

APPROCCIO VISCOPLASTICO PER LO STUDIO DI PARATIE FILTRANTI A SOSTEGNO DI PENDII IN FRANA

Andrea Galli

Politecnico di Milano – Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale
andrea.galli@polimi.it

Marco Castelli

Politecnico di Milano – Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale
castellimakk@gmail.com

Sommario

La progettazione di paratie filtranti quali opere di sostegno per pendii potenzialmente instabili, pur se ampiamente diffusa e documentata in letteratura, è a tutt’oggi ancora basata su metodi di calcolo semplificati che spesso non tengono conto del reale profilo di spostamenti del terreno e della sua interazione con l’opera. Tale aspetto è ancora più importante per interventi di protezione da frane a cinematica lenta, volti a ridurre la velocità di spostamento della massa di terreno instabile ben prima che si localizzi il meccanismo di rottura. In queste condizioni, infatti, le forze di interazione tra terreno e struttura dipendono largamente dalla forma e dall’ampiezza del campo di spostamenti del terreno. La presente nota, adottando un approccio semplificato di natura viscoplastica, per un caso ideale di pendio indefinito intende studiare l’interazione tra la massa di terreno instabile e la palificata, tenendo conto dell’influenza di quest’ultima sul reale profilo di velocità del terreno, per definirne l’efficacia secondo criteri prestazionali. L’approccio risulta di grande importanza non solo ai fini della definizione di metodi di progettazione di tipo performance-based, ma anche nel quadro più ampio della mitigazione del rischio frana: da un lato esso infatti costituisce un valido strumento per l’interpretazione di dati di monitoraggio, dall’altro fornisce un agile strumento previsionale per la costruzione di scenari di lungo periodo.

1. Introduzione

Lo studio del comportamento meccanico di pali soggetti a carichi orizzontali è stato oggetto di numerose ricerche teorico-sperimentali fin dagli anni ’70, e viene comunemente descritto in termini di curve P-y (Matlock 1970; Reese et al. 1974; Reese e Welch 1975; Georgiadis e Butterfield 1982; Georgiadis 1983). Tali curve restituiscono per ogni concio di palo l’andamento della forza di interazione P agente in direzione orizzontale in funzione dello spostamento relativo y , definito come differenza tra lo spostamento di “far field” del terreno (U) e del concio di palo (u). Relativamente più recenti sono invece gli studi indirizzati alla comprensione dei meccanismi di interazione tra pali e terreno in frana, al fine di quantificare l’azione stabilizzante che una palificata può fornire grazie alla formazione di un effetto arco tra pali adiacenti (Ito e Matsui 1975; Poulos 1971, 1975 e 1979; Viggiani 1981; Hassiotis et al. 1997; Kourkoulis et al. 2012). Questi metodi, essenzialmente basati sull’analisi limite, assumono che venga completamente mobilizzata la forza di interazione tra palo e terreno lungo tutta la porzione di palo interessata dal movimento franoso, indipendentemente dalla forma del profilo di spostamenti del terreno. Se tale ipotesi appare ragionevole per frane “mature” (anche se non è sempre a favore di sicurezza, come mostrato in Galli e di Prisco 2013), per le quali si può assumere uno schema di calcolo allo stato limite ultimo, essa è certamente irrealistica per tutti quei casi in cui il profilo di spostamenti del terreno non ha ancora dato luogo a fenomeni di localizzazione e alla formazione di una evidente superficie di scorrimento. Per tali casi, la forma del profilo di spostamenti

del terreno (e il profilo di velocità) gioca un ruolo fondamentale nella determinazione delle forze di interazione, le quali, a loro volta, influenzano l'evoluzione dello stesso profilo di spostamenti. Il sistema richiede quindi la soluzione in modo accoppiato dell'equazione di equilibrio per la massa di terreno e dell'equazione che regola il comportamento della struttura sotto l'azione dei carichi dati dal terreno, governati dalle curve P-y. Si osserva peraltro che la reale "prevenzione" del rischio frana dovrebbe essere rivolta (sulla base di un attento monitoraggio in situ) proprio a tali casi di dissesto, per i quali non si ha ancora una localizzazione dei profili di spostamento del terreno, intervenendo quindi prima che si attivi un meccanismo di collasso potenzialmente catastrofico. Se, da una parte, questi problemi possono essere studiati in forma accurata mediante approcci numerici basati sulla meccanica del continuo e per mezzo di codici di calcolo commerciali anche relativamente economici e sofisticati, dall'altra questi codici richiedono un notevole onere computazionale, spesso eccessivo sia per consentire una reale ottimizzazione della progettazione, sia per formulare scenari interpretativi e previsionali.

2. Approccio computazionale

Da un punto di vista progettuale il dimensionamento di opere di sostegno può essere condotto secondo approcci "nelle forze" o "negli spostamenti". Tra i primi rientrano gli attuali riferimenti normativi che, per un determinato meccanismo di rottura, richiedono di soddisfare la disequazione $E_d < R_d$, in cui il primo membro rappresenta il valore di progetto delle azioni (o degli effetti delle azioni) e il secondo rappresenta la resistenza di progetto associata al meccanismo di rottura scelto. Questi metodi, tuttavia, non consentono di stimare gli spostamenti del sistema, né di prevederne l'evoluzione temporale, e non sono dunque adatti ad un approccio progettuale di tipo prestazionale. Tali aspetti possono essere invece valutati integrando l'equazione del moto per la massa di terreno instabile, una volta individuato il meccanismo di rottura, scritta formalmente come

$$E_d(t) = R_d(t, U) + A_d(U) + V_d(\dot{U}) + M_d(\ddot{U}). \quad [1]$$

Nella [1] è stato esplicitamente introdotto il valore dell'azione di sostegno A che l'opera trasmette al terreno, e sono stati computati anche i termini resistenti V e M, rispettivamente dovuti alla viscosità lungo la superficie di rottura e all'inerzia della massa di terreno. Per maggior generalità, sono stati assunti i valori di progetto di ciascun termine (individuati del pedice "d") ottenuti dai rispettivi valori caratteristici mediante le usuali combinazioni dei coefficienti parziali di sicurezza. Nella [1] si è anche esplicitata la possibile dipendenza dal tempo (dovuta ad esempio ad effetti stagionali di natura ambientale, quali precipitazioni, variazioni del livello di falda, ...), e dal campo di spostamenti del terreno, indicato dal termine scalare U. Si noti che questo rappresenta un valore significativo dello spostamento del terreno di "far field", ad esempio la sua ampiezza massima. Evidentemente, però, l'azione di sostegno A è data dall'integrale delle forze di interazione palo-terreno sull'intera porzione di opera interna al corpo di frana, e pertanto essa deve venire a dipendere dall'intero profilo di spostamenti del terreno lungo la profondità U(z), piuttosto che da un solo valore scalare U. La [1], inoltre, viene generalmente scritta in riferimento ad una superficie di scivolamento localizzata, considerando la massa di terreno soprastante come un corpo in moto rigido, ipotesi che non è ammissibile nel caso di frane non ancora localizzate, in cui si evidenzia piuttosto un profilo di spostamenti "diffuso" nel terreno.

2.1 Approccio viscoplastico per pendio indefinito

Per la geometria semplificata di Figura 1a, in cui viene schematicamente rappresentato un pendio infinitamente esteso, appare evidente come si possano avere differenti profili di velocità (uniforme (i), non uniforme (ii), complesso (iii)) lungo la profondità dello strato, in funzione della variabilità parametri meccanici degli strati di terreno interessati. Evidentemente, data la reologia del materiale, i profili (ii) e (iii) implicano che una notevole componente di sforzi di taglio venga mobilitata nello

strato di terreno in direzione parallela al pendio, essenzialmente di natura viscosa. In fase di progettazione dell'opera di sostegno (Figura 1b) occorrerà quindi tenere conto anche di questa componente nell'equazione di equilibrio.

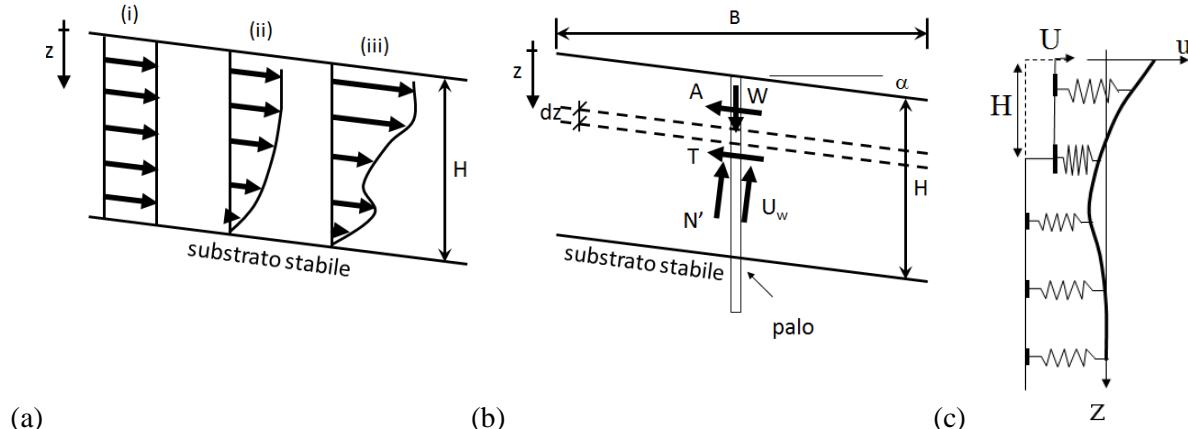


Fig 1. (a) esempi di profili di velocità nel terreno; (b) interazione tra palo e terreno in moto laminare.

In via semplificata, date le basse velocità in gioco, è possibile assimilare lo strato di terreno ad un fluido viscoso in moto laminare, e scrivere l'equazione di equilibrio alla generica profondità z come

$$\int_0^z \gamma(s) ds \sin \alpha = \int_0^z \gamma(s) ds \cos \alpha \cdot \tan \phi'(z) + \frac{c'(z)}{\cos \alpha} - \frac{u_w(z)}{\cos \alpha} + A(z) + \frac{\mu(z)}{\cos \alpha} \frac{dU}{dz}, \quad [2]$$

ove γ , ϕ' , c' , u_w e μ (in genere variabili lungo la profondità) rappresentano rispettivamente il peso dell'unità di volume di terreno, l'angolo di attrito e la coesione, il valore di pressione neutra nello strato, la viscosità del materiale. Ovviamente, ai fini dello studio di stabilità del versante, l'equazione [2] verrà risolta solo per $dU/dz > 0$, condizione corrispondente ad uno scivolamento verso valle.

2.2 Forza di interazione palo-terreno

Il termine $A(z)$ che compare nella [2] rappresenta la forza di interazione che si sviluppa tra palo e terreno fino alla generica profondità z considerata. Essa può essere valutata adottando uno dei già citati modelli a molle (Figura 1c), integrando le reazioni di queste ultime lungo la profondità in funzione del profilo di spostamenti corrente del terreno. Nella presente memoria si sono adottate per le curve P-y le definizioni proposte da Reese et al. (2006), come già discusso in Galli e di Prisco 2012 e 2013. In generale:

$$A(z) = \frac{\eta}{B \cdot S} \cdot \int_0^z f(U(s) - u(s)) ds, \quad [3]$$

ove la funzione f esprime formalmente la relazione costitutiva delle curve P-y. Si noti che queste sono ipotizzate indipendenti le une dalle altre, quindi la funzione f , ad ogni profondità z , dipende solo dallo spostamento relativo locale tra palo e terreno. L'espressione di $A(z)$ è stata normalizzata per l'area di influenza di ciascun palo (indicata in forma semplificata come prodotto tra la spaziatura S tra i pali e la distanza B tra ordini differenti di pali), e scalata per un valore di efficienza η che riassume gli effetti dell'interazione tra pali. Essa può essere discretizzata ricordando che le curve P-y restituiscono un'azione concentrata nei nodi del palo, e quindi in luogo di una funzione $A(z)$ si avrà un vettore \mathbf{A} , definito introducendo il vettore \mathbf{P} che raccoglie le reazione locale delle curve P-y, e la matrice unitaria triangolare $\tilde{\mathbf{I}}$.

$$\mathbf{A} = \frac{\eta}{B \cdot S} \cdot \mathbf{P}(\mathbf{U} - \mathbf{u}) \cdot \tilde{\mathbf{I}} \quad \text{ove} \quad \tilde{\mathbf{I}} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & .. & 0 \\ 1 & 1 & .. & 0 \\ .. & .. & .. & .. \\ 1 & 1 & .. & 1 \end{bmatrix} \quad [4]$$

2.3 Discretizzazione del problema accoppiato

Al fine di tenere debitamente in conto l'accoppiamento tra il moto del pendio e la risposta del palo, si ipotizzi di discretizzare quest'ultimo come una serie di elementi finiti di tipo beam connessi al terreno nei nodi, governata da una matrice di rigidezza strutturale \mathbf{K}_s . Si proceda quindi alla discretizzazione della [2] e si imponga l'equilibrio tra le reazioni fornite dalle curve P-y e i carichi agenti sul palo:

$$\begin{cases} \mathbf{W} \cdot \sin \alpha = \mathbf{W} \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi' + \frac{\mathbf{c}'}{\cos \alpha} - \frac{\mathbf{u}_w}{\cos \alpha} + \frac{\eta}{B \cdot S} \cdot \mathbf{P}(\mathbf{U} - \mathbf{u}) \cdot \tilde{\mathbf{I}} + \frac{\mu}{\cos \alpha} \frac{d\dot{\mathbf{U}}}{dz} . \\ \mathbf{P}(\mathbf{U} - \mathbf{u}) = \mathbf{K}_s \cdot \mathbf{u} \end{cases} \quad [5]$$

Nella [5], i cui i termini in grassetto indicano grandezze vettoriali o matriciali, il termine \mathbf{P} raccoglie le reazioni delle molle, funzione dei vettori \mathbf{U} e \mathbf{u} che rappresentano rispettivamente gli spostamenti nodali del terreno e del palo. Questi due vettori costituiscono le due distribuzioni incognite per il problema. La [5] può essere risolta con uno schema esplicito alle differenze finite al fine di calcolare passo passo il valore della distribuzione $d\dot{\mathbf{U}}/dz$ che, integrata lungo la profondità, fornisce ad ogni istante il profilo di velocità per il terreno. Si noti che per la [5] vengono assunte le condizioni iniziali di spostamenti nulli sia per il palo che per il terreno ($\mathbf{U}_0 = \mathbf{u}_0 = \mathbf{0}$), mentre la condizione al contorno può essere espressa dalla storia di velocità alla base del dominio $\dot{\mathbf{U}}(z = H; t > 0)$, solitamente considerata nulla (si considera cioè che la profondità di analisi viene estesa fino al raggiungimento di uno strato di materiale stabile).

3. Analisi numeriche

Si consideri un pendio indefinito di inclinazione $\alpha=35^\circ$ (Figura 1b), costituito da uno strato di materiale granulare dello spessore $H=5$ m, caratterizzato da $\gamma=18$ kN/m³, $\phi'=28^\circ$, $c'=0$ kPa, $\mu=2.41 \times 10^{11}$ kPa·s, e si assuma che lo strato poggi su di un substrato molto più rigido e resistente. Si vogliano confrontare le evoluzioni del profilo di spostamenti del terreno per quattro diverse configurazioni: (i) assenza di pali; (ii) palo libero, immorsato per un metro nel substrato; (iii) palo con tirante passivo, immorsato per un metro nel substrato; (iv) palo con tirante attivo (pretiro pari a 20 kN per ogni palo), immorsato per un metro nel substrato. Ove presenti, i pali hanno diametro $D=30$ cm, spaziatura $S=100$ cm, distanza tra ordini di pali $B=10$ m e modulo di rigidezza flessionale $EJ=2.22 \times 10^4$ kNm², corrispondente idealmente ad un palo in cls C30/35, armato con 10 barre $\Phi 14$. Per semplicità si è assunto per il palo un comportamento lineare elastico, si è considerata identicamente nulla la pressione neutra nel pendio ($u_w=0$), e si è assunto $\eta=1$. Il tirante, costituito da quattro trefoli in acciaio da 0.6" e lunghezza 20 m, è stato modellato come una molla elastica aggiuntiva inserita alla profondità di 30 cm dal piano campagna; per semplicità, non è stata presa in considerazione alcuna trave di collegamento tra i pali.

Adottando l'approccio viscoplastico sopra descritto, è possibile studiare l'andamento dei profili di velocità del terreno come mostrato in Figura 2a, ove sono riassunti i risultati per ciascuno dei quattro scenari i-iv per differenti istanti temporali compresi tra 0,1 anni (cioè immediatamente dopo la messa in opera) e 30 anni dopo la messa in opera. Si nota come per lo scenario i (assenza dei pali) il profilo di velocità del terreno sia caratterizzato da una forma parabolica di ampiezza costante nel tempo. Tale profilo viene solo leggermente ridotto in ampiezza quando si considera la presenza di pali liberi in testa (scenario ii), segno che questa soluzione non è da considerarsi pienamente soddisfacente in quanto il palo non è sufficientemente immorsato nello strato stabile. In presenza di tiranti passivi (scenario iii) le velocità vengono invece significativamente ridotte con il passare del tempo, fino a valori massimi residui dell'ordine di 2 mm/anno, e la forma del profilo viene modificata. Infine, in presenza di un tirante attivo (con pretiro di 20 kN; scenario iv) le velocità vengono grandemente ridotte fin dai primi istanti dopo la messa in opera, e non se ne prevedono significative variazioni durante l'intera vita utile dell'opera. Si osserva però che in questo caso la forma del profilo di velocità è diversa da quella iniziale, con velocità residue non nulle per i primi tre metri circa di profondità. A seguito della messa

in opera della paratia verrebbe quindi arrestato il meccanismo di scivolamento profondo, ma resterebbero attivi meccanismi di scivolamento più superficiali, per i quali i pali non riescono a mobilitare sufficienti carichi stabilizzanti. Tale osservazione è evidente anche nei profili di Figura 2b, in cui sono riportati i valori di spostamento del terreno lungo la profondità dello strato per i diversi istanti temporali. Tali meccanismi superficiali, inoltre, non verrebbero arrestati neanche aumentando il valore del pretiro, come sinteticamente mostrato in Figura 3 ove è riportato il valore dello spostamento in superficie a 30 anni dalla messa in opera, in funzione del valore di pretiro assegnato al tirante. Per questi meccanismi è dunque necessario intervenire con diverse soluzioni progettuali.

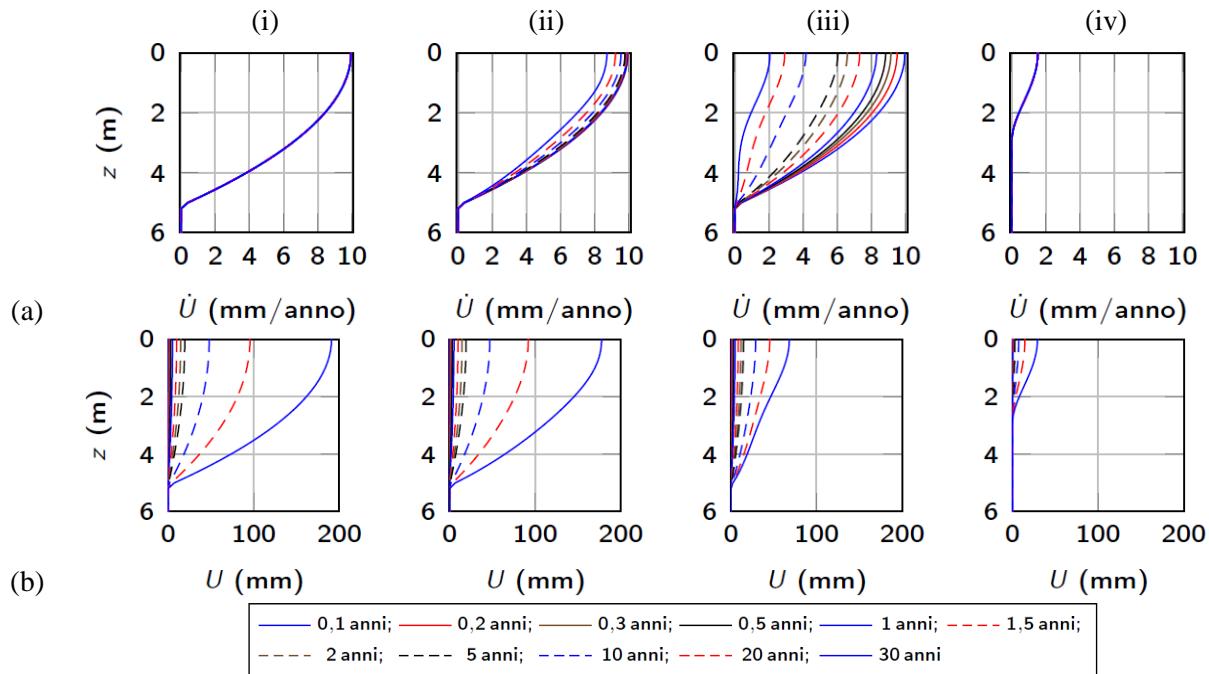


Fig 2. Risultati delle analisi per i quattro diversi scenari.

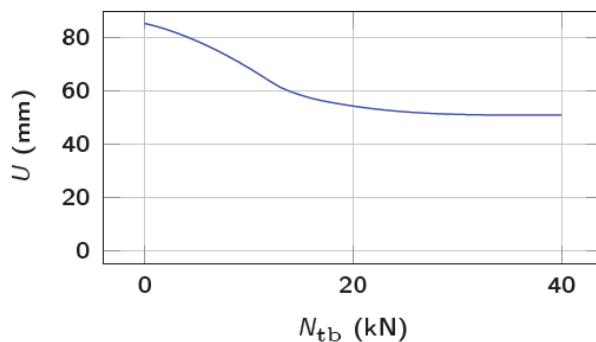


Fig 3. Valori di spostamento superficiale del terreno a 30 anni dalla messa in opera in funzione dei valori di pretiro (N_{tb}) assegnati al tirante.

Si noti infine che, se si adottasse l'approccio dell'equilibrio limite per lo scenario i, si avrebbe un valore del fattore di sicurezza $F_s = \tan \phi' / \tan \alpha = 0,76$ uniforme lungo la profondità dello strato. Per portare tale valore a 1, occorrerebbe un'azione A tale da verificare l'equilibrio allo scivolamento dello strato:

$$\gamma H \cdot \sin \alpha = \gamma H \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi' + \frac{A}{B \cdot S}, \quad [6]$$

da cui si ha $A = 124,22 \text{ kN}$ per ogni palo. Evidentemente tale valore risulta grandemente sovrastimato rispetto alle reali necessità, e, come mostrato in Figura 3, sarebbe del tutto inefficace per arrestare i meccanismi di scivolamento più superficiali.

4. Conclusioni

La nota presenta un approccio semplificato di natura viscoplastica per descrivere l'interazione tra uno strato di terreno in frana e una paratia filtrante tirantata. In particolare, si propone una formulazione accoppiata in grado di tenere debitamente in conto l'evoluzione del profilo di velocità del terreno in funzione delle forze di interazione che esso scambia con l'opera di sostegno. Le analisi mostrano come tale metodo rappresenti un approccio progettuale di tipo prestazionale significativamente più accurato del tradizionale metodo dell'equilibrio limite, e sia in grado di cogliere anche l'insorgere di meccanismi di rottura residui nel pendio, posteriori alla messa in opera della paratia filtrante.

Ringraziamenti

Questo lavoro è stato svolto nell'ambito del progetto PRIN 2010/2011 dal titolo: "La mitigazione del rischio da frana mediante interventi sostenibili".

Bibliografia

- Galli A., di Prisco C., (2012). "Un approccio negli spostamenti per la progettazione di pali a sostegno di movimenti franosi", IARG, Padova 2-4 luglio 2015.
- Galli A., di Prisco C. (2013). "Displacement-based design procedure for slope-stabilizing piles", *Canadian Geotechnical Journal*, (50) 41–53.
- Georgiadis M. (1983). "Development of p-y curves for layered soils". Proceedings of Geotechnical Practice in Offshore Engineering, ASCE Specialty Conf., ASCE, Reston, Va., 536–545.
- Georgiadis M., Butterfield R. (1982). "Laterally loaded pile behavior", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, 108(1): 155–165.
- Hassiotis S., Chameau J. L., Gunaratne M. (1997). "Design method for stabilization of slopes with piles", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(4): 314–323.
- Ito T., Matsui T. (1975). "Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles", *Soils and Foundations*, 15(4), 43–60.
- Kourkoulis R., Gelagoti F. Anastasopoulos I., Gazetas G. (2012). "Hybrid method for analysis and design of slope stabilizing piles", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138(1): 1–14.
- Matlock H. (1970). "Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay". Proceedings Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 577–594.
- Poulos H.G. (1971). "Behaviour of laterally loaded piles. I: single piles", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. American Society of Civil Engineers, 97(5): 711–731.
- Poulos H.G. (1975). "Lateral load – deflection prediction for pile groups" *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. American Society of Civil Engineers, 101(1): 19–34.
- Poulos H.G. (1979). "Group factors for pile – deflection estimation", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. American Society of Civil Engineers, 105(12): 1489–1509.
- Reese L.C., Welch R.C. (1975). "Lateral loading of deep foundations in stiff clay", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, 101(7): 633–649.
- Reese L.C., Cox W.R., Koch F.D. (1974). "Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand". Proceedings Offshore Technology Conference, Houston, TX, Vol. II, Paper No. 2080: 473–484.
- Reese L.C., Isenhower W.M., Wang S.T. (2006). Analysis and design of shallow and deep foundations. John Wiley.
- Viggiani C. (1981). "Ultimate lateral load on piles used to stabilize landslides". Proceedings of the 10th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3, Balkema, Rotterdam, Netherlands, 555–560.