

C. di Prisco

Dipartimento di
Ingegneria Strutturale
Politecnico di Milano

Verifica di muri di sostegno a gravità secondo la nuova normativa sismica



Leca
soluzioni leggere e isolanti

Sommario

L'ingegnere geotecnico si trova molto spesso nella difficile situazione di dover mettere in sicurezza, rispettando l'attuale Normativa sismica^{[1][5]}, muri di sostegno a gravità già esistenti (Figura 1). Qui nel seguito si mostrerà come, nella maggior parte dei casi, la sostituzione di parte del terreno di monte non con un tradizionale inerte di cava ma con Leca, si possa rivelare una soluzione vincente. Tale materiale infatti, oltre ad essere dotato di un elevato angolo d'attrito, sensibilmente superiore a quello di un terreno granulare naturale (sabbie, ghiaie) (cfr.^[2] scheda caratteristiche geotecniche di Leca), e da una permeabilità elevata, è anche caratterizzato da un peso specifico assai ridotto ($\gamma_{d,min} = 3.75 \text{ KN/m}^3$, $\gamma_{d,max} = 4.4 \text{ KN/m}^3$)^[2].



Figura 1
Esempio di muro di sostegno dissestato.

Utilizzare Leca significa, come sarà illustrato brevemente nel seguito con riferimento ad alcuni casi esemplificativi:

- ridurre la spinta che il terreno di monte esercita sul muro di sostegno,
- permettere la verifica strutturale anche nel caso l'opera sia realizzata in zone ad elevata sismicità.

Nel caso di strutture già esistenti, sostituire il terreno di monte con Leca, permette da un lato di evitare l'accumulo di pressioni neutre, dall'altro di ridurre sensibilmente le spinte pseudo-statiche che, in caso di sisma, andrebbero a gravare sulla struttura.

In altri termini, si mostrerà che l'utilizzo di Leca a monte del muro permette di lasciare inalterata la struttura e di soddisfare, allo stesso tempo, le verifiche che ne assicurano la stabilità anche nelle zone sismicamente più attive.

Attraverso l'utilizzo di un caso studio, declinato al variare della geometria del pendio e delle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione, grazie all'impiego delle tradizionali verifiche alla traslazione, al ribaltamento ed allo sprofondamento del muro stesso, si mostreranno quantitativamente i benefici legati all'utilizzo di Leca.

Sarà definito in particolare un dominio di rottura nel piano dei coefficienti pseudo-statici introdotti dalla Normativa vigente^{[1][5]}. Questo strumento si è infatti dimostrato il più idoneo alla visualizzazione quantitativa di tali benefici. ■

Analisi esemplificativa statica

Si consideri allora il caso riportato in Figura 2: sia esso un muro esistente già progettato senza tener conto della sismicità della zona.

Qui nel seguito si procederà innanzitutto a verificarne la stabilità^{[3][5]} in campo statico, utilizzando l'approccio suggerito dall'attuale Normativa^[5], e solo successivamente si mostrerà che, in assenza di un intervento di scavo e sostituzione di parte del terreno di monte con argilla espansa, la stessa struttura non risulta idonea a sopportare le sollecitazioni

pseudostatiche indotte da eventuali scosse sismiche.

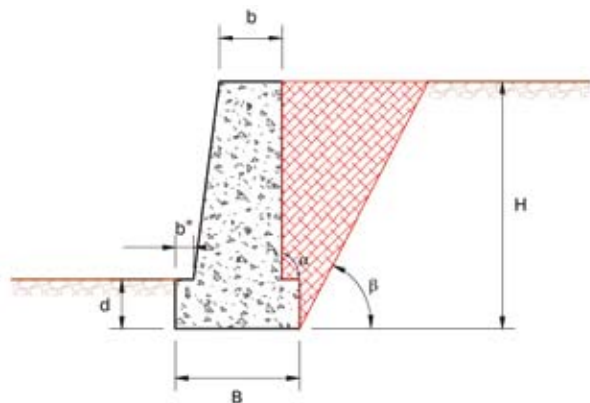


Figura 2
Schema geometrico di un muro di sostegno a gravità.

In condizioni statiche, dati i parametri elencati in [Figura 2](#), che qui di seguito riportiamo per completezza, tutte e tre le verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

TERRENO	Inclinazione pendio a monte	i [°]	0
	Angolo di attrito terreno	φ' [°]	35.00
	Coesione	c [kPa]	0
	Peso per unità di volume secco	γd [kN/m³]	15.00
	Peso per unità di volume Leca	γLeca [kN/m³]	4.00

MURO	Altezza	H [m]	4.00
	Larghezza estremità	B* [m]	1.20
	Larghezza sommitale	B [m]	0.25
	Inclinazione paramento di monte	α [°]	90
	Larghezza fondazione	B [m]	2.80
	Altezza fondazione	d [m]	0.80

Tabella 1
Parametri di calcolo; pendio naturale orizzontale.

Utilizzando infatti la teoria di Coulomb^[3], ed applicando quanto prescritto da Normativa (cfr. § 6.5.3.1.1 – Combinazione dei carichi tipo A2+M2+R2), la spinta S_A gravante sul muro di sostegno risulta essere orizzontale ed il suo modulo dato dalla seguente espressione:

$$S_A = \frac{1}{2} \cdot k_A \cdot \gamma_d \cdot H^2 \quad (1)$$

con

$$k_A = \frac{1 - \sin \phi'_d}{1 + \sin \phi'_d}; \tan \phi'_d = \frac{\tan \phi'_d}{\gamma_\phi} \quad (2)$$

ove γ_φ rappresenta il coefficiente riduttivo, pari a 1.25 da applicare secondo quanto prescritto da

Normativa (Tab.6.2 II-colonna M2, Norme Tecniche per le Costruzioni).

Si noti allora che già in condizioni statiche il reinterro con argilla espansa ridurrebbe in modo molto marcato il valore della spinta, che per l'opera di sostegno rappresenta proprio l'azione instabilizzante.

$$\begin{cases} W_{\text{muro}} = \gamma_{\text{cls}} \cdot A_{\text{muro}}; W_t = \gamma_t \cdot A_t \\ A_{\text{muro}} = (B \cdot d) + \frac{1}{2} (B - 2b^* + b) \cdot (H - d) \\ A_t = (H - d) \cdot b^* \end{cases} \quad (3)$$

Per ciò che concerne la verifica alla traslazione si scriverà allora, con riferimento alle azioni di [Figura 3](#):

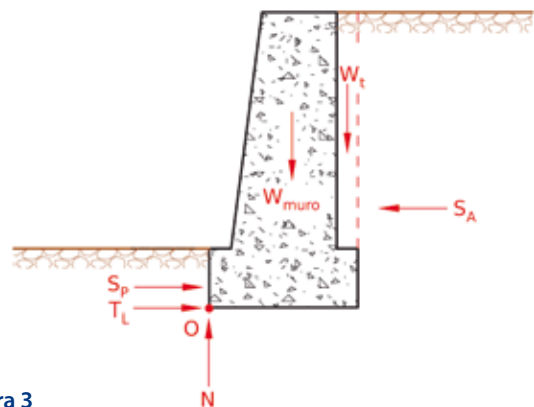


Figura 3
Schema statico del muro a gravità (verifica al ribaltamento).

$$\begin{cases} N = W_{\text{muro}} + W_t \\ T_L = N \cdot \tan \delta; S_p = \eta \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma_d \cdot h^2 \right) \\ S_A = T_L + S_p \end{cases} \quad (4)$$

ove S_p rappresenta la spinta passiva agente a valle della fondazione del muro, η un coefficiente riduttivo pari a 0.5 e

$$k_p = \frac{1}{k_A}; \delta = \frac{2}{3} \phi'_d \quad (5)$$

Nel caso statico qui preso in considerazione, è pratica comune, a favore di sicurezza, trascurare l'effetto stabilizzante della spinta S_p. Tale apporto sarà invece perso in considerazione nel paragrafo seguente e cioè nel caso di verifica sismica.

Per ciò che invece concerne la verifica al ribaltamento è necessario applicare la combinazione di carico tipo EQU+M2, per la quale:

- il carico permanente sfavorevole, ovvero la spinta S_A valutata in precedenza, deve essere incrementato del fattore γ_{G1}=1.1;
- i carichi permanenti favorevoli, ovvero i pesi del muro W_{muro}, del terreno W_t e la spinta passiva S_p, devono

essere moltiplicati per il fattore riduttivo γ_{G2} pari a 0.9.

Pertanto:

$$\begin{aligned} S_A &= \gamma_{G1} \cdot \frac{1}{2} \cdot k_A \cdot \gamma_d \cdot H^2 \\ W_{muro} &= \gamma_{G2} \cdot \gamma_{ds} \cdot A_{muro} ; W_t = \gamma_{G2} \cdot \gamma_t \cdot A_t \\ S_p &= \gamma_{G2} \cdot \eta \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma_d \cdot h^2 \right) \end{aligned} \quad (6)$$

e, con riferimento alle azioni indicate in Figura 3, si valutano i momenti stabilizzanti (pesi del muro e del terreno, spinta passiva) ed instabilizzanti (spinta attiva), rispetto al punto O. Analogamente al caso della traslazione, il contributo di S_p nel caso statico è trascurato.

Come osservato con riferimento alla verifica alla traslazione, un reinterro con Leca, riducendo il valore della spinta instabilizzante, comporta un sensibile incremento della sicurezza dell'opera.

Infine, per ciò che concerne lo sprofondamento, ipotizzando uno strato sottostante uniforme di natura granulare, utilizzando l'approccio proposto da Mayerhof^[3] (Figura 4) ed i coefficienti di Brinch-Hansen^[3] per tener conto dell'inclinazione dei carichi, si applica ancora una volta la combinazione A2+M2+R2.

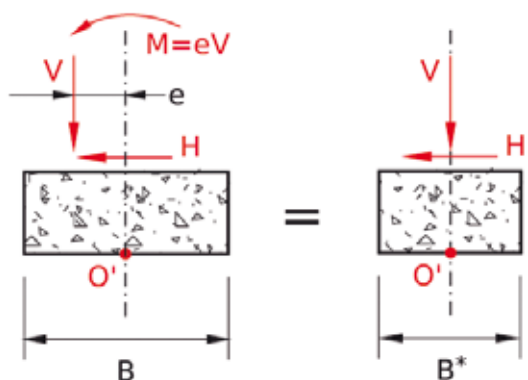


Figura 4
Sollecitazioni gravanti sul piano di fondazione.

Sostituire parte del terreno di monte con argilla espansa significa in questo caso ridurre sensibilmente l'eccentricità del carico e far crescere i coefficienti i_y ed i_q che compaiono nella formula seguente:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot B^* \cdot \gamma_d \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma + q \cdot N_q \cdot i_q \quad (7)$$

ove N_γ e N_q sono coefficienti adimensionali che dipendono unicamente dall'angolo d'attrito interno del terreno sotto il piano di fondazione. i_γ ed i_q , secondo

l'espressione proposta da Vesic^[3], dipendono invece dall'inclinazione del carico nel modo seguente:

$$i_y = \left(1 - \frac{H}{V} \right)^{(1+m)} ; i_q = \left(1 - \frac{H}{V} \right)^m \quad (8)$$

ove si sono indicate con H e V, rispettivamente le azioni agenti in direzione orizzontale e verticale, e con m un coefficiente che può essere assunto pari a 2.

Analisi esemplificativa in campo sismico

Dati i parametri sino a qui utilizzati che caratterizzano il terreno di fondazione, quello di monte e la geometria del muro, si consideri ora la risposta della struttura ad un'eventuale sollecitazione sismica.

Per rendere più chiari i risultati si è deciso di rappresentare la risposta della struttura mediante la definizione dei luoghi limite nel piano $k_H - k_V$ essendo questi rispettivamente il coefficiente pseudostatico in direzione orizzontale e quello in direzione verticale. In Figura 3 sono allora indicate rispettivamente le forze aggiuntive che andranno a gravare sul cuneo di terreno a rottura a monte del terreno e sul muro stesso.

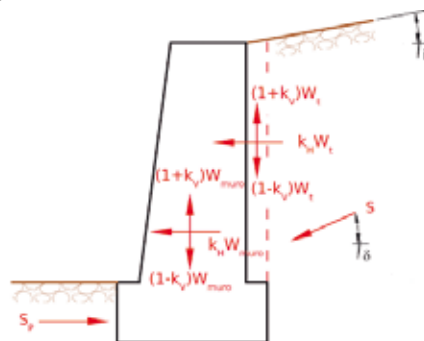


Figura 5
Schema pseudostatico del muro; pendio inclinato.

Seguendo la teoria di Mononobe-Okabe^{[4] [6]}, nel caso più generale e cioè nel caso di pendio e parete di monte dell'opera inclinati, la spinta gravante sul muro è allora espressa dalla relazione seguente:

$$S = \frac{1}{2} \cdot k \cdot \gamma_d \cdot (1 \pm k_v) \cdot H^2 \quad (9)$$

ove, per il caso in esame, il coefficiente di spinta è definito come:

$$k = \frac{\sin^2(\alpha + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \vartheta - \delta) \cdot A} \quad (10)$$

$$A = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - i - \vartheta)}{\sin(\alpha - \vartheta - \delta) \cdot \sin(\alpha + i)}} \right]^2$$

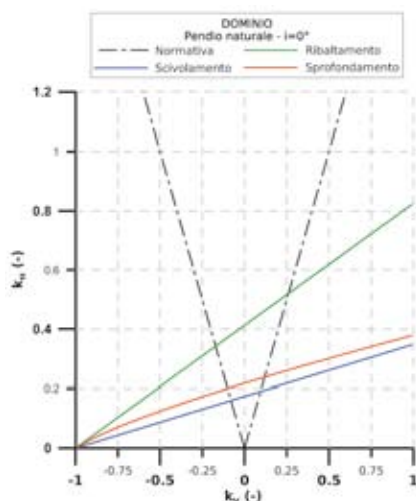
$$i > \phi - \vartheta \Rightarrow k = \frac{\sin^2(\alpha + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \vartheta - \delta)} \quad (11)$$

nella quale α rappresenta l'inclinazione della parete di monte (pari nel nostro caso a 90°), mentre θ è ricavabile dalla seguente espressione:

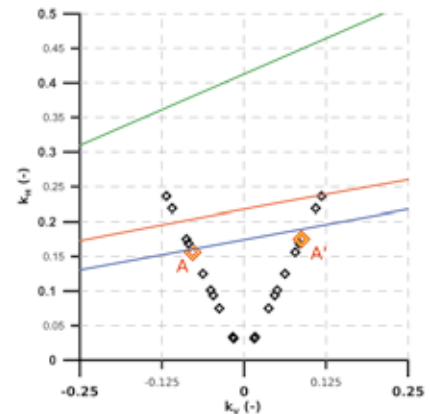
$$\vartheta = \frac{k_H}{1 \pm k_v} \quad (12)$$

Eseguendo esattamente le stesse verifiche definite in precedenza ma aggiungendo i contributi legati alle forze pseudo-statiche orizzontali, agenti non solo sul terreno di monte ma anche sul terreno di valle e sul muro stesso, e tenendo conto dell'alleggerimento o appesantimento dovuto al coefficiente k_v si ottiene il dominio rappresentato in [Figura 6a](#).

Esso si riferisce al caso di pendio a monte inclinato di 0° .



(a)



(b)

Figura 6

(a) Dominio in presenza di reinterro in materiale non alleggerito ($i=0^\circ$). (b) Confronto con le accelerazioni di Normativa.

Tale dominio è ottenuto imponendo l'uguaglianza fra le azioni instabilizzanti e quelli resistenti per tutti e tre i meccanismi già citati. Il fatto che l'origine degli assi sia interna a tale dominio implica che, in condizioni statiche, il sistema può essere considerato sicuro.

In tale figura sono riportate anche due rette che descrivono un vincolo imposto dalla Normativa che suggerisce di utilizzare $k_v = \pm 0.5 \cdot k_H$. I dodici punti di [Figura 6b](#), giacenti sulle rette di cui sopra, si riferiscono invece ad altrettante condizioni di carico di progetto associate a zone caratterizzate da categorie e tipi di terreno differenti ([Tabella 2](#)).

		a _g			
k _H		0.35	0.25	0.15	0.05
S	1.00	0.175	0.125	0.075	0.025
	1.25	0.219	0.156	0.094	0.031
	1.35	0.236	0.169	0.101	0.034

Tabella 2

Accelerazioni in direzione orizzontale in funzione del tipo di stratigrafia del terreno di fondazione (S) e della zona sismica di riferimento (a_g).

Come è possibile evincere da tale figura, soltanto le accelerazioni inferiori a quelle individuate dai punti A ed A' (associati a valori di k_H pari rispettivamente a 0.156 e 0.175), risultano interne al dominio individuato dall'involuppo delle tre frontiere. Al contrario, per tutte le altre combinazioni di carico la verifica non è soddisfatta. Se invece si mantiene esattamente la stessa geometria, ma si sostituisce a monte del muro il terreno con l'argilla espansa non addensata, si ottiene il dominio limite descritto in [Figura 7](#). E' evidente che, in questo caso, le verifiche risultano soddisfatte per tutte le combinazioni di carico.

Analogamente, se si mantengono le stesse dimensioni

per l'opera di sostegno ma si varia l'inclinazione del pendio a monte del muro (in questo caso assunta pari a 10°), si ottengono nel caso di reinterro con materiale tradizionale o con argilla espansa i domini rappresentati rispettivamente in Figura 8 ed in Figura 9.

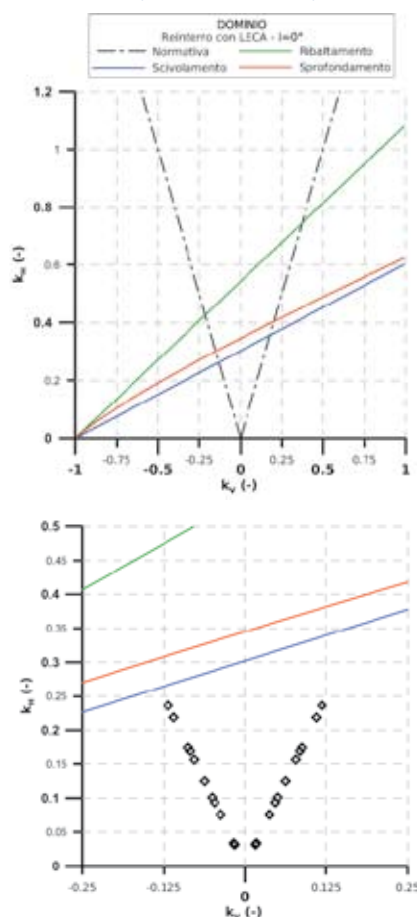
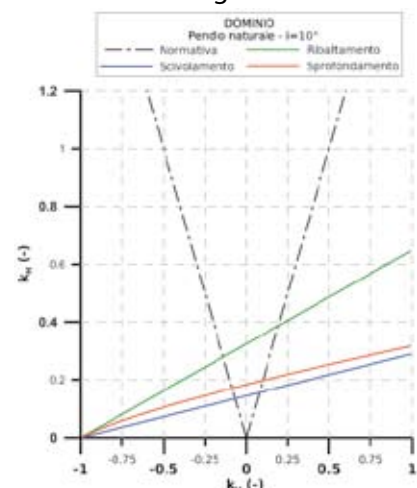
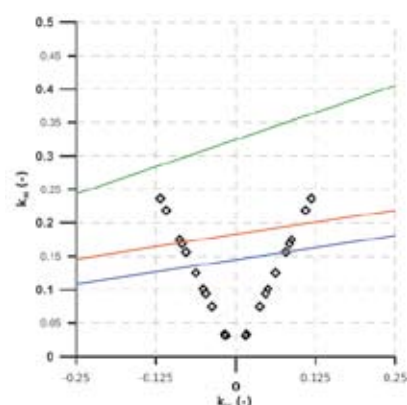


Figura 7
(a) Dominio in presenza di reinterro alleggerito con argilla espansa ($i=0^\circ$). (b) Confronto con le accelerazioni di Normativa.

Ovviamente, incrementando l'inclinazione del pendio, la forma del dominio ammissibile cambia drasticamente e l'utilizzo di argilla espansa diventa ancora più essenziale per soddisfare le verifiche imposte dalla Normativa vigente.



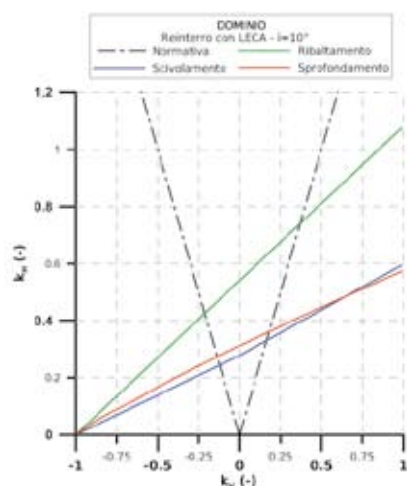
(a)



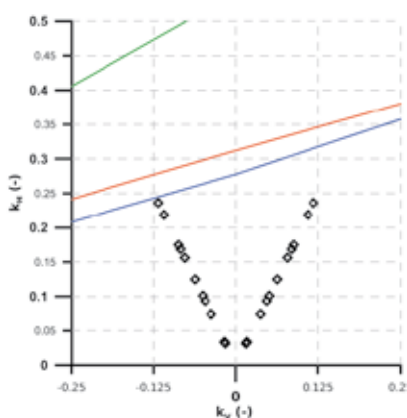
(b)

Figura 8
(a) dominio in presenza di reinterro in materiale non alleggerito ($i=10^\circ$). (b) confronto con le accelerazioni di Normativa.

In Figura 9 l'andamento delle frontiere dei tre domini appare lineare; non sarà così nel caso di terreno di fondazione di natura argillosa, ove le caratteristiche meccaniche scadenti del terreno di fondazione permetteranno di mettere in evidenza la forte non linearità di tali curve.



(a)



(b)

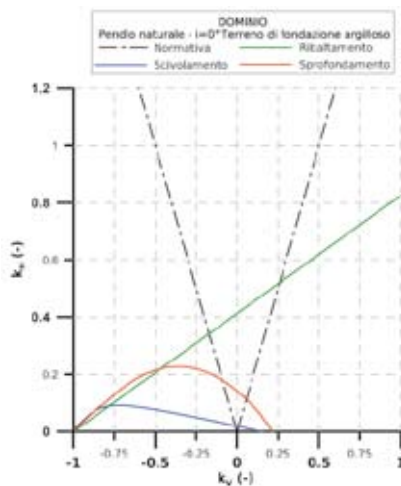
Figura 9
a) Dominio in presenza di reinterro alleggerito con argilla espansa ($i=10^\circ$). (b) Confronto con le accelerazioni di Normativa.

Infine si è deciso di analizzare il caso in cui il terreno di fondazione sia caratterizzato da scadenti proprietà meccaniche (argilla normalconsolidata). Lo sprofondamento diventa cruciale nella progettazione

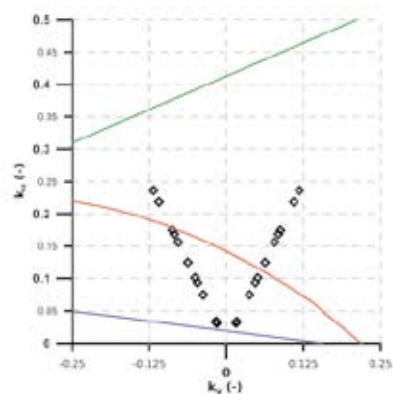
della struttura: in alcuni casi, la realizzazione del muro seguendo schemi tradizionali, diventa addirittura impossibile.

Nel seguito si mostrerà come, in queste condizioni, in fase progettuale sia conveniente da un lato utilizzare l'argilla espansa quale terreno di reinterro, e dall'altro realizzare il muro di sostegno impiegando un calcestruzzo alleggerito proprio con Leca.

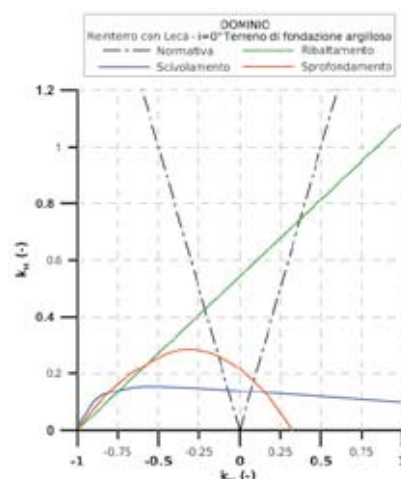
Si consideri allora ancora una volta il muro di sostegno di [Figura 2](#) con pendenza del pendio di monte pari a 0° , posto questa volta su di uno strato omogeneo di argilla normalconsolidata satura.



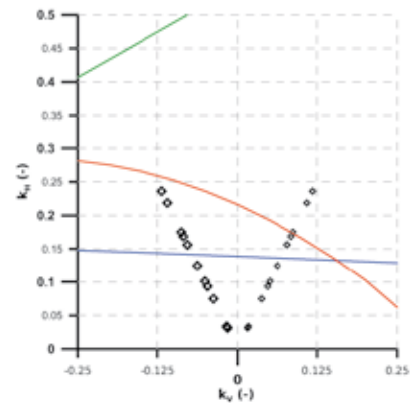
(a)



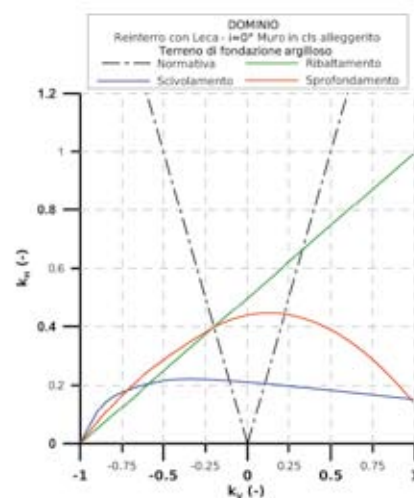
(b)



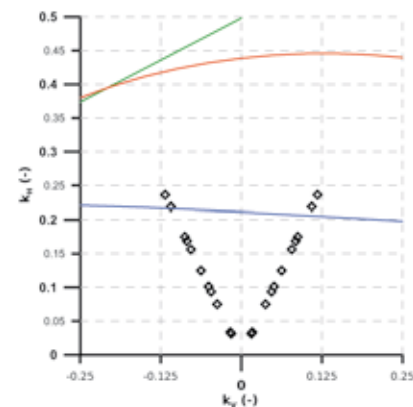
(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 10

Dominio ($i=0^\circ$) in presenza di terreno di fondazione di proprietà scendenti e (a) reinterro in materiale non alleggerito; (c) reinterro con Leca e (e) reinterro con Leca e muro in calcestruzzo alleggerito. (b; d-, f) confronto con le accelerazioni di Normativa.

L'analisi pseudostatica è svolta naturalmente, per ciò concerne sia il calcolo della capacità portante che la verifica alla traslazione orizzontale, in condizioni non drenate ed il parametro C_u di resistenza in condizione non drenate è stato imposto pari a 20 kPa.

In particolare per ciò che concerne l'equilibrio alla traslazione orizzontale (cfr. [Eq.\(4\)](#)):

$$T_L = C_u \cdot B \quad (13)$$

In Figura 10a-f sono rispettivamente rappresentati i domini limite in tre condizioni differenti: il caso di Figura 10a-b si riferisce ad un muro realizzato con un calcestruzzo standard ($\gamma_{\text{muro}} = 25 \text{ kN/m}^3$) e con reinterro a monte con un terreno granulare standard; il caso di Figura 10c-d si riferisce invece allo stesso muro, sempre realizzato utilizzando un calcestruzzo standard, ma con reinterro a monte con argilla espansa; infine, il caso di Figura 10e-f si riferisce ad un muro realizzato con calcestruzzo alleggerito ($\gamma_{\text{muro}} = 15 \text{ kN/m}^3$), e con reinterro a monte con argilla espansa.

Il confronto fra le tre figure permette di apprezzare molto chiaramente quanto sia interessante, in fase di progetto, l'utilizzo dell'argilla espansa. In questo caso non solo per il reinterro ma anche per realizzare una struttura alleggerita. ■

Osservazioni e conclusioni

Da quanto discusso brevemente in questa nota si evince chiaramente quanto segue:

- il problema della messa in sicurezza di strutture esistenti secondo la nuova Normativa sismica può essere in molti casi di complessa soluzione;
- la sostituzione di una parte relativamente limitata del terreno di monte con argilla espansa può risolvere agevolmente e rapidamente il problema;
- il volume di terreno a monte da sostituire è necessariamente legato alle capacità del terreno di monte di autosostenersi. In ogni caso l'inclinazione sull'orizzontale del cuneo di terreno da sostituire non dovrà essere superiore a 60° .
- Le caratteristiche drenanti e la leggerezza di tale materiale rendono la soluzione particolarmente conveniente;
- Il suo utilizzo permette infatti di ridurre drasticamente la spinta sollecitante del terreno di monte,
- la riduzione di tale spinta permette di espandere

grandemente il dominio limite qui definito in funzione dei coefficienti pseudo-statici in direzione orizzontale e verticale;

- la facilità con la quale il materiale può essere pompato in sito rende anche veloce la cantierizzazione della soluzione.
- In generale non sarà necessario sostituire il terreno a monte sino alla base del muro. A seconda dei casi potrebbe anche essere sufficiente sostituirne soltanto una parte. In questo caso però, data l'eterogeneità del terreno che costituirebbe il cuneo a rottura a monte dell'opera, sarebbe necessario ricalcolare opportunamente i coefficienti di spinta del terreno di monte riutilizzando l'approccio di Mononobe-Okabe.
- Nel caso in cui il terreno di fondazione abbia proprietà geomeccaniche molto scadenti, ovvero trattando un problema progettuale e non di messa in sicurezza di strutture esistenti, una soluzione ancora più interessante consiste nell'associare al reinterro in argilla espansa anche l'utilizzo per la progettazione del muro stesso di un calcestruzzo alleggerito, ove i tradizionali inerti sono sostituiti con grani di argilla espansa strutturale.

Bibliografia

- [1] AA. VV. (2005). *"Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida"*, Patron Ed., Bologna.
- [2] Di Prisco C. (2007). *"Applicazioni geotecniche e caratterizzazione meccanica dell'argilla espansa Leca"*, Laterlite S.p.A.
- [3] Lancellotta R., Calavera J.. (2006). *"Fondazioni"*, McGraw Hill.
- [4] Mononobe, N. & Matsuo, H. (1929). *"On the determination of earth pressure during earthquakes"*. Proc. World Engng Cong., Tokyo 9, 177–185.
- [5] Norme tecniche per le costruzioni L.05.11.1971, n. 1086, l. 02.02.1974, n. 64, così come riunite nel testo unico per l'edilizia di cui al D.P.R. 06.06.2001, n. 380, e dell'art. 5 del Decreto Legge 28.05.2004, n. 136, convertito in legge, con modificazioni, dall'art. 1 della Legge 27.07.2004, N. 186 e ss. MM. II.
- [6] Okabe, s. (1924). *"General theory on earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam"*. J. Jpn Civ. Engng Soc. 10, no. 5, 1277–1323.