Associazione Italiana
Calcestruzzo armato e Precompresso

LA PROGETTAZIONE STRUTTURALE SECONDO IL D.M. 14.01.08 E CIRCOLARE APPLICATIVA

(*Catanzaro, 15-16 Aprile 2010*)

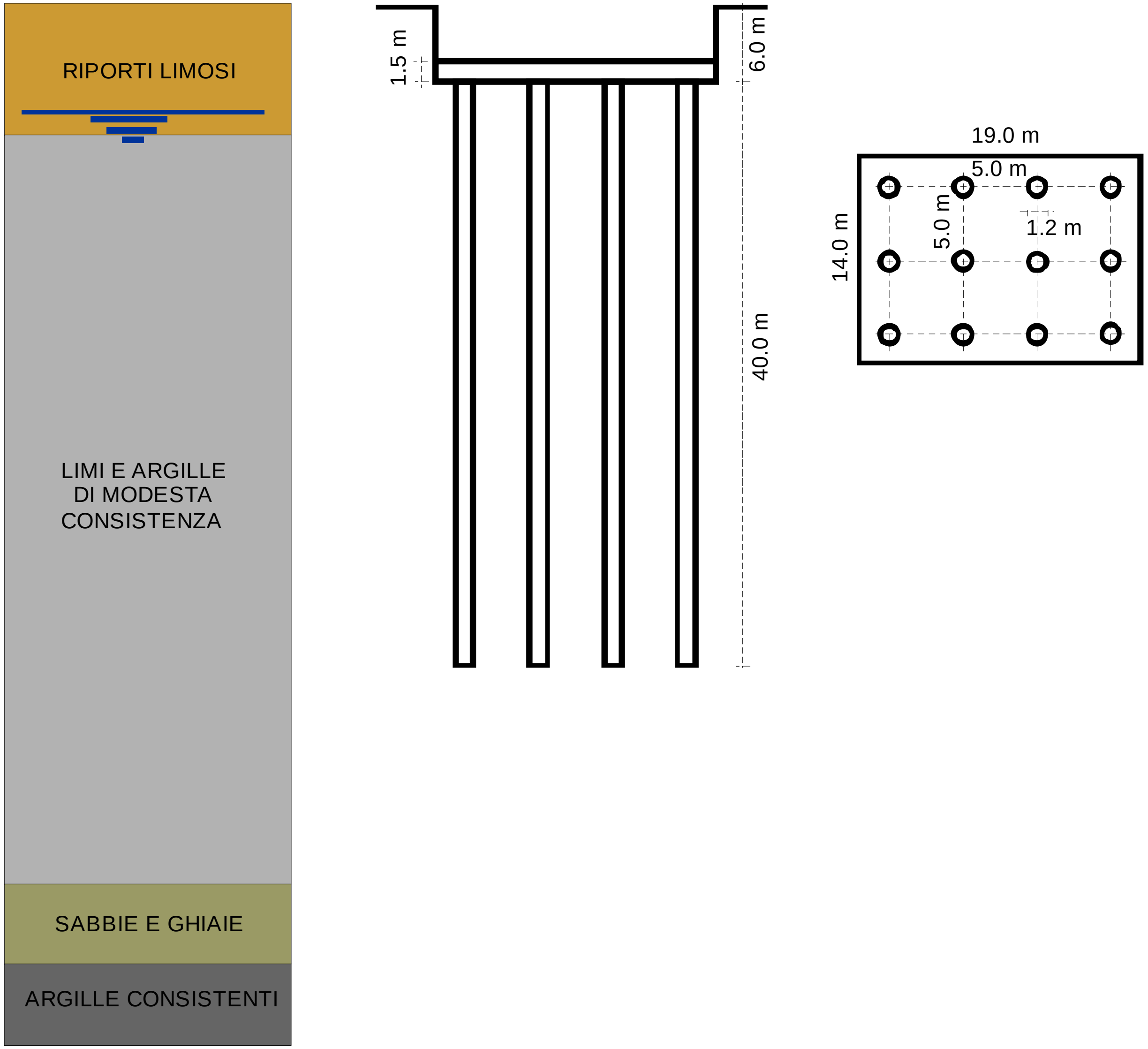
FONDAZIONI

SU PALI

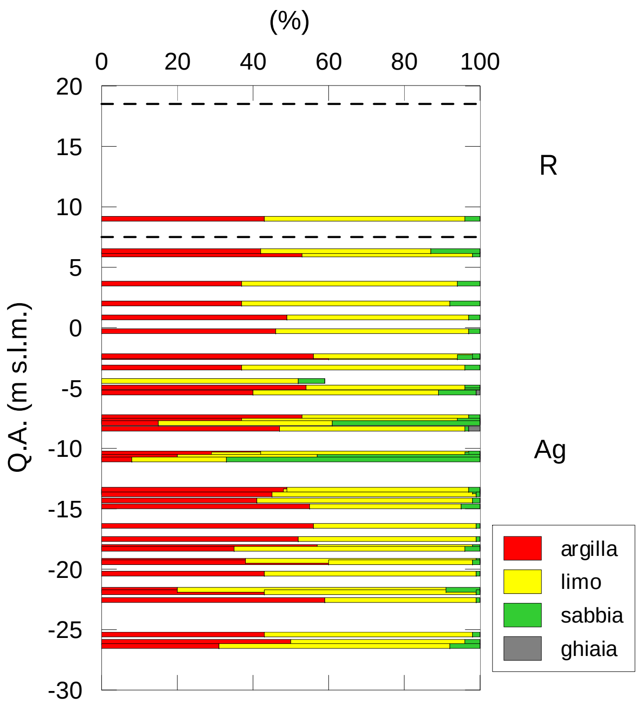
Alberto Burghignoli
Ordinario di Meccanica delle Terre

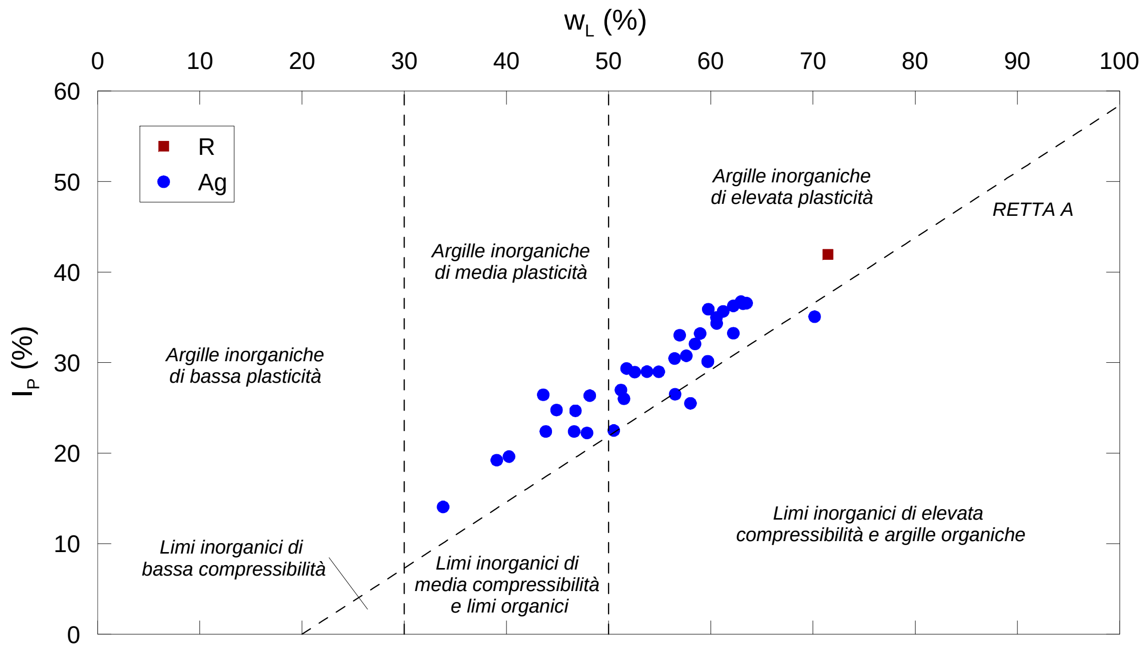
SAPIENZA
UNIVERSITÀ DI ROMA

SISTEMA DI FONDAZIONE

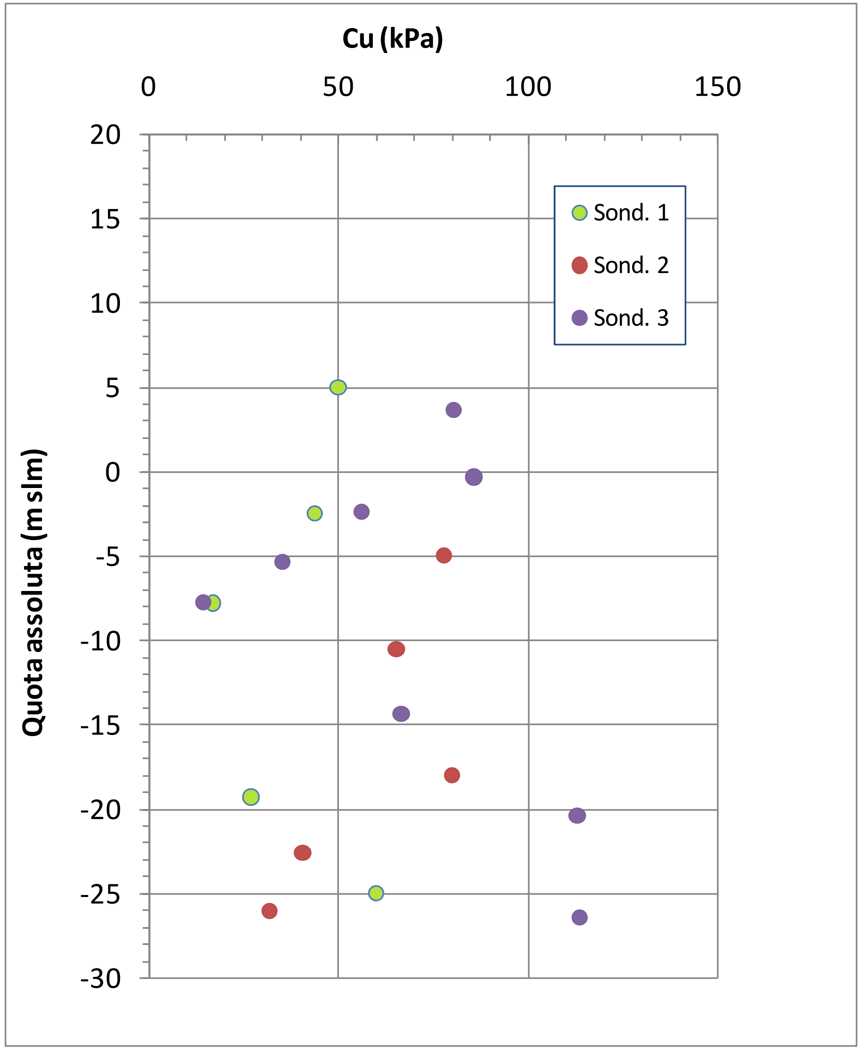


Classificazione dei terreni





Coesione non drenata



PALO ISOLATO

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

$$F_{c,d} \leq R_{c,d}$$

La verifica è effettuata partendo da risultati di prove di laboratorio.

La resistenza di progetto è valutata calcolando separatamente la resistenza laterale e la resistenza alla base.

$$R_{cs,d} = \frac{1}{\gamma_{Rs}} R_{cs,k} = \frac{1}{\gamma_{Rs}} \frac{1}{\xi} R_{cs,cal}$$

$$R_{cb,d} = \frac{1}{\gamma_{Rb}} R_{cb,k} = \frac{1}{\gamma_{Rb}} \frac{1}{\xi} R_{cb,cal}$$

$$E_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k$$

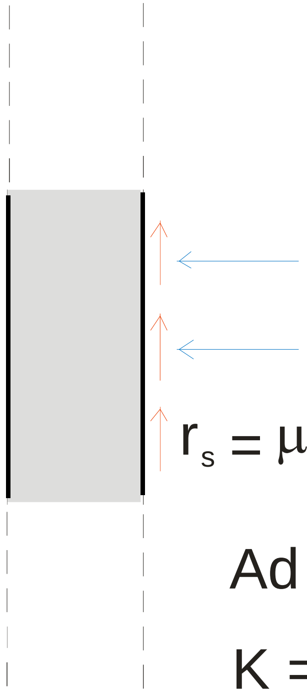
$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} = \frac{R_c}{\xi \cdot \gamma_R}$$

AP1- C1: A1+M1+R1
AP1- C2: A2+M1+R2
AP2: A1+M1+R3

CARICHI	γ_F	EFFETTO	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	γ_G	Favorevole	1,0	1,0
		Sfavorevole	1,3	1,0
Variabili	γ_Q	Favorevole	0,0	0,0
		Sfavorevole	1,5	1,3

PARAMETRO	γ_M	(M1)	(M2)
$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
γ	γ_γ	1,0	1,0

	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
RESISTENZA	γ_R	γ_R	γ_R	γ_R	γ_R	γ_R	γ_R	γ_R	γ_R
Carichi assiali									
Base	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25
Carichi trasversali	1,0	1,6	1,3	1,0	1,6	1,3	1,0	1,6	1,3



$$\sigma'_h = K\,\sigma'_v$$

$$r_s = \mu\,\sigma'_h = \mu K \sigma'_v$$

Ad esempio:

$K = 1 - \sin\varphi'$

$\mu = \tan\varphi'$

$\mu K = \tan\varphi'\,(1 - \sin\varphi')$

PALO ISOLATO

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

$$E_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k$$

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} = \frac{R_c}{\xi \cdot \gamma_R}$$

AP1- C1: A1+M1+R1
AP1- C2: A2+M1+R2
AP2: A1+M1+R3

CARICHI	γ_F	EFFETTO	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	γ_G	Favorevole	1,0	1,0
		Sfavorevole	1,3	1,0
Variabili	γ_Q	Favorevole	0,0	0,0
		Sfavorevole	1,5	1,3

PARAMETRO	γ_M	(M1)	(M2)
$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
γ	γ_γ	1,0	1,0

	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
RESISTENZA	γ_R	γ_R	γ_R	γ_R	γ_R	γ_R	γ_R	γ_R	γ_R
Carichi assiali									
Base	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25
Carichi trasversali	1,0	1,6	1,3	1,0	1,6	1,3	1,0	1,6	1,3

Resistenza caratteristica

$$R_{c,k} = \mathrm{Min}\left\{\frac{\left(R_{c,cal}\right)_{media}}{\xi_3};\frac{\left(R_{c,cal}\right)_{min}}{\xi_4}\right\}$$

$$R_{t,k} = \mathrm{Min}\left\{\frac{\left(R_{t,cal}\right)_{media}}{\xi_3};\frac{\left(R_{t,cal}\right)_{min}}{\xi_4}\right\}$$

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Resistenza laterale

$$R_{cs,cal} = \pi \cdot D \cdot L \cdot r_{cs,cal} = \pi \cdot D \cdot L \cdot (\alpha \cdot c_u)_s$$

Resistenza alla base

$$R_{cb,cal} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} r_{cb,cal} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} (9 \cdot c_{ub} + \gamma \cdot L)$$

Resistenza laterale unitaria

Sond. 1

z (m)	c_u (kPa)	α	r_s (kPa)
14.0	50.0	0.55	27.5
21.5	43.9	0.60	26.3
26.8	17.0	0.75	12.8
38.3	27.0	0.73	19.8
44.0	60.0	0.47	28.2
		media =	22.9

Sond. 2

z (m)	c_u (kPa)	α	r_s (kPa)
24.0	77.8	0.35	27.2
29.5	65.3	0.43	27.9
37.0	80.0	0.31	24.8
41.6	40.6	0.63	25.4
45.0	31.8	0.70	22.1
		media =	25.5

Sond. 3

z (m)	c_u (kPa)	α	r_s (kPa)
15.4	80.3	0.35	28.1
19.3	85.7	0.35	30.0
21.4	56.0	0.50	28.1
24.4	35.1	0.67	23.5
26.7	14.3	0.75	10.7
33.3	66.4	0.42	27.8
39.4	112.0	0.35	39.2
45.4	113.4	0.35	39.7
		media =	28.4

Applicando le relazioni precedenti:

	Sond. 1	Sond. 2	Sond. 3
$R_{cs,cal}$ (kN)	3453	3845	4283
$R_{cb,cal}$ (kN)	1448	1161	1991
$R_{c,cal}$ (kN)	4901	5006	6274

$(R_{c.cal})_{med}$ = 5851 kN $(R_{c.cal})_{min}$ = 4901 kN

ξ_3 = 1.60 $(R_{c,cal})_{med} / \xi_3$ = 3371 kN

ξ_4 = 1.48 $(R_{c,cal})_{min} / \xi_4$ = 3311 kN

Poiché la verifica è condizionata dal valore minimo della resistenza di calcolo, i valori caratteristici devono essere calcolati impiegando il coefficiente di correlazione ξ_4.

Quindi:

$$R_{cs,k} = R_{cs,cal} / \xi_4 = 2333 \text{ kN},$$

$$R_{cb,k} = R_{cb,cal} / \xi_4 = 978 \text{ kN}.$$

Trattandosi di pali trivellati, adottando l'*AP1-C2* si devono impiegare i coefficienti di sicurezza parziali

γ_R = 1.45 (resistenza laterale in compressione)

γ_R = 1.70 (resistenza alla base)

La resistenza di progetto a compressione del palo isolato vale pertanto:

$R_{cs,d} = R_{cs,k}/1.45 = 1609$ kN

$R_{cb,d} = R_{cb,k}/1.70 = 575$ kN

$R_{c,d} = 2185$ kN

Confronto con la normativa precedente (DM88)

Effettuando il dimensionamento geotecnico del palo isolato con le precedenti norme ed assumendo cautelativamente il valore minore delle resistenze di calcolo, $(R_{c,cal})_{min}$ = 4901 kN, la resistenza minima di progetto del palo isolato risulta pari a:

$$(R_{c,d})_{DM88} = R_{c,cal} / F_{min} = 4901/2.5 = 1960 \text{ kN}.$$

Per confrontare questo risultato con quello precedente, occorre tener conto che:

$$(E_{c,d})_{NTC08} = \gamma_{G1}\, G_k + \gamma_{Q1}\, Q_k$$

$$(E_{c,d})_{DM88} = G_k + Q_k$$

Confronto con la normativa precedente (DM88)

Pertanto:

$$\left(\frac{R_{c,d}}{E_{c,d}}\right)_{NTC08} = \frac{(R_{c,d})_{NTC08}}{\gamma_{G1}G_k + \gamma_{Q1}Q_k} \qquad \left(\frac{R_{c,d}}{E_{c,d}}\right)_{DM88} = \frac{(R_{c,d})_{DM88}}{G_k + Q_k}$$

Uguagliando le precedenti espressioni si ottiene:

$$\frac{(R_{c,d})_{NTC08}}{\gamma_{G1}G_k + \gamma_{Q1}Q_k} = \frac{(R_{c,d})_{DM88}}{G_k + Q_k}$$

da cui:

$$\boxed{\frac{(R_{c,d})_{NTC08}}{(R_{c,d})_{DM08}} = \frac{\gamma_{G1} + \frac{Q_k}{G_k}\gamma_{Q1}}{1 + \frac{Q_k}{G_k}}}$$

Confronto con la normativa precedente (DM88)

$$\frac{(R_{c,d})_{NTC08}}{(R_{c,d})_{DM08}} = \frac{\gamma_{G1} + \frac{Q_k}{G_k}\gamma_{Q1}}{1 + \frac{Q_k}{G_k}}$$

$$\boxed{\frac{(R_{c,d})_{NTC08}}{(R_{c,d})_{DM08}} = 1.11}$$

Q_k/G_k	$(R_{c,d})_{NTC08}/(R_{c,d})_{DM88}$
0	1.00
0.2	1.05
0.3	1.07
0.4	1.09
0.5	1.10
0.6	1.11
0.7	1.12
0.8	1.13
0.9	1.14

Nel caso in esame, l'applicazione delle NTC08 risulta più conveniente rispetto alle vecchie norme fintanto che il rapporto tra azioni variabili e azioni permanenti si mantiene inferiore a 0.6.

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

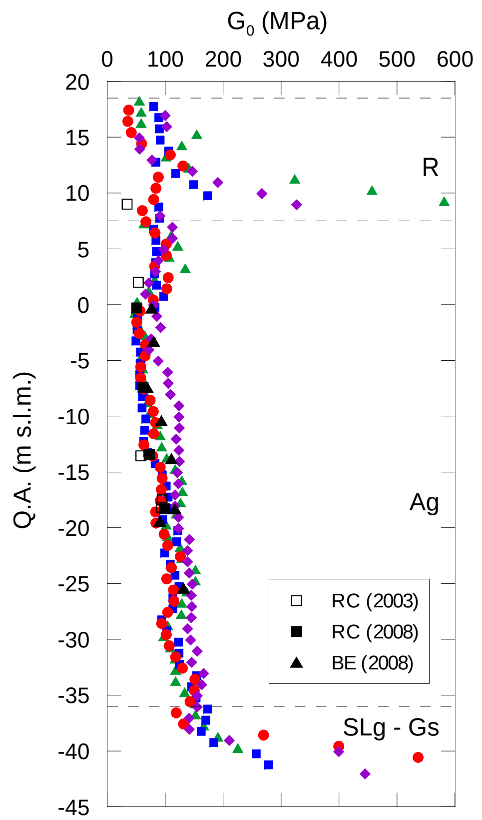
I possibili vantaggi nell'applicazione delle NTC88 non si esauriscono con il confronto tra le resistenze del palo isolato o del gruppo di pali, ma anzi si esaltano considerevolmente nel dimensionamento geotecnico dell'intera fondazione, potendo portare in conto anche la resistenza della piastra di collegamento dei pali.

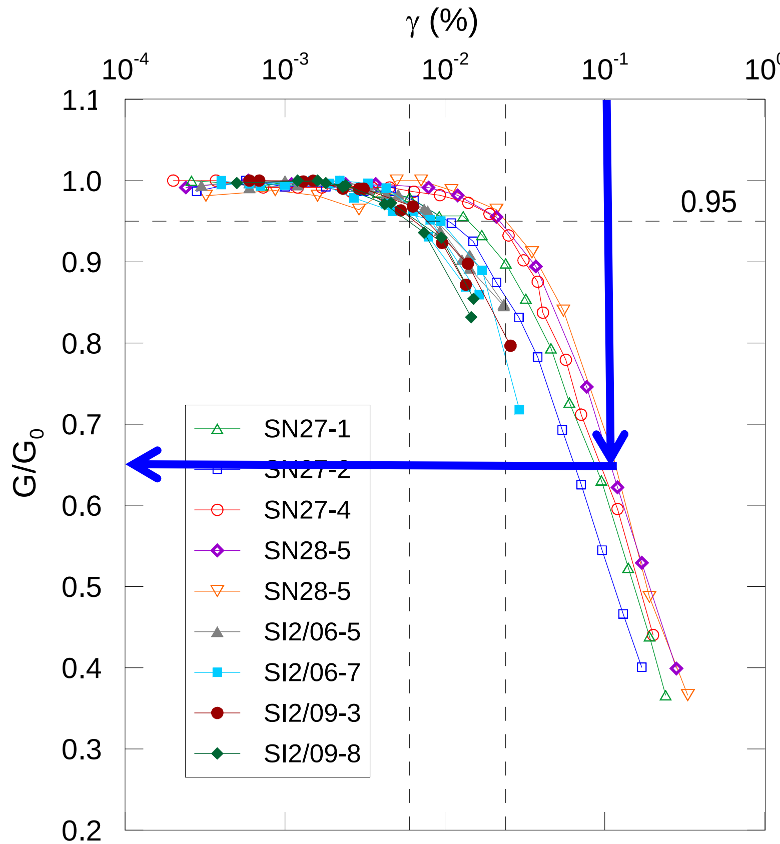
In queste condizioni, la resistenza dell'intera fondazione mista (piastra + pali) può risultare molto maggiore della resistenza del solo gruppo di pali.

Occorre tuttavia osservare che proprio per l'elevata resistenza conseguibile dalla fondazione mista può rendersi necessario il riferimento ad altri stati limite ultimi, quali quelli raggiungibili dalla struttura in elevazione per eccessivi cedimenti della fondazione stessa.

Per quanto sopra, si rende necessario lo studio completo del comportamento della fondazione mista, ricavando l'intera curva carichi – cedimenti, fino alle condizioni di collasso.
In questo modo è possibile determinare il cedimento della fondazione nonché la ripartizione dei carichi tra la piastra e i pali sotto i carichi di progetto e, in generale, con riferimento ad ogni prefissato stato limite.

Rigidezza del terreno di fondazione





G_0 = 74 MPa

G = 48.1 MPa

ν = 0.5

E_u = 72 MPa

Metodo semplificato di Poulos (2001)

Il metodo consente una valutazione di prima approssimazione della curva carichi-cedimenti della fondazione mista.

Esso richiede la determinazione preliminare delle resistenze e delle rigidezze dei sistemi:

- piastra-terreno;
- palo isolato-terreno;
- gruppo di pali-terreno.

La natura dell'analisi richiede che le grandezze meccaniche siano introdotte con i loro valori caratteristici

VALUTAZIONE DELLE RESISTENZE

1. RESISTENZA DEL SISTEMA PIASTRA-TERRENO

$$R_{r,k} = BL\left[(2+\pi)c_{u,k} + \gamma S\right]$$

B, L: dimensioni in pianta della piastra;
S: profondità del piano di fondazione dal p.c.;
$c_{u,k}$: valore medio della coesione non drenata nel volume significativo;
γ: peso di volume del terreno sovrastante il piano di fondazione;.

Per B=14 m, L=19 m, S=6 m, $c_{u,k}$ = 51 kPa e γ=19 kN/m^3 si ottiene:

$R_{r,k}$ = 100075 kN

2. RESISTENZA CARATTERISTICA DEL SISTEMA PALO ISOLATO-TERRENO

Si assume il valore medio ottenuto con riferimento ai tre sondaggi:

$$R_{p,k} = 3644 \text{ kN}$$

3. RESISTENZA CARATTERISTICA DEL SISTEMA GRUPPO DI PALI-TERRENO

Adottando, ad esempio, l'espressione di Converse Labarre

$$E = 1 - \frac{2}{\pi} \tan^{-1}\left(\frac{D}{s}\right) \frac{(m-1)n + (n-1)m}{mn}$$

dove m ed n sono il numero delle file di pali nelle due direzioni, D il diametro dei pali ed s l'interasse, si ottiene E = 0.788. Conseguentemente, la resistenza del gruppo di pali è

$$R_{G,k} = E\, n_p\, R_{p,k} = 34441 \text{ kN}$$

4. RESISTENZA CARATTERISTICA DELLA FONDAZIONE MISTA

$$R_{pr,k} = R_{r,k} + R_{G,k} = 100075 + 34441 = 134516 \text{ kN}$$

VALUTAZIONE DELLE RIGIDEZZE

5. RIGIDEZZA MEDIA DELLA PIASTRA

$$K_r = \frac{P_r}{w_r}$$

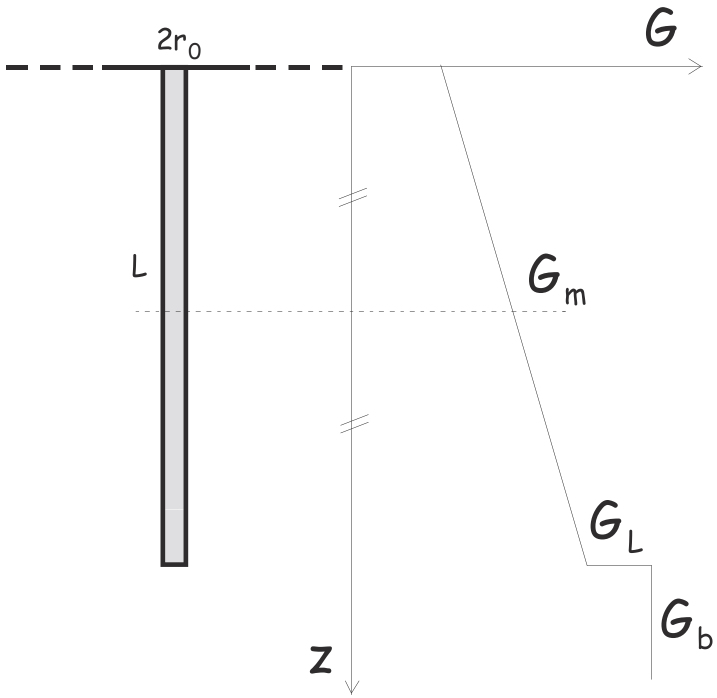
Il cedimento w_r della piastra può essere valutato impiegando una delle diverse soluzioni disponibili nella letteratura tecnica, ad esempio Fraser & Wardle (1976). La rigidezza risulta:

$$K_r = 2.26\ 10^6 \text{ kN/m}$$

6. RIGIDEZZA DEL PALO ISOLATO

Adottando la relazione analitica proposta da Randolph si ottiene:

$$K_p = 1.63\ 10^6\ \mathrm{kN/m}$$



$$w = \frac{Q}{r_0 G_L} \frac{1 + \frac{1}{\pi\lambda}\frac{4}{1-\nu}\frac{\eta}{\xi}\frac{\tanh(\mu L)}{\mu L}\frac{L}{r_0}}{\frac{4}{1-\nu}\frac{\eta}{\xi} + \frac{2\pi\rho}{\zeta}\frac{\tanh(\mu L)}{\mu L}\frac{L}{r_0}}$$

$$\eta = \frac{r_b}{r_0}$$

$$\xi = \frac{G_L}{G_b}$$

$$\rho = \frac{G_m}{G_L}$$

$$\lambda = \frac{E_p}{G_L}$$

$$\zeta = \ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right) = \ln\left\{\left[0.25 + (2.5\rho(1-\nu) - 0.25)\xi\right]\frac{L}{r_0}\right\}$$

$$\mu L = \sqrt{\frac{2}{\zeta\lambda}}\frac{L}{r_0}$$

7. RIGIDEZZA DEL GRUPPO DI PALI

Si adotta il metodo semiempirico di Butterfield & Douglas (1981), per il quale:

$$K_G = n_p^{1-a} K_p$$

dove n_p è il numero di pali del gruppo, K_p è la rigidezza del palo isolato e dove il valore della costante a è in genere compreso tra 0.4 e 0.6.
Assumendo a = 0.5, si ottiene

$$K_G = 4.65\ 10^6 \text{ kN/m}$$

8. RIGIDEZZA DELLA FONDAZIONE MISTA

Seguendo il procedimento proposto da Randolph, la rigidezza della fondazione mista può essere valutata con le relazioni:

$$K_{pr} = \frac{K_G + K_r(1 - 2\alpha_{cp})}{1 - \alpha_{cp}^2 \frac{K_r}{K_G}}$$

$$\alpha_{cp} = \frac{\ln\left(\frac{r_m}{r_c}\right)}{\ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right)}$$

con

$$r_0 = 0.5D_p$$

$$r_m = 2.5(1 - \nu_s)L_p$$

$$r_c = \sqrt{\frac{LB}{n_p \pi}}$$

dove D_p e L_p sono il diametro e la lunghezza del palo, n_p il numero di pali nel gruppo, L e B le dimensioni della piastra, ν_s il coefficiente di Poisson del terreno.

Introducendo i valori numerici:

D_p = 1.2 m,
L_p = 40 m,
L =19 m,
B = 14 m,
ν_s = 0.5,

si ottiene

$$K_{pr} = 5.89\ 10^6 \text{ kN/m}$$

Lo stesso procedimento di Randolph consente di valutare la ripartizione dei carichi tra piastra e pali tramite le espressioni:

$$\frac{P_r}{P} = \frac{K_r(1-\alpha_{cp})}{K_G + K_r(1-2\alpha_{cp})},$$

$$\frac{P_G}{P} = 1 - \frac{P_r}{P}.$$

Introducendo i valori numerici si ottiene:

$$\frac{P_r}{P} = 0.15,$$

$$\frac{P_G}{P} = 0.85.$$

I precedenti risultati permettono di tracciare l'intera curva carichi-cedimenti della fondazione mista.
A questo fine si osserva che, per carichi inferiori alla resistenza del gruppo di pali, i cedimenti della fondazione mista sono proporzionali alla rigidezza K_{pr}.
Dalla relazione

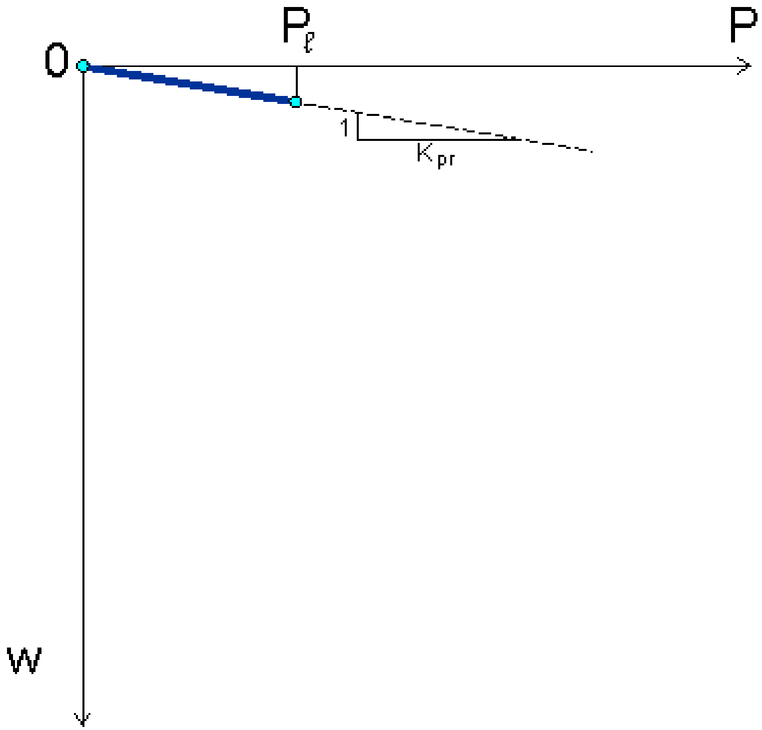
$$\frac{P_G}{P} = 1 - \frac{P_r}{P}$$

essendo $P_r/P = X$ costante,
si ricava

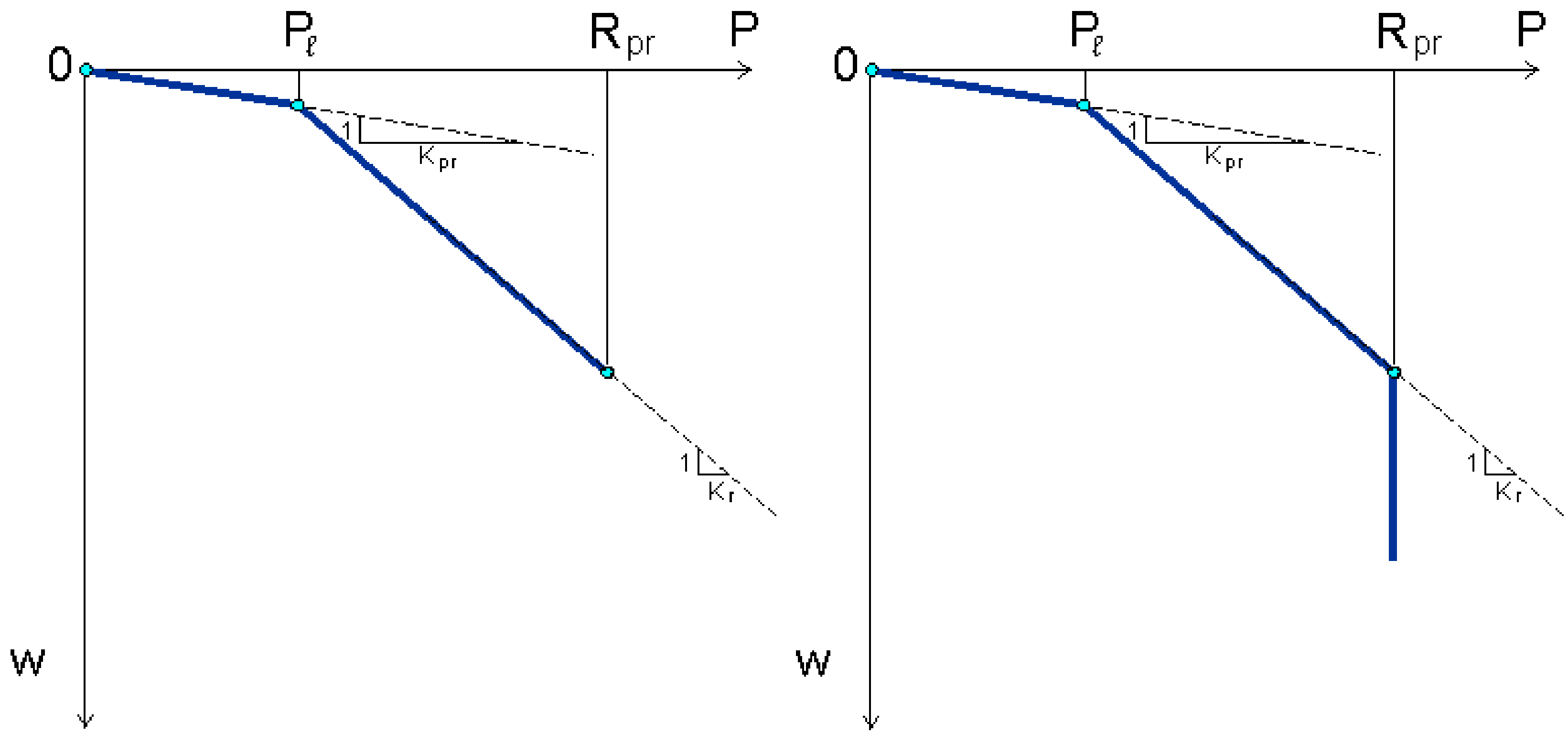
$$P = \frac{P_G}{1 - X}$$

e

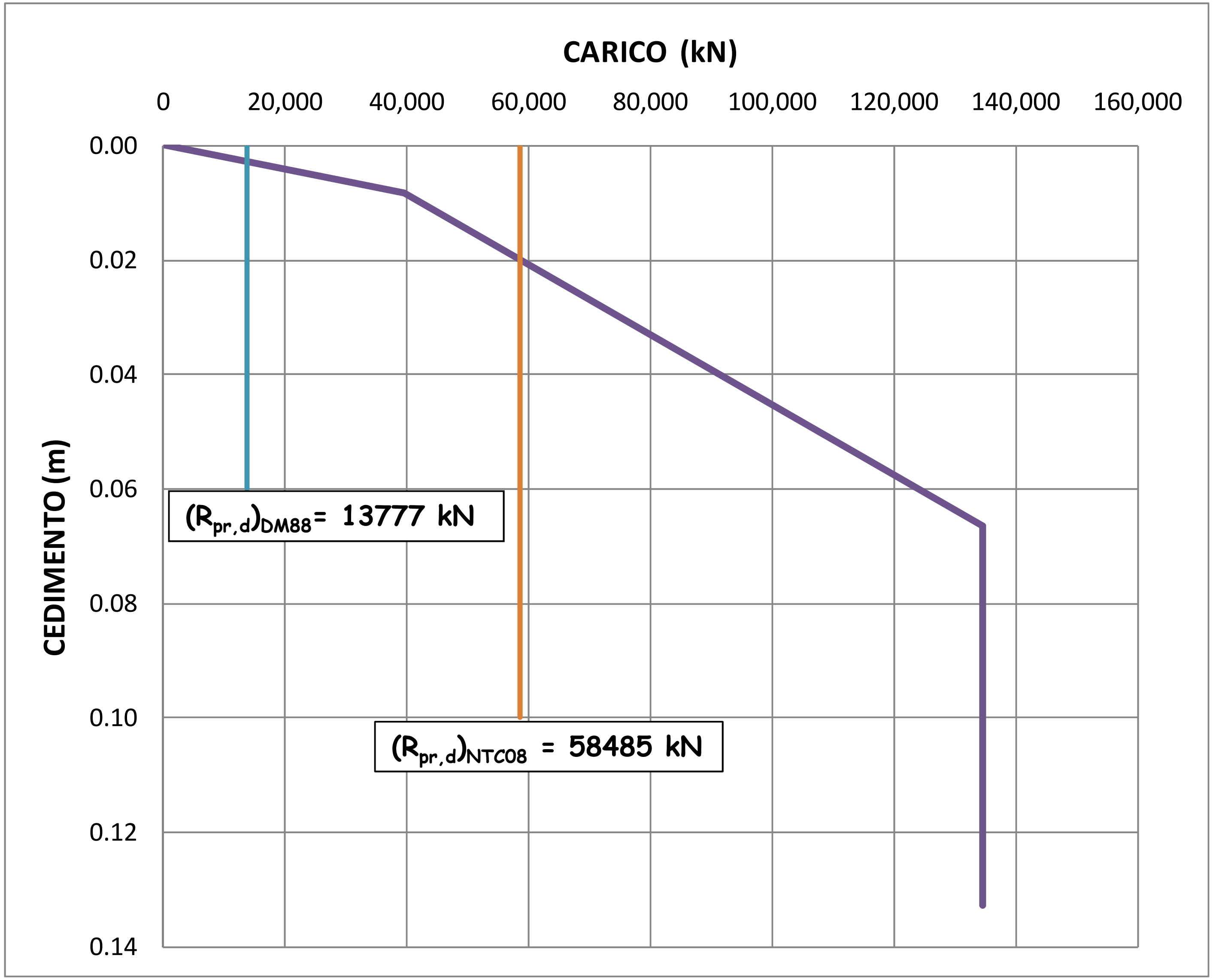
$$\boxed{P_\ell = \frac{R_G}{1 - X}}$$



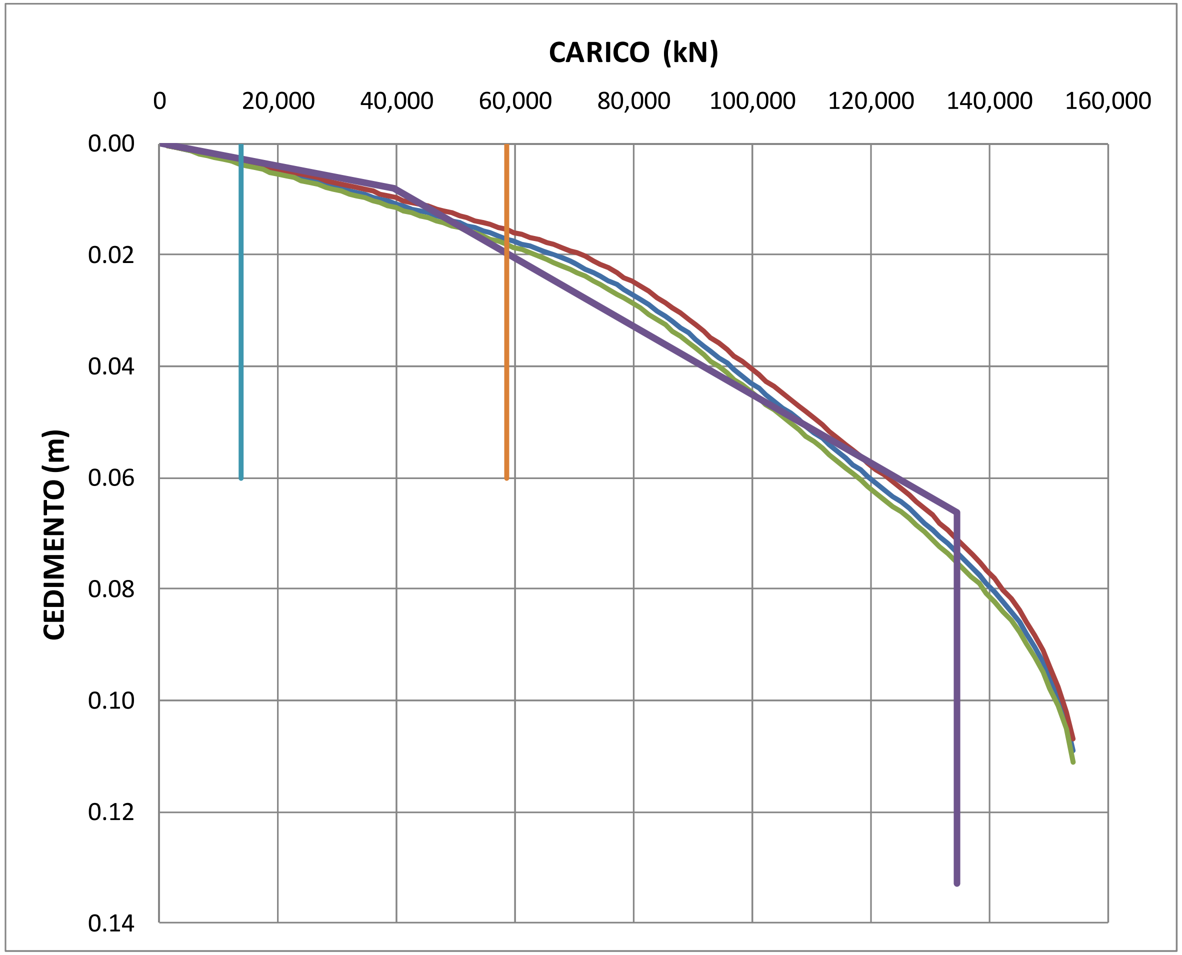
Per valori di P superiori a P_ℓ, la fondazione mista subisce cedimenti proporzionali alla rigidezza K_r della sola piastra fintanto che non si raggiunge la resistenza complessiva R_{pr}, in corrispondenza della quale si manifesta lo scorrimento indefinito.

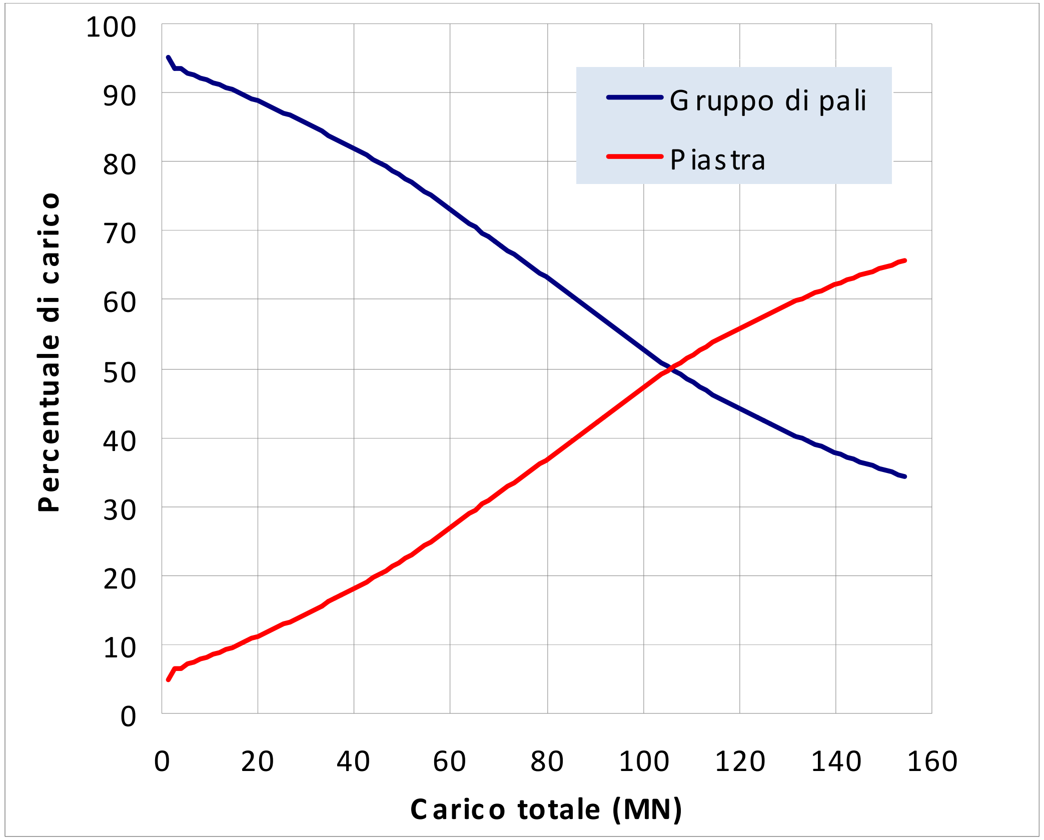


LA CURVA CARICHI - CEDIMENTI



LA CURVA CARICHI - CEDIMENTI





100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
0
20
40
60
80
100
120
140
160
Percentuale di carico
Carico totale (MN)
Gruppo di pali
Piastra

COMPORTAMENTO DELLA FONDAZIONE
IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE

SINTESI DELLE VERIFICHE SLU

AP1–C2 (GEO)

IN CONDIZIONI STATICHE:

A2+M1+R2

$\gamma_{G1} = 1.0$ $\gamma_Q = 1.3$

$\gamma_{c'} = 1.0$ $\gamma_{\varphi'} = 1.0$

$\gamma_R = 1.45 - 1.70$ (carico assiale)

$\gamma_R = 1.6$ (carico laterale)

IN CONDIZIONI SISMICHE:

Valori caratteristici+M1+R3

$\gamma_{G1} = 1.0$ $\gamma_Q = 1.0$

$\gamma_{c'} = 1.0$ $\gamma_{\varphi'} = 1.0$

$\gamma_R = 1.15 - 1.35$ (carico assiale)

$\gamma_R = 1.3$ (carico laterale)

AP1–C1 (STR)

IN CONDIZIONI STATICHE:

A1+M1+R1

$\gamma_{G1} = 1.3$ $\gamma_Q = 1.5$

IN CONDIZIONI SISMICHE:

Valori caratteristici+M1+R1

$\gamma_{G1} = 1.0$ $\gamma_Q = 1.0$

AP2

IN CONDIZIONI STATICHE:

A1+M1+R3

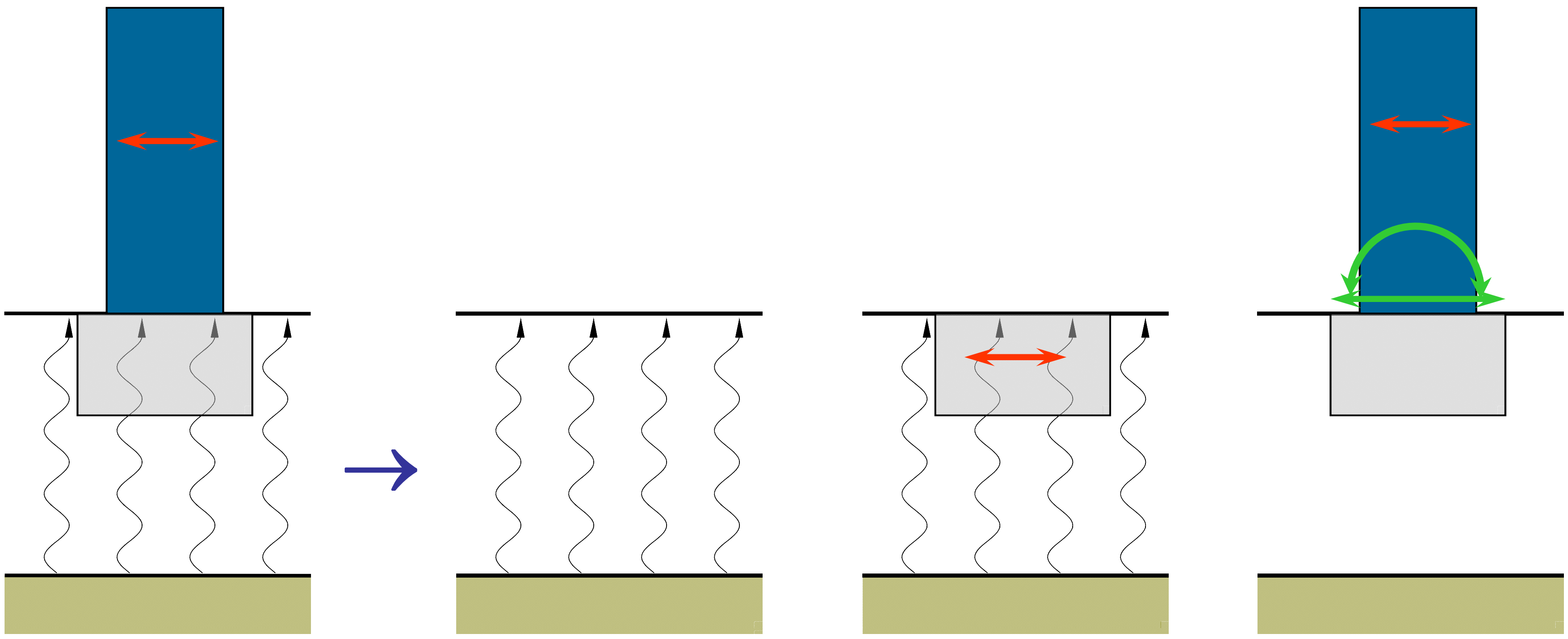
γ_{G1} = 1.3 γ_Q = 1.5

γ_R = 1.15 - 1.35 (carico assiale)

γ_R = 1.3 (carico laterale)

IN CONDIZIONI SISMICHE:

γ_{G1} = 1.0 γ_Q = 1.0

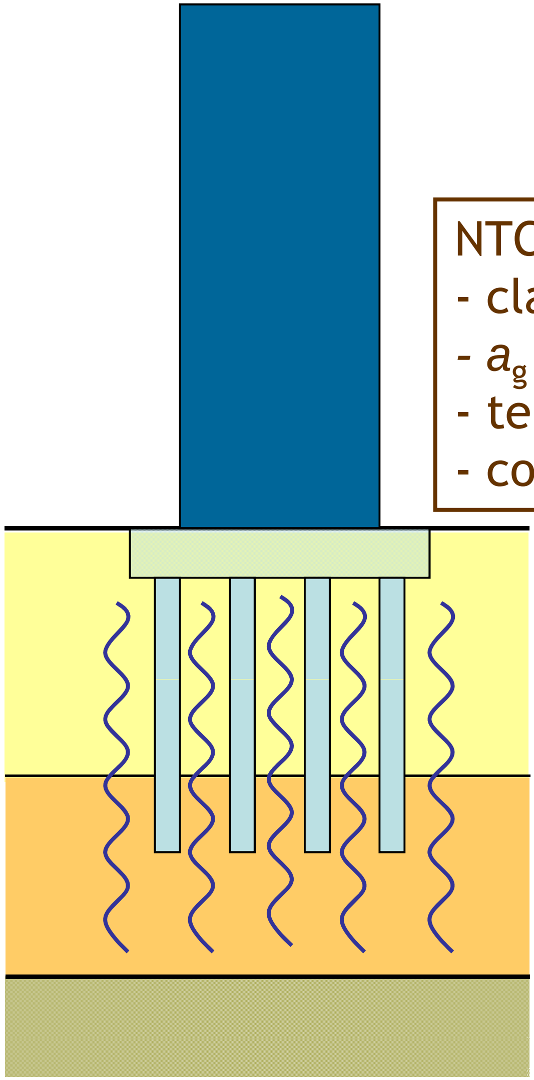


interazione "completa"

risposta sismica locale

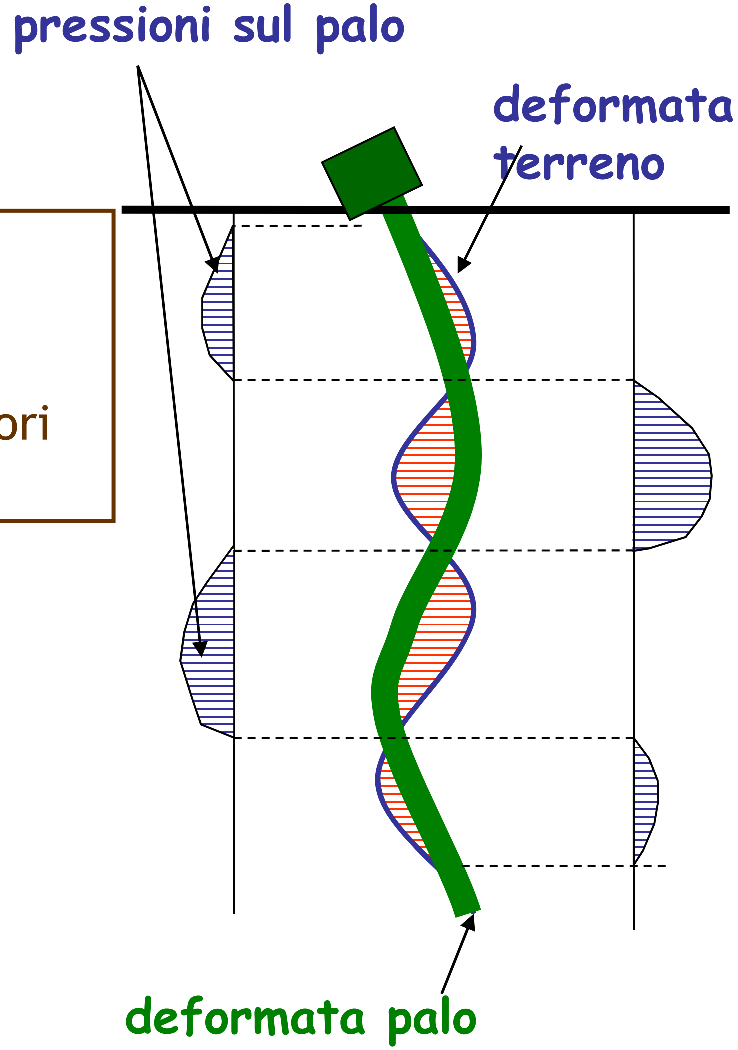
interazione cinematica

interazione inerziale



NTC:
- classe d'uso III e IV
- $a_g \geq 0.25$ g
- terreno tipo D o peggiori
- contrasti di rigidezza

Sollecitazioni flettenti aggiuntive



NIKOLAU *et al.* (2001)

$$M_{\max} = \delta \cdot M$$

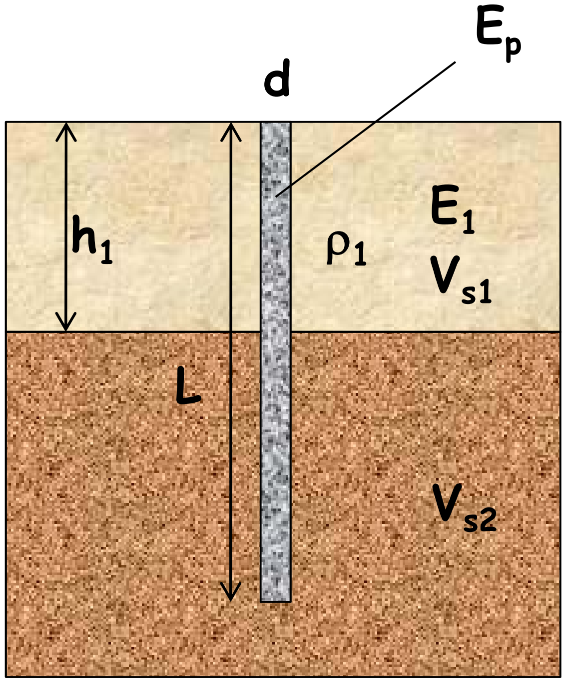
$$M = 0.042\tau_c d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^{0.30} \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}}\right)^{0.5}$$

$$\tau_c = a_{\max s} \rho_1 h_1$$

$$h_1 > L_a \qquad L_a = 1.5 \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{\frac{1}{4}} \cdot d$$

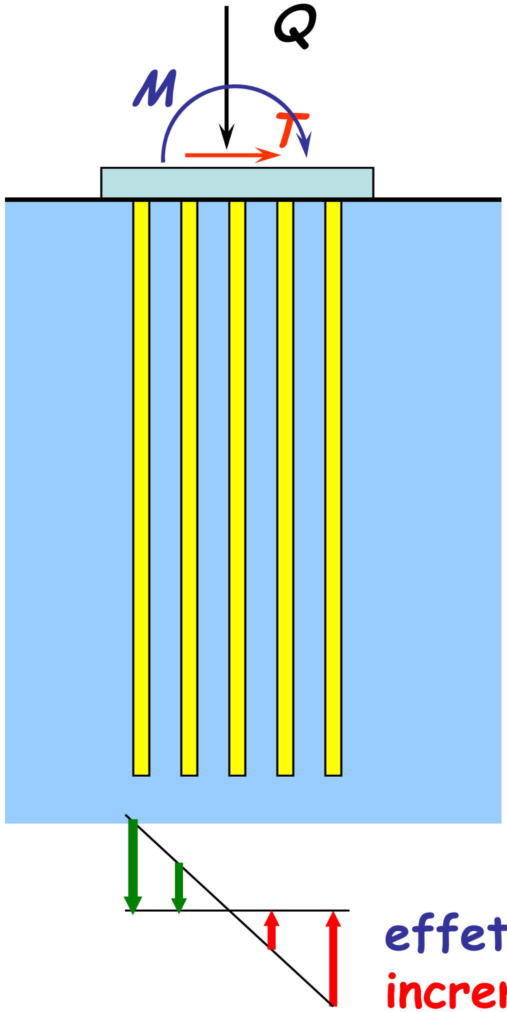
$$\delta = 0.04 \cdot N_c + 0.23 \qquad (T \approx T_{\mathrm{p}})$$

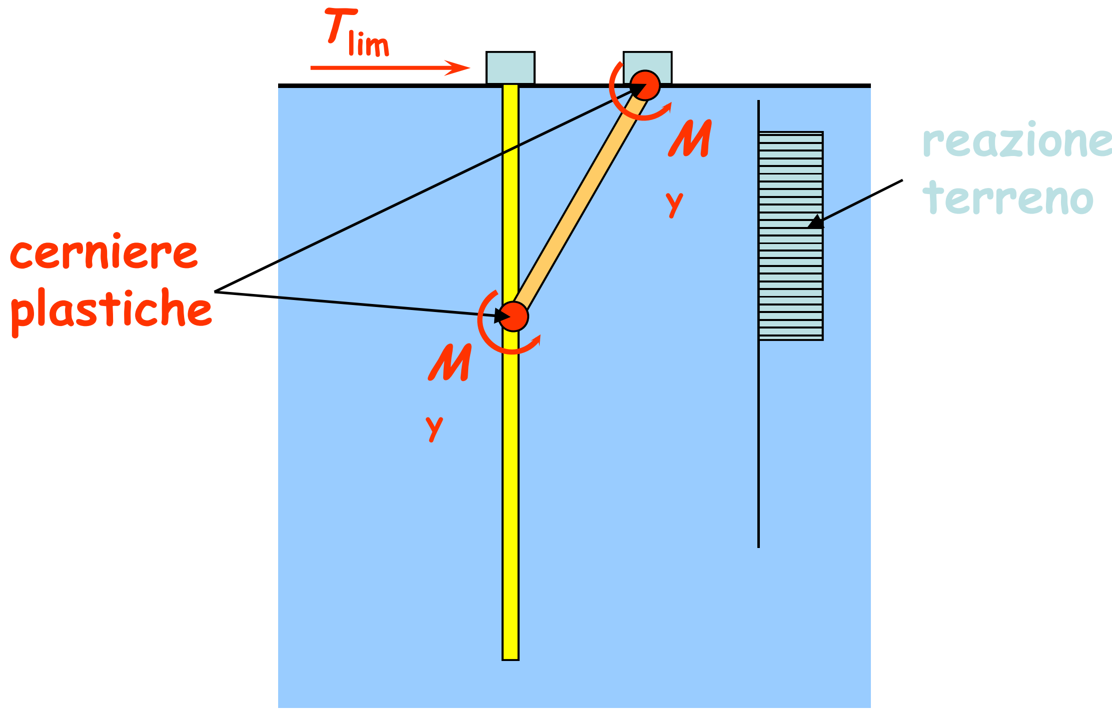
$$\delta = 0.015 \cdot N_c + 0.17 \qquad (T \neq T_{\mathrm{p}})$$



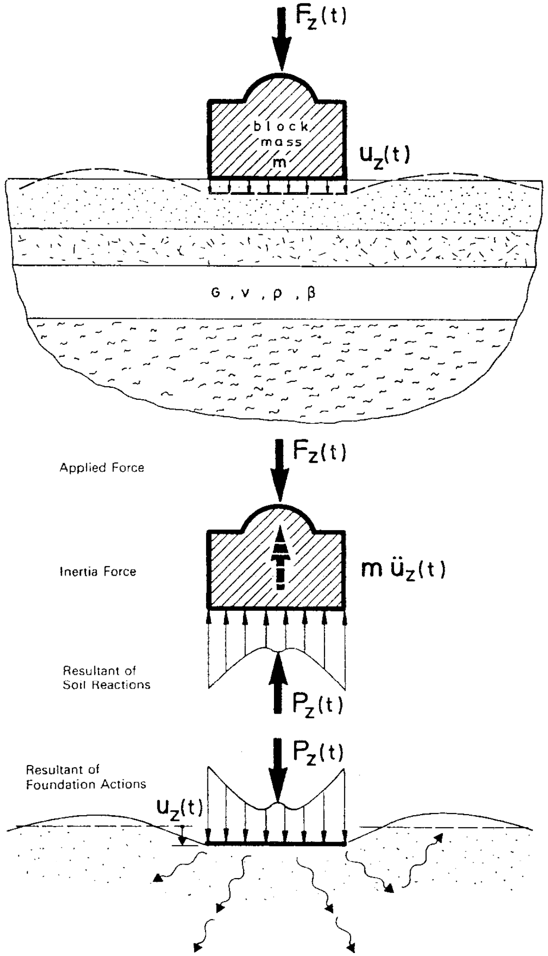
Carico limite (GEO)

effetto di *T*:
meccanismo di collasso per carichi trasversali (Broms)





effetto di *M*:
incremento - decremento carico assiale



Equilibrio dinamico: $P_z(t) + m\ddot{u}_z(t) = F_z(t)$

Impedenza dinamica: $\Re_z = \dfrac{P_z(t)}{u_z(t)}$

$$m\ddot{u}_z(t) + \Re_z \ddot{u}_z(t) = F_z(t)$$

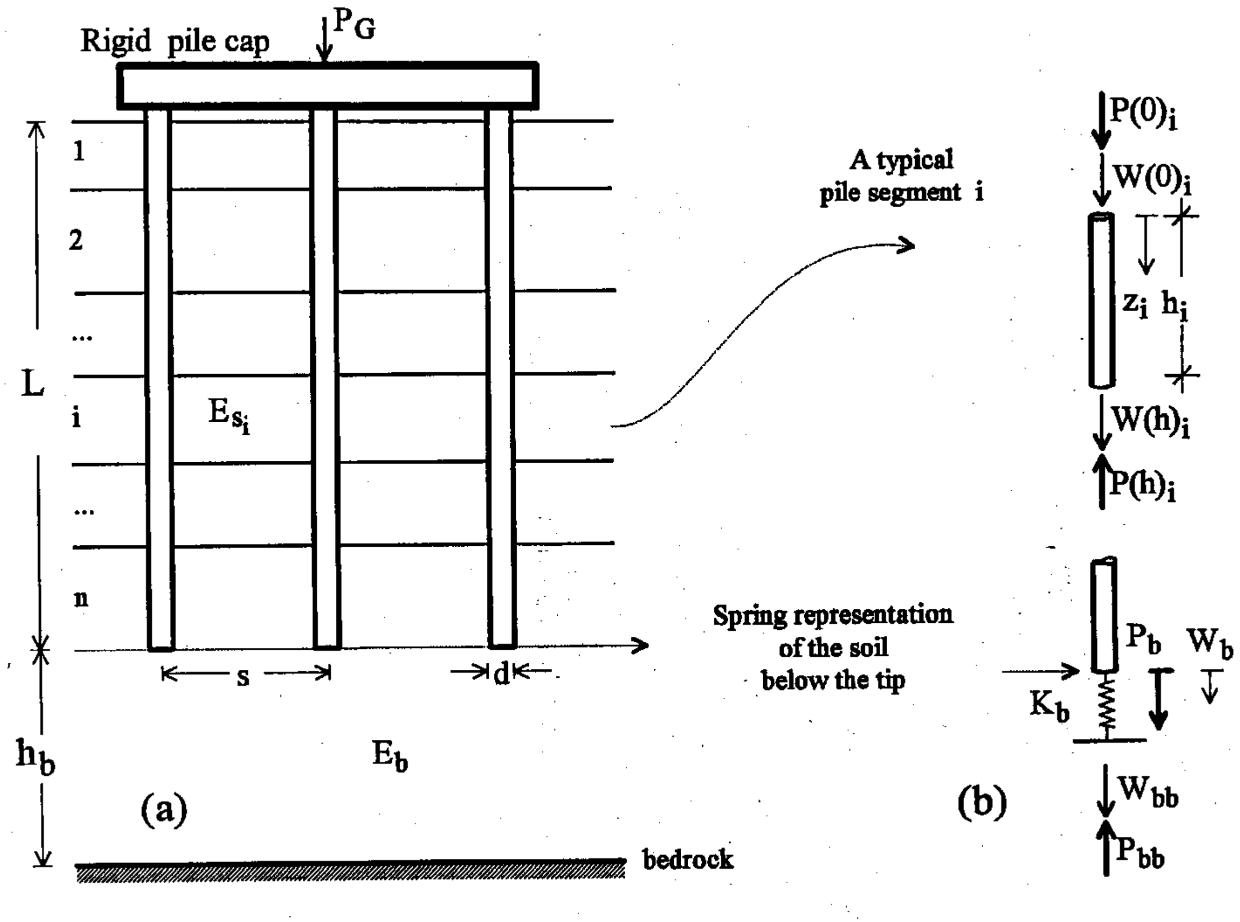
Se l'eccitazione $F_z(t)$ è armanica, anche lo spostamento stazionario $u_z(t)$ è armonico ancorché sfasato.

$$\boxed{\Re_z = \overline{K}_z + i\omega C_z}$$

$\overline{K}_z$: **Rigidezza dinamica**

C_z : **Coefficiente di smorzamento**

CARICHI VERTICALI



Impedenza dinamica verticale di un palo isolato (Mylonakis, 1995)

$$\overline{K}_z \approx 0.6E_s\left(1+\frac{1}{2}\sqrt{a_0}\right) \qquad a_0 = \frac{\omega D}{V_s}$$

$$C_z \approx (C_z)_{radiazione} + (C_z)_{isteresi} = 1.2a_0^{-\frac{1}{4}}\pi D\rho_s V_s + 2\beta\frac{\overline{K}_z}{\omega}$$

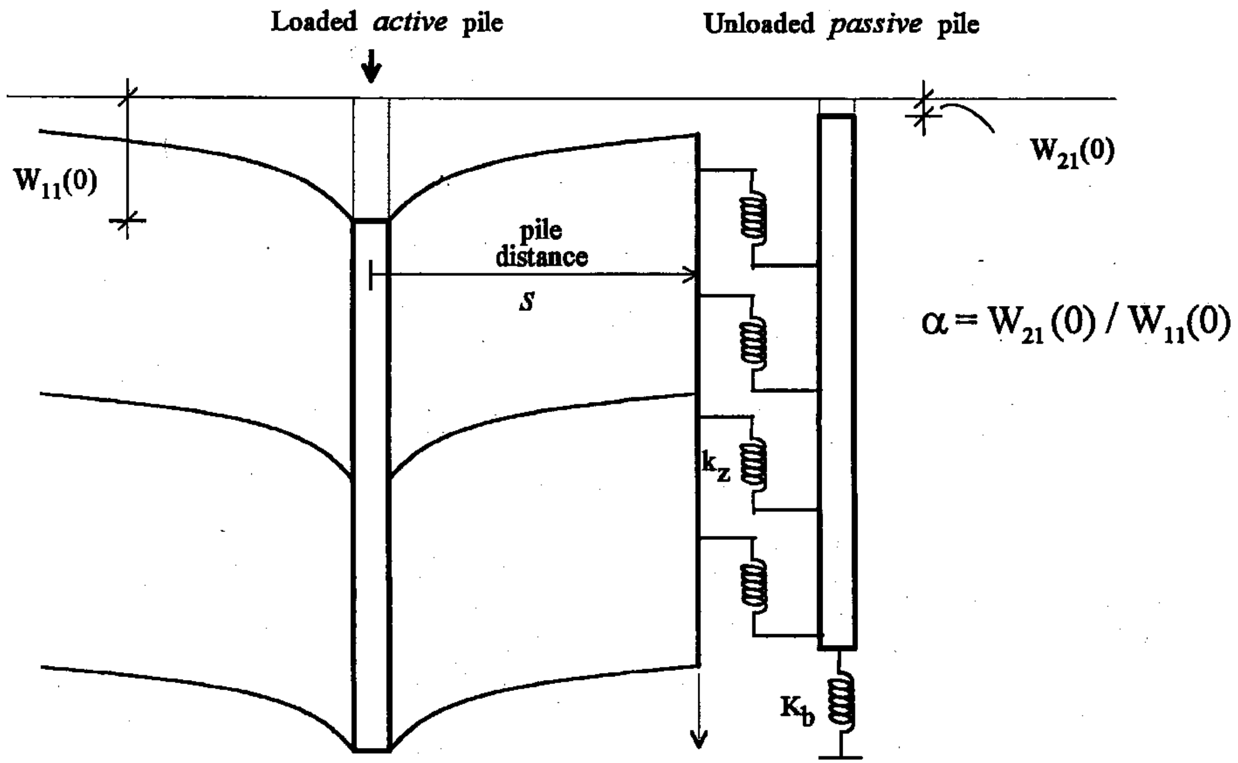
Strato omogeneo

$$\Re_z = E_p I_p \lambda \frac{\Lambda + \tanh(\lambda L)}{1+\Lambda\tanh(\lambda L)}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{\overline{K}_z - m\omega^2 + i\omega C_z}{E_p I_p}}$$

$$\Lambda = \frac{K_b}{E_p I_p \lambda} \qquad K_b = \frac{P_b}{w_b} \approx \frac{DE_s}{1-\nu_s^2}\left(1+0.65\frac{D}{h_b}\right)$$

INTERAZIONE PALO-PALO PER CARICHI VERTICALI



Coefficiente d'interazione

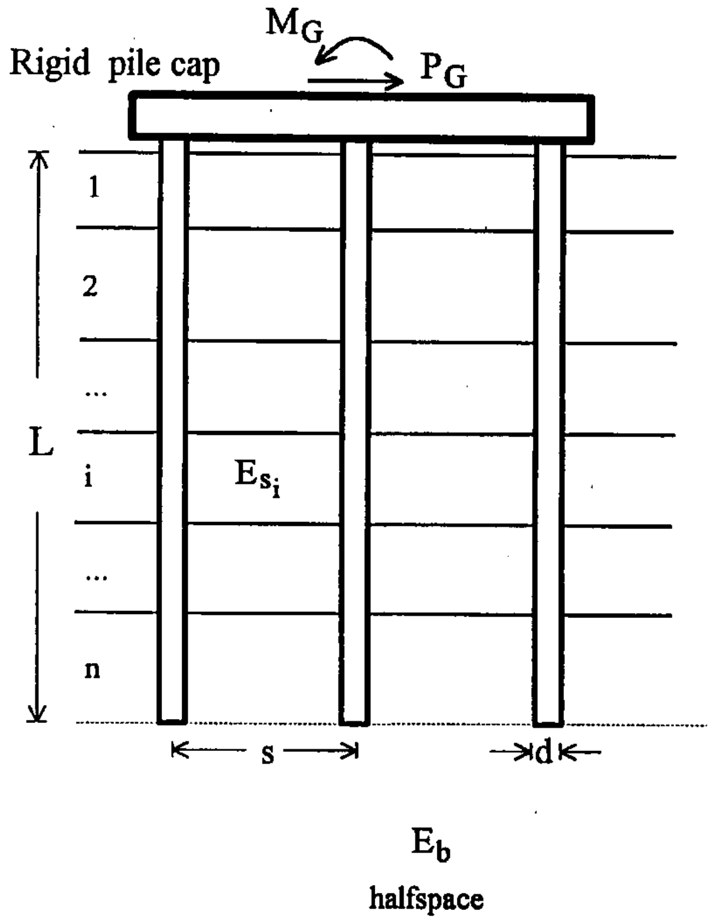
$$\alpha_v = \frac{w_{21}}{w_{11}}$$

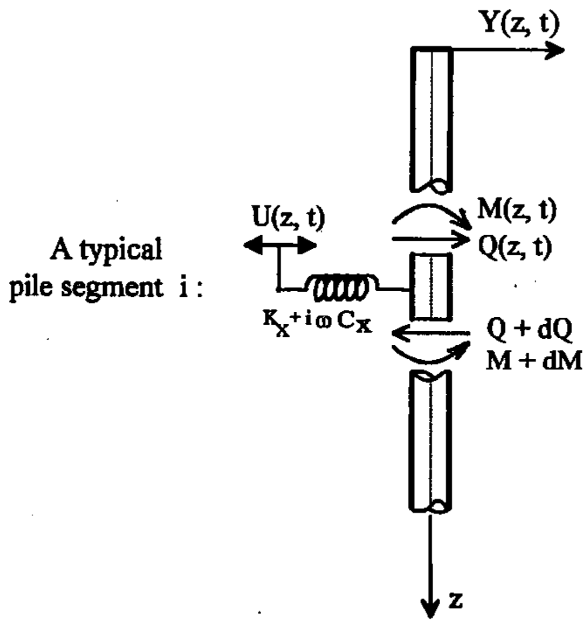
w_{21}: incremento di cedimento del palo 2 dovuto al carico sul palo 1

w_{11}: cedimento del palo 1 dovuto al suo proprio carico

$$\alpha_v(s) \approx \left(\frac{2s}{D}\right)^{-\frac{1}{2}} \exp\left[-(\beta + i)\left(s - \frac{1}{2}D\right)\frac{\omega}{V_s}\right]$$

CARICHI ORIZZONTALI





Impedenza dinamica orizzontale di un palo isolato (Mylonakis, 1995)

$$\overline{K}_x \approx 1.2E_s$$

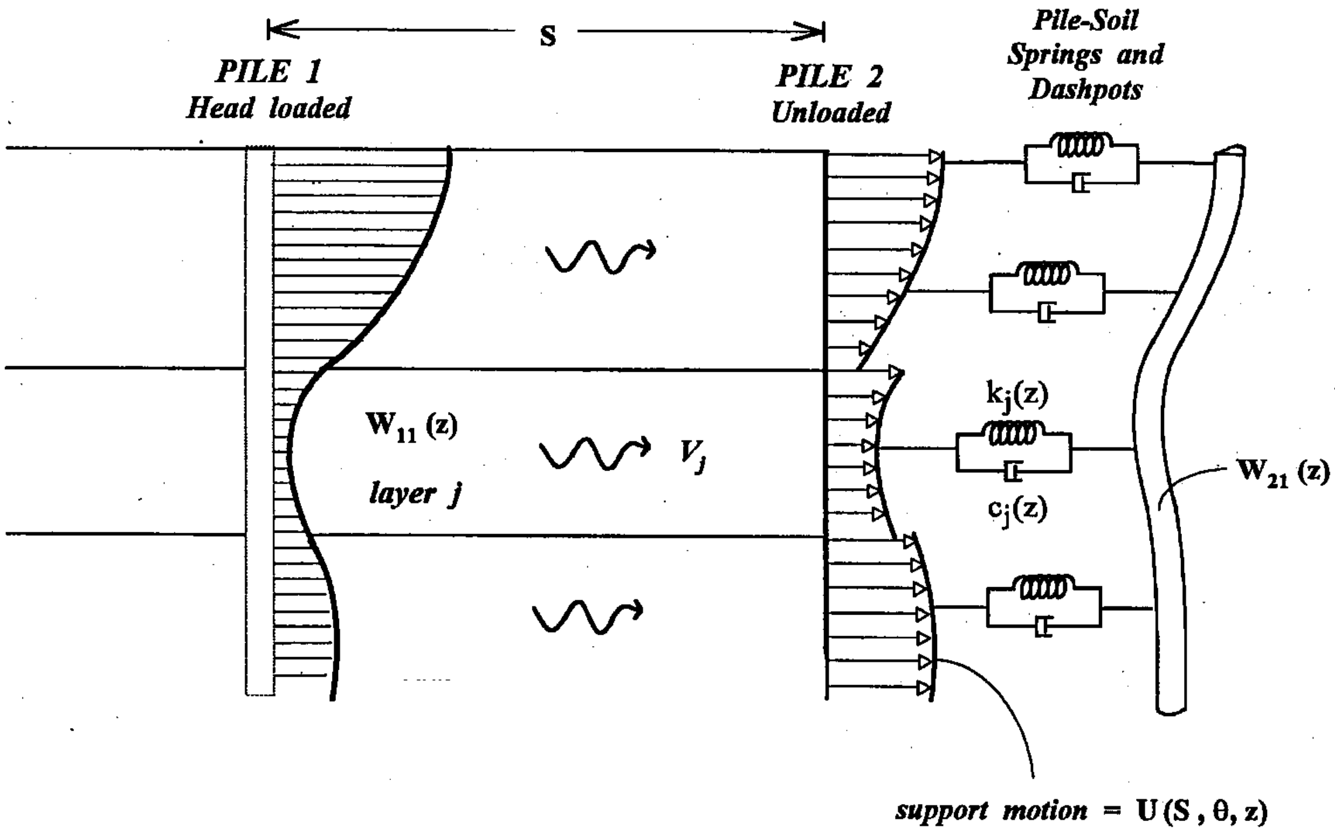
$$C_x \approx 6a_0^{-\frac{1}{4}}\pi D\rho_s V_s + 2\beta\frac{\overline{K}_x}{\omega} \qquad a_0 = \frac{\omega D}{V_s}$$

Strato omogeneo

$$[K] = \begin{bmatrix} 4E_pI_pg^3 & 2E_pI_pg^2 \\ 2E_pI_pg^2 & 4E_pI_pg \end{bmatrix}$$

$$g = \sqrt[4]{\frac{\overline{K}_x - m\omega^2 + i\omega C_x}{4E_pI_p}}$$

INTERAZIONE PALO-PALO PER CARICHI ORIZZONTALI



Coefficienti d'interazione

$$\alpha_{hh}(s,\theta) = \alpha_{hh}(s,0)\cos^2\theta + \alpha_{hh}(s,\frac{\pi}{2})\sin^2\theta$$

$$\alpha_{rh} = \alpha_{hr} = \alpha_{rr} = 0$$

$$\alpha_{hh}(s,0) \approx \left(\frac{2s}{D}\right)^{-\frac{1}{2}} \exp\left[-(\beta + i)\frac{s - \frac{1}{2}D}{D}\frac{\pi(1-\nu_S)}{3.4}a_0\right]$$

$$\alpha_{hh}(s,\frac{\pi}{0}) \approx \left(\frac{2s}{D}\right)^{-\frac{1}{2}} \exp\left[-(\beta + i)\frac{s - \frac{1}{2}D}{D}a_0\right]$$