

METODI E MODELLI PER LA VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DI PARATIE ANCORATE INDOTTI DA TERREMOTI

Vincenzo Giorgio Caputo
Università degli studi Niccolò Cusano
giorgio.caputo@unicusano.it

Riccardo Conti
Università degli studi Niccolò Cusano
riccardo.conti@unicusano.it

Giulia M. B. Viggiani
University of Cambridge
gv278@cam.ac.uk

Cécile Prüm
ArcelorMittal Global Research & Development, Esch-sur-Alzette-Luxembourg
cecile.prum@arcelormittal.com

Sommario

Negli ultimi anni, palancole metalliche ancorate con un livello di ancoraggio sono state impiegate, in sostituzione di preesistenti opere di sostegno a gravità, nei progetti di espansione di numerosi porti in tutto il mondo. L'osservazione del comportamento di paratie ancorate durante terremoti passati ha mostrato un comportamento governato dagli spostamenti più che dalle sollecitazioni, con la maggior parte dei danni causati da spostamenti eccessivi invece che da sollecitazioni elevate negli elementi strutturali. I metodi di progetto tradizionali, di tipo pseudostatico, non tengono correttamente conto né della deformabilità del sistema, né delle reali caratteristiche dei possibili meccanismi plastici per una paratia ancorata. Nonostante il dibattito su entrambi gli aspetti sia ancora aperto nella letteratura scientifica, è maturata una forte richiesta da parte dei progettisti di metodi di dimensionamento comunque semplificati, ma al tempo stesso più accurati. In questo lavoro, il comportamento sismico di palancole metalliche ancorate è esaminato tramite un esteso studio numerico costituito da analisi sia pseudostatiche sia dinamiche complete. I risultati ottenuti sono utilizzati come riferimento in una rassegna critica di tre differenti approcci per la previsione degli spostamenti indotti da terremoti: il primo del tutto originale, gli altri due recentemente proposti in letteratura. Tutti gli approcci attribuiscono un ruolo fondamentale all'accelerazione critica del sistema paratia-terreno-piastra di ancoraggio, definita in termini di resistenza rispetto ad un meccanismo plastico. Due dei tre approcci si basano sulla teoria del blocco rigido di Newmark, opportunamente modificata per tener conto sia della progressiva mobilitazione della resistenza sia dell'effettiva natura dei possibili meccanismi plastici. Un terzo si basa invece su un'equivalenza tra l'opera di sostegno ed un sistema nonlineare equivalente ad un grado di libertà la cui risposta costitutiva è governata dalla curva di capacità dell'opera reale.

1. Introduzione

A cominciare dal lavoro di Richards & Elms (1979), e grazie a lavori successivi (Whitman & Liao, 1985), l'impianto del tradizionale approccio pseudostatico, in funzione del quale le opere di sostegno erano progettate per sopportare la massima accelerazione sismica, è stato reso più razionale e più efficiente. L'idea di base è stata di introdurre un coefficiente riduttivo della massima accelerazione

sismica in funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti permanenti durante il sisma (NTC, 2018). In altri termini, si è preso in considerazione il fatto che, per i meccanismi di rottura duttili, la temporanea mobilitazione della resistenza del sistema durante il sisma non ne comporta il collasso bensì l'accumulo di spostamenti permanenti. Le basi teoriche di questa innovazione risiedono nel metodo di Newmark del blocco rigido (1965). Il metodo studia il comportamento di un blocco rigido in contatto attrittivo con una base piana soggetta ad una storia temporale di accelerazione $k_h(t)$ agente in direzione orizzontale. Al superamento dell'accelerazione critica k_c , in corrispondenza della quale la resistenza del contatto è interamente mobilitata, il blocco inizia a scorrere relativamente alla base. Lo scorrimento continua fino a quando la velocità relativa non è annulla e gli spostamenti relativi cumulati u_r sono calcolabili mediante la seguente espressione:

$$u_r = \iint g[k_h(t) - k_c] dt^2 \quad (1)$$

dove g è l'accelerazione di gravità. In questo contesto, k_c è anche la massima accelerazione assoluta del blocco e, accelerazioni di base a parte, è anche l'unico parametro del modello da cui dipende l'entità dello spostamento finale del blocco. In letteratura sono disponibili numerose correlazioni empiriche, basate sull'analogia tra il blocco rigido di Newmark e le opere di sostegno a gravità, che correlano lo spostamento finale dell'opera, l'accelerazione critica ed i parametri del moto sismico di base. Tuttavia, ogni qual volta la prestazione sismica di un'opera di sostegno, anche a gravità, non incontra le ipotesi di base della teoria del blocco rigido, gli spostamenti calcolati con questo approccio sottostimano sensibilmente quelli osservati in realtà. Sempre nel caso di un'opera a gravità, questo può accadere quando la deformabilità dei terreni di fondazione indebolisce l'ipotesi di puro scorrimento inducendo anche una rotazione del muro (Iai, 1998; Conti & Caputo, 2019).

Nel caso di opere di sostegno flessibili, le ipotesi del metodo di Newmark del blocco rigido sono rese ancora meno veritiere dalla maggiore altezza dell'opera, dalla flessibilità del muro e, possibilmente, dalla compresenza di più elementi strutturali (paratie ancorate). Da un lato, si deve considerare che i potenziali meccanismi plastici includono sempre una certa rotazione del muro. Inoltre, vari studi (Callisto & Soccodato, 2010; Conti et al, 2014) hanno mostrato come la deformabilità del sistema svolga un ruolo non trascurabile nell'influenzare gli spostamenti che accompagnano la progressiva mobilitazione della resistenza.

Recentemente, sono stati proposti in letteratura due possibili approcci per la previsione degli spostamenti di opere di sostegno flessibili indotti dal terremoto, applicabili al caso di paratie ancorate: il metodo di Newmark Generalizzato (Generalised Newmark – GN) (Cattoni et al, 2019) e un modello non lineare equivalente ad un grado di libertà (SDOF) (Callisto, 2019). Entrambi i metodi condividono il ruolo chiave dell'accelerazione critica e sono implementabili a partire da una semplice analisi numerica di tipo pseudostatico. Il metodo GN sarà presentato nel seguito in una versione modificata per tener conto della progressività con cui è mobilitata la resistenza di una paratia ancorata. Inoltre, sarà proposto un nuovo metodo dinamico dell'equilibrio limite (Dynamic Limit Equilibrium – DLE method), per la previsione degli spostamenti permanenti. A differenza dei due precedenti, il metodo DLE è potenzialmente applicabile senza il supporto di analisi numeriche.

2. Analisi numeriche

2.1 Metodi di analisi

Le analisi numeriche sono state sviluppate con il codice di calcolo FLAC v.5 (Itasca, 2005) in condizioni di deformazione piana. Come mostra la Figura 1, si studia il comportamento di una paratia ancorata in un terreno omogeneo, con pressioni interstiziali assenti. L'accelerazione critica del sistema opera-terreno è pari a 0.13 g e corrisponde ad una rottura locale del sistema di ancoraggio (Caputo et al, 2021).

Il terreno è modellato con un comportamento elastico perfettamente plastico, con un criterio di snervamento di Mohr-Coulomb ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $\phi' = 35^\circ$, and $c' = 0 \text{ kPa}$) ed una legge di flusso non

associato ($\psi = 0^\circ$). Si sono utilizzati un valore costante del rapporto di Poisson ($\nu = 0.2$) ed un modulo di taglio elastico non lineare variabile con la pressione media efficace ($G = 10,000 \cdot p^{0.5}$, p' in kPa). Il muro principale e la piastra di ancoraggio sono modellati con elementi *beam* elastici lineari, con proprietà meccaniche, geometriche e fisiche corrispondenti a quelle di un profilo AZ24 ($\gamma = 60 \text{ kN/m}^3$, $I = 5.582 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4/\text{m}$, $E = 210 \text{ GPa}$, $\nu = 0.3$). Elementi *cable* sono utilizzati per modellare i cavi di ancoraggio ($\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$, $d = 45 \text{ mm/m}$, $E = 210 \text{ GPa}$, $\nu = 0.3$). Infine, l'interfaccia muro-terreno è stata modellata con un legame elastico perfettamente-plastico caratterizzato da un criterio di snervamento di Mohr-Coulomb ($\delta = \phi'/3$, $c' = 0 \text{ kPa}$) e da elevate rigidezze normali e taglianti ($k_n = k_s = 2 \cdot 10^7 \text{ kN/m}$).

Analisi pseudostatiche sono state condotte a valle della iniziale fase statica introducendo delle forze di volume in direzione orizzontale proporzionali all'accelerazione di gravità tramite il coefficiente pseudostatico k_h . Tale coefficiente è stato incrementato fino all'attivazione di un meccanismo plastico, innescata dalla mancanza di equilibrio statico ($k_h = k_c$).

Maggiori dettagli riguardo il modello numerico utilizzato nelle analisi dinamiche e i parametri del moto degli input sismici sono disponibili in Conti et al, (2014) e in Conti & Caputo (2019).

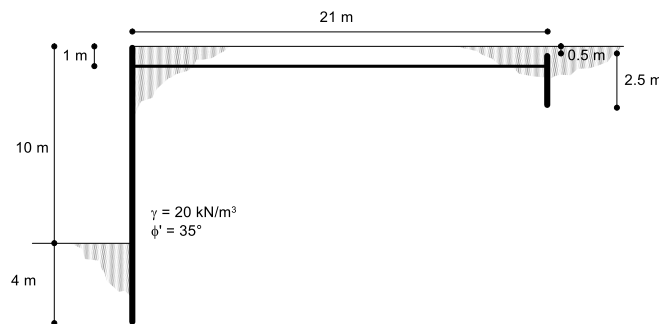


Fig 1. Schema di paratia ancorata in terreno omogeneo.

2.2 Risultati

La Figura 2(a) mostra le isolinee delle deformazioni distorsionali calcolati nelle analisi pseudostatiche per $k_h = k_c$. La concentrazione di deformazioni in prossimità della piastra di ancoraggio conferma l'ipotesi di rottura locale del sistema di ancoraggio.

La Figura 2(b) mostra il coefficiente pseudostatico k_h in funzione dello spostamento normalizzato u/H calcolato in sommità del muro principale, essendo H l'altezza di ritenuta. Il sistema si deforma progressivamente fino a raggiungere uno spostamento normalizzato dell'1 % per $k_h = k_c$.

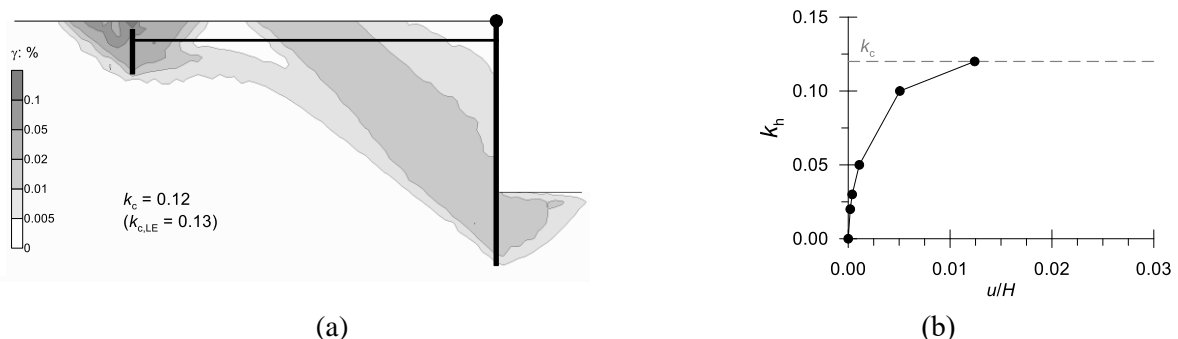


Fig 2. Analisi numeriche pseudostatiche: (a) isolinee delle deformazioni distorsionali per $k_h = k_c$ e (b) curva di capacità.

La Figura 3 mostra: (a) il momento flettente massimo, $M_{\max}/\gamma H^3$, e (b) la forza nell'ancoraggio, $T_a/\gamma H^2$, normalizzati, in funzione della massima accelerazione *free-field*, $a_{\max,ff}$, dei terremoti applicati. I risultati

delle analisi numeriche pseudostatiche sono riportati per un confronto, in funzione di k_h . Per $a_{\max,ff} > a_c$, le massime forze interne sono approssimativamente costanti ed in buon accordo con le previsioni dell'equilibrio limite. La Figura 3(c) mostra i valori finali di spostamento massimo del muro principale, u , in funzione del rapporto $a_c/a_{\max,ff}$ tra l'accelerazione critica (teorica) e la massima accelerazione *free-field*. È riportata per un confronto anche la relazione empirica proposta da Uwabe (1983). Per valori simili del rapporto $a_c/a_{\max,ff}$, i risultati mostrano un'ampia variabilità e possono essere largamente sottostimati dalla relazione di Uwabe.

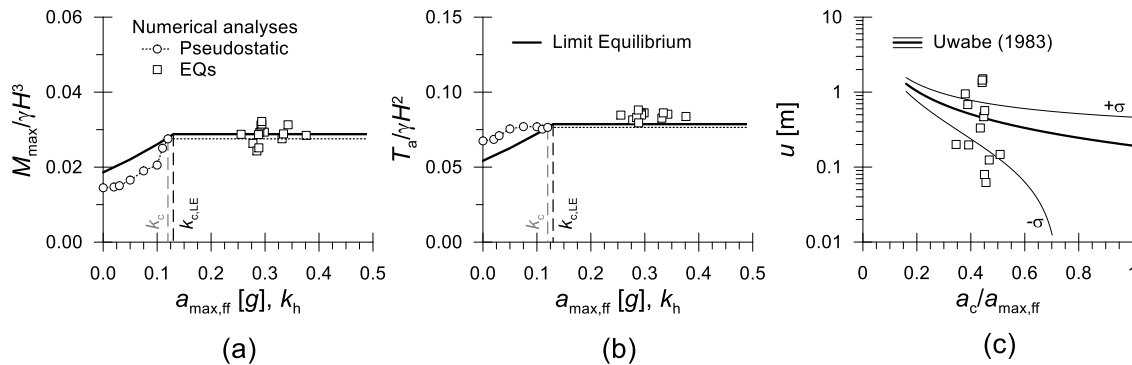


Fig 3. Analisi numeriche dinamiche: (a) $M_{\max}/\gamma H^3$; (b) $T_a/\gamma H^2$ e (c) u vs $a_c/a_{\max,ff}$.

3. Metodi e modelli per la previsione degli spostamenti

3.1 Modello a un grado di libertà

Recentemente, Callisto (2019) ha sviluppato un modello ad un grado di libertà per descrivere il comportamento dinamico di opere di sostegno rigide e flessibili soggette ad azioni sismiche. L'idea di base è che il comportamento costitutivo del sistema massa-molla sia nonlineare, definito dalla curva di pushover del sistema opera-terreno. In questo caso, l'equazione del moto dello SDOF può scriversi in forma adimensionale nella forma che segue:

$$\ddot{u}_r + 2\xi(Dg/H)^{0.5} \cdot \dot{u}_r + gD/H \cdot u_r = -\ddot{u}_b \quad (2)$$

dove u_r è lo spostamento relativo (il punto indica la derivata temporale), H è l'altezza di ritenuta, ξ è lo smorzamento viscoso equivalente, D è la rigidezza secante della curva di pushover normalizzata e \ddot{u}_b è l'input sismico. Lungo il ramo di primo carico della curva di capacità, si considera che la dissipazione di energia sia prodotta dall'accumulo di spostamenti irreversibili. Perciò la componente di smorzamento può assumersi piccola ($\xi = 1\%$). I parametri che descrivono il comportamento lungo i rami di scarico-ricarico, la rigidezza D_{ur} e lo smorzamento ξ_{ur} , possono essere definiti interpretando i cicli di isteresi ottenuti nelle analisi numeriche, tenendo conto che la risposta del sistema è fortemente influenzata dai loro valori. Procedendo in questo modo, si è assunto $\xi = 10\%$ e $D_{ur} = 10 \cdot D_0$.

Il vantaggio del modello risiede essenzialmente nella sua formulazione in termini adimensionali, che tiene implicitamente conto della massa di terreno coinvolta nel meccanismo deformativo generale.

3.2 Metodo di Newmark generalizzato

Come suggerisce il nome, tale metodo si basa sul metodo di Newmark del blocco rigido. Nella sua formulazione originale, il metodo GN utilizza i teoremi dell'analisi limite, attraverso un'apposita implementazione agli elementi finiti, per definire la forma del campo di spostamenti del meccanismo plastico che si attiva in condizioni pseudostatiche di rottura. Scrivendo le equazioni di equilibrio dinamico per il volume di terreno così identificato, B_f , ed assumendo sia un comportamento rigido plastico-perfetto del materiale, sia che durante il moto i bordi non cambino forma, l'equazione di

equilibrio dinamico di B_f assume un'espressione simile a quella di un volume costituito da tanti blocchi rigidi. Un'ipotesi ulteriore del metodo consiste nel definire la forma spaziale del campo di spostamenti a partire da una relazione di proporzionalità tra il campo di accelerazioni relative ed il campo di spostamenti normalizzati utilizzato per la definizione di B_f . Con questa ulteriore ipotesi, il campo di spostamenti relativi risulta definito dalla seguente espressione:

$$\mathbf{u}_r = \iint \eta^{GN} \cdot g[k_h(t) - k_c] dt^2 \quad (3)$$

che si differenzia dall'Eq. (1) per la presenza di un coefficiente di amplificazione di spostamento definito univocamente dai risultati dell'analisi numerica a rottura.

Nel presente lavoro il metodo GN è stato implementato seguendo la procedura appena descritta, ma partendo dai risultati delle analisi numeriche pseudostatiche di cui al paragrafo 2, facendo quindi uso di un metodo alle Differenze Finite. Inoltre, per tener conto della progressiva mobilitazione della resistenza del sistema, sempre mantenendo l'ipotesi di materiale rigido plastico-perfetto, è stata introdotta una legge di variazione dell'accelerazione critica del sistema. In particolare, si considera che l'accelerazione critica sia nulla all'inizio del terremoto e che aumenti seguendo la curva di pushover del sistema in funzione del livello di spostamento permanente raggiunto in sommità al muro.

Il vantaggio del metodo risiede nella possibilità di ricostruire il campo di spostamenti di tutto il volume di terreno significativo, non di un singolo punto considerato rappresentativo dell'intero sistema.

3.3 Metodo Dinamico dell'Equilibrio Limite

Il metodo proposto costituisce un'estensione al caso dinamico dei metodi dell'equilibrio limite utilizzati per il calcolo delle accelerazioni di snervamento del sistema (Caputo et al, 2021). Si basa sulle stesse ipotesi del metodo GN, inclusa la legge di incrudimento dell'accelerazione critica, e di conseguenza fornisce un'espressione simile all'Eq. (3). Con la differenza che il volume di collasso, e così anche il coefficiente amplificativo, sono definiti in base a considerazioni di tipo teorico, senza il supporto di analisi numeriche. Nel caso di meccanismo globale, si studia l'equilibrio di un corpo costituito dal muro principale, dalla piastra di ancoraggio e dal volume di terreno interposto, delimitato inferiormente da un arco di spirale logaritmica passante per i muri e con il centro al di sotto dell'opera di sostegno. Nel caso dei meccanismi locali, si studia l'equilibrio del solo muro principale soggetto ad un eccesso di forze d'inerzia rispetto ai valori critici.

3.4 Confronto tra i diversi metodi

La Figura 4 riporta le previsioni di spostamento ottenute con gli approcci sopraelencati, u_{TH} , in funzione dei valori finali di spostamento massimo del muro principale calcolati nelle analisi numeriche, u . Le previsioni ottenute con il metodo di Newmark del blocco rigido sono aggiunte per un confronto. In questo caso, l'Eq. (1) è utilizzata con il valore teorico di accelerazione critica del sistema e con l'accelerazione di *free-field* calcolata in superficie come accelerazione di base. La stessa scelta di accelerazione alla base è stata fatta in tutti gli approcci.

Come ci si aspettava, il metodo di Newmark del blocco rigido sottostima sistematicamente i valori finali degli spostamenti. Al contrario, le previsioni degli altri metodi sono comprese entro la metà ed il doppio dei risultati numerici. Nel caso in cui le frequenze rilevanti di un terremoto siano prossime alla frequenza fondamentale dello SDOF, quest'ultimo tende ad amplificare gli spostamenti in modo talvolta eccessivo. Al contrario, spostamenti elevati, *i.e.*, maggiori di 0.2 m, tendono ad essere sottostimati dagli altri due metodi.

4. Conclusioni

In accordo con i risultati di studi sperimentali e numerici recentemente condotti su opere di sostegno flessibili a sbalzo, si è dimostrato che lo schema concettuale del metodo di Newmark del blocco rigido

può essere utilizzato, salvo alcuni accorgimenti, per descrivere la risposta delle paratie ancorate. Dal punto di vista delle massime sollecitazioni negli elementi strutturali, l'interpretazione della risposta è abbastanza semplice: l'accelerazione critica può assumersi come riferimento per il calcolo delle massime sollecitazioni, perlomeno nel caso di meccanismo locale. Infatti l'attivazione del meccanismo plastico le rende indipendenti dall'intensità dell'azione sismica. Dal punto di vista della previsione degli spostamenti, il compito è reso difficile dalla progressività con cui si mobilita la resistenza del sistema e dalla possibilità di meccanismi plastici più complessi di una semplice traslazione rigida. Tutti e tre gli approcci presentati possono essere utilizzati con buoni risultati nel caso di meccanismo locale. La generalizzazione al caso di meccanismo globale è ancora in fase di studio.

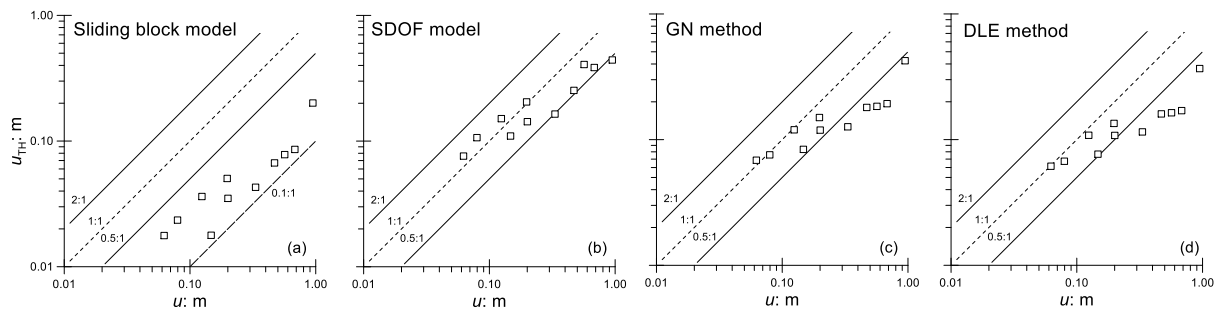


Fig 4. Spostamenti previsti vs spostamenti calcolati.

Bibliografia

- Callisto, L. (2019). On the seismic design of displacing earth retaining systems. *Proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (ICEGE 2019)*, (p. 239). Rome.
- Callisto, L., & Soccodato, F. M. (2010). Seismic design of flexible cantilevered retaining walls. *J. Geotech. and Geoenviron. Engng., ASCE*, 136(2), 344-354.
- Caputo, G., Conti, R., Viggiani, G., & Prüm, C. (2021, February). Improved Method for the Seismic Design of Anchored Steel Sheet Pile Walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 147(2). doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0002429](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002429).
- Cattoni, E., Salciarini, D., & Tamagnini, C. (2019). A Generalized Newmark Method for the assessment of permanent displacements of flexible retaining structures under seismic loading conditions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 117, 221-223.
- Conti, R., Viggiani, G., & Burali d'Arezzo, F. (2014). Some remarks on the seismic behaviour of embedded cantilevered retaining walls. *Géotechnique*, 64(1), 40-50.
- Conti, R., & Caputo, G. (2019). A numerical and theoretical study on the seismic behaviour of yielding cantilever walls. *Géotechnique*, 69(5), 377-390. doi:<https://doi.org/10.1680/jgeot.17.P.033>
- Iai, S. (1998). Rigid and flexible retaining walls during Kobe earthquake. *Proc. 4th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, (pp. 108-127). St. Louis.
- Itasca, F. (2005). *Fast lagrangian analysis of continua. Online Manual*.
- Newmark, N. (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique*, 15(2), 139-160.
- NTC. (2018). *Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni*. Rome, Italy: Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.
- Richards, R., & Elms, D. (1979). Seismic behavior of gravity retaining walls. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 105(4), 449-464.
- Uwabe, T. (1983). Estimation of earthquake damage deformation and cost of quaywalls based on earthquake damage records. *Technical note of port and harbour Research Institute*.
- Whitman, R. V., & Liao, S. (1985). *Seismic design of gravity retaining walls*. Cambridge: Department of Civil Engineering Massachusetts Institute of Technology.