

Valutazione della capacità portante delle Fondazioni dirette e profonde in condizioni Sismiche con modelli semplificati

F. Colleselli e A. Sanzeni

Università degli Studi di Brescia
DICATAM
Via Branze 43, 25123 Brescia, Italy



Aspetti normativi

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008) trattano i temi delle fondazioni in condizioni sismiche, introducendo per la prima volta i concetti di "**interazione inerziale e cinematica**" del sistema terreno-fondazione-elevazione.

Tali aspetti sono anche affrontati nell'Eurocodice 8, parte 5.

Per quanto riguarda la resistenza delle fondazioni dirette in condizioni sismiche, si accenna all'impiego di "approcci di tipo pseudostatico".

7.11.5.3.1 *Fondazioni superficiali*

La sicurezza del complesso fondazione-terreno deve essere verificata nei confronti del collasso per carico limite e per scorrimento, nel rispetto della condizione (6.2.1). Per tutte le verifiche, la procedura adottata per il calcolo della resistenza deve essere congruente con quella adottata per il calcolo delle azioni. Più precisamente, la resistenza può essere valutata con approcci di tipo pseudostatico se la determinazione delle azioni discende da un'analisi pseudo-statica o di dinamica modale.

Stato Limite Ultimo di collasso per carico limite

Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5. Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo anche conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione.

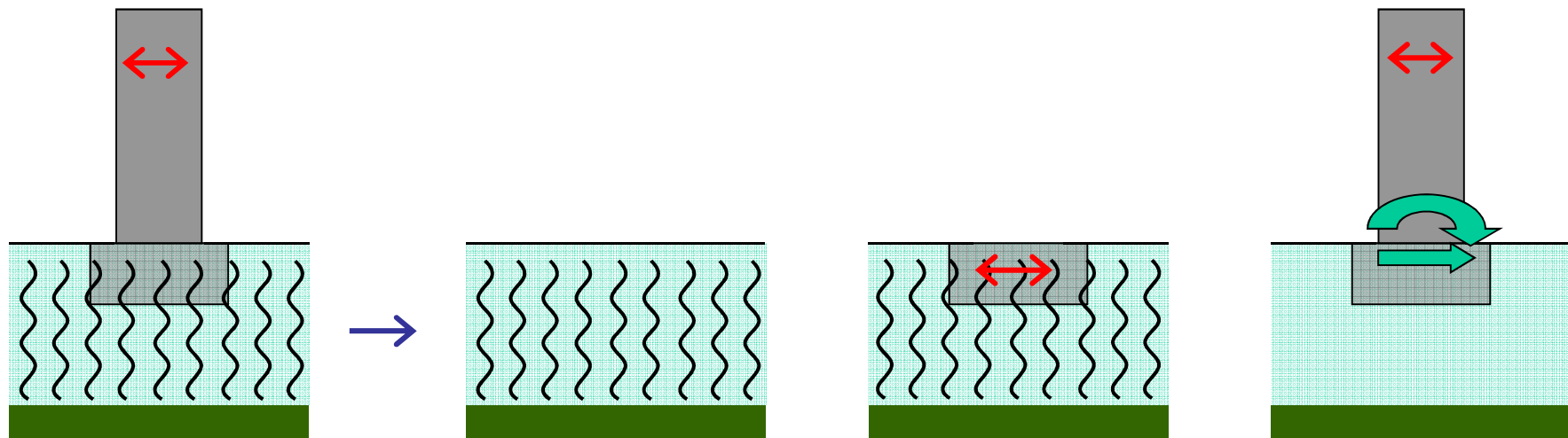
(Estratto NTC 2008)

Metodo delle sottostrutture e interazione cinematica

Lo studio dell'interazione completa del **sistema terreno – fondazione – elevazione** può essere affrontato con un approccio semplificato, noto come *metodo delle sottostrutture* che prevede la suddivisione del problema in alcune fasi distinte, valutate separatamente:

- La definizione della risposta sismica locale;
- L'interazione cinematica (forze inerzia agenti sul sistema fondazione-terreno);
- L'interazione inerziale (effetto in fondazione delle forze di inerzia agenti sulla struttura in elevazione).

(AGI, 2005).



Interazione completa

Risposta sismica locale

Interazione cinematica

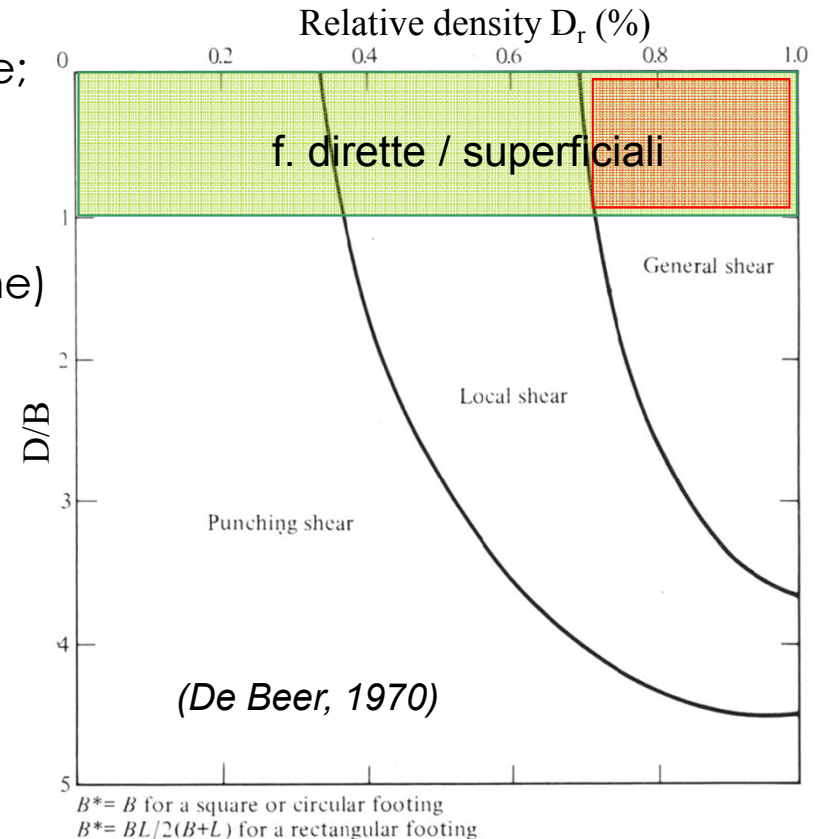
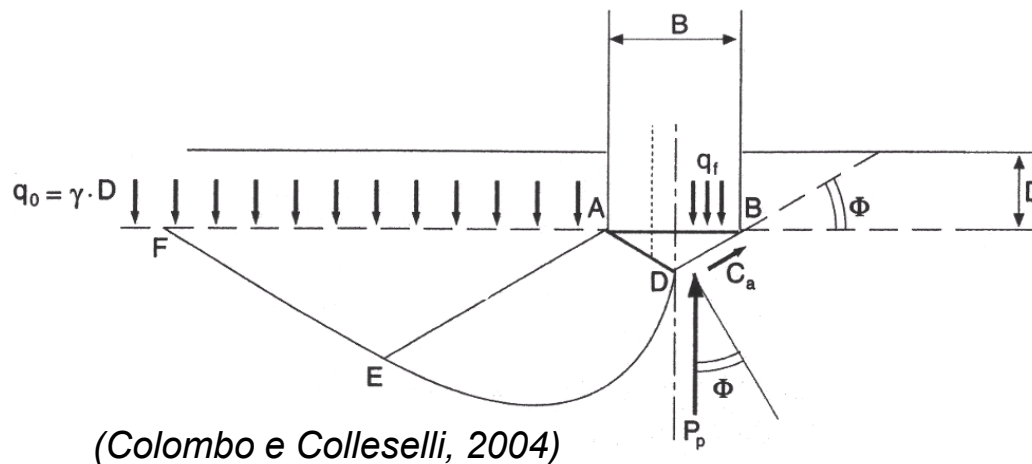
Interazione inerziale

(Callisto, 2009)

CARICO LIMITE – equilibrio limite alla Terzaghi

Il Terzaghi ha formulato un metodo per la valutazione del carico limite del sistema fondazione–terreno basato sull'equilibrio delle forze in direzione verticale. Tra le principali ipotesi di calcolo vi sono:

- Meccanismo rottura terreno di tipo generale;
- Terreno rigido perfettamente plastico
- Criterio di rottura Mohr-Coulomb
- Stato piano (fondazione continua nastriforme)



Carico limite unitario fondazione continua:

$$q_f = c \cdot N_c + q_0 \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Osservazione importante: la maggior parte delle teorie per il calcolo del carico limite fa riferimento ad un meccanismo di rottura generale. In realtà la rottura per capacità portante può essere diversa (punzonamento).

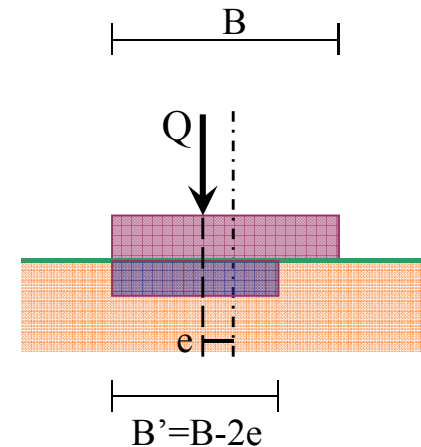
CARICO LIMITE – fattori correttivi

- L'espressione più generale per il calcolo della capacità portante che riguarda pressoché tutte le diverse situazioni delle fondazioni è quella di Brinch Hansen:

$$q_f = c'N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q_0 N_q s_q d_q i_q b_q g_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

- Osservazione importante: tale relazione è ottenuta dalla sovrapposizione di soluzioni relative a casi particolari. Si tratta dunque di un'estensione del principio di sovrapposizione degli effetti per descrivere un meccanismo di rottura (plastica).

Carico eccentrico (Meyerhof)



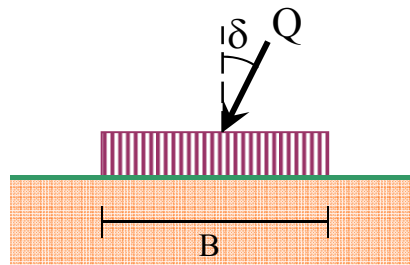
Carico inclinato (Meyerhof-Vesic)

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\delta}{90^\circ}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\phi'}\right)^2$$

$$es: \delta = 15^\circ \quad \phi' = 30^\circ$$

$$\Rightarrow i_c = i_q = 0,70 \quad i_\gamma = 0,25$$



Forma della fondazione (Brinch Hansen)

$$s_c = 1 + \left(\frac{N_q}{N_c}\right) \cdot \left(\frac{B}{L}\right)$$

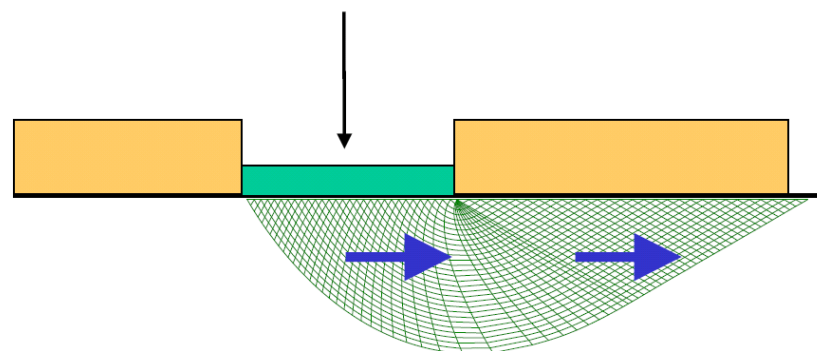
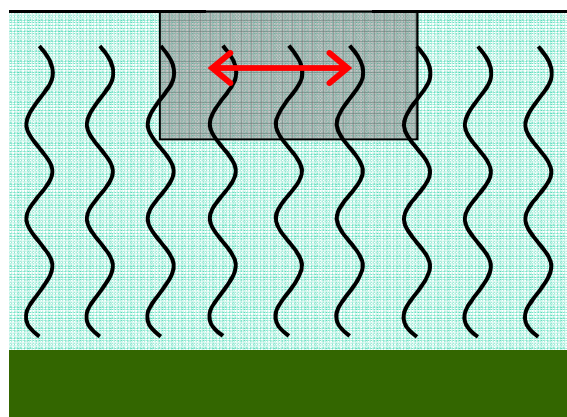
$$s_q = 1 + \tan \phi' \cdot \left(\frac{B}{L}\right)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot \left(\frac{B}{L}\right)$$

Interazione cinematica delle fondazioni dirette

A causa delle forze di inerzia indotte dal sisma nel terreno al di sotto della fondazione diretta si può manifestare una riduzione del carico limite:

- Si tratta di un collasso di tipo GEO
- accennato in NTC 2008 § 7.11.5.3.1 e trattato in EC8-5



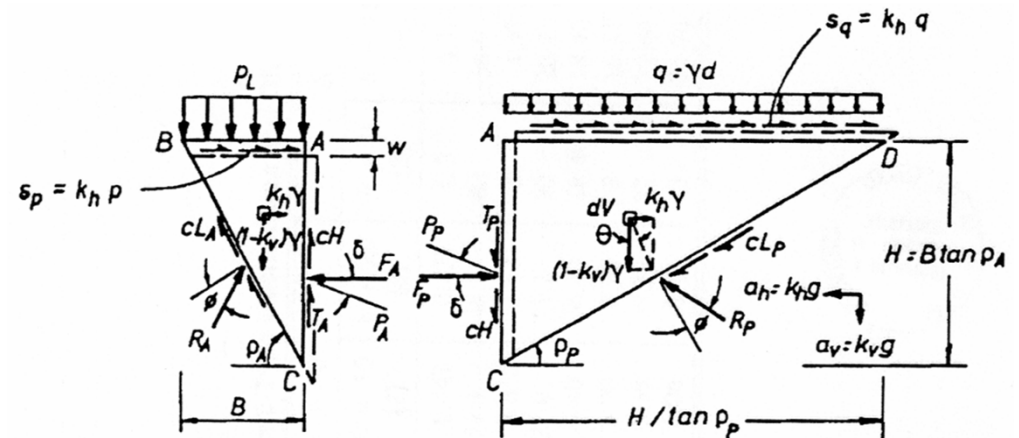
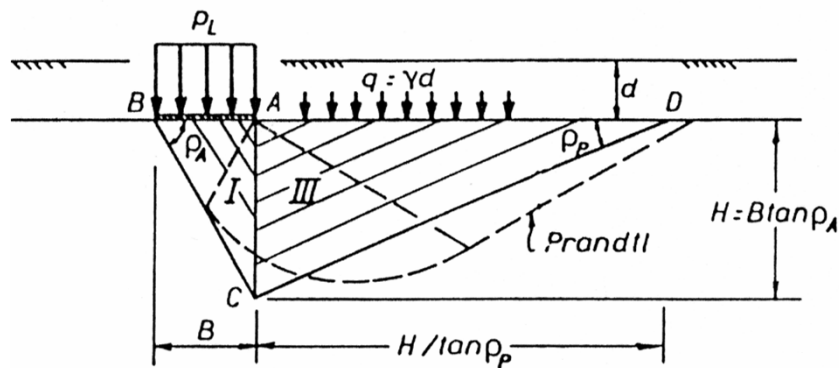
(Callisto, 2009)

Metodi per valutare il carico limite fondazione-terreno in condizioni sismiche:

Sarma (1990), Richards et al. (1993), Paolucci e Pecker (1997), Kumar (2002), Maugeri e Novità (2004), Choudhury (2005).

NOTA: La maggior parte di tali metodi si pone come estensione delle teorie classiche di capacità portante e propone la definizione di alcuni fattori correttivi per tener conto dell'interazione di tipo cinematico tra fondazione e terreno.

Metodo di Richards et al. (1993): La valutazione del carico limite viene condotta mediante un'estensione del problema dell'equilibrio globale secondo un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze di inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Il meccanismo proposto presenta alcune analogie con il modello di Mononobe e Okabe (1926, 1929) per il calcolo della spinta delle terre in condizioni sismiche con il metodo pseudo-statico. Per effetto delle forze di inerzia agenti sul terreno di fondazione, il volume di terreno coinvolto dal meccanismo di rottura si riduce e, conseguentemente, si riduce la capacità portante del sistema fondazione-terreno. Gli autori hanno sviluppato anche una procedura per valutare i cedimenti indotti dal sisma.



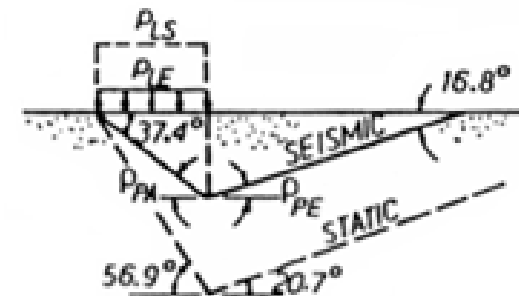
$$Q_{lim} = P_{LE} = qN_{qE} + cN_{cE} + \frac{1}{2} B \gamma N_{\gamma E}$$

$$N_{qE} = \frac{K_{PE}}{K_{AE}}$$

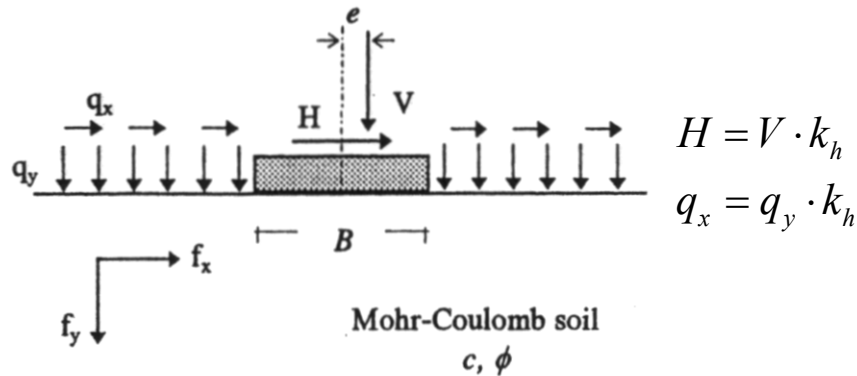
$$N_{\gamma E} = \tan \rho_{AE} \left(\frac{K_{PE}}{K_{AE}} - 1 \right)$$

$$N_{cE} = (N_{qE} - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$K_{AE}, K_{PE}, \rho_{AE} = f(\phi', \delta, \theta) \text{ (Mononobe e Okabe, 1926-1929)}$$

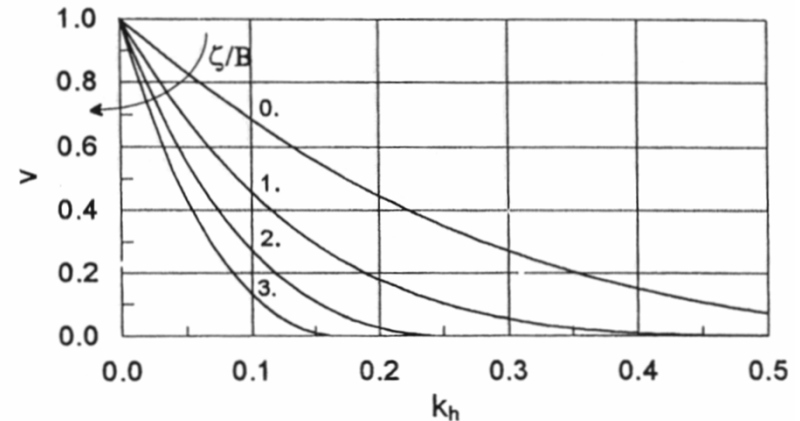


Metodo di Paolucci e Pecker (1997): Gli effetti sismici sulla capacità portante delle fondazioni superficiali sono stati esaminati usando l'approccio cinematico (*yield design theory*) al calcolo pseudo-statico. Tale metodo, sviluppato per via numerica e dal confronto con i risultati di teorie classiche, consente di trovare il limite superiore dei carichi a rottura. Il metodo tiene conto degli effetti cinematico (forze di inerzia sul terreno in condizioni di rottura) e inerziale (dalla sovrastruttura). Dalle analisi degli autori si evince che l'effetto cinematico è assai modesto se confrontato con gli effetti dell'interazione inerziale.



$$H = V \cdot k_h$$

$$q_x = q_y \cdot k_h$$



$$q_E = v_h \cdot v_i \cdot v_e \cdot q_{statico}$$

$$v = \frac{V}{V_{max}} \quad V_{max} = \text{caso statico}$$

$$v_h = \left(1 - \frac{H}{0,85V}\right)^3 = \left(1 - \frac{k_h}{0,85}\right)^3$$

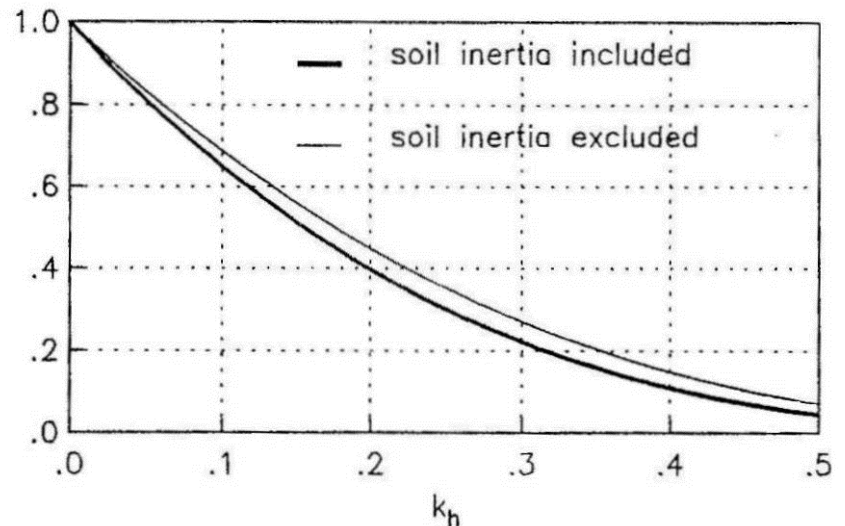
$$v_i = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0,35}$$

$$v_e = \left(1 - \frac{2e}{B}\right)^{1,8} = \left(1 - \frac{2\zeta k_h}{B}\right)^{1,8}$$

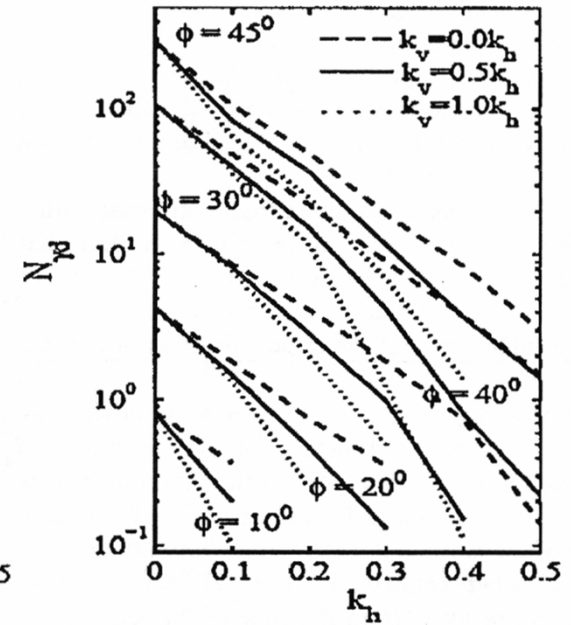
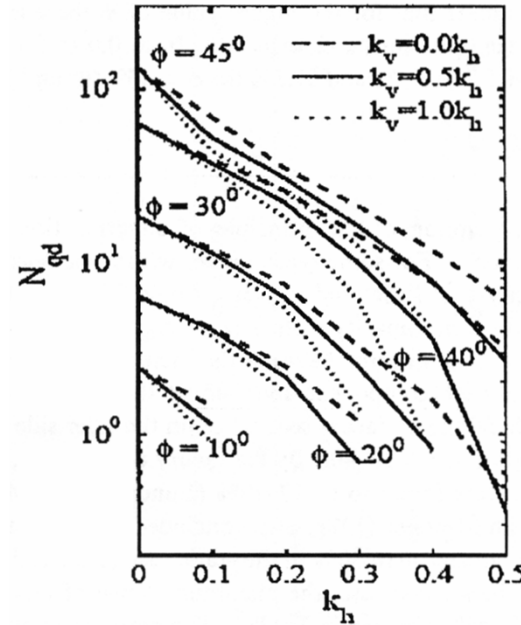
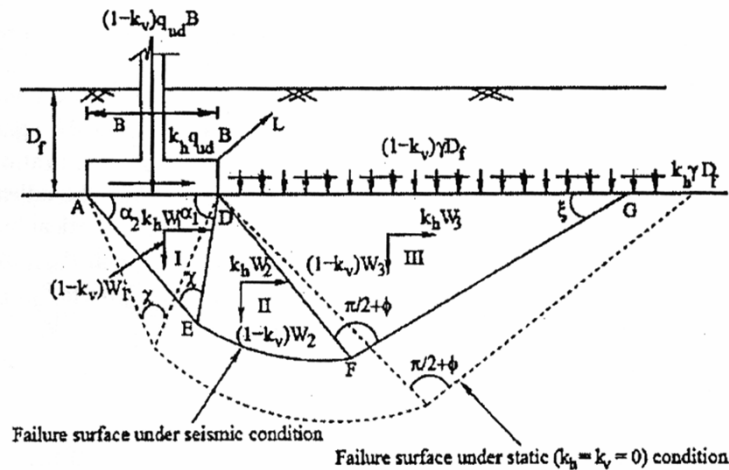
Carico orizzontale
dalla sovrastruttura

Inerzia terreno
di fondazione

Effetto dell'eccentricità
del carico



Metodo di Choudhury et al. (2005): Si tratta di un metodo dell'equilibrio limite con forze di inerzia (componente orizzontale e verticale) di tipo pseudo-statico, applicato ad una fondazione continua. Vengono proposti nuovi fattori di capacità portante (ridotti) da applicare alla formula classica per il calcolo del carico limite.



(Choudhury et al., 2005)

Metodo di Maugeri e Novità (2004): Metodo ottenuto da numerose analisi numeriche su una fondazione soggetta a carichi pseudo-statici e terreno di fondazione soggetta a forze di inerzia (interazione cinematica e inerziale insieme). Propone un insieme (numeroso) di coefficienti correttivi da applicare ai fattori di capacità portante secondo Vesic.

$$q_{lim,E} = cN_c h_{cf} + qN_q h_{qf} + 0,5\gamma BN_\gamma h_{\gamma f}$$

$$h_{cf} = N_{cE} / N_{cs}$$

$$h_{qf} = N_{qE} / N_{qs}$$

$$h_{\gamma f} = N_{\gamma E} / N_{\gamma s}$$

$$h_{cf} = B(k_h^2 \cdot f) + C(k_h \cdot f) + 1$$

$$h_{qf} = D(k_h^2 \cdot f) + E(k_h \cdot f) + 1$$

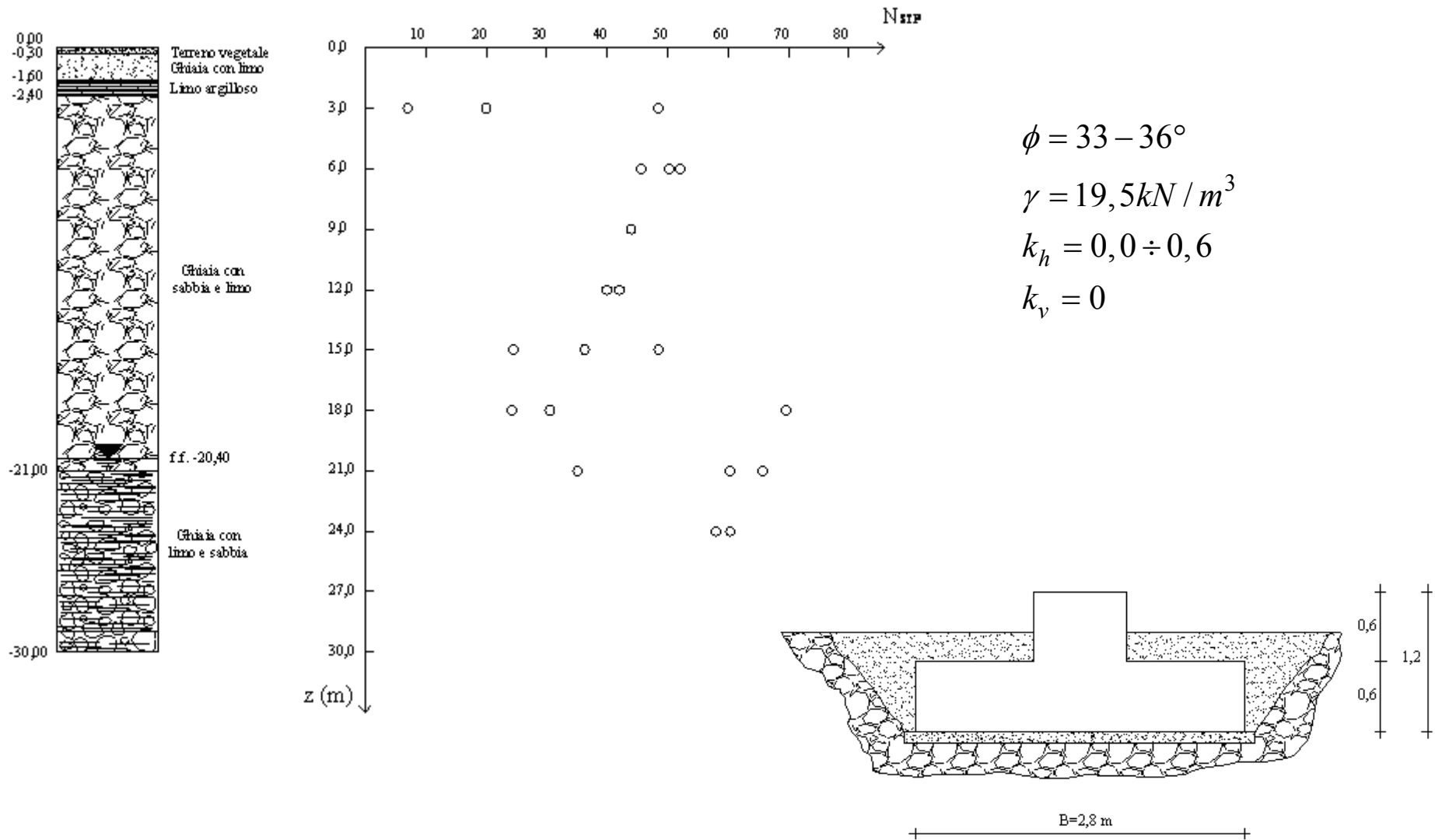
$$h_{\gamma f} = H(k_h^2 \cdot f) + I(k_h \cdot f) + 1$$

$$B, C, D, E, H, I = f(\varphi)$$

$f = 0$
Solo interazione inerziale

Esempio – valutazioni sulla capacità portante di una fondazione diretta in condizioni sismiche

79



Metodo di Richards et al. (1993)

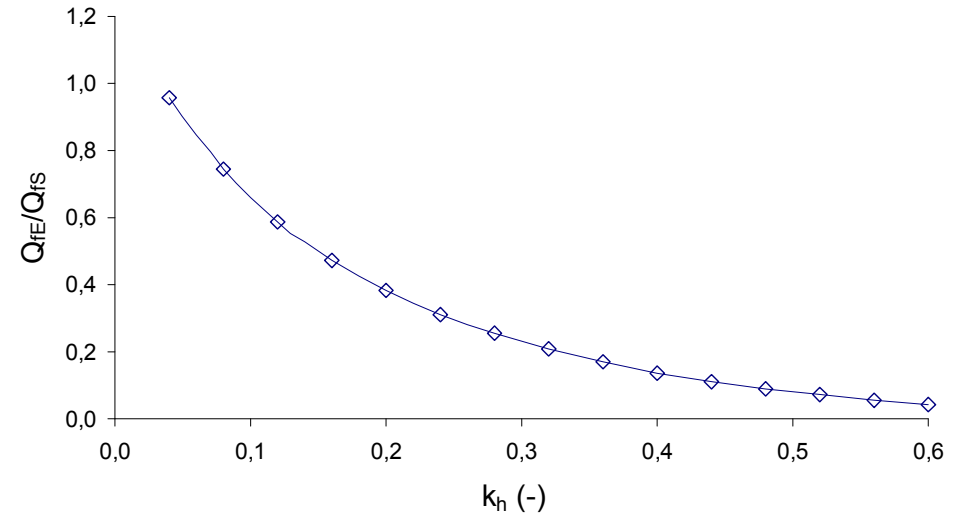
$$Q_{lim} = Q_E = qN_{qE} + cN_{cE} + \frac{1}{2} B\gamma N_{\gamma E}$$

$$N_{qE} = \frac{K_{PE}}{K_{AE}} \quad N_{\gamma E} = \tan \rho_{AE} \left(\frac{K_{PE}}{K_{AE}} - 1 \right) \quad N_{cE} = (N_{qE} - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

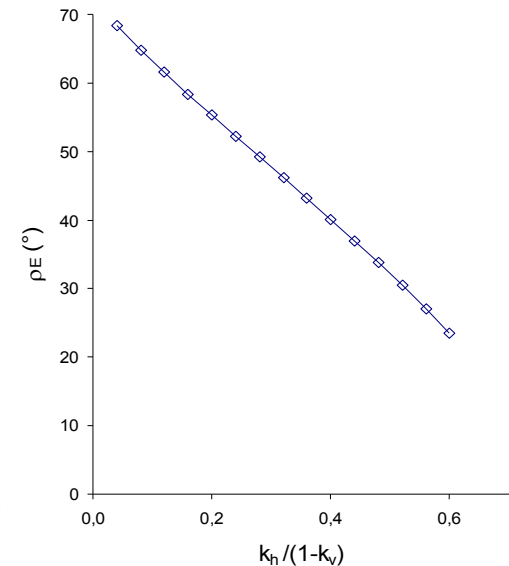
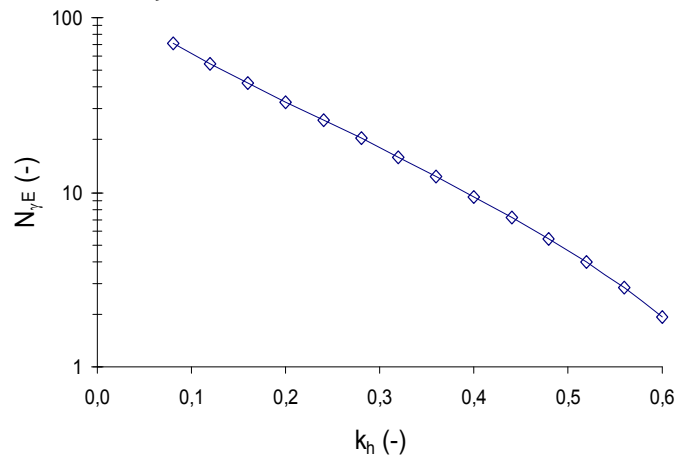
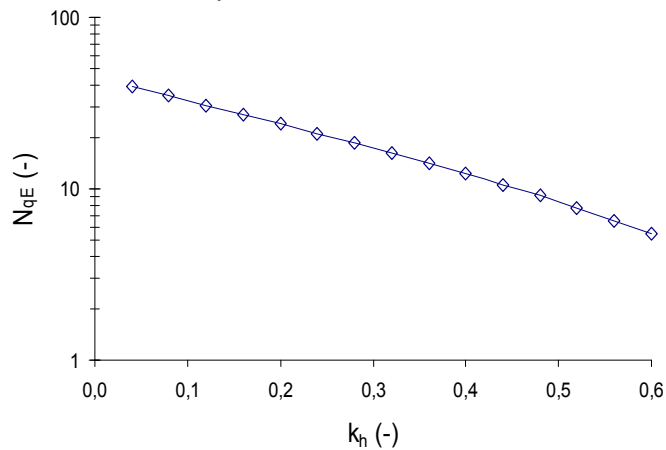
$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\phi + \delta) \cdot \operatorname{sen}(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right]^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\phi + \delta) \cdot \operatorname{sen}(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right]^2}$$

$$\rho_{AE} = a + \tan^{-1} \left\{ \frac{\left[(1 + \tan^2 a) \left[1 + \tan(\delta + \theta) \cot a \right] \right]^{\frac{1}{2}} - \tan a}{1 + \tan(\delta + \theta) (\tan a + \cot a)} \right\} \quad \text{con } a = \phi - \theta \quad \theta = \tan^{-1} \frac{k_h}{1 - k_v}$$



80



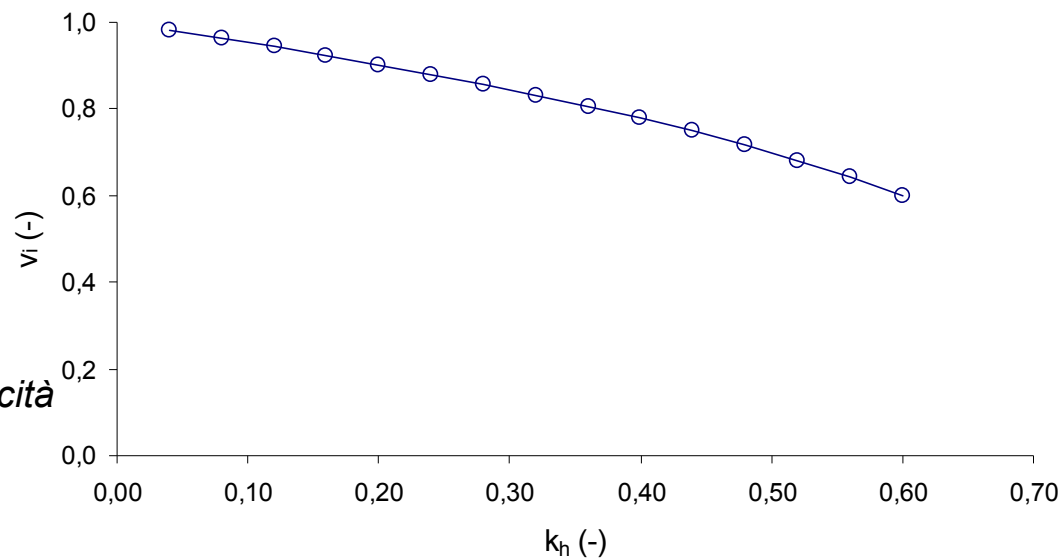
Metodo di Paolucci e Pecker (1997)

$$Q_{f,E} = v_h \cdot v_i \cdot v_e \cdot Q_s = v \cdot Q_{f,S}$$

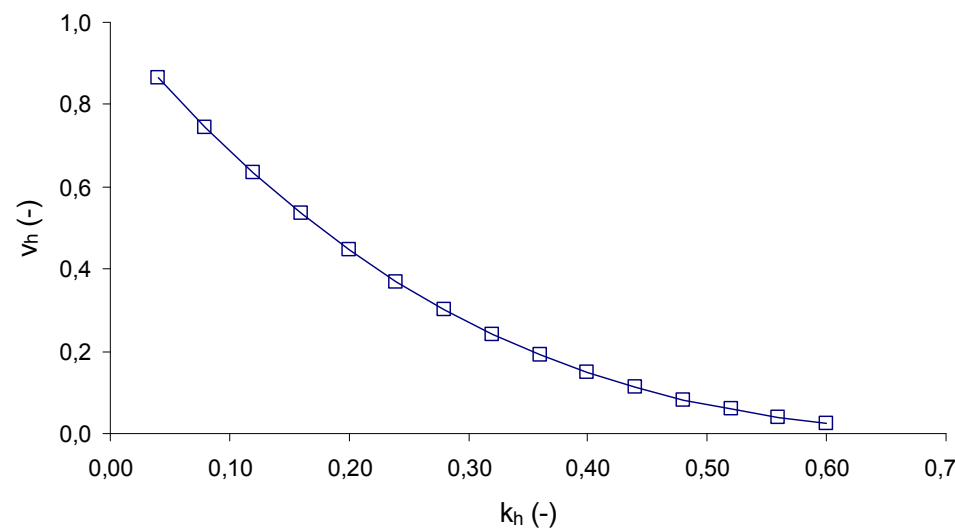
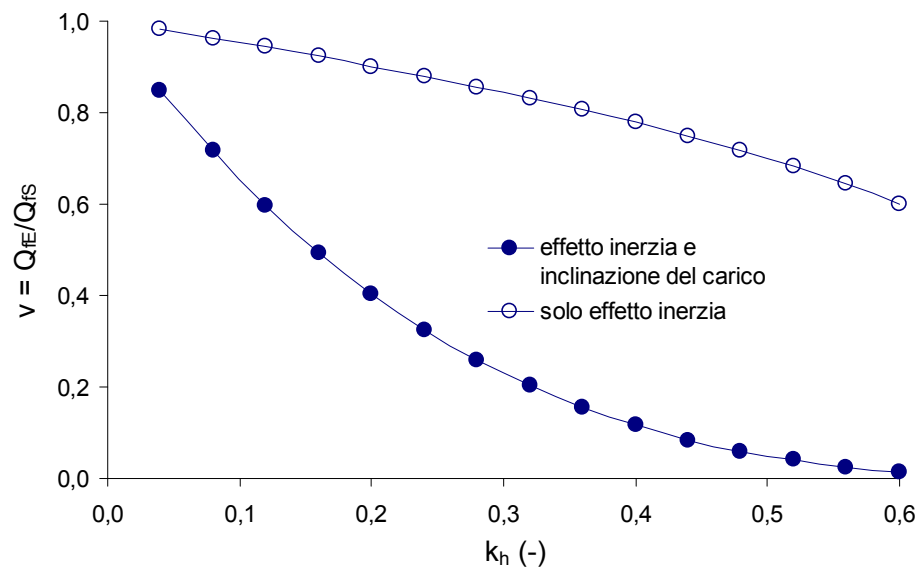
$$v_h = \left(1 - \frac{H}{0,85V}\right)^3 = \left(1 - \frac{k_h}{0,85}\right)^3 \quad \text{Carico orizzontale dalla sovrastruttura}$$

$$v_i = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0,35} \quad \text{Inerzia terreno di fondazione}$$

$$v_e = \left(1 - \frac{2e}{B}\right)^{1,8} = \left(1 - \frac{2\zeta k_h}{B}\right)^{1,8} \quad \text{Effetto dell'eccentricità del carico}$$

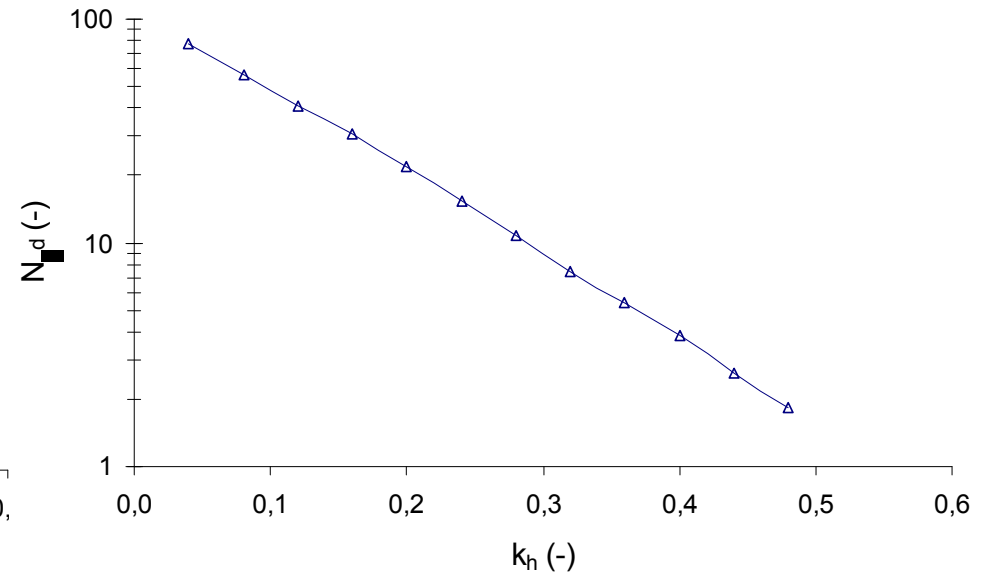
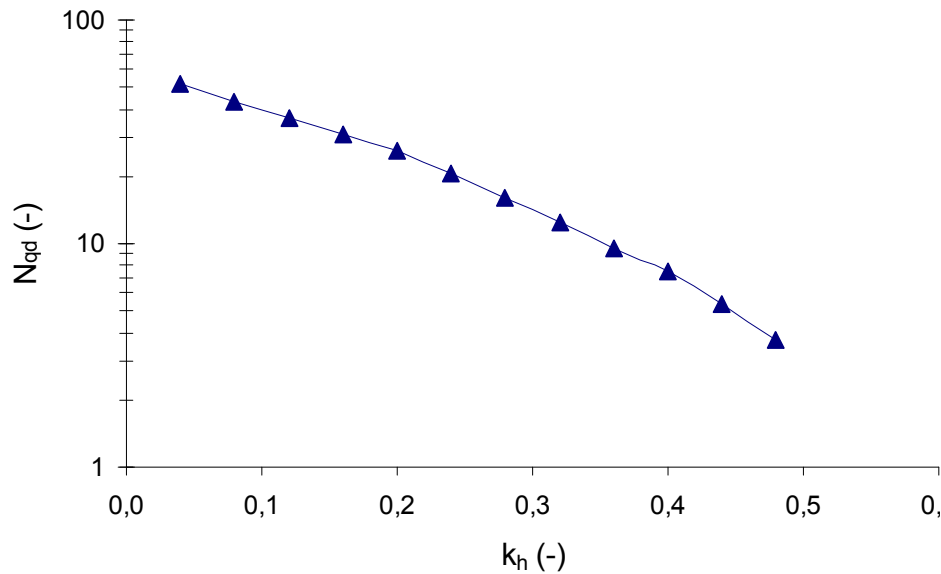
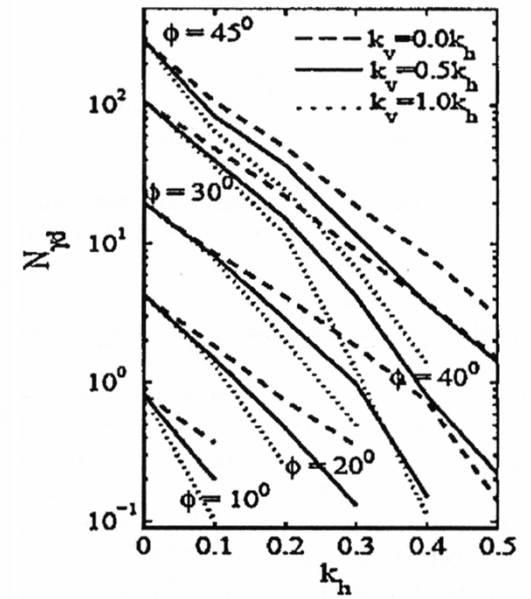
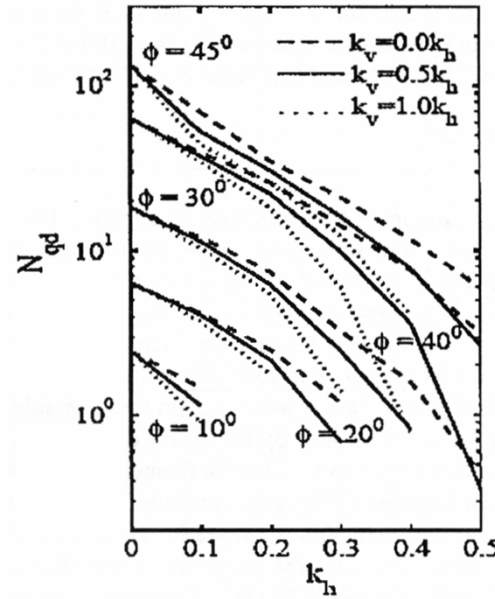
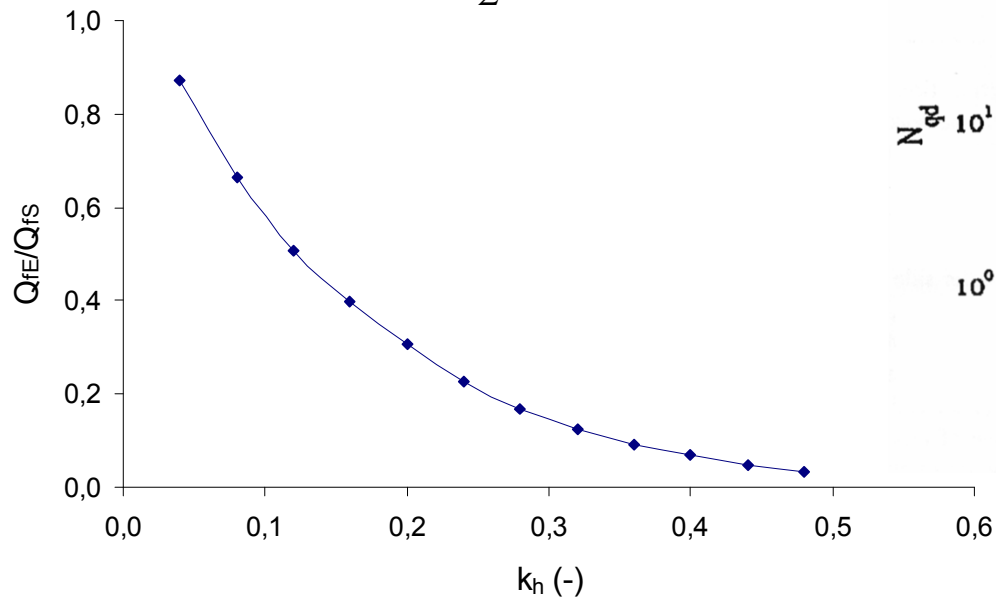


81

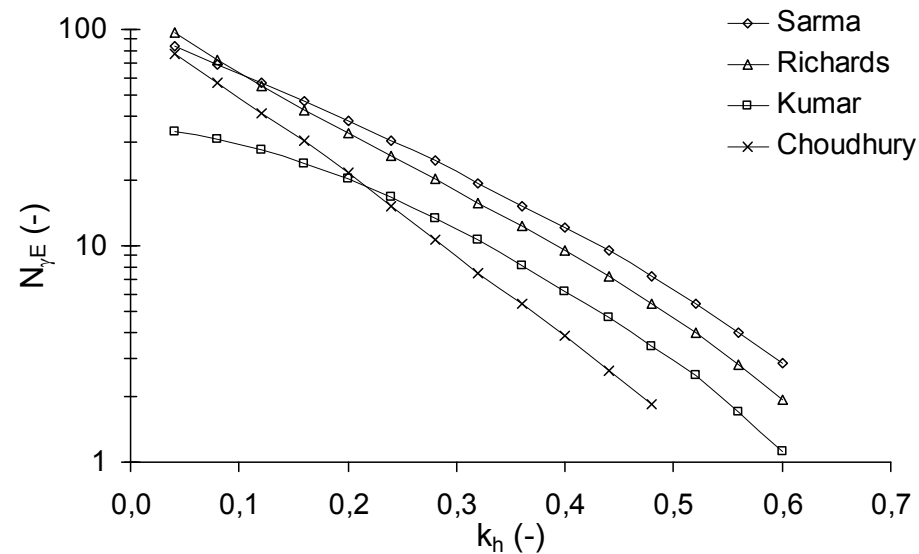
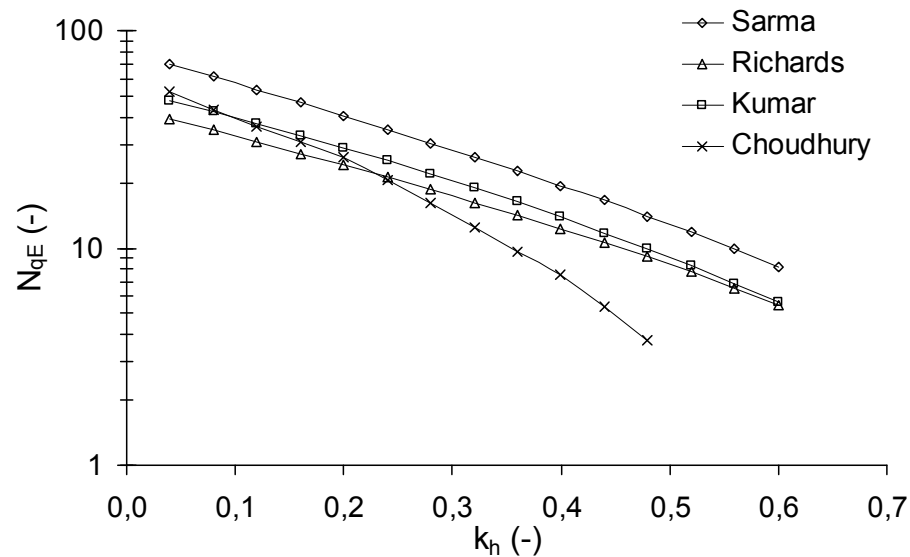


Metodo di Choudhury e Subba Rao(2005)

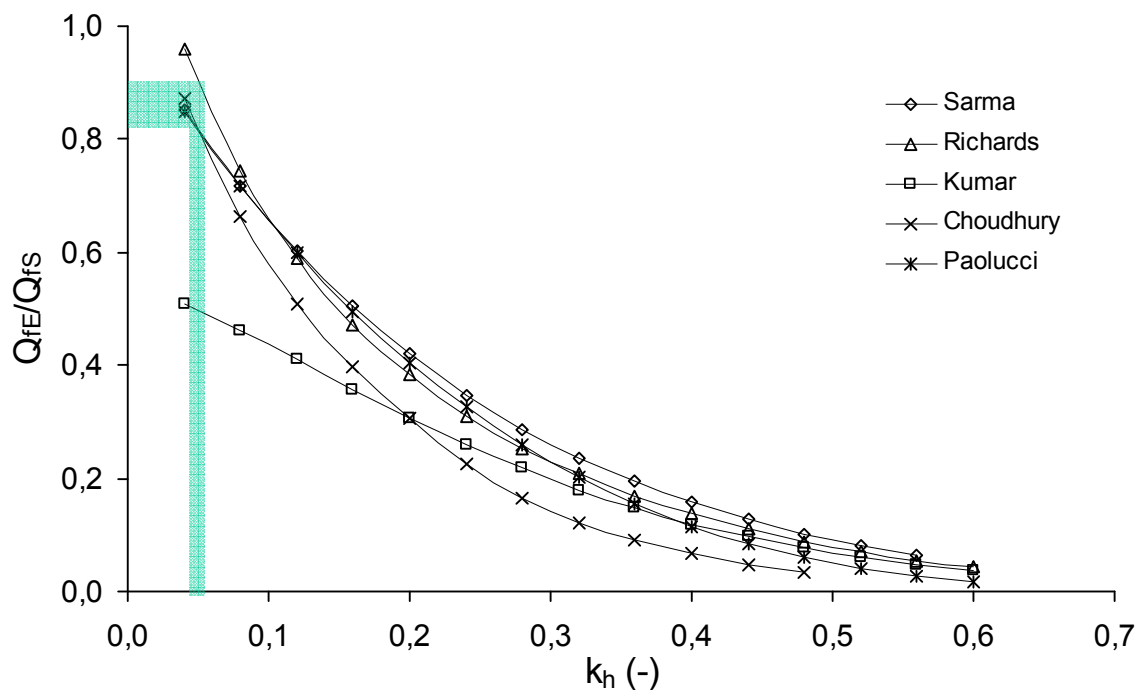
$$q_{ud} = q \cdot N_{qd} + c \cdot N_{cd} + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma \cdot N_{\gamma d}$$



Confronto vari autori



83



Esempio: Brescia
 SLV – $T_R = 475$ anni
 $a_g = 0,149$ g
 Cat. Suolo: B
 $S_s = 1,2 \rightarrow a_{max} = 0,179$ g
 $\beta = 0,24$
 (C 7.11.3.5.1 e § 7.11.3.5.2)
 $k_h = 0,179 \times 0,24 = 0,043$

NTC 2008 – § 7.11.5.3.2

In presenza di moto sismico, nei pali si sviluppano sollecitazioni dovute sia alle *forze inerziali trasmesse dalla sovrastruttura* (interazione inerziale) sia all'*interazione tra palo e terreno* (interazione cinematica).

84

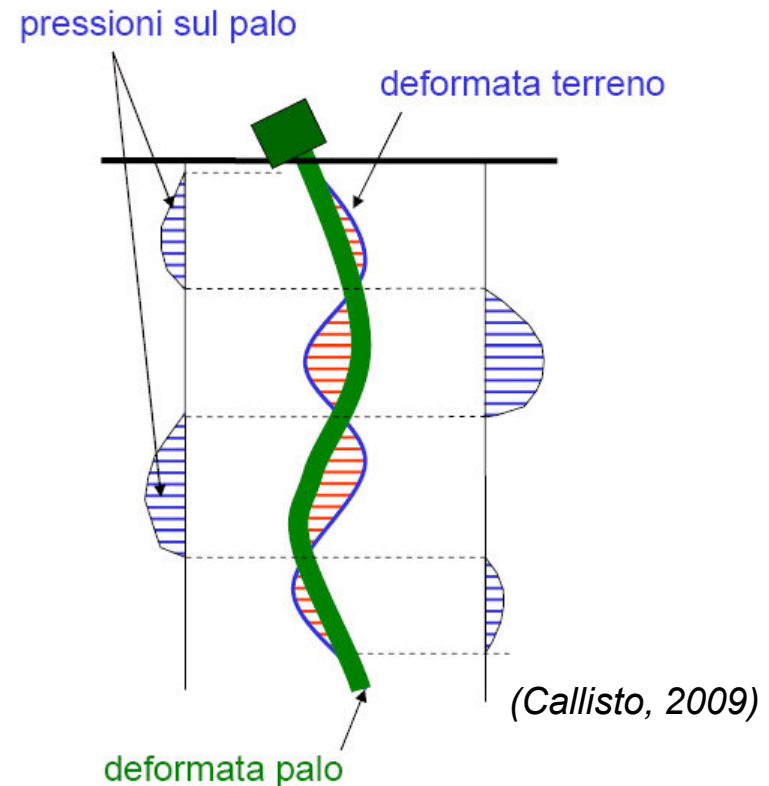
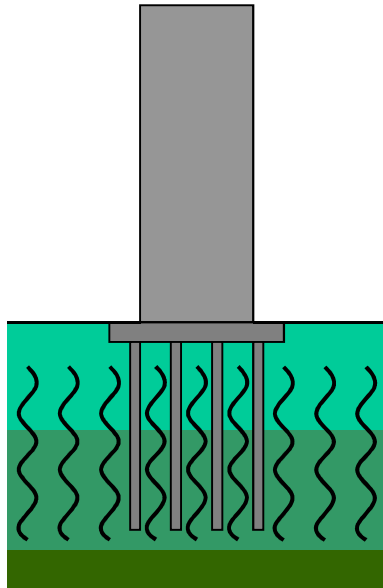
È opportuno che i momenti flettenti dovuti all'interazione cinematica siano valutati per le *costruzioni di classe d'uso III e IV*, per *sottosuoli di tipo D o peggiori*, in siti a *sismicità media o alta* ($a_g > 0,25g$) e in presenza di elevati contrasti di rigidezza al contatto fra strati contigui di terreno.

(Estratto NTC 2008)

Interazione cinematica delle fondazioni profonde

La risposta sismica dei pali di fondazione è il risultato di una complessa interazione terreno-palo-struttura. Concettualmente si ha interazione cinematica se l'interfaccia tra terreno e struttura si deforma in maniera diversa rispetto alle condizioni di terreno libero. Durante lo scuotimento indotto dal sisma si generano sollecitazioni aggiuntive sul palo.

- Si tratta di un collasso di tipo STR
- Trattato in NTC 2008 § 7.11.5.3.2



Metodi semplificati (elasticità lineare) per valutare le sollecitazioni flettenti indotte nel palo dall'interazione cinematica: Dobry e O'Rourke (1983), norme NEHRP (1997), Nikolau et al. (2001).

Norme NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program, US), 1997

Forniscono un'espressione per calcolare la distribuzione del momento flettente $M(z,t)$ lungo l'asse del palo con rigidezza $E_p I_p$ quando è nota l'accelerazione $a(z,t)$. Relazione valida per depositi di terreno omogeneo, non consente di investigare le sollecitazioni nel palo indotte da cambi di stratigrafia. Utile per determinare il massimo momento in testa al palo (al piano campagna).

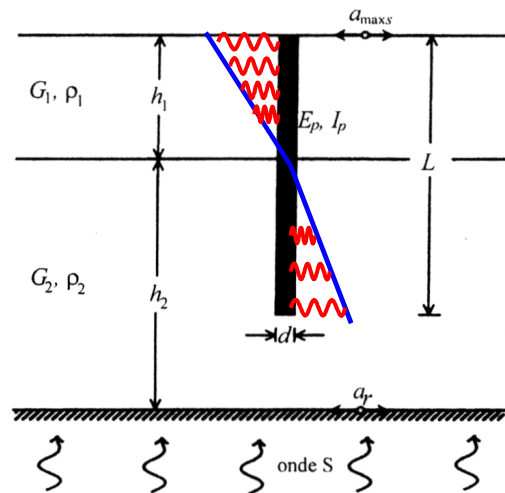
$$M(z,t) = E_p I_p \frac{a(z,t)}{V_s^2}$$

$$z = 0 \rightarrow M = E_p I_p \frac{a_{\max}}{V_s^2}$$

$a(z,t)$ → accelerazione nel terreno in condizioni campo libero alla profondità z e al tempo t

Metodo di Dobry O'Rourke (1983)

Terreno come mezzo elastico lineare, consente di determinare il momento flettente in corrispondenza di una discontinuità stratigrafica. $E_p I_p$ = rigidezza palo; G_1 e G_2 = rigidezza a taglio terreni; γ_1 = deformazione a taglio, ρ_1 = densità, h_1 = spessore strato superficiale terreno; a_{\max} = accelerazione max. al piano campagna.



(AGI, 2005)

$$M = 1,86 \cdot (E_p I_p)^{3/4} (G_1)^{1/4} \gamma_1 \cdot F$$

$$F = \frac{(1 - c^{-4})(1 + c^3)}{(1 + c)(c^{-1} - 1 + c + c^2)}$$

$$c = \left(\frac{G_1}{G_2} \right)^{1/4}$$

$$\gamma_1 = \frac{\rho_1 h_1}{G_1} a_{\max,s}$$

Metodo di Nikolaou et al. (2001)

Relazione ottenuta dai risultati di numerose analisi numeriche dinamiche complete. Consente di calcolare in maniera approssimata il massimo momento flettente nel palo in corrispondenza dell'interfaccia fra due strati di materiale di diversa rigidezza.

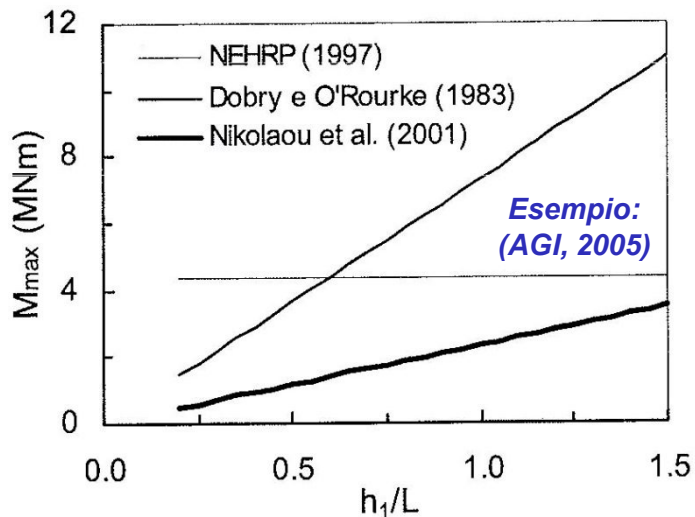
$D, L, E_p I_p$ = dimensioni e rigidezza flessionale del palo; E_1 = rigidezza del terreno superficiale; V_{s1} = velocità onde di taglio; δ = fattore riduttivo funzione del numero di cicli dell'accelerogramma.

$$M = 0,042 \tau_c D^3 \left(\frac{L}{D} \right)^{0,30} \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{0,65} \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}} \right)^{0,50}$$

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

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

$$\delta = f(\text{n. cicli accelerogramma})$$



$$L / d = 20$$

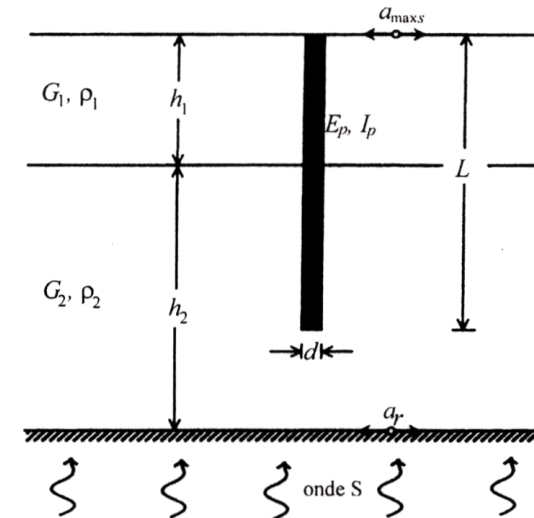
$$E_p / E_1 = 5000$$

$$h_1 / L = 0,7$$

$$V_{s1} / V_{s2} = 2$$

$$a_{\max,s} = 0,35g$$

$$\delta = 0,5$$



- Nikolaou (2001) è in buon accordo con risultato di analisi più rigorose;
- Il metodo di Dobry e O'Rourke (1983) generalmente conservativo;
- NEHRP (1997) tende a sottostimare momenti flettenti generati nel palo.

Bibliografia

- Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 14/01/2008.
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009 , n. 617 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- Pietro Colombo e Francesco Colleselli. Elementi di Geotecnica. Zanichelli, 3a edizione, 2004.
- Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica, AGI, Edizione provvisoria marzo 2005.
- Callisto. La progettazione geotecnica in condizioni sismiche. CISM - International Centre for Mechanical Science. Luglio 2009, Udine, IT.
- Richards et al. Seismic bearing capacity and settlements of foundations. Journal of geotechnical engineering, vol. 119, n. 4, 1993.
- R. Paolucci e A. Pecker. Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on dry soils. Soils and foundations, vol. 37, n. 3, 95-105, 1997.
- D. Choudry, K.S. Subba Rao. Seismic bearing capacity of shallow strip footings. Geotechnical and geological engineering. 2005, 23: 403-418.
- M. Maugeri e D. Novità. Numerical model for the evaluation of the soil inertia effects on bearing capacity. Proc. Int. Conf. Soil Dynamics and Earthquake Eng., 2004.
- Dobry R., O'Rourke M.J. Discussion on «seismic response of end-bearing piles» by Flores-Berrones R. and Whitman R.V. J. Geotech. Engng. Div., ASCE, 109.
- NHERP, 1997. Recommended provision for seismic regulations for new buildings and other structures. Building Seismic Safety Council, Washington D.C.
- Nikolaou S., Mylonakis G., Gazetas G., Tazoh T. 2001. Kinematic pile bending during earthquakes: analysis and field measurements. Geotechnique, 51(5), 425-440.