

## **STUDIO NUMERICO SUL COMPORTAMENTO DI PALI A SOSTEGNO DI STRATI DI TERRENO INSTABILE IN PRESENZA DI TIRANTI DI ANCORAGGIO**

Andrea Galli  
*Politecnico di Milano*  
*andrea.galli@polimi.it*

Giacomo Marrazzo  
*Politecnico di Milano*  
*giacomo.marrazzo@mail.polimi.it*

### **Sommario**

La nota presenta i risultati di alcune simulazioni numeriche tridimensionali volte allo studio dell'interazione tra pali e strati di terreno instabile, nel caso in cui alla testa dei pali sia presente un tirante suborizzontale. Tale vincolo modifica i possibili meccanismi di rottura per il sistema palo-terreno, rispetto al caso di pali non tirantati, e influenza l'evoluzione della forza di sostegno trasmessa allo strato instabile. I risultati sono interpretati in termini di curve  $P - y$  (mostrando come queste possano significativamente risentire di effetti "non locali", che inducono un comportamento fragile), e utilizzando alcune espressioni analitiche recentemente proposte in letteratura.

### **1. Introduzione**

L'impiego di pali per la stabilizzazione di pendii (e/o strati di terreno instabile) rappresenta una soluzione efficace tanto per frane potenziali (in termini di incremento del fattore di sicurezza) quanto per frane attive (quando l'obiettivo è di controllare/ridurre le velocità di spostamento). Benché relativamente invasivo e oneroso rispetto ad altre possibili soluzioni (almeno per strati instabili di modesto spessore), questo tipo di intervento risulta generalmente affidabile e di basso impatto visivo, poiché gli elementi strutturali possono essere attentamente ottimizzati e, a fine lavori, sono quasi completamente interrati. La progettazione geotecnica di tali opere passa necessariamente attraverso lo studio delle forze di interazione che palo e terreno si scambiano, dipendenti non solo dalle rispettive proprietà meccaniche, ma anche dalla geometria del sistema (diametro, lunghezza e spaziatura dei pali, nonché dallo spessore di terreno in frana) e dal profilo di spostamenti del corpo di frana. Numerosi Autori, fin dagli anni '70 del secolo scorso, hanno trattato questo argomento da un punto di vista teorico (Ito e Matsui, 1970), sperimentale (Esu e D'Elia, 1974; Frank and Pouget, 2008; Lirer, 2012; Smethurst et al. 2020) e numerico (Muraro et al. 2014; Pirone e Urciuoli, 2018; Fantera 2019), e recenti lavori (Bellezza e Caferri, 2018; Bellezza, 2020; Lei et al., 2021) dimostrano come il tema sia tuttora di grande interesse. Meno risultati sono invece disponibili per il caso di pali vincolati in testa con tiranti di ancoraggio, sebbene questo sia un caso molto diffuso nelle applicazioni pratiche. Recentemente Galli et al. (2022), a partire dai risultati di Viggiani (1981) poi estesi da Di Laora et al. (2017), hanno ad esempio sviluppato alcune soluzioni analitiche per il dimensionamento allo stato limite ultimo (SLU) di questa tipologia di intervento, almeno per il caso di strati di materiale puramente coesivo. Nella presente nota si studiano per via numerica (adottando il software FLAC3D 7.0; Itasca, 2019) alcuni esempi significativi di pali vincolati con tirante, interpretando i risultati in termini di curve  $P - y$  e validando il suddetto quadro interpretativo.

## 2. Definizione del modello numerico e risultati delle analisi

Un palo del diametro  $d=1\text{m}$  viene realizzato a sostegno di uno strato spessore di  $l_1=5\text{m}$ ; vengono considerate quattro diverse lunghezze di immersione  $l_2=50\text{cm}$ ,  $80\text{cm}$ ,  $3\text{m}$  e  $5\text{m}$  nel terreno stabile (in Figura 1, per brevità, sono mostrati solo due dei casi studiati e sono indicate anche le altre dimensioni del modello). Gli strati di terreno (modellati con elementi *radial-cylinder*) per semplicità sono considerati orizzontali e le analisi sono state svolte in condizioni virtualmente non drenate, assimilando i terreni a materiali puramente coesivi, con comportamento elastico-perfettamente plastico (strato 1:  $c_{u1}=30\text{kPa}$ ,  $E_{u1}=6\text{MPa}$ ,  $\nu_{u1}=0,495$ ; e strato 2:  $c_{u2}=60\text{kPa}$ ,  $E_{u2}=60\text{MPa}$ ,  $\nu_{u2}=0,495$ ). Per il palo (modellato con elementi *cylinder*) si è invece assunto un comportamento lineare elastico ( $E_{\text{palo}}=122\text{GPa}$ ,  $\nu_{\text{palo}}=0,3$ ). Per semplicità è stato assegnato lo stesso valore  $\gamma=17,7\text{kN/m}^3$  di peso unitario agli strati di terreno e al palo. Il tirante è stato modellato come un elemento di tipo *cable* orizzontale, a comportamento lineare elastico (lunghezza  $16\text{m}$ , sezione di  $2000\text{mm}^2$ , modulo di Young di  $200\text{GPa}$ ; non riportato per brevità in Figura 1), non interagente con il resto del terreno. Un'estremità del tirante è vincolata rigidamente alla testa del palo e l'altra ad un punto fisso, esterno al volume di terreno considerato. Lo spostamento dello strato 1 è simulato assegnando una velocità di  $10^{-7}\text{m/step}$  in direzione  $x$  ai contorni frontale e retrostante, fino a raggiungere  $25\text{cm}$  di spostamento totale; su tutti gli altri contorni (escluso quello superiore) si è invece bloccata la componente di spostamento normale. L'interfaccia palo-terreno è stata modellata con elementi *interface* a comportamento elastico-perfettamente plastico, puramente coesivo e non resistente a trazione (i valori delle rigidità normale e tangenziale sono stati scelti sufficientemente elevati da non influenzare la simulazione), con valori di coesione pari alla resistenza non drenata del terreno circostante e angolo di attrito nullo. Il piano di scivolamento tra gli strati 1 e 2 è stato invece modellato con elementi di tipo *interface* lisci. Le dimensioni del modello sono state scelte al fine di rendere trascurabili gli effetti di bordo e il palo può quindi essere considerato come un palo isolato entro uno strato infinitamente esteso.

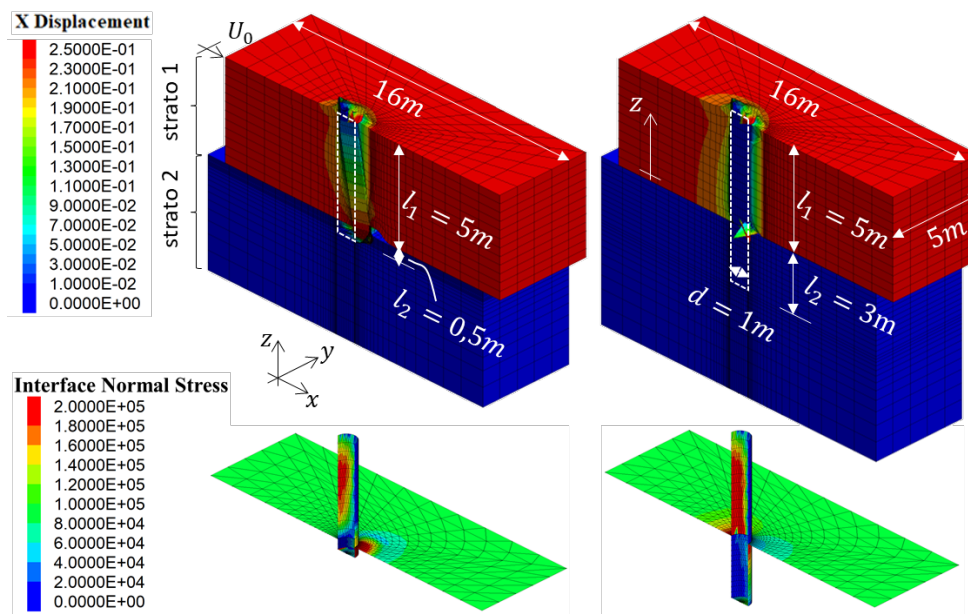


Fig 1. Distribuzione dei valori di spostamento in direzione  $x$  (valori in  $[m]$ ) e di sforzo normale (valori in  $[Pa]$ ) mobilitati sul piano di scivolamento e all'interfaccia tra palo e terreno.

In Figura 1 sono mostrate per i soli casi  $l_2=0,5$  e  $3\text{m}$  le distribuzioni dei valori di spostamento orizzontale al termine della prova (amplificate in figura di un fattore 5), ove sono evidenziati i due possibili meccanismi di rottura osservati nelle analisi, con il palo che ruota rigidamente attorno al punto di inserzione del tirante (“rotation mode”), e con il palo immerso nello strato di base a fronte dello scorrimento dello strato 1 (“flow mode”). In figura, per completezza, sono anche mostrate le distribuzioni di sforzo normale sull'interfaccia palo-terreno e sul piano di scivolamento.

I risultati delle analisi per i quattro valori scelti di  $l_2$  sono riassunti in Figura 2. In particolare, la Figura

2a mostra i profili di spostamento orizzontale dell'asse del palo e il profilo di spostamento (uniforme, di ampiezza  $U_0=25\text{cm}$ ) assegnato al terreno. Gli spostamenti della testa del palo ( $u_0$ ) sono per i quattro casi sempre piuttosto limitati (compresi tra 11 e 15 mm), mentre le rotazioni medie dell'asse del palo ( $\phi$ ; riportate per completezza in legenda) sono pari a oltre  $2^\circ$  (in senso antiorario) per i casi di "rotation mode", e inferiori agli  $0,1^\circ$  (in senso orario) per nei casi di "flow mode". La Figura 2b riassume invece le distribuzioni di carico trasversale  $P$  agenti sul palo, calcolate integrando alle varie quote i valori della componente orizzontale della forza di interfaccia mobilitata in ciascuno degli elementi *interface*. Queste sono anche confrontate con una interpretazione analitica (riportata a tratteggio in figura, e valutata secondo quanto illustrato al paragrafo successivo), mostrando un andamento pressoché uniforme entro lo strato 1 per tutte le simulazioni. Nello strato 2, al contrario, solo per i casi  $l_2=0,5$  e  $0,8\text{m}$  sembra essere raggiunta una condizione ultima (coerentemente con il fatto che per i "rotation mode" ci si aspetta una completa plasticizzazione del terreno nell'intorno della zona di immorsamento); mentre per i casi  $l_2=3$  e  $5\text{m}$  i valori del carico  $P$  restano ancora lontani dalla condizioni ultima. La Figura 2c mostra i valori di momento flettente mobilitato nel palo, calcolati ipotizzando per quest'ultimo un comportamento elastico lineare e che le sezioni si deformino rimanendo piane; per completezza i valori massimi (in valore assoluto) del momento e i corrispondenti valori delle quote  $z$  sono riportati in Tab. 1. La Figura 2d, infine, ottenuta integrando passo-passo durante l'analisi i valori di carico distribuito  $P$  lungo lo spessore  $l_1$ , mostra l'evoluzione dell'azione di sostegno  $A$  che il palo è in grado di trasmettere allo strato 1 in funzione dell'ampiezza  $U_0$  del suo spostamento. La Figura 2d mostra anche, a tratteggio, i valori della forza di tiro  $T$  mobilitata nell'elemento *cable* che simula il tirante.

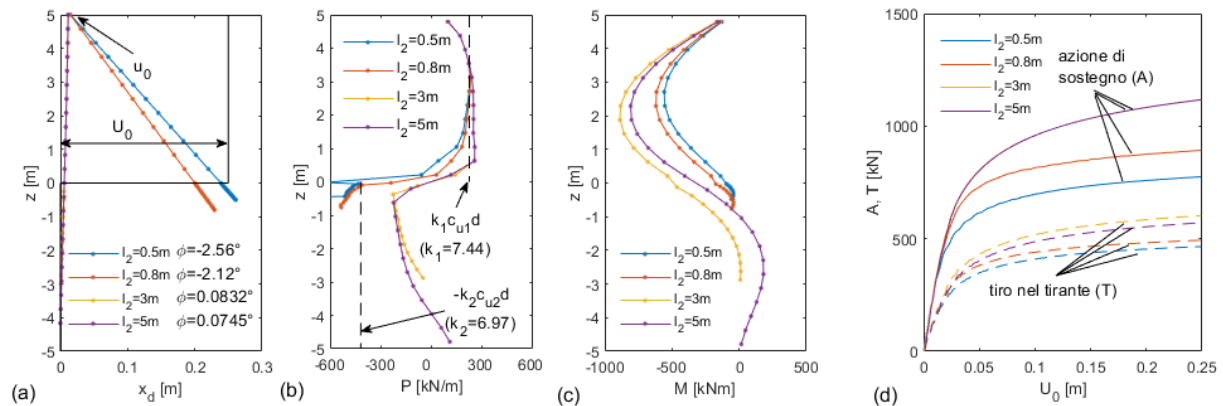


Fig 2. Profili di (a) spostamento orizzontale  $x_d$ , (b) carico trasversale  $P$  e (c) momento flettente  $M$  lungo la profondità  $z$  e (d) andamento di azione di sostegno  $A$  e tiro  $T$  in funzione dello spostamento del terreno  $U_0$ .

$l_2$ [m]	$M_{max}$ [kNm]	$z_{max}$ [m]	$A$ [kN]	$T$ [kN]
0,5	557,7	2,71	774,74	465,02
0,8	616,6	2,29	892,03	493,30
3	888,1	1,88	1116,03	601,86
5	808,1	2,29	1117,02	570,74

Tab 1. Valori di momento massimo ( $M_{max}$ ) e della rispettiva quota ( $z_{max}$ ) nel palo, dell'azione di sostegno ( $A$ ) e del tiro nel tirante ( $T$ ) per  $U_0=25\text{cm}$ .

Dalle curve si nota una complessiva risposta duttile, con valori di rigidezza iniziale delle curve apparentemente indipendente dalla lunghezze di immorsamento  $l_2$ , e con andamenti finali che, sebbene non mostrino ancora un chiaro asintoto orizzontale, sembrano aver comunque raggiunto una condizione prossima a quella ultima. Per completezza, i valori di  $A$  e  $T$  per  $U_0=25\text{ cm}$  sono riportati in Tab. 1. In base alla discretizzazione scelta (12 zone di spessore uniforme lungo l'altezza  $l_1$  dello strato 1), è stato possibile ricostruire l'andamento del carico  $P$  mobilitato lungo l'asse del palo in funzione dello spostamento relativo  $y$  tra il terreno e il palo. Le relative curve  $P - y$  sono riportate in Figura 3, per i due casi  $l_2=0,5$  e  $3\text{m}$ . Dal confronto si osserva un comportamento generalmente duttile, con una sostanziale corrispondenza tra le curve  $P - y$  delle due simulazioni, almeno per le curve relative a quote  $z$  superiori a circa  $1\text{m}$  ( $\approx d$ ) dal piano di scivolamento. Le altre curve (in figura, quelle per le quote  $z=0,208$  e  $0,625\text{m}$ ) mostrano invece una risposta marcatamente fragile nel caso di attivazione del

“rotation mode”. Tale differenza è dovuta alla diversa evoluzione dello stato di sforzo nell’intorno del palo in prossimità del piano di scivolamento, a seguito del differente campo di spostamenti indotto nel terreno da ciascuno dei due cinatismi di rottura.

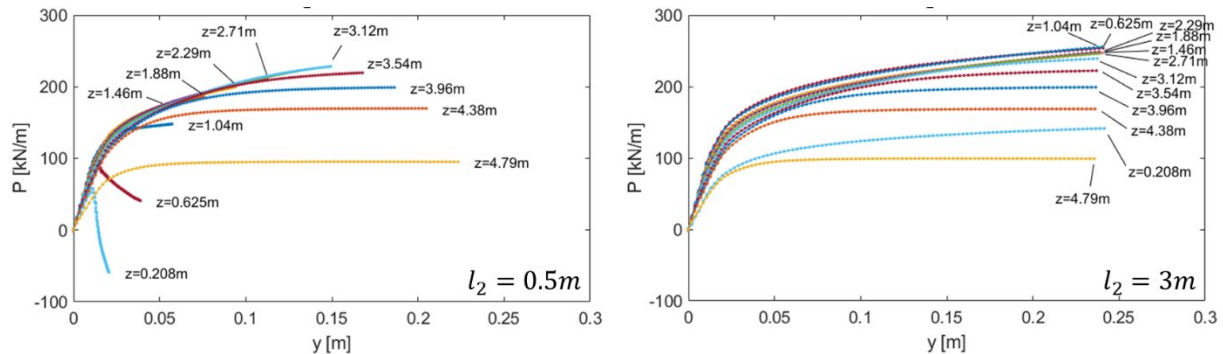


Fig 3. Andamento delle curve  $P-y$  entro lo strato 1 per i casi  $l_2=0,5$  e  $3$  m.

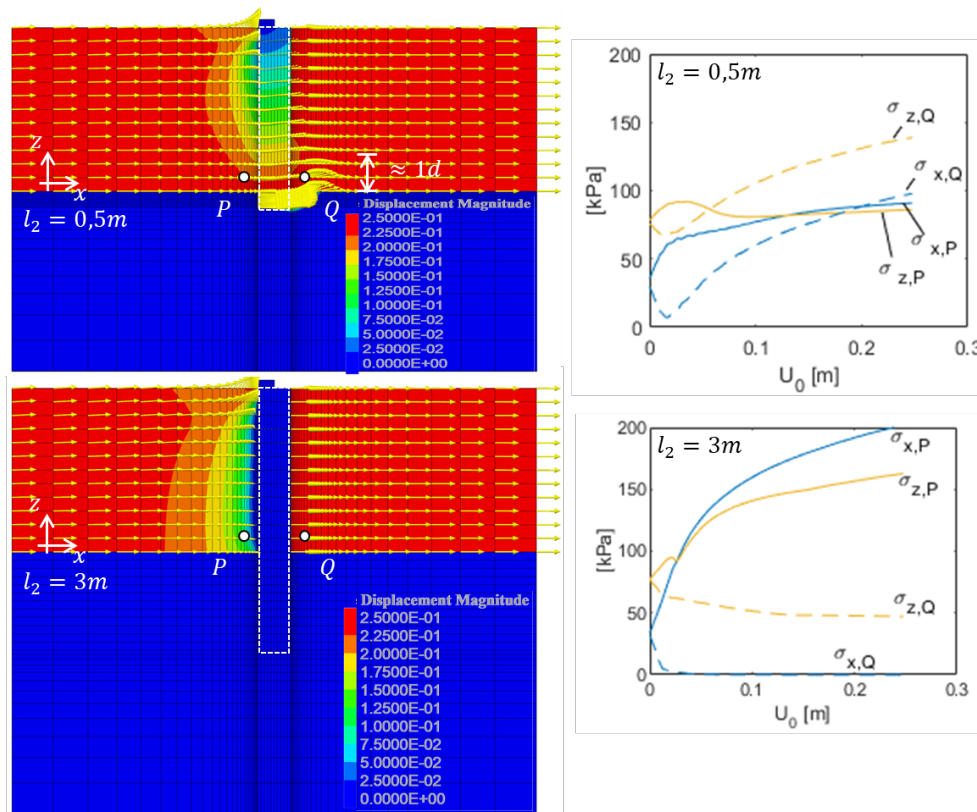


Fig 4. Campi di spostamento ed evoluzione delle componenti di sforzo  $\sigma_x$  e  $\sigma_z$  nei punti  $P$  e  $Q$  (per  $l_2=0,5$  e  $3$  m).

In Figura 4, sempre per i casi  $l_2=0,5$  e  $3$  m, sono mostrati i campi di spostamento nello strato 1 (riferiti al piano mediano del modello, contenente l’asse del palo), ove si osserva come in caso di “rotation mode” lo spostamento della base del palo induce una non trascurabile componente di spostamento in direzione verticale almeno fino ad una quota  $z$  pari a circa un diametro dal piano di scivolamento, effetto che invece appare assente nel caso di “flow mode”. L’evoluzione dello stato di sforzo nell’intorno del palo viene conseguentemente modificata, come mostrato dagli andamenti delle componenti di sforzo orizzontale ( $\sigma_x$ ) e verticale ( $\sigma_z$ ) in due punti di controllo  $P$  e  $Q$  posti ad una quota  $z=50\text{cm}$  ( $= d/2$ ) dal piano di scivolamento e ad una distanza di  $1\text{m}$  ( $= d$ ) rispettivamente a monte e a valle dall’asse del palo. Dagli andamenti si osserva che in caso di “rotation mode” ( $l_2 = 0,5\text{m}$ ) la componente di sforzo verticale nel punto  $Q$  ( $\sigma_{z,Q}$ ), dopo un’iniziale riduzione, risente di un marcato incremento. Tale effetto è anche evidenziato in Figura 1 dalla concentrazione di sforzo verticale osservata nel caso  $l_2=0,5\text{m}$  sul piano di scivolamento immediatamente a valle del palo. Di conseguenza, pur avendo il materiale raggiunto localmente la condizione di plasticizzazione, anche la componente di sforzo orizzontale ( $\sigma_{x,Q}$ ) può

significativamente aumentare, con un aumento della resistenza passiva (una sorta di “contropressione”) che riduce il carico netto che palo e terreno si scambiano. In altre parole, alle quote in esame si assiste ad un comportamento fragile nell’interazione tra palo e terreno, indotto da significativi effetti “non locali”, in genere trascurati nella modellazione delle curve  $P - y$ . A monte del palo (punto P) le due componenti  $\sigma_{x,P}$  e  $\sigma_{z,P}$  hanno invece raggiunto una condizione asintotica e lo stato di sforzo non evolve più in modo significativo. Nel caso di “flow mode” ( $l_2 = 3m$ ), tutte le componenti di sforzo mostrano invece andamenti essenzialmente monotoni, con riduzioni nella zona a valle del palo (punto Q) e aumenti nella zona a monte (punto P).

### 3. Interpretazione dei risultati

I risultati delle analisi numeriche possono essere interpretati secondo le soluzioni corrispondenti ai modi “rotation” e “flow” descritti in precedenza. A tal proposito, si fa qui riferimento alle espressioni analitiche recentemente proposte da Galli et al. (2022) per il caso di palo infinitamente rigido e resistente, con vincolo rigido alla traslazione in testa. Le soluzioni sono basate sull’ipotesi che nei due strati possano svilupparsi distribuzioni di carico trasversale  $P$  uniformi con la profondità, e pari a  $k_1 c_{u1} d$  per lo strato 1 e  $k_2 c_{u2} d$  per lo strato 2 (con  $k_1$  e  $k_2$  fattori di capacità portante trasversale). In funzione della lunghezza, il valore dell’azione di sostegno  $A$  che il palo è in grado di fornire allo strato 1 può essere espresso in forma adimensionale come

$$\frac{A}{k_1 c_{u1} d \cdot l_1} = \min \left( 1; 2 \sqrt{\frac{\lambda^2}{2\chi_u} + \frac{\lambda}{\chi_u} + \frac{1}{2}} - 1 \right) \quad (1)$$

ove  $\chi_u = k_1 c_{u1} / k_2 c_{u2}$  rappresenta un coefficiente che caratterizza le proprietà dei terreni, e  $\lambda = l_2 / l_1$  indica il rapporto tra la lunghezza di immersione e lo spessore dello strato 1. L’equazione (1) presenta inizialmente un tratto crescente (secondo un andamento quasi lineare) seguito da un plateau finale, mentre i parametri  $k_1$  e  $k_2$  controllano rispettivamente la posizione del plateau e la pendenza all’origine del tratto iniziale. Si noti in particolare che l’equazione (1) non tende a zero per  $\lambda \rightarrow 0$ , dal momento che la presenza del tirante permette di mobilitare un’azione di sostegno non nulla anche per valori molto modesti della lunghezza  $l_2$ . I valori ultimi dell’azione  $A$  (riportati in Tab. 1) sono mostrati in Figura 4a e su questi vengono calibrati i parametri  $k_1$  e  $k_2$  dell’equazione (1), ottenendo  $k_1 = 7,44$  e  $k_2 = 6,97$ .

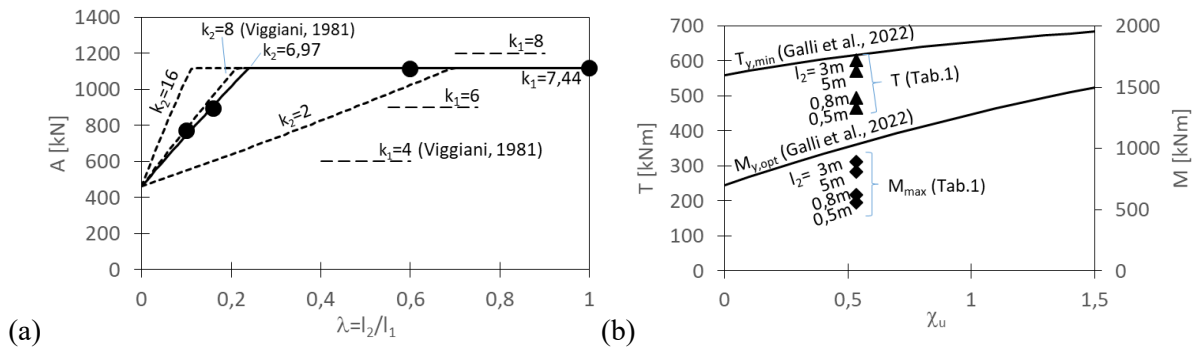


Fig 4. (a) calibrazione dei parametri  $k_1$  e  $k_2$  di eq.1 sui valori ultimi dell’azione  $A$  di Tab. 1; (b) confronto dei valori di tiro  $T$  e momento flettente massimo  $M_{max}$  di Tab. 1 con le soluzioni analitiche di Galli et al. (2022).

Tali valori sono anche impiegati in Figura 2b per mostrare (a tratteggio) le corrispondenti distribuzioni di carico ultimo sul palo (esprese, come ricordato, da  $k_1 c_{u1} d$  e  $k_2 c_{u2} d$ ), rilevando un buon accordo con la distribuzione ottenuta per via numerica. Per confronto, in Figura 4a è riportata anche una sintetica analisi parametrica che mostra la sensitività della soluzione ai valori dei due parametri; in particolare, sono riportate anche le soluzioni ottenute con i valori  $k_1=4$  e  $k_2=8$  proposte inizialmente in Viggiani (1981). Infine, i valori di tiro nel tirante e momento flettente massimo mobilitato nel palo sono confrontati in Figura 4b con le soluzioni analitiche, proposte ancora in Galli et al. (2022) in funzione del parametro  $\chi_u$ , dei valori di resistenza minima ( $T_{y,min}$ ) e resistenza flessionale ottima ( $M_{y,opt}$ ) da assegnare in fase di progetto rispettivamente al tirante e al palo. Per i valori  $k_1$  e  $k_2$  qui determinati, tali soluzioni sono riportate a tratto continuo in Figura 4b, risultando in buon accordo (e anzi, leggermente conservative), rispetto ai risultati puntuali ottenuti dalle simulazioni numeriche.



#### **4. Conclusioni**

La nota presenta alcune considerazioni sul comportamento di pali a sostegno di strati di terreno instabile. Rispetto ad altri lavori, si è qui in particolare considerato il caso in cui i pali siano vincolati in testa con un tirante, modellato come vincolo cedevole elastico. Lo studio, realizzato mediante simulazioni tridimensionali svolte con un codice commerciale alla differenze finite, si è incentrato sul caso semplificato di strati suborizzontali di materiale puramente coesivo, mostrando l'influenza della lunghezza di immersione del palo nello strato di terreno stabile sull'attivazione dei diversi cinematismi di rottura (in condizioni di stato limite ultimo per il terreno). In particolare, si è mostrato come nel caso di "rotation mode" la plasticizzazione dello strato di base e la conseguente rotazione del palo possa localmente indurre un aumento dello sforzo verticale sul piano di scivolamento nell'intorno di valle del palo, con conseguente aumento della componente orizzontale (spinta passiva). Tale effetto può localmente indurre una risposta fragile in termini di curva  $P - y$ , in genere trascurata nei modelli attualmente disponibili. I risultati delle simulazioni, in termini di azione di sostegno, tiro nel tirante e momento massimo mobilitato nel palo, sono stati infine interpretati in base alle espressioni analitiche recentemente proposte in Galli et al. (2022) che mostrano, almeno per i casi qui analizzati e previa calibrazione, soluzioni relativamente accurate e leggermente cautelative.

#### **Bibliografia**

- Bellezza I. (2020). "Closed-form expressions for a rigid passive pile in a two-layered soil" *Géot.Lett.* 10(2), 242-249.
- Bellezza I. e Caferri L. (2018). "Ultimate lateral resistance of passive piles in non-cohesive soils" *Géot.Lett.* 8(1), 5-12.
- Di Laora R., Maiorano R. M. S. e Aversa S. (2017). "Ultimate lateral load of slope-stabilising piles." *Géot.Lett.* 7, 237-244.
- Esu F. e D'Elia B. (1974). "Interazione terreno-struttura in un palo sollecitato da una frana tipo colata". *Rivista Italiana di Geotecnica*, 8 (1), 27-38.
- Fantera L., (2019). Riduzione dei movimenti lenti di versante mediante barriere di protezione costituite da pali accostati. PhD Thesis. Sapienza Università di Roma.
- Frank R. e Pouget P. (2008). "Experimental pile subjected to long duration thrusts owing to a moving slope" *Géotechnique* 58(8), 645-658.
- Galli A., Salice M., Becci B., (2022). Analytical Solutions for Ultimate Stabilizing Action of Anchored Piles in Cohesive Soil Layers. *International Journal of Geomechanics*, 22(9).
- Itasca, 2019. [http://docs.itascacg.com/flac3d700/common/docproject/source/manual/program\\_guide/program\\_guide.html?node67a](http://docs.itascacg.com/flac3d700/common/docproject/source/manual/program_guide/program_guide.html?node67a)
- Ito T. e Matsui, T. (1975). "Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles". *Soils and Foundations*, 15(4), 43-59.
- Lei G., Su D. e Cabrera M. A. (2021). "Nondimensional solutions for the stabilising piles in landslides in layered cohesive soils considering nonlinear soil-pile interactions." *Géotechnique* 1-15.
- Lirer S. (2012). "Landslide stabilizing piles: Experimental evidences and numerical interpretation." *Eng. Geol.* 149-150: 70-77.
- Muraro S., Madaschi A. e Gajo A. (2014). "On the reliability of 3D numerical analyses on passive piles used for slope stabilisation in frictional soils." *Géotechnique* 64(6), 486-492.
- Pirone M. e Urciuoli G. (2018). "Analysis of slope-stabilizing piles with the shear strength reduction technique". *Computer and Geotechnics*, 102, 238-251.
- Smethurst J. A., Bicchocchi N., Powrie W., O'Brien A. S. (2020). "Behaviour of discrete piles used to stabilise a tree-covered railway embankment." *Géotechnique* 70(9), 774-790.
- Viggiani, C. 1981. "Ultimate lateral load on piles used to stabilize landslides." In Vol. 3 of Proc. of 10<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 555-560. Rotterdam, Netherlands: Balkema.