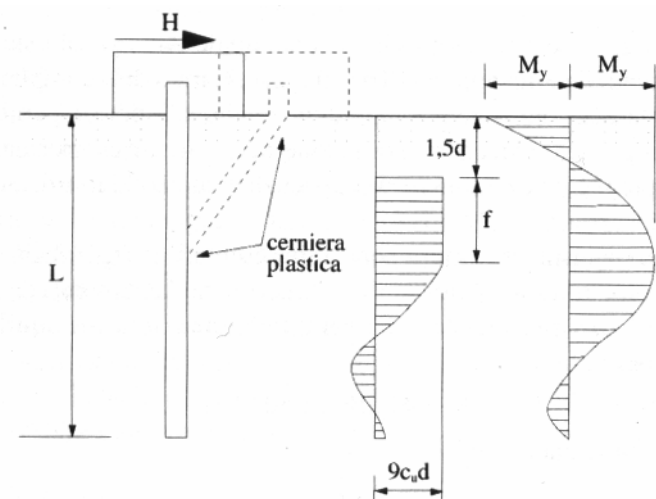
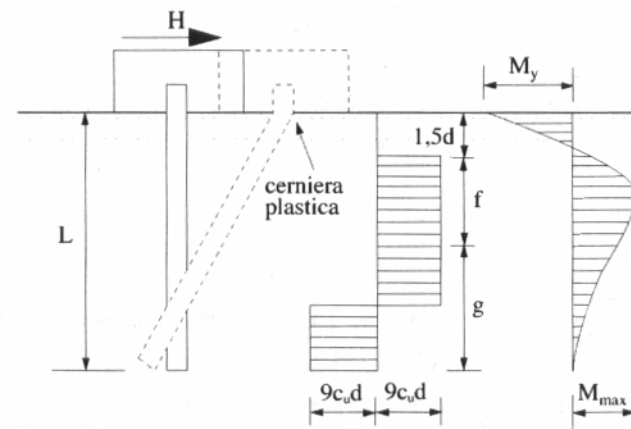
Pali impediti di ruotare in testa (U)

CARICO LIMITE

corti



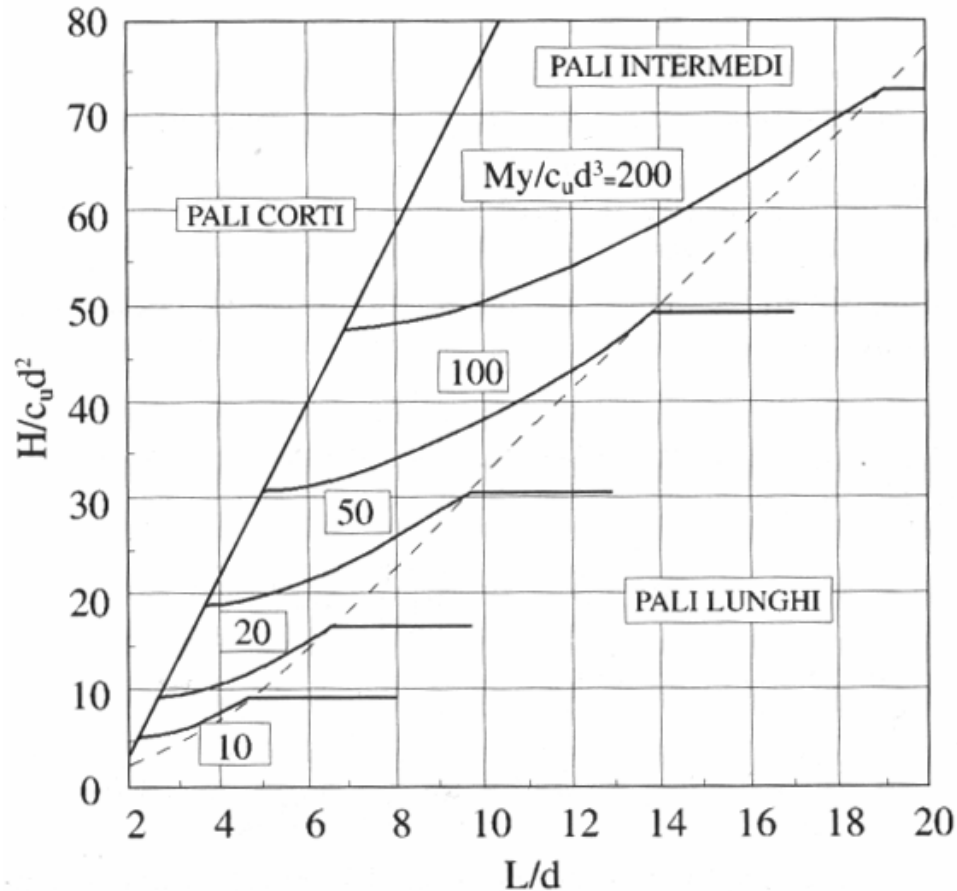
intermedi



lunghi

Abaco per la determinazione di H_{lim} Pali impediti di ruotare in testa (U)

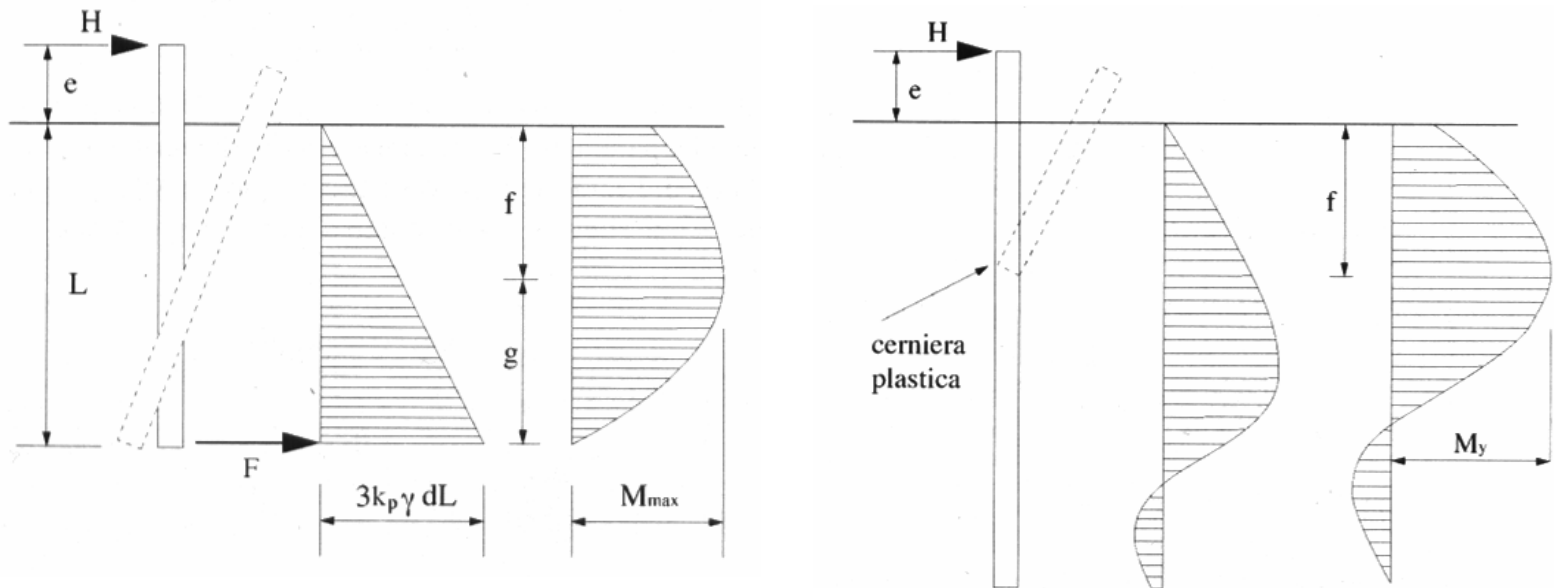
CARICO LIMITE



CARICO LIMITE

Pali soggetti a forze orizzontali Meccanismi per pali liberi in testa (D)

CARICO LIMITE

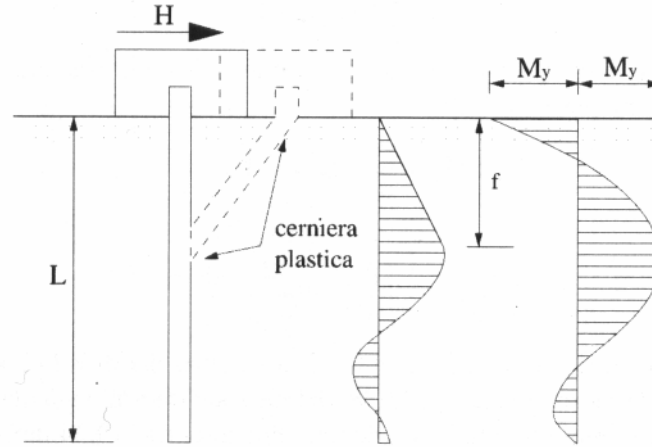
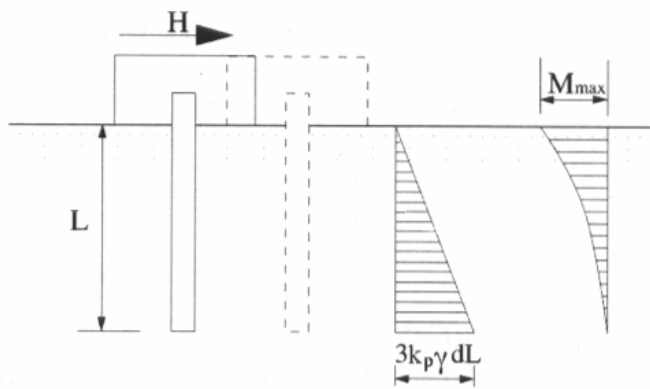


CARICO LIMITE

Pali impediti di ruotare in testa (D)

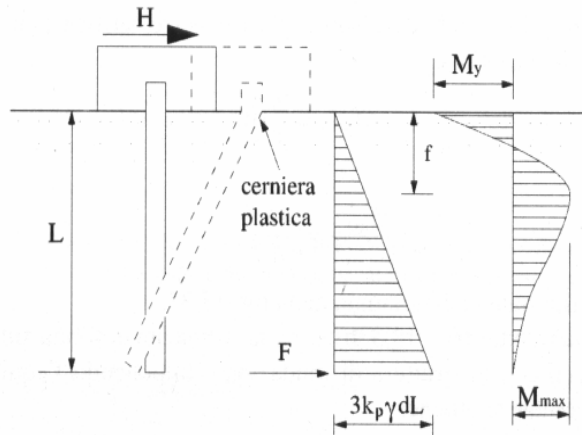
CARICO LIMITE

corti

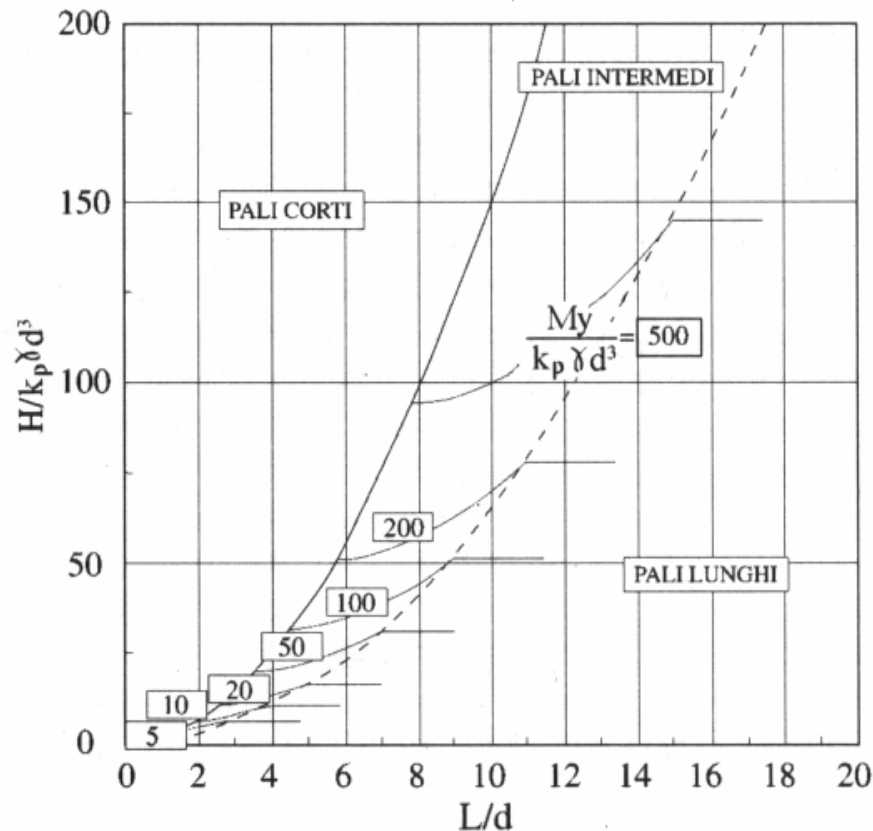


lunghi

intermedi



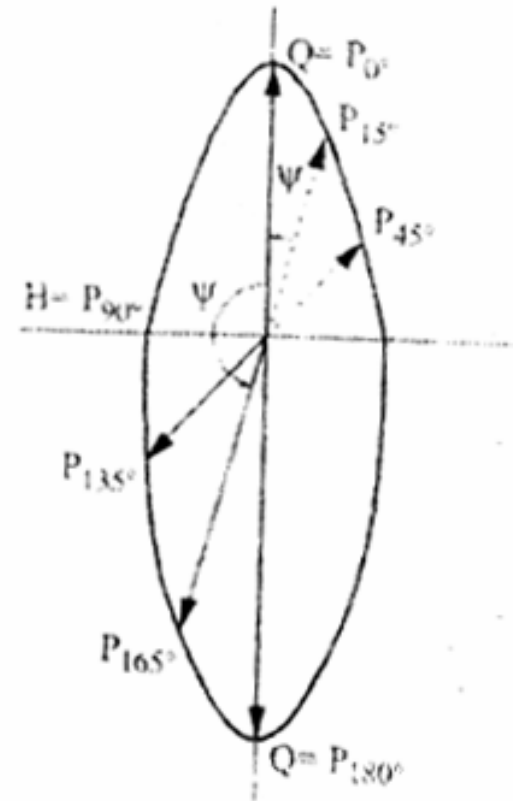
Abaco per la determinazione di H_{lim} Pali impediti di ruotare in testa (D)



Combinazione delle azioni orizzontali e verticali (Cho & Kulhawy, 1995)

$$Q = Q_{\text{lim}}^s \left(\frac{\Psi}{90} - 1 \right) + Q_{\text{lim}}^b \left(\frac{\Psi}{90} - 1 \right)^{7.3}$$

$$H = H_{\text{lim}} \sqrt{\text{sen} \Psi}$$



CARICO LIMITE

Effetto del gruppo di pali

Il carico limite di un gruppo di pali non è il prodotto del carico limite del palo singolo per il numero di pali

$$Q_{\text{lim,gruppo}} = N \cdot E \cdot Q_{\text{lim,singolo}}$$

**Vesic (1968): per terreni incoerenti $E > 1$,
cautelativamente $E = 1$**

CARICO LIMITE

Effetto del gruppo di pali – terreni coesivi

CARICO LIMITE

Converse - Labarre

$$E = 1 - \frac{\arctan(i/d)}{\pi/2} \cdot \frac{(m-1) \cdot n + (n-1) \cdot m}{m \cdot n}$$

Terzaghi - Peck

$$Q_{\text{gruppo}} = B_1 B_2 (N_c c_u + \gamma L) + 2(B_1 + B_2) L c_u$$

CARICO LIMITE

Effetto del gruppo di pali – terreni coesivi
Terzaghi – Peck: Coefficiente N_c

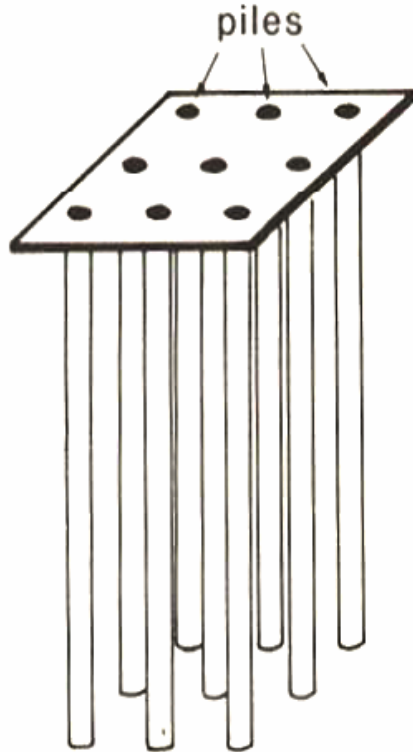
| L/B ₂ | N _c | |
|------------------|------------------------------------|-------------------------------------|
| | B ₁ /B ₂ = 1 | B ₁ /B ₂ > 10 |
| 0,25 | 6,7 | 5,6 |
| 0,50 | 7,1 | 5,9 |
| 0,75 | 7,4 | 6,2 |
| 1,00 | 7,7 | 6,4 |
| 1,50 | 8,1 | 6,8 |
| 2,00 | 8,4 | 7,0 |
| 2,50 | 8,6 | 7,2 |
| 3,00 | 8,8 | 7,4 |
| ≥ 4 | 9,0 | 7,5 |

$$N_{c,rett} = N_{c,\infty} (1 + 0.2B_2/B_1)$$

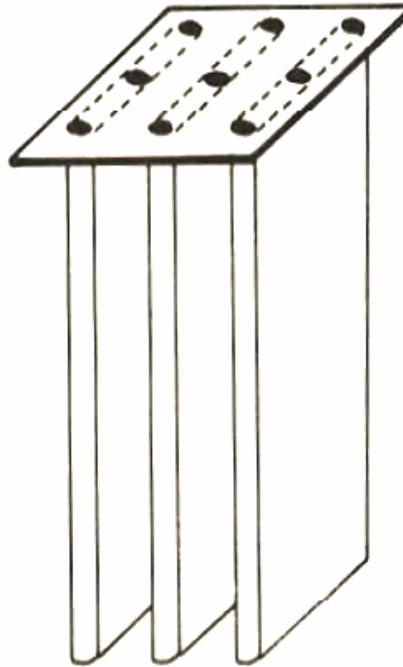
CARICO LIMITE SOTTO CARICHI ORIZZONTALI

Effetto del gruppo

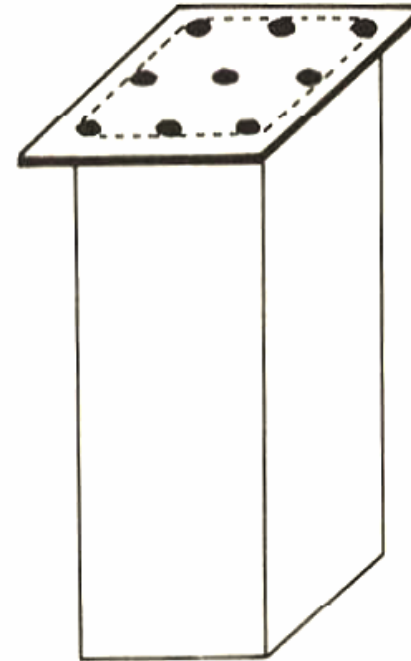
CARICO LIMITE



(a) Single pile failure



(b) Failure of rows of piles



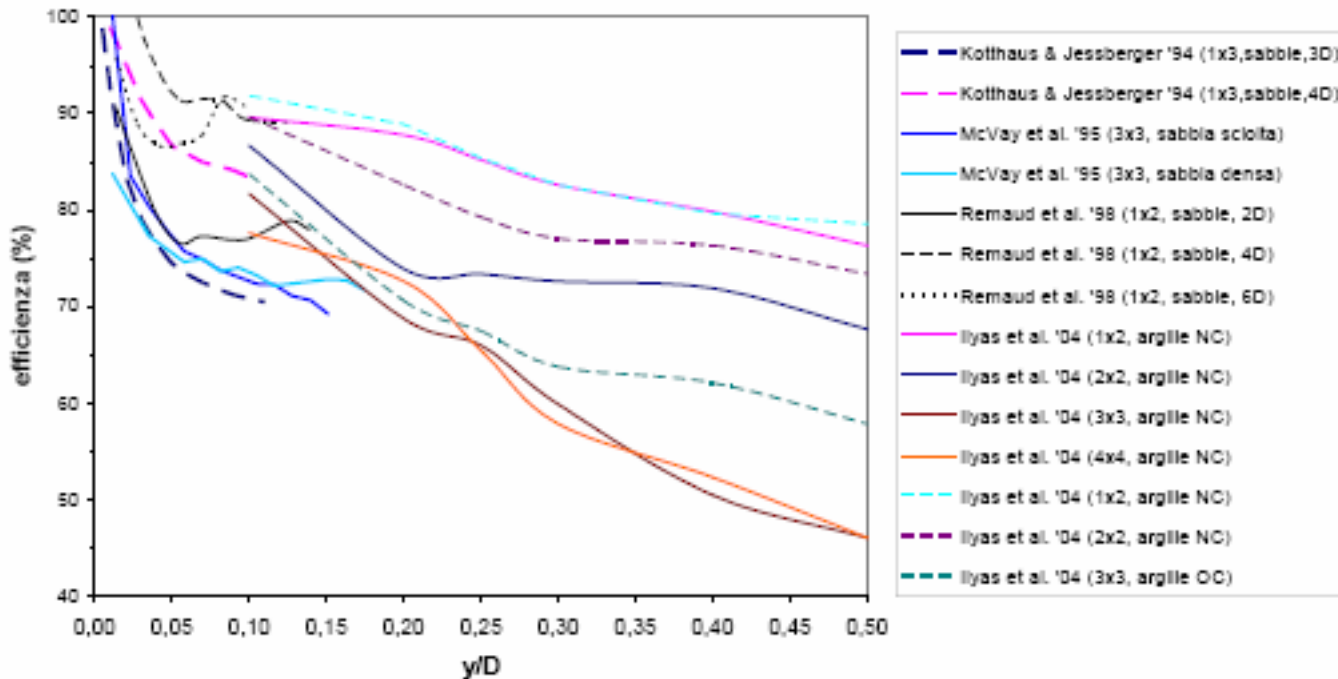
(c) Block failure

CARICO LIMITE SOTTO CARICHI ORIZZONTALI

Effetto del gruppo

$$\eta = \frac{H_{\text{gruppo}}}{m \cdot H_{\text{singolo}}}$$

CARICO LIMITE

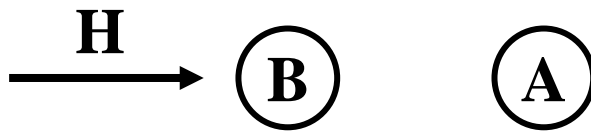


pali liberi di ruotare in testa

CARICO LIMITE SOTTO CARICHI ORIZZONTALI

Efficienza (Reese & Van Impe, 2001)

CARICO LIMITE



$$e_A = 0.70 \left(\frac{s}{D} \right)^{0.26} \quad \frac{s}{D} \leq 4$$

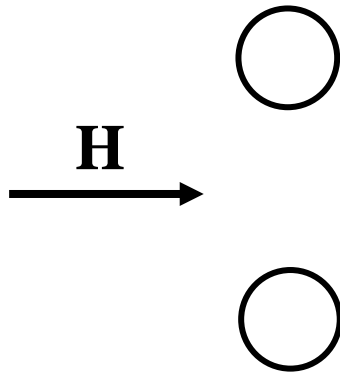
$$e_B = 0.48 \left(\frac{s}{D} \right)^{0.38} \quad \frac{s}{D} \leq 7$$

Se $s/D > (4 \text{ o } 7)$ allora $e = 1$

CARICO LIMITE SOTTO CARICHI ORIZZONTALI

Efficienza (Reese & Van Impe, 2001)

CARICO LIMITE



$$e = 0.64 \left(\frac{s}{D} \right)^{0.34}$$

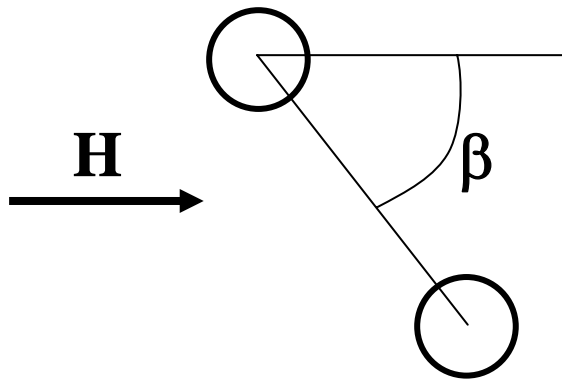
$$\frac{s}{D} \leq 3.75$$

Se $s/D > 3.75$ allora $e = 1$

CARICO LIMITE SOTTO CARICHI ORIZZONTALI

Efficienza (Reese & Van Impe, 2001)

CARICO LIMITE

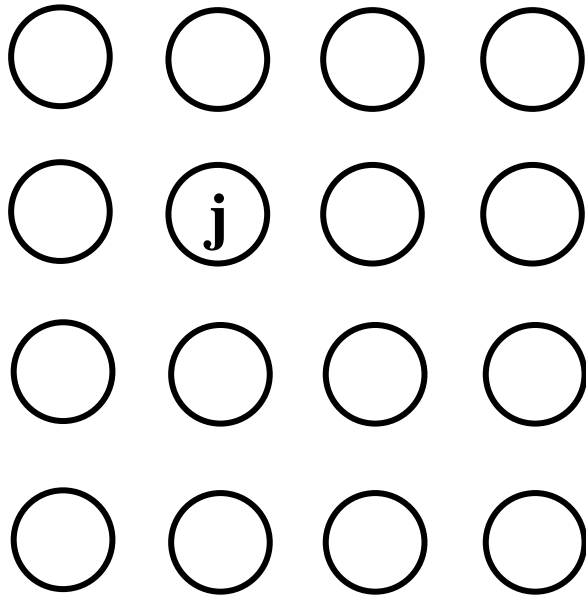


$$e = \sqrt{e_{\text{lin}}^2 \cdot \cos^2 \beta + e_{\text{aff}}^2 \cdot \sin^2 \beta}$$

CARICO LIMITE SOTTO CARICHI ORIZZONTALI

Efficienza (Reese & Van Impe, 2001)

CARICO LIMITE



gruppo di m pali

$$e_j = \prod_{i=1}^m e_{ij}$$