

Risposta sismica di rilevati leggeri e/o compensati posti su terreni cedevoli

Sommario

In presenza di strati di terreno fortemente cedevoli e caratterizzati da spessori di ragguardevole entità, è ormai pratica comune nella realizzazione di rilevati stradali il ricorso alla tecnica della compensazione dei carichi che prevede, nella maggior parte dei casi, l'impiego di argille espanse, cioè di materiali caratterizzati da un valore di peso per unità di volume inferiore a quello dei terreni naturali. La tecnica in oggetto è utilizzata per ridurre i cedimenti associati alla realizzazione dell'opera, incrementare la durabilità dell'opera stessa e ridurre i costi di manutenzione da parte dell'ente di gestione. In questa memoria, dopo una breve introduzione circa i materiali e la loro messa in opera, a partire da quanto previsto dalle normative vigenti, sarà presa in considerazione la risposta sismica dei rilevati compensati e saranno discussi i fattori che maggiormente la influenzano. Saranno utilizzati tre approcci differenti: (i) quello pseudo-statico, (ii) quello negli spostamenti e (iii) saranno anche discussi criticamente i risultati di analisi numeriche eseguite mediante l'utilizzo di un codice di calcolo commerciale alle differenze finite.

Introduzione

La costruzione di rilevati artificiali su terreni molli, quali argille tenere inorganiche, limi compressibili, argille organiche e torbe è, a tutt'oggi, un problema geotecnico di complessa soluzione. Ci si può trovare in condizioni difficili sia per ciò che riguarda il collasso che le condizioni di esercizio (Loganathan et al., 1993; Indraratna et al., 1994; Zhang, 1999). L'utilizzo di georinforzi può agevolmente, ed in modo economico, risolvere il primo dei due problemi ma altrettanto non può essere sostenuto se vengono considerati i problemi legati alla funzionalità dell'opera. Al fine di rendere accettabile l'entità dei cedimenti, è pratica corrente far ricorso a tecniche economicamente onerose quali quelle che consistono nell'applicazione di un precarico e nell'utilizzo di dreni verticali per accelerare la fase di consolidazione oppure a quelle che prevedono la bonifica o il radicale consolidamento dei terreni cedevoli di fondazione.

Come ben noto, i cedimenti che hanno luogo in seguito alla costruzione ed all'utilizzo di un rilevato artificiale posto su di uno strato di terreno cedevole, sia esso stradale o ferroviario, possono essere distinti in cedimenti immediati ed in cedimenti differiti nel tempo. Questi ultimi possono essere riconducibili (i) al fenomeno della consolidazione indotto dal peso proprio del rilevato, (ii) al comportamento viscoso dei terreni, (iii) alla ciclicità dei carichi indotti dal passaggio di automezzi o treni sul rilevato stesso ed, infine, (iv) ad eventuali azioni sismiche.

Un modo diretto per ridurre il cedimento totale consiste nel ridurre il carico applicato a livello del piano di fondazione. Il raggiungimento di tale obiettivo è oggi possibile grazie alla realizzazione di rilevati leggeri e all'applicazione della tecnica della compensazione dei carichi. Spesso però, all'ingegnere che intende progettare un rilevato leggero impiegando, ad esempio, le argille espanse, si presenta il problema di disporre di dati utili alla caratterizzazione geotecnica di tali materiali e di informazioni riguardanti le modalità di messa in opera del prodotto. Per questo motivo qui di seguito è riportata una breve descrizione del comportamento meccanico dei materiali in oggetto ma per maggiori approfondimenti si rimanda, per chi

fosse interessato, a quanto illustrato in di Prisco, 2007 e in Imposimato et al., 2003.

Alla breve descrizione dei materiali e delle problematiche geotecniche connesse al loro utilizzo, seguirà un'impostazione teorica del problema, nella quale il rilevato compensato è analizzato per assurdo come una fondazione rigida soggetta a carichi ciclici. ■

Le argille espanse e la tecnica della compensazione dei carichi

L'argilla espansa è un materiale leggero artificiale e naturale allo stesso tempo (il peso specifico dei grani è circa un sesto di quello di una comune sabbia silicea). Essa è ottenuta mediante un processo termico a partire da argille naturali. Il singolo grano (Figura 1a) è costituito da una "scorza" esterna più resistente e meno porosa e da una matrice interna caratterizzata da un elevato indice dei vuoti.

La morfologia dei grani (forma, spessore della scorza esterna, scabrezza superficiale, diametro medio, porosità della matrice interna), varia sia in funzione dell'argilla di partenza che del processo di lavorazione. Tali caratteristiche influenzano significativamente il comportamento meccanico del grano e di conseguenza dello scheletro solido costituito dall'insieme di vari grani. Non è naturalmente possibile definire caratteristiche standard del singolo grano, ma soltanto individuarne i fattori che le influenzano. La sola caratteristica che

può essere assunta come invariante è il valore del peso specifico per unità di volume dei solidi, pari a circa 23 kN/m^3 , valutato mediante polverizzazione dei grani. Il diametro dei grani massimo standard è pari a 32 mm. Le argille espanse sono un materiale per molti versi assimilabile ai materiali granulari tradizionali (sabbie e ghiaie), ma se ne discostano per la presenza di vuoti all'interno dei grani, indicati con il termine endogranulari. I pori endogranulari si riempiono d'acqua con molta difficoltà ed alcuni di essi non raggiungono mai la completa saturazione, in quanto spesso occlusi e non interconnessi.



Figura 1a
Le argille espanse: il grano di Leca.

L'argilla espansa è, dal punto di vista meccanico, un materiale granulare puramente frizionale. Per altro, l'elevata irregolarità della superficie dei grani favorisce l'indentazione tra di essi ed in alcuni casi il loro danneggiamento. Il comportamento micro strutturale, in qualche modo, è paragonabile a quello delle sabbie calcaree. Il processo d'indentazione, a bassi valori tensionali impedisce la rotazione relativa tra i grani mentre, a livelli tensionali maggiori, porta alla rottura dei grani stessi (crushing). La fratturazione della superficie del grano è associata alla nascita di deformazioni di tipo viscoso, non riscontrabili fino a che la scorza esterna rimane inalterata.

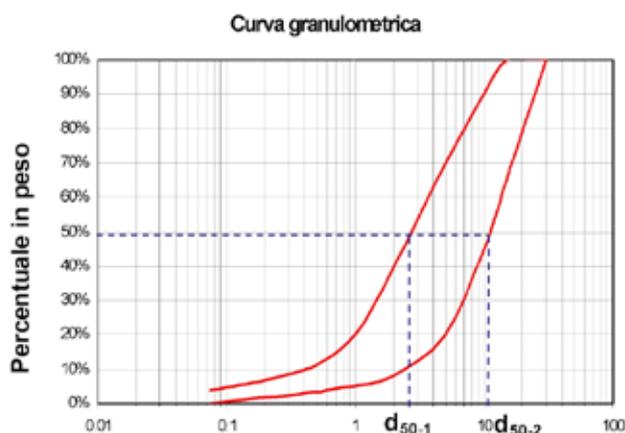


Figura 1b
Le argille espanse: il fuso granulometrico della miscela standard.

Per determinare le dimensioni medie dei grani che compongono il campione di argilla espansa e stabilirne le percentuali in peso delle varie frazioni, si effettuano analisi granulometriche in accordo con le indicazioni riportate nella EN 933-1.

In **Figura 1b** è riportato il fuso granulometrico caratteristico delle miscele commerciali ad uso geotecnico dell'argilla espansa Leca, la più comunemente utilizzata in Italia. In generale il materiale, a parità di pressione di confinamento, presenta una rigidità fortemente crescente all'aumentare del grado di addensamento: il modulo di rigidità edometrico M relativo a carichi vergini si attesta intorno a valori pari a 10/20 MPa, mentre per scarichi e ricarichi intorno ai 100 MPa. Durante le prove edometriche, per valori di pressione verticale maggiore a circa 0.3 MPa, il materiale, indipendentemente dalla densità relativa iniziale, si degrada ed inizia ad aver luogo la rottura dei grani. Il valore di M , in corrispondenza di tale limite, tende a decrescere monotonamente, nonostante l'incremento di pressione di confinamento.

La resistenza a taglio di questi materiali è caratterizzata da valori molto elevati di angolo d'attrito interno e da una forte curvatura dell'involuppo di rottura, più marcato in condizioni di picco ma non assente neppure in condizioni residue. Riassumendo, l'angolo d'attrito interno è, come atteso, fortemente dipendente della densità relativa ma anche dalla pressione di confinamento. Tale comportamento è influenzato, oltre che dalla dimensione, anche dalla scabrezza superficiale e dalla spigolosità dei grani stessi che possono accentuare tale tendenza.

Per realizzare un rilevato parzialmente compensato, parte del terreno scadente di fondazione viene sostituito con Leca così da ottenere in parte un migliore terreno di fondazione e da compensare, parzialmente o completamente, il sovraccarico. In **Figura 2** sono riportate le varie tipologie di rilevati alleggeriti comunemente impiegati. Sono individuabili due categorie differenti: (i) i rilevati alleggeriti senza compensazione (**Figura 2 a e b**), ed i rilevati alleggeriti compensati (**Figura 2 c e d**). Nel primo caso si sfrutta unicamente l'effetto benefico indotto dal minor peso per unità di volume del materiale, che si traduce in un minore carico distribuito sul terreno molle sottostante mentre, nel secondo caso, si sostituisce parte del terreno scadente di fondazione così da migliorarne le caratteristiche meccaniche e da compensare in parte o completamente il sovraccarico. La scelta della tipologia progettuale più adatta dipende dalle caratteristiche meccaniche del terreno

di fondazione e dai costi di realizzazione delle opere.

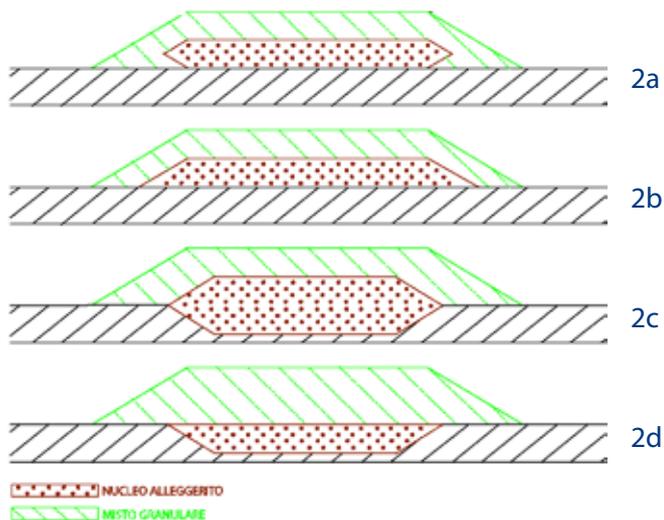


Figura 2a, 2b, 2c, 2d

I rilevati alleggeriti: schemi progettuali.

La messa in opera standard delle argille espanse prevede che il materiale sia steso secondo strati di spessore non superiore ai 100 cm. Affinché ogni singolo strato possa essere compattato efficacemente mediante mezzi standard di cantiere è però necessario interporre tra strato e strato del misto granulare stabilizzato (di spessore non inferiore ai 20 cm), e degli strati di geosintetico tessuto-non tessuto (TNT) che assolvano la funzione di elementi separatori così da evitare il fenomeno del pompaggio.

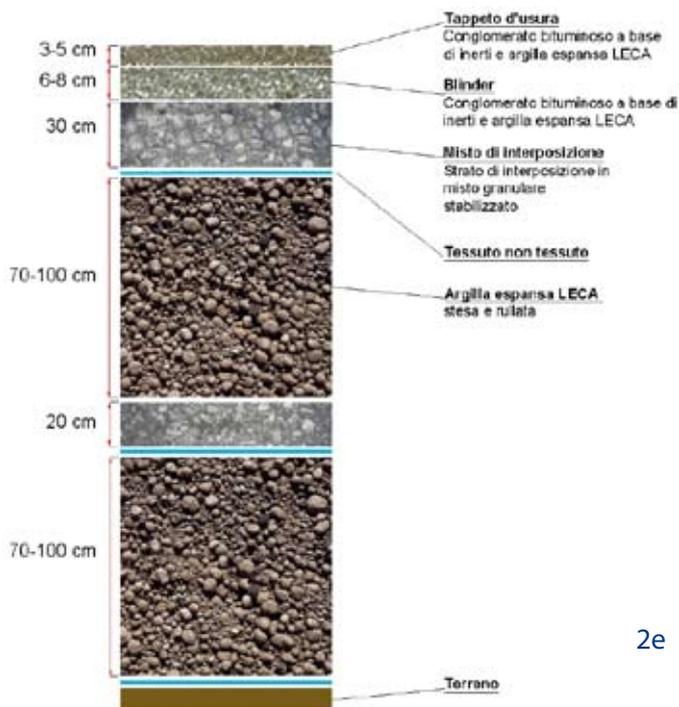


Figura 2e

I rilevati alleggeriti: il pacchetto standard.

Il cosiddetto “pacchetto standard” proposto dalle imprese è costituito dunque, dalla successione regolare di strati di materiali differenti aventi spessore eterogeneo (Figura 2b). La conseguenza progettuale più diretta delle modalità esecutive appena descritte consiste nell’aumento, a parità di geometria, del sovraccarico indotto dalla presenza del rilevato, rispetto a quello che si otterrebbe utilizzando esclusivamente argilla espansa. In altre parole, il peso per unità di volume medio sarà maggiore proprio a causa della presenza degli strati di inerte di cava. ■



Per meglio comprendere da un punto di vista teorico la risposta meccanica di rilevati stradali compensati e non, posti su terreni coesivi molto cedevoli e sottoposti a sollecitazioni sismiche, è utile procedere partendo da una semplificazione estrema del problema per poi, rimuovendo un’assunzione alla volta, giungere ad una schematizzazione il più possibile verosimile della realtà fisica. In tutta la trattazione che seguirà il rilevato è comunque ipotizzato infinitamente esteso e la sua risposta meccanica è analizzata in condizioni di deformazione piana. Seguendo questo metodo, sono qui di seguito considerati tre approcci differenti al problema:

1. il rilevato, ipotizzato rigido e posto su di uno strato di fondazione indeformabile, è eccitato sismicamente. L’interfaccia rilevato-terreno di fondazione si assume invece caratterizzata da una legge costitutiva rigido-plastica;
2. il rilevato, ipotizzato rigido e posto su di un terreno di fondazione caratterizzato da un comportamento elasto-plastico perfetto con legge di rottura alla Mohr-Coulomb, è sollecitato ciclicamente in condizioni statiche;

3. sia il rilevato che il terreno di fondazione sono ipotizzati caratterizzati da un comportamento meccanico rigido-plastico e la struttura è sollecitata sismicamente.

(1.) In questo caso la risposta sismica del rilevato largo B e di peso per unità di profondità pari a W , è assimilata a quella di un blocco rigido caratterizzato da un peso proprio non trascurabile posto su di un piano orizzontale infinitamente resistente. Tra blocco e strato esiste però un'interfaccia che si ipotizza ubbidisca ad una legge costitutiva rigido-plastica ed ad una legge di rottura di tipo puramente coesiva ($\tau_{\text{limite}} = Cu$). Quello preso in considerazione in questo caso è il tipico problema a suo tempo analizzato numericamente da Newmark (1965). In questo caso gli spostamenti relativi fra strato indeformabile di base e blocco rigido dovranno avere luogo solo all'interfaccia. L'integrazione dell'equazione di equilibrio in condizioni dinamiche del blocco ci permette di risolvere il problema.

Trattandosi di un sistema simmetrico però, gli spostamenti irreversibili che saranno indotti dalla scossa sismica saranno alla fine nulli. Risultato completamente differente sarebbe ottenuto se, al contrario, il blocco fosse posizionato su di uno strato inclinato.

Nel caso però si scegliesse di effettuare un'analisi pseudo-statica del problema in oggetto, il coefficiente di sicurezza sarebbe pari al rapporto fra il coefficiente di accelerazione orizzontale necessario a portare a rottura il sistema

$$\bar{k}_h = \frac{CuB}{W}$$

e quello atteso in sito secondo Normativa.

Nel caso di rilevato alleggerito, la riduzione del peso del rilevato stesso induce di per sé un incremento del coefficiente di sicurezza, non stimabile in questo caso mediante l'approccio negli spostamenti. A parità di valore di Cu , con un rilevato leggero è possibile anche ottenere un raddoppio del coefficiente di sicurezza. Avendo ipotizzato lo strato di fondazione costituito da un materiale indeformabile ed infinitamente resistente, la schematizzazione non permette di prendere in considerazione il caso di rilevato compensato.

(2.) Dato che il rilevato artificiale è ipotizzato posto su di uno strato molto cedevole, l'ipotesi fra quelle al punto precedente che può essere considerata più irrealistica è senza dubbio quella di strato di

base infinitamente resistente ed indeformabile. Qui di seguito si ipotizzerà allora che il rilevato sia indeformabile mentre lo strato sottostante sia caratterizzato da un comportamento elasto-plastico. Se il rilevato è ipotizzato rigido esso, una volta sollecitato dinamicamente, subirà per ipotesi un moto sincrono. Di conseguenza le azioni che trasmetterà al terreno sottostante saranno azioni inclinate di volta in volta verso destra e sinistra.

Per mettere in luce la risposta di un sistema siffatto, qui di seguito sono riportati i risultati ottenuti mediante l'utilizzo di un codice di calcolo agli elementi finiti (Feat, 2004) relativi a una fondazione rigida posta su di uno strato di sabbia sciolta sottoposta a carichi ciclici inclinati e centrati (di Prisco et al., 2006). In **Figura 3a** è illustrato il meccanismo di rottura che si ottiene nel caso di un carico inclinato monotonamente crescente ($H/V_{\text{max}} = 0.28$). In questa figura è infatti qualitativamente illustrato uno scalare che rappresenta il modulo delle deformazioni plastiche accumulate, mentre in **Figura 3b** è graficata la stessa grandezza ma durante una prova ciclica. Questi risultati sono stati ottenuti mediante l'impiego per il terreno di un legame costitutivo elasto-plastico perfetto con legge di flusso non associata, ma un risultato analogo si otterrebbe anche se si utilizzasse una legge costitutiva più sofisticata.

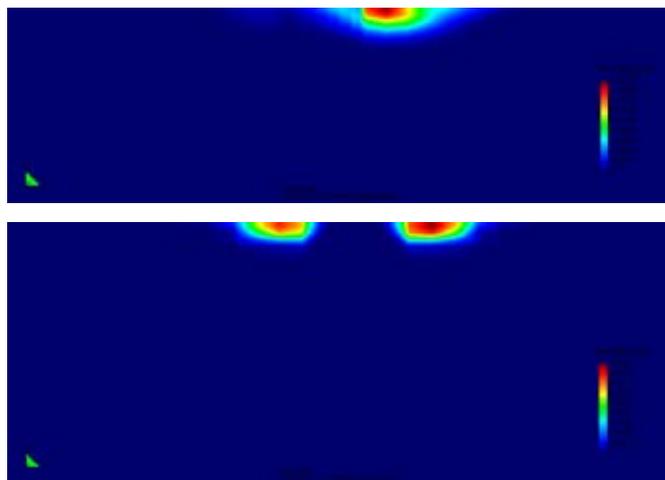


Figura 3
Meccanismi di rottura relativi a carichi inclinati posti su di uno strato puramente coesivo.

E' evidente (**Figura 4**) che ciclicamente si accumuleranno (questo caso è stato analizzato numericamente in condizioni drenate, ma un analogo comportamento sarebbe stato osservato anche in condizioni non drenate), deformazioni irreversibili in prossimità degli spigoli del blocco rigido e, rispettivamente, una volta sul lato sinistro ed una volta su quello destro.

Data la simmetria del problema e dall'ipotesi di opera rigida, ciò che si osserva crescere monotonamente sono i cedimenti verticali dell'intero rilevato ma non si evidenzia naturalmente alcun accumulo di spostamento orizzontale perché questi ultimi si compenseranno.

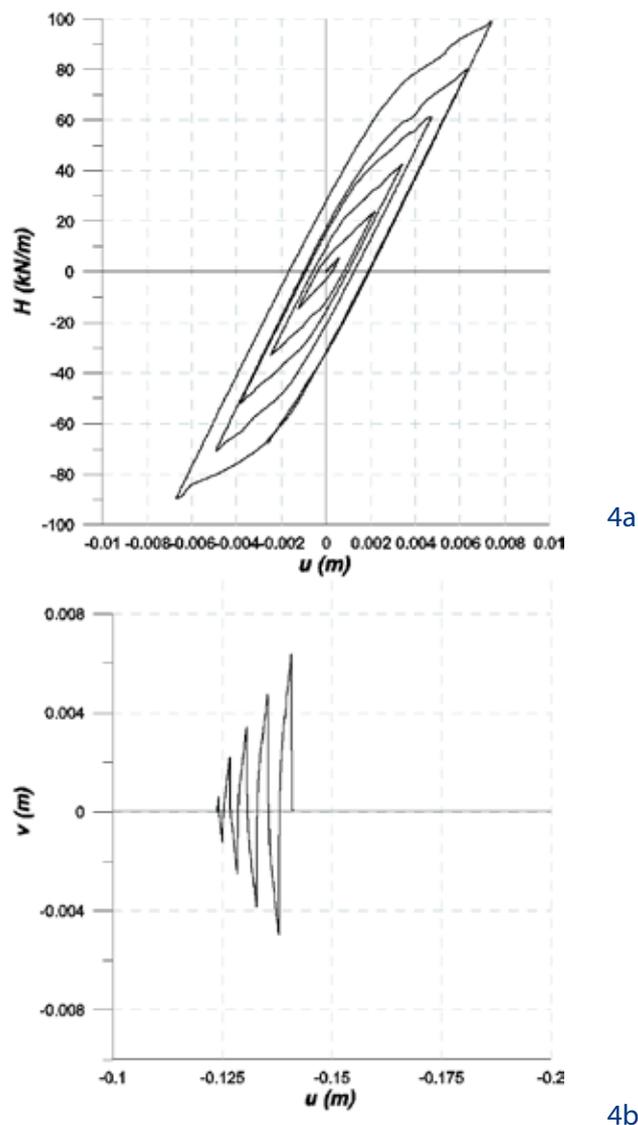


Figura 4a , 4b
Risposta ciclica di una fondazione rigida sottoposta a carichi ciclici ad inclinazione via via crescente (il ciclo è imposto a carico verticale V costante): (a) curva carico orizzontale H , spostamento orizzontale u ; (b) curva cedimento verticale v , spostamento orizzontale u .

(3.) Infine si prenda in considerazione un rilevato deformabile. In questo caso l'accumulo di deformazioni irreversibili in prossimità degli spigoli di [Figura 3](#) tenderanno a danneggiare il rilevato stesso. In questo caso infatti, le deformazioni irreversibili che si accumulano agli spigoli tenderanno a generare

l'accumulo sia di spostamenti localizzati in direzione orizzontale che verticale. Questo implicherà un accumulo di spostamenti agli spigoli che possono portare alla creazione di fessure longitudinali all'interno del manto stradale nelle sezioni prossime alla mezzeria e non. Il fenomeno è destinato ad autoalimentarsi. ■

La normativa vigente

La risposta sismica di un rilevato può essere analizzata facendo riferimento a diverse normative. Esse sono il D.M. 11/03/1988, che per molti anni è stato il punto di riferimento per la progettazione geotecnica in Italia, gli Eurocodici 7 ed 8 ed infine le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni. Non si fornirà in questa sede una descrizione dettagliata dei metodi di calcolo proposti dalle diverse Normative, poiché ciò esula dallo scopo di questa memoria; ci si limita semplicemente a puntualizzare che, come ben noto, la principale differenza tra il D.M. 1988 e le Normative successive consiste nell'utilizzo del metodo degli stati limite. L'introduzione di tale metodo di verifica ha portato all'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, volti ad incrementare il valore delle azioni sollecitanti o a diminuire il valore dei parametri di resistenza del terreno. I riferimenti normativi più recenti prevedono l'esecuzione di verifiche allo stato limite ultimo, confrontando il valore della resistenza e delle azioni di progetto tramite l'analisi di diverse combinazioni di carico, ottenute mediante opportuni set di coefficienti parziali.

Mantenendo invariato il metodo di calcolo, se si utilizzano fattori parziali unitari, si ricade nel caso della verifica richiesta dal DM 1988. Il rapporto tra resistenza e azione di progetto coincide quindi con la definizione del ben noto fattore di sicurezza F_s . È a tale definizione (particolarmente vicina alla realtà fisica del problema),

che si farà riferimento in questa sede per poter sviluppare una serie di considerazioni puramente qualitative sul comportamento di rilevati alleggeriti sottoposti a sollecitazioni di natura sismica.

Per quanto concerne i metodi di calcolo proposti in relazione alle verifiche sismiche, si osserva che, per le Norme Tecniche, così come per l'Eurocodice 8, la verifica nei confronti dello stato limite ultimo può essere effettuata con metodi di tipo pseudo-statico, mentre le deformazioni permanenti subite dall'opera (verifica dello stato limite di esercizio), devono essere determinate preferibilmente facendo uso di accelerogrammi reali, rappresentativi per il sito in esame. Nei paragrafi successivi saranno quindi eseguite tali verifiche.

È importante a tal proposito osservare che l'analisi pseudo-statica, se utilizzata in questo caso acriticamente, porta ad una conclusione poco sensata. Infatti, anche in assenza di carichi verticali agenti sul piano campagna, e quindi in presenza di un semplice strato orizzontale infinitamente esteso, la stabilità della condizione geometrica potrebbe venir meno. In altre parole, si consideri uno strato orizzontale omogeneo infinitamente esteso, e si utilizzi l'approccio pseudo-statico andando a definire un ipotetico meccanismo di rottura ad esempio rotazionale. Esisterà sempre un coefficiente sismico in grado di eccitare il meccanismo individuato ed ad esso sarà associabile un coefficiente di sicurezza che qui nel seguito sarà indicato con il simbolo F_s^* , che però evidentemente non ha alcun senso fisico. Per ovviare a questo problema è utile, a parere degli Autori, introdurre un coefficiente di sicurezza ad hoc così definito:

$$F_s^* = \frac{\bar{F}_s \times F_s}{\bar{F}_s - F_s} \quad (1)$$

ove F_s è il coefficiente di sicurezza valutato mediante l'approccio pseudo-statico così come suggerito da Normativa mentre, come anticipato, \bar{F}_s si riferisce al coefficiente di sicurezza che si otterrebbe nelle stesse condizioni in assenza di rilevato. In questo modo, per altezze del rilevato tendenti a zero, si otterrà un F_s^* tendente ad infinito, ed ugualmente per k_h tendente a zero. ■

Analisi pseudo-statiche

Qui di seguito si mostrerà come, al variare della geometria del rilevato leggero compensato, vari il coefficiente di sicurezza associato all'opera, con riferimento al set di parametri riguardante il terreno di fondazione raccolti in [Tabella 1](#). La risposta del terreno di fondazione, ipotizzato omogeneo è stata analizzata mediante un approccio non drenato nel quale il valore di coesione non drenata è imposto costante con la profondità, i meccanismi di rottura sono stati ipotizzati circolari ([Figura 5](#)) e tangenti al substrato rigido di base e le azioni S_a trasmesse dal terreno che costituisce il rilevato sono state stimate mediante la teoria di Mononobe-Okabe (Mononobe e Matsuo, 1929; Okabe, 1926) e pari a:

$$S_a = \frac{1}{2} K_a \gamma \bar{H}^2 \quad (2)$$

ove con \bar{H} si è inteso lo spessore totale del rilevato $\bar{H} = H_r + H_c$ (H_r rappresenta l'altezza del solo rilevato ed H_c la profondità dello spessore di compensazione), mentre con γ si è indicato il peso per unità di volume in condizioni secche del materiale che costituisce il rilevato. Il coefficiente K_a di spinta del terreno è calcolato come:

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi - \varphi - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \varphi - \theta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (3a)$$

$$\text{se } \beta \leq \varphi - \theta$$

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi - \varphi - \theta)} \quad (3b)$$

$$\text{se } \beta \leq \varphi^1 - \theta$$

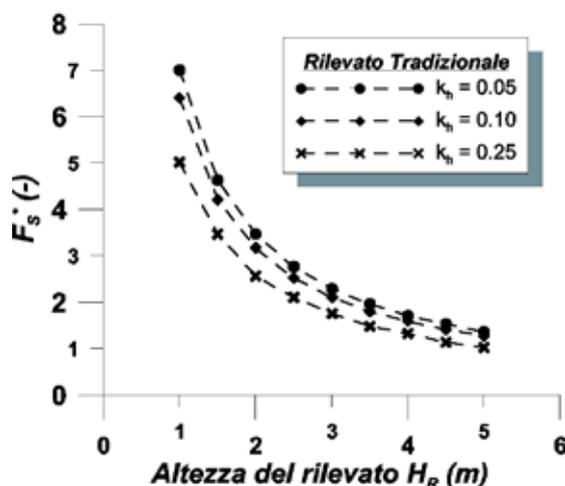
ove φ è il valore dell'angolo d'attrito interno del materiale, mentre in questo caso $\psi = 90^\circ$, $\beta = 0^\circ$ e $\delta = 0^\circ$ (ψ e β rappresentano rispettivamente l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete rivolta a monte e del terrapieno e δ l'angolo di resistenza a taglio); infine θ è l'angolo definito dalla seguente espressione:

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \quad (3c)$$

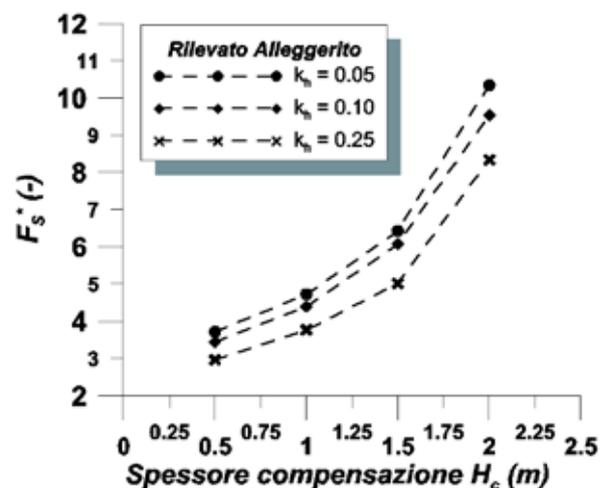
Il coefficiente sismico verticale è stato assunto pari alla metà di quello orizzontale.

Lo schema statico utilizzato è riassunto in Figura 5; nella quale con W_T si è indicato il peso del settore circolare di ampiezza $\Delta\alpha$, a meno del peso dell'area del settore eventualmente compensato, con W_R il peso del rilevato mentre con x_c la posizione del centro di istantanea rotazione rispetto al piede del rilevato. Il valore di k_h limite è stato minimizzato al variare della posizione del centro del meccanismo e cioè rispetto al raggio R ed alla variabile x_c .

In Figura 6a è allora riportato l'andamento del coefficiente di sicurezza F_s^* definito secondo la (1) al variare di H_R per un rilevato convenzionale ($\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$). I parametri sismici utilizzati sono raccolti in Tabella 1. Al contrario in Figura 6b, per un valore prefissato di altezza del rilevato H_R pari a 4 m, è invece mostrato l'andamento del coefficiente di sicurezza al variare della profondità dello spessore di compensazione H_c .



6a



6b

Figura 6a, 6b

Andamento del fattore di sicurezza modificato F_s^* : (a) per un rilevato tradizionale in funzione dell'altezza del rilevato e della sollecitazione sismica di progetto; (b) per un rilevato alleggerito, di altezza H_R pari a 4 m in funzione dello spessore dello strato di compensazione H_c e della sollecitazione sismica di progetto.

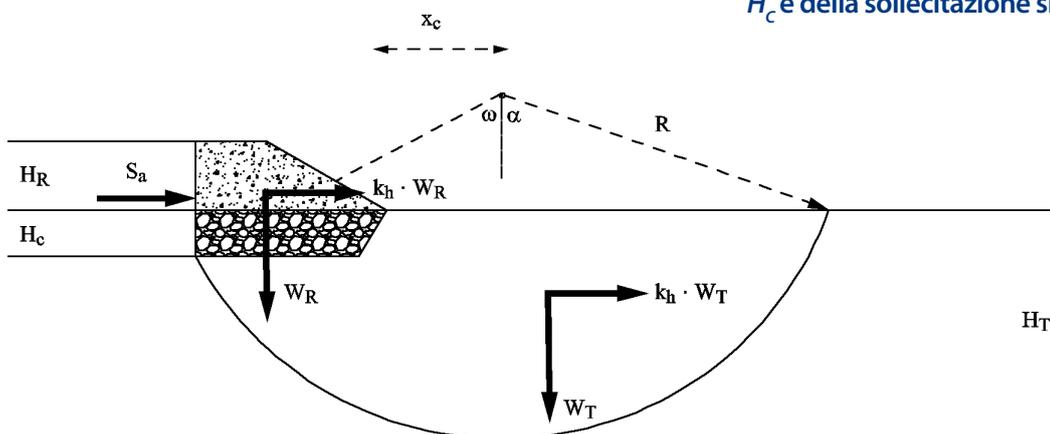


Figura 5
Schema statico utilizzato nelle analisi pseudo-statiche.

Materiali	
Caratteristiche fisiche, meccaniche e sismiche	
Peso di volume argilla	20 kN/m ³
Peso di volume misto stabilizzato	16 kN/m ³
Peso di volume LECA (pacchetto standard)	8.9 kN/m ³
Coesione non drenata argilla	20 kPa
Angolo di attrito interno mezzo granulare	40°
Modulo elastico E e modulo di Poisson ν	60 MPa, 0.30
Fattore relativo al profilo stratigrafico di fondazione S (suolo tipo E)	1.15
Rilevato Caratteristiche geometriche	
Angolo di scarpa rilevato	30°
Angolo di scarpa strato compensato	60°

Tabella 1
Parametri geotecnici, geometrici e sismici.

Infine in Figura 7 sono illustrati i risultati ottenuti ripetendo le medesime analisi utilizzando gli stessi parametri geotecnici di Tabella 1 ma per una sollecitazione sismica di intensità variabile. In questa figura F_s è calcolato in modo tradizionale come rapporto fra il coefficiente di accelerazione orizzontale necessario a portare a rottura il sistema ed il coefficiente sismico di accelerazione orizzontale applicato.

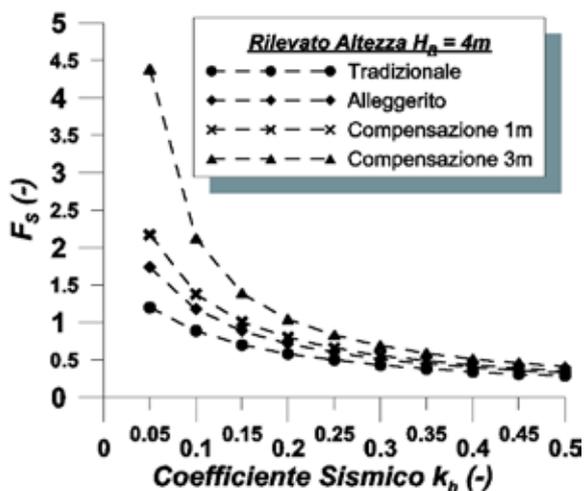


Figura 7
Andamento del fattore di sicurezza F_s per diversi tipi di rilevato, al variare della sollecitazione sismica di progetto.

Analisi negli spostamenti

L'analisi negli spostamenti è stata effettuata a partire dai risultati dell'analisi pseudo-statica precedente. Una volta individuato, mediante il metodo pseudo-statico, il meccanismo di rottura più probabile, è pratica comune effettuare delle analisi alla Newmark utilizzando come blocco rigido quello già individuato. La variabile di controllo, è in questo caso l'angolo di rotazione θ . Saranno qui di seguito quindi confrontati per le varie geometrie già descritte le rotazioni irreversibili accumulate in seguito alla scossa di riferimento riportata in Figura 8.

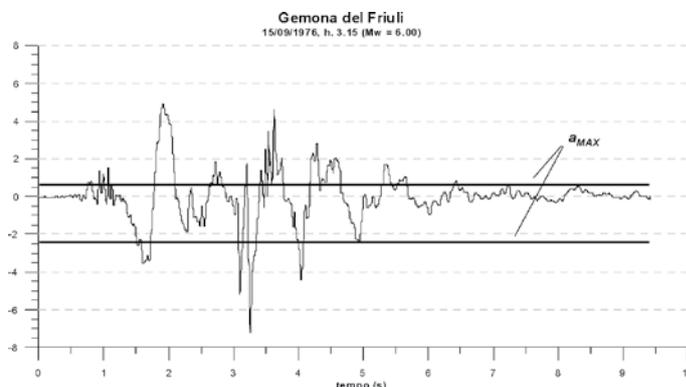


Figura 8
Scossa sismica di riferimento (Ambraseys et al., 2002).

In questa figura sono anche riportate le due accelerazioni soglia che portano all'attivazione del meccanismo di rottura verso destra e verso sinistra. In questo modo è possibile valutare l'accumulo di spostamenti irreversibili all'interno del corpo del rilevato. Essi saranno presumibilmente simmetrici e di conseguenza è anche possibile prevedere la nascita di eventuali fratture all'interno del manto stradale lungo le zone di mezzera del rilevato stesso.

In Figura 9 è confrontata la risposta di un rilevato tradizionale di 4 metri di altezza, di uno leggero della medesima altezza ma privo di compensazione e quella di un rilevato compensato caratterizzato dalla

medesima altezza. Come evidente, l'andamento della velocità angolare nel tempo e le rotazioni irreversibili accumulate sono completamente differenti. L'utilizzo della compensazione permette di ottenere valori molto più ridotti di rotazione residua. Si noti che ad una rotazione di 0.15 rad, corrisponde per il cinematismo in oggetto, un cedimento verticale massimo all'interno del rilevato pari 3.37 m., mentre per il rilevato parzialmente compensato pari a circa 1 m.

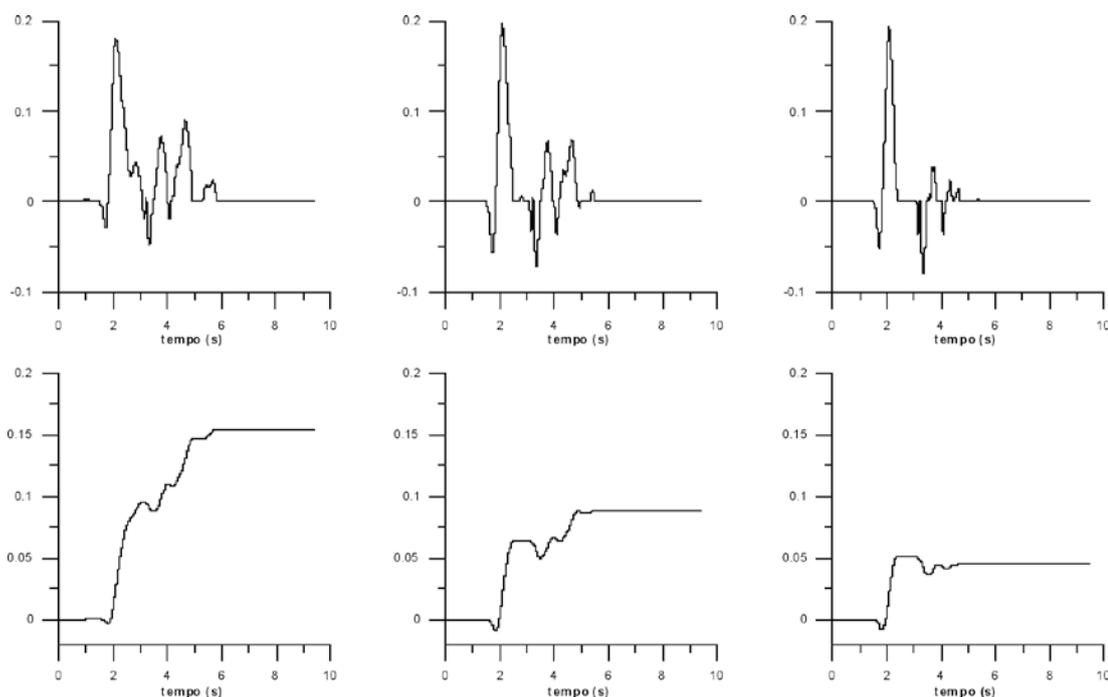


Figura 9
Approccio negli spostamenti applicato a tre diversi rilevati di altezza 4 m: tradizionale (colonna sinistra), alleggerito (colonna centrale), compensato ($H_c=3$ m, colonna destra); andamento della velocità di rotazione e delle rotazioni nel tempo.

Analisi numeriche al contorno

Infine in questo paragrafo, con riferimento alla medesima sollecitazione sismica di Figura 8 ed alla geometria presa in considerazione per ottenere i risultati riassunti in Figura 9, sono discussi i risultati numerici ottenuti, nel caso di rilevato tradizionale, di

rilevato alleggerito e compensato, effettuando analisi dinamiche non lineari agli elementi finiti. E' stato impiegato in particolare il codice di calcolo FLAC (Itasca, 2002) ed è stata utilizzata la mesh riportata in Figura 10. Sui due contorni laterali sono state imposte le condizioni cinematiche che permettono di simulare la propagazione delle onde di taglio in campo libero mentre sul contorno di base sono stati introdotti opportuni dissipatori che tengono conto della propagazione delle onde elastiche nel mezzo infinitamente esteso. Il comportamento meccanico del materiale è stato ipotizzato elasto-plastico perfetto isotropo con legge di rottura alla Tresca per l'argilla e con legge di rottura alla Mohr-Coulomb per il corpo del rilevato. I parametri di elasticità sono stati ipotizzati costanti all'interno dei due materiali e le rispettive costanti di elasticità E e ν sono riassunte

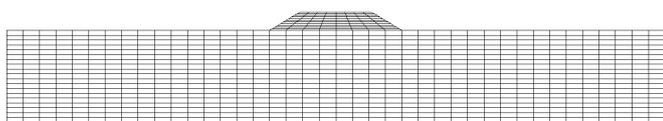
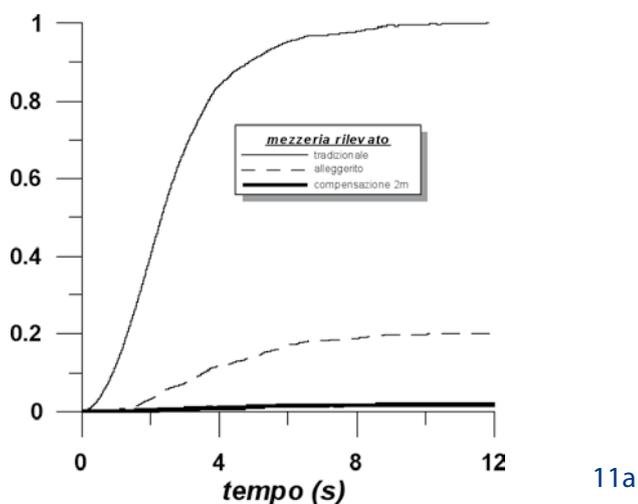


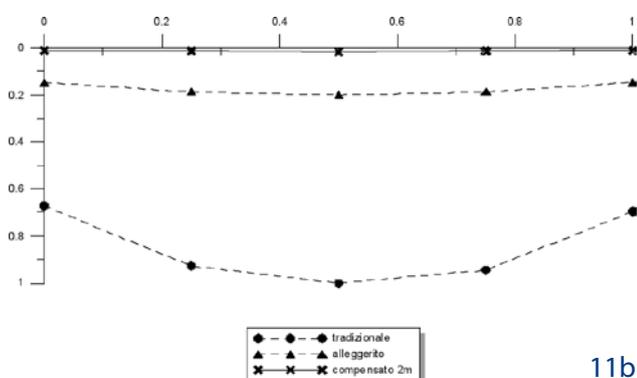
Figura 10
Discretizzazione del dominio spaziale.

in Tab.1.

In Figura 11a sono riportati i cedimenti residui sulla mezzeria del rilevato indotti dalla sollecitazione sismica di Figura 8. E' evidente che il campo di spostamenti residui, normalizzati in figura rispetto a quello massimo pari ad 1.48 m., risulta molto differente nei tre casi. In Figura 11b è invece riportata la distribuzione dei cedimenti residui lungo la superficie superiore del rilevato. Confrontando i risultati illustrati rispettivamente in Figura 11a ed in Figura 11b, si evince molto chiaramente l'effetto della compensazione dei carichi sulla risposta dinamica del sistema. ■



11a



11b

Figura 11a, 11b
Cedimenti residui indotti dalla sollecitazione sismica di Figura 8: (a) cedimenti in mezzeria in funzione del tempo; (b) andamento dei cedimenti sulla superficie del rilevato.

Osservazioni conclusive

In presenza di strati di terreno fortemente cedevoli e caratterizzati da spessori di ragguardevole entità, è oramai pratica comune nella realizzazione di rilevati stradali il ricorso alla tecnica della compensazione dei carichi che prevede, nella maggior parte dei casi, l'impiego di argille espanse. In questo articolo gli Autori hanno allora cercato di analizzare la risposta sismica di queste particolari opere in terra nel caso esse siano sottoposte a sollecitazioni sismiche. Gli Autori, dopo un'introduzione relativa alla descrizione dei materiali ed alle particolarità di questa tipologia di opere in terra, utilizzando due differenti approcci semplificati (quello pseudo-statico e quello negli spostamenti), ed in parallelo un codice commerciale di calcolo alle differenze finite molto diffuso in campo geotecnico, hanno mostrato che la compensazione dei carichi, oltre a ridurre i cedimenti indotti dalla realizzazione dell'opera, permette di migliorare sensibilmente la risposta della stessa anche in campo sismico.

In particolare, le analisi alle differenze finite sono state ottenute utilizzando per le terre un legame costitutivo elastico perfettamente plastico con legge di rottura alla Mohr-Coulomb per i materiali che costituiscono il rilevato ed una legge di rottura alla Tresca per le argille che costituiscono il terreno di fondazione. Questo ha permesso di confrontare i risultati ottenuti con quelli precedentemente ricavati mediante l'approccio negli spostamenti, ove la resistenza dell'argilla che costituisce lo strato di fondazione era stata valutata in condizioni non drenate. Qualitativamente le conseguenze ingegneristiche che se ne ricavano utilizzando i tre differenti approcci sono le medesime. Ciò nonostante tale confronto ha permesso anche di mettere in evidenza quantitativamente il pessimo accordo fra le simulazioni numeriche ottenute utilizzando da un lato l'approccio negli spostamenti e il codice di calcolo alle differenze finite dall'altro. ■

Ringraziamenti

Il lavoro in oggetto è il risultato di una collaborazione pluriennale fra il Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano e la Società Laterite S.p.A., avente la finalità di caratterizzare il comportamento meccanico delle argille espanse e di individuare nuovi campi di applicazione per questo tipo di materiali in campo geotecnico. ■

Bibliografia

- Ambraseys, N., Smit, P., Sigbjornsson, R., Suhadolc, P. and Margaris, B. (2002). *"Internet-Site for European Strong-Motion Data"*. European Commission, Research-Directorate General, Environment and Climate Programme, CD ROM edition (2000).
- FEAT (2004). *"Tochnog Professional User's Manual"*, Finite Element Application Technology.
- CEN (2004). *"Geotechnical Design – General Rules. European Committee for standardisation/*

CEN, Eurocode 7 Part 1, EN 1997-1".

- CEN (2003). *"Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 5: Foundations, Retaining Structures and Geotechnical Aspects. European Committee for Standardisation /CEN, Eurocode 8 Part 5, EN 1998-5"*.
- Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 11 marzo 1988 (1988). *"Norme Tecniche Riguardanti le Indagini sui Terreni e sulle Rocce, la Stabilità dei Pendii Naturali e delle Scarpate, i Criteri Generali e le Prescrizioni per la Progettazione, l'Esecuzione e il Collaudo delle Opere di Sostegno delle Terre e delle Opere di Fondazione. Istruzioni per l'Applicazione"*.
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (14 settembre 2005, Bozza 27/04/2007). *"Norme Tecniche per le Costruzioni"*.
- EN 933 – Part 1: 2006. *"Tests for Geometrical Properties of Aggregates - Part 1: Determination of Particle Size Distribution - Sieving Method"*.
- di Prisco C. (2007) *"Applicazioni Geotecniche e Caratterizzazione Meccanica dell'Argilla Espansa Leca"*. Laterlite S.p.A.
- di Prisco C., Galli A., Vecchiotti M. (2006): *"Comportamento Meccanico di Fondazioni Superficiali Sottoposte a Carichi Ciclici"*, CNRIG 2006, Bari.
- Imposimato S., di Prisco C., Luisi C. (2003) *"Analisi numerica di rilevati artificiali alleggeriti"*. Rivista Italiana di Geotecnica, Anno XXXVII, No.1, pp. 9-28.
- Indraratna, B, Balasubramaniam, AS & Ratnayake, P. (1994). *"Performance of Embankment Stabilized with Vertical Drains on Soft Clay"*. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120, No.2, pp. 257-273.
- Itasca, FLAC (2002). *"Fast Lagrangian Analysis of Continua"*. Version 4 – User's Manual.
- Loganathan, N., Balasubramaniam, A. S., and Bergado, D. T. (1993). *"Deformation Analysis of Embankments"*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.119, No.8, pp. 1185-1206.
- Mononobe, N. and Matsuo, H. (1929). *"On the Determination of Earth Pressure During Earthquakes"*. Proceedings of World Engineering Conference, Tokyo, Vol 9, pp. 177-185.
- Okabe, S. (1926). *"General Theory of Earth Pressure"*. Journal of Japanese Society of Civil Engineers, Vol. 12, No. 1.