

# Progetto Ri-SCOSSA 2.0: valutazione della instabilità sismica di sito

G. Tropeano, F.M. Soccodato, S. Collico  
*Università di Cagliari*

A. Chiaradonna, P. Monaco  
*Università dell'Aquila*

**SOMMARIO:** L'attivazione di frane e la liquefazione dei terreni costituiscono due delle principali cause di vulnerabilità delle reti infrastrutturali agli eventi sismici. Sebbene considerati ingegneristicamente come due fenomeni da analizzare separatamente, entrambi sono dovuti al raggiungimento di condizioni di rottura localizzate (formazione di superfici di scorrimento) oppure generalizzate (liquefazione di un intero strato) del terreno. Allo stato attuale, l'analisi rigorosa del problema può essere affrontata attraverso approcci complessi che richiedono l'utilizzo di modelli costitutivi avanzati e prove di laboratorio sofisticate e onerose, spesso proibitive nella pratica professionale.

Il presente lavoro illustra le funzionalità implementate nel codice di calcolo SCOSSA 2.0 per includere i fenomeni indotti dall'aumento e successiva dissipazione della pressione interstiziale nelle analisi di propagazione delle onde sismiche in condizioni monodimensionali. Attraverso un esempio di applicazione ad un caso di studio si mostra come l'approccio proposto, benché semplificato, consenta di ottenere risultati validi per applicazioni ingegneristiche.

## 1 INTRODUZIONE

Quando si verificano specifiche condizioni del sito, la normativa nazionale vigente (D.M. 17.01.2018) prescrive l'esecuzione di analisi di risposta sismica che implicano l'uso di codici di calcolo in grado di modellare almeno la propagazione verticale dell'onda di taglio attraverso una colonna di terreno unidimensionale, adottando un approccio lineare o non lineare equivalente per la simulazione del comportamento dinamico del terreno. Tali approcci non consentono di valutare direttamente l'instabilità sismica del sito, che nella pratica, anche in aree densamente popolate e sensibili al rischio, si riduce all'applicazione di procedure e metodi molto semplificati. D'altra parte, la ricerca affronta questi problemi in modo rigoroso mediante lo sviluppo di modelli costitutivi del terreno sempre più sofisticati che spesso risultano di difficile utilizzo nella pratica progettuale, anche a causa della difficoltà di un'adeguata calibrazione dei molti parametri che definiscono tali modelli.

Metodi che mirano a ricercare un giusto equilibrio tra il rigore scientifico della modellazione fisica dei fenomeni e l'applicazione pratica per scopi ingegneristici sono stati sviluppati nel tempo per la ricerca di soluzioni per specifiche tipologie di opere in terra (p.es. Rathje and Bray, 2000). La mancanza di soluzioni più generali è probabilmente dovuta al fatto che i fenomeni che prevedono la rottura del terreno in condizioni dinamiche sono stati a lungo considerati fenomeni rari che si verificano solo per terremoti di grande intensità, con poche eccezioni (ad esempio, l'attivazione di crolli di roccia). Questa convinzione è smentita dagli eventi sismici verificatisi negli ultimi anni (ad esempio, terremoto dell'Aquila del 2009, terremoto dell'Emilia del 2012, sequenza sismica dell'Italia centrale del 2016) grazie a una ricognizione più accurata e tempestiva dei danni subiti dalle strutture, dalle infrastrutture e dal territorio da parte di ingegneri e ricercatori sempre più abili nel riconoscere i sintomi dell'instabilità di sito.

### 1.1 Stato dell'arte

Il progetto Ri-SCOSSA 2.0 si prefigge l'obiettivo di creare uno strumento per l'analisi organica di quei fenomeni di instabilità di sito che si verificano quando lo scuotimento sismico porta al raggiungimento di deformazioni di taglio elevate, fino al raggiungimento delle condizioni di rottura del terreno. Tali fenomeni sono dovuti essenzialmente all'aumento delle tensioni tangenziali per effetto della propagazione delle onde nei terreni deformabili (crolli e frane), oppure alla diminuzione delle tensioni efficaci causate dall'aumento delle pressioni del fluido interstiziale (cedimento, liquefazione e frane), con conseguente drastica diminuzione della rigidezza e della resistenza al taglio del terreno.

L'instabilità sismica del sito può essere modellata attraverso approcci rigorosi che richiedono nell'ambito della modellazione numerica, l'utilizzo di legami costitutivi avanzati che incorporano plasticità e accoppiamento volumetrico-distorsionale, e che siano in grado di modellare le discontinuità localizzata (generazione di una superficie di scorrimento) e/o generalizzate (p.es la liquefazione). L'utilizzo di questi strumenti numerici è subordinato dalla necessità di calibrare con lo stesso grado di affidabilità tutti i numerosi parametri che caratterizzano questi modelli.

Un compromesso ben bilanciato consiste nel considerare metodi di soluzione basati su una descrizione semplificata sia del modello matematico sia di quello costitutivo del terreno. A questo scopo sono stati proposti diversi metodi basati sul disaccoppiamento tra il problema della propagazione dell'azione sismica (effettuato in condizioni *free-field* in tensioni totali) e, successivamente, la stima, attraverso procedure empiriche o semi-empiriche, del parametro di risposta appropriato al fenomeno (p. es. spostamento, pressione interstiziale o rapporto di sollecitazione ciclica) da confrontare con valori soglia che definiscono uno o più scenari di danno. Tali procedure possono essere utili solo per analisi di *screening*, poiché il comportamento marcatamente non lineare dei terreni in condizioni prossime a quelle di rottura non è adeguatamente preso in considerazione.

Per superare questo problema sono state sviluppate le cosiddette procedure "accoppiate" che, nonostante il nome, rimangono di fatto procedure disaccoppiate applicate all'intervallo di tempo con cui si discretizza dell'analisi numerica.

Per quanto riguarda la formazione e lo sviluppo di superfici di rottura nei terreni, in letteratura sono stati proposti numerosi 'approcci accoppiati' che consentono il calcolo degli spostamenti plastici. Sulla base del metodo descritto da Rathje and Bray (2000), Tropeano et al. (2016) propongono una versione aggiornata dell'algoritmo implementato nel codice SCOSSA (*Seismic COde for Stick-Slip Analysis*).

Per quanto riguarda lo sviluppo di sovrappressioni interstiziali, la loro dissipazione, e l'innescio di fenomeni di liquefazione, Tropeano et al. (2019) hanno implementato nel codice di calcolo il modello semplificato PWP sviluppato da Chiaradonna et al. (2018) in combinazione con la teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi. La scelta del modello implementato nel codice è stata guidata dalle seguenti caratteristiche: 1) la semplicità di utilizzo, essendo il modello definito da un numero limitato di relazioni costitutive relativamente semplici; 2) la coerenza con i metodi comunemente usati per la valutazione della liquefazione, basati sulla curva di resistenza ciclica dei terreni; 3) la possibilità di implementazione in un algoritmo di soluzione dell'equazione del moto nel dominio del tempo; 4) la facilità di calibrazione dei parametri del modello attraverso prove cicliche di laboratorio oppure, in maniera più approssimata, attraverso risultati di comuni prove in situ (CPT, SPT e DMT) (Chiaradonna et al. 2022a).

La capacità del codice di prevedere con successo l'accumulo e la dissipazione della sovrappressione interstiziale anche fino all'innescio della liquefazione è stata verificata rispetto a dati sperimentali ottenuti da modelli fisici in centrifuga e siti strumentati (Tropeano et al. 2019, Chiaradonna et al. 2020, Mele et al. 2021, Chiaradonna et al. 2019). Inoltre, il codice è stato confrontato con codici più sofisticati su casi reali (Chiaradonna et al. 2022a) o ideali (Chiaradonna et al. 2022b), fornendo una previsione leggermente più conservativa.

I risultati ottenuti al termine delle analisi numeriche sono stati ulteriormente utilizzati a posteriori per valutare gli spostamenti orizzontali Chiaradonna et al. (2018a) e i cedimenti post-sismici Chiaradonna et al. (2018b) osservati in casi di studio reali, fornendo stime compatibili con il danno osservato.

## 2 GENERALITÀ SUL CODICE SCOSSA

Il sistema dinamico adottato si riferisce ad un modello a masse concentrate che riproduce la risposta sismica di una colonna di terreno, eventualmente inclinata (modello a pendio indefinito). Nel caso in cui sia possibile lo sviluppo di una superficie di rottura nella colonna di terreno durante l'analisi dinamica, sono possibili due fasi che si alternano: ad una fase di aderenza (*stick*), in cui la massa potenzialmente instabile accumula energia cinetica, segue una fase di scorrimento (*slip*) in cui l'energia accumulata è rilasciata sotto forma di scorrimento plastico.

Nella fase *stick*, la risposta del sistema in termini di spostamento assoluto  $\mathbf{u}_a$ , riferito al moto della formazione di base,  $\ddot{u}_g$ , è calcolata integrando il sistema di equazioni differenziali:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_a + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}_a + \mathbf{K}\mathbf{u}_a = \mathbf{f} \quad (1)$$

dove  $\mathbf{M}$ ,  $\mathbf{C}$  e  $\mathbf{K}$  sono rispettivamente le matrici delle masse, dello smorzamento e della rigidità e  $\mathbf{f}$  è il vettore delle forze applicate. La forza,  $T$ , che agisce alla base di un generico strato  $s$  è data dalla risultante:

$$T = -m_r \ddot{u}_s - \mathbf{1}^T \mathbf{M}_s \ddot{\mathbf{u}} \quad (2)$$

dove il primo termine è la forza inerziale indotta dall'accelerazione assoluta dello strato  $s$ ,  $\ddot{u}_s$ , e il secondo termine è la risultante della distribuzione non uniforme delle forze di inerzia delle masse coinvolte nello scivolamento espresso in termini relativi rispetto all'accelerazione  $\ddot{u}_s$ . Il pedice ' $s$ ' indica la sub-matrice e i sub-vettori con indici che vanno da 1 a  $(s - 1)$ ;  $\mathbf{1}$  è il vettore unitario.

Ad ogni intervallo di tempo, l'algoritmo verifica se la forza di inerzia, calcolata con l'Eq. (2), risulti maggiore o uguale alla reazione dello '*slider*' plastico,  $r$ , ovvero che la resistenza mobilitata abbia raggiunto il valore limite  $T_y = m_r a_y$  per ciascuno strato (dove:  $m_r$  è la massa totale di terreno sopra lo strato  $s$  di base;  $a_y$  è l'accelerazione critica). Se la condizione si verifica, si innescia una fase di scorrimento con base sullo strato  $s$ . L'equazione del moto delle masse sopra tale stato (strati da 1 a  $s - 1$ ) è data dall'espressione:

$$\mathbf{M}_s \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}_s \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}_s \mathbf{u} = -\mathbf{M}_s \mathbf{1} (\ddot{u}_s + \ddot{u}_{b,s-1}) \quad (3)$$

e la risposta degli strati sottostanti  $(n - s + 1)$  è calcolata con un sistema ridotto simile a quello indicato nella Eq. (1). La condizione di equilibrio lungo la superficie di scorrimento è data da:

$$-m_r (\ddot{u}_s + \ddot{u}_{b,s-1}) - \mathbf{1}^T \mathbf{M}_s \ddot{\mathbf{u}} = -m_r a_y \quad (4)$$

Sostituendo l'Eq. (4) nell'Eq. (3), l'equazione del moto della massa scorrevole risulta:

$$\left( \mathbf{M}_s - \frac{1}{m_r} \mathbf{M}_s \cdot \mathbf{1} \cdot \mathbf{1}^T \mathbf{M}_s \right) \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}_s \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}_s \mathbf{u} = \mathbf{M}_s \mathbf{1} \cdot a_y \quad (5)$$

Risolviendo l'Eq. (5) in termini di accelerazione relativa,  $\ddot{\mathbf{u}}$ , la storia temporale delle accelerazioni alla base,  $\ddot{u}_{b,s-1}$ , allo strato  $(s - 1)$ , si ottiene dall'Eq. (4) e di conseguenza lo spostamento relativo,  $u_{b,s-1}$ , si ottiene mediante doppia integrazione fintanto che la velocità,  $\dot{u}_{b,s-1}$  si mantiene positiva.

L'algoritmo descritto è implementato in SCOSSA per un profilo di sottosuolo discretizzato automaticamente in modo da ottimizzare il numero di strati secondo le ben note indicazioni di Lysmer and Kuhlemeyer (1969). La matrice del damping viscoso,  $\mathbf{C}$ , è definita in accordo con la formulazione di Rayleigh (Hashash and Park 2002) e il comportamento non lineare e isteretico della molla è definito con un modello iperbolico modificato nella sua forma estesa, MKZ (Matašović and Vucetić 1995), introducendo i criteri di Masing originari (Masing 1926) e modificati (Phillips and Hashash 2009). In virtù del comportamento isteretico delle molle, la matrice delle rigidità,  $\mathbf{K}$ , deve essere aggiornata ad ogni intervallo di tempo in funzione del livello di deformazione di taglio raggiunto dagli strati.

Nel dettaglio, la Figura 1b mostra come si comporta il modello costitutivo per un generico strato  $(s - 1)$  per tensioni di taglio prossime a quella limite che definisce l'attivazione dello scorrimento. Le masse  $s - 1$  e  $s$  sono collegate da una molla isteretica ( $k_{s-1}$ ), uno smorzatore viscoso ( $c_{s-1}$ ) e uno *slider* ( $r_{s-1}$ ). Sotto una azione statica, il modello MKZ considera due relazioni:  $F_{bb}(\gamma)$  per il primo carico (percorso da 0 a 1 in Figura 1c) e  $F_{ur}(\gamma)$  per il percorso di scarico-ricarico (percorso 1-1' in Fig. 1c).

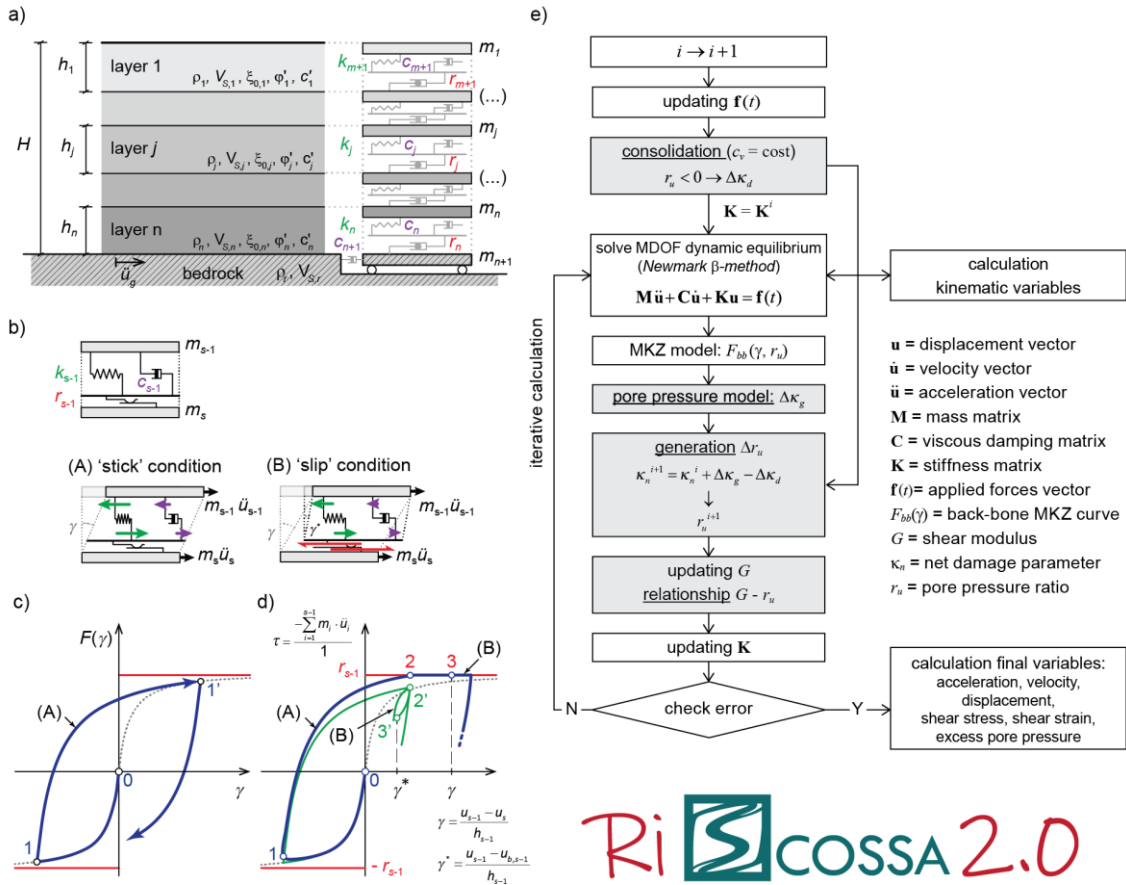


Figura 1 a) Sistema MDOF adottato in questo studio (b) condizioni ‘stick’ e ‘slip’ per un sistema di due masse; (c) comportamento puramente isteretico; (d) comportamento dinamico del sistema in condizioni ‘slip’. (e) Diagramma di flusso schematico dell’algoritmo di calcolo del codice SCOSSA.

La resistenza limite si raggiunge in maniera asintotica, quando il modello MKZ degenera in una relazione tensione-deformazione iperbolica. Nelle condizioni dinamiche in fase ‘stick’ (percorso A e punto corrispondente sulla curva di ricarica nella Figura 1d), il valore corrente della tensione di taglio,  $\tau$ , si calcola considerando l’equilibrio dinamico della colonna di terreno (Eq. 1); di conseguenza, la relazione  $\tau - \gamma$  devia dalla risposta puramente isteretica (linea tratteggiata in Figura 1d), mostrando una forma arrotondata (punto 1) e la possibilità di raggiungere la resistenza ultima (punto 2) e di innescare le condizioni ‘slip’ (percorso B nella Figura 1b). Durante lo scorrimento, la tensione di taglio rimane costante; la risposta isteretica della molla si concretizza in ciclo di scarico ricarica (Fig. 1d), derivante dall’applicazione dei criteri generalizzati di Masing. A causa dello scorrimento, il sotto-sistema al di sopra della superficie di scorrimento è caratterizzato da un valore effettivo di deformazione a taglio nel generico istante (indicato come  $\gamma^*$  in Fig. 1b,d) minore rispetto a quello complessivo,  $\gamma$ .

Per lo sviluppo di sovrappressioni interstiziali indotte del carico ciclico e la loro dissipazione, nel codice sono implementati due modelli descritti nel dettaglio in Tropeano et al. (2019). Il diagramma di flusso in Fig. 1e sintetizza l’algoritmo schematico implementato in SCOSSA per la parte riguardante l’aggiornamento della rigidità in funzione del rapporto di pressione interstiziale,  $r_u$  (ovvero il rapporto tra la sovrappressione interstiziale,  $\Delta u$ , e la tensione efficace iniziale del terreno,  $\sigma'_0$ ).

Seguendo il diagramma di flusso, al generico istante di tempo  $i$ , dopo un primo aggiornamento del vettore delle forze di input,  $f$ , si valuta l’effetto della redistribuzione (dissipazione) delle sovrappressioni interstiziali utilizzando la soluzione della teoria della consolidazione monodimensionale a partire da quella valutata nell’istante temporale precedente (assumendo che il coefficiente di consolidazione,  $c_v$ , sia costante), a cui corrisponde una variazione negativa di  $r_u$ .

Nello stesso intervallo di tempo si risolve l’Eq.(1) (oppure l’Eq.(5) se in fase *slip*). Poiché la matrice  $K$  dipende anche dalla soluzione del sistema, si effettua un calcolo di primo tentativo

Ri COSSA 2.0

utilizzando i valori di rigidezza valutati all'istante di tempo precedente. La soluzione del sistema in termini di spostamento è utilizzata per valutare l'incremento di deformazione di taglio di ciascuno strato,  $\Delta\gamma_j$ , come:

$$\Delta\gamma_j = (\Delta u_j - \Delta u_{j+1}) / h_j \quad (6)$$

dove  $\Delta u_j = u_j^{i+1} - u_j^i$  è la variazione dello spostamento nell'intervallo di tempo,  $\Delta t$ , e  $h_j$  lo spessore dello strato. Utilizzando il modello MKZ modificato per tener conto di  $r_u$  (Kondner and Zelasko 1963) e i criteri di Masing generalizzati, si valuta l'incremento di tensione di taglio,  $\Delta\tau_j$ , in funzione del valore di  $r_u$  di primo tentativo, pari a quello ottenuto all'istante di tempo precedente. La variazione dello sforzo di taglio genera un incremento di pressione interstiziale: la variazione netta è quindi calcolata dalla differenza tra la pressione interstiziale generata e quella dissipata. Il valore ottenuto di  $r_u$  è poi utilizzato per aggiornare la relazione costitutiva, ovvero il modulo di taglio tangente,  $G_j$ , per ciascuno strato, da quale si determina poi il valore corrente della rigidezza dello strato  $j$ -esimo,  $k_j = G_j(\gamma_j)/h_j$ , e di conseguenza le componenti della matrice di rigidezza.

A causa della dipendenza reciproca tra  $\mathbf{K}$  e la soluzione del sistema,  $\mathbf{x}$ , (in termini di variabili cinematiche: accelerazione velocità e spostamento) è necessario iterare il calcolo ad ogni passo temporale. Come primo tentativo, si pone la matrice di rigidezza uguale a quella calcolata all'istante precedente, ovvero  $[\mathbf{K}^{i+1}]_{k=0} = \mathbf{K}^i$ . Risolto il sistema, si calcolano i vettori di deformazione,  $[\boldsymbol{\gamma}^{i+1}]_{k=0}$ , e di sollecitazione,  $[\boldsymbol{\tau}^{i+1}]_{k=0}$ , attraverso i quali la matrice di rigidezza viene nuovamente valutata come  $[\mathbf{K}^{i+1}]_{k=1}$ . La procedura è ripetuta fino a quando il valore massimo dell'errore relativo,  $\varepsilon_{rel}$ , tra due soluzioni successive,  $[\mathbf{x}^{i+1}]_{k-1}$  e  $[\mathbf{x}^{i+1}]_k$ , definite come:

$$\varepsilon_{rel} = \max \left\{ \frac{\left| \frac{[x_j]_{k=1}^{i+1} - [x_j]_{k=0}^{i+1}}{10^{-6} + |[x_j]_{k=1}^{i+1}|} \right|}{|[x_j]_{k=1}^{i+1}|} \right\} \quad \text{con } j = 1, 2, \dots, n \text{ (indice di strato)} \quad (7)$$

è minore di un fissato valore di tolleranza,  $\varepsilon_{tol}$ . Questo metodo consente di ridurre l'instabilità legata alla presenza di discontinuità nella rigidezza nei punti di inversione del ciclo di isteresi. Nello stesso istante di tempo, viene aggiornato, inoltre, il valore della resistenza limite disponibile, e quindi il valore di  $r_j$  in funzione del rapporto di sovrappressione interstiziale per ciascuno strato.

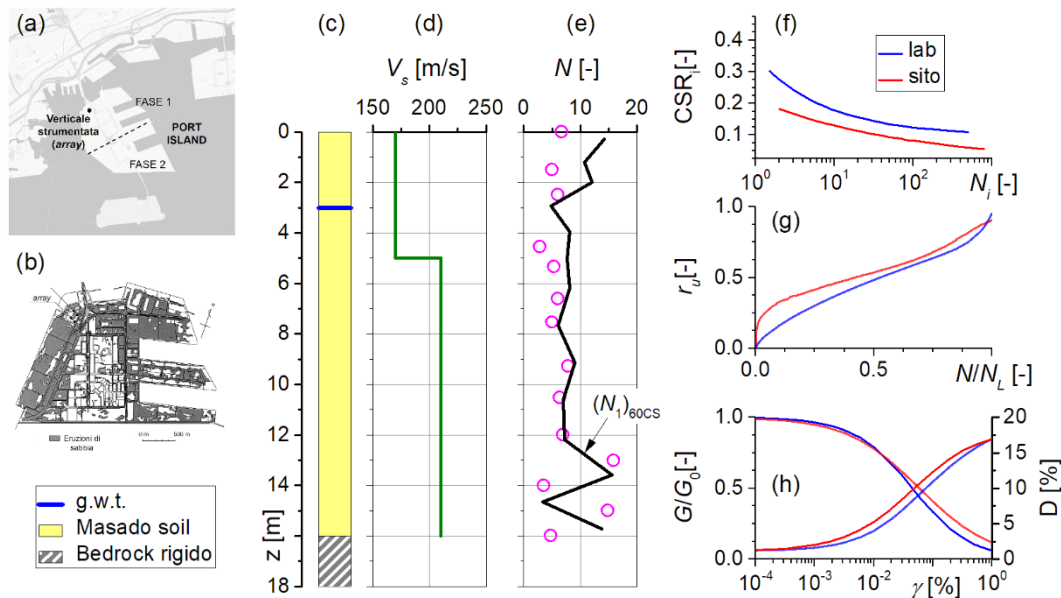


Figura 2 a) Port Island con ubicazione della verticale strumentata; (b) manifestazioni di liquefazione; (c) stratigrafia in corrispondenza dell'array verticale e profilo (d) della velocità delle onde di taglio, (e) del numero di colpi della prova SPT e del numero di colpi normalizzato e corretto. Calibrazione del modello PWP basato su prove in sito (linee rosse) e prove di laboratorio (linee blu) in termini di (f) resistenza ciclica, (g)  $r_u$  in funzione del numero di cicli normalizzato e (h) modulo di taglio normalizzato e fattore di smorzamento in funzione della deformazione a taglio.

### 3 APPLICAZIONE AL CASO DI STUDIO DI PORT ISLAND

Il caso di studio preso in esame è la verticale strumentata dell'isola di Port Island (Fig. 2a), in cui sono state osservate evidenze di liquefazione a seguito del terremoto di Kobe del 1995. Grazie alla verticale accelerometrica posta in foro è stato possibile registrare la storia accelerometrica dell'evento principale alle diverse profondità dei sensori (0, 16, 32 e 83 m).

Le analisi numeriche hanno riguardato solo la parte più superficiale dell'array accelerometrico, compresa tra 0 e 16 m di profondità, in cui è presente il materiale di riporto con granulometria ben assortita e una frazione ghiaiosa del 55%, che ha subito liquefazione nel corso dell'evento sismico. La componente NS del terremoto registrato a 16 m di profondità è stata adottata come azione sismica di riferimento alla base della colonna di terreno (Fig. 2c).

Ishihara et al. (1996) riportano i profili di velocità dell'onda di taglio,  $V_S$  (Fig. 2d) e desunti da prove SPT (Fig. 2e), che sono stati adottati nella definizione del modello geotecnico.

Nelle analisi in tensioni totali, il comportamento non lineare e dissipativo del terreno è stato definito adottando il modulo di taglio normalizzato,  $G/G_0$ , e il rapporto di smorzamento,  $D$ , in funzione delle deformazioni di taglio  $\gamma$ , proposto da Kokusho and Esashi (1981) per terreni ghiaiosi (Fig. 2h, in rosso). Nelle analisi in tensioni efficaci, il modello PWP è stato calibrato attraverso due procedure indipendenti, la prima basata sui risultati delle prove in sito SPT e la seconda su prove di laboratorio.

La prima procedura di calibrazione è dettagliata in Chiaradonna et al. (2020) e richiede la definizione del numero di colpi normalizzato,  $(N_1)_{60}$  (Boulangier and Idriss 2014) (Fig. 2f), del contenuto di fine e dello stato tensionale efficace agente alla profondità media dello strato considerato. La curva di resistenza ciclica e la curva del rapporto di sovrappressione interstiziale ottenute dal processo di calibrazione sono riportate in Figura 2f,g (in rosso). La seconda procedura di calibrazione è stata effettuata sulla base delle prove cicliche e dinamiche di laboratorio. La curva di resistenza ciclica modellata è basata sui risultati sperimentali presentati da Cubrinovski et al. (2000); in assenza di curve sperimentali specifiche per il terreno in esame, per la curva  $r_u - N/N_L$  sono stati invece adottati i risultati di prove triassiali cicliche sulle ghiaie di Messina da Flora e Lirer (2013) (Fig. 2f,g linee blu). Il comportamento non lineare del terreno è stato definito adottando le curve del modulo di taglio normalizzato  $G/G_0$  e il rapporto di smorzamento,  $D$ , rispetto alle deformazioni di taglio,  $\gamma$ , ottenute sperimentalmente attraverso prove di taglio torsionale ciclico su provini ricostituiti e indisturbati (Suetomi e Yoshida 1998). Il confronto tra le curve adottate nelle due procedure di calibrazione rileva sostanziali differenze nelle curve di resistenza ciclica, dove, a parità di numeri di cicli, i valori di resistenza ciclica derivati da prove di laboratorio sono maggiori di quelli dedotti da prove in sito (Fig. 2f).

I risultati delle analisi numeriche sono mostrati nelle Figure 3 e 4 in termini di storie temporali di accelerazione e di spettri elastici di risposta in superficie, e sono confrontati con la registrazione in superficie disponibile al sito.

La Figura 3 mostra il confronto tra i risultati delle simulazioni in tensioni totali e in tensioni efficaci con modello PWP calibrato da prove in sito. Si nota come l'analisi in tensioni efficaci consenta di migliorare notevolmente la previsione della risposta sismica in superficie. L'analisi in tensioni efficaci calibrata su prove in sito è in grado di cogliere il valore di massima accelerazione (PGA) e all'incirca il periodo predominante del moto registrato in superficie, ma non la massima ampiezza spettrale.

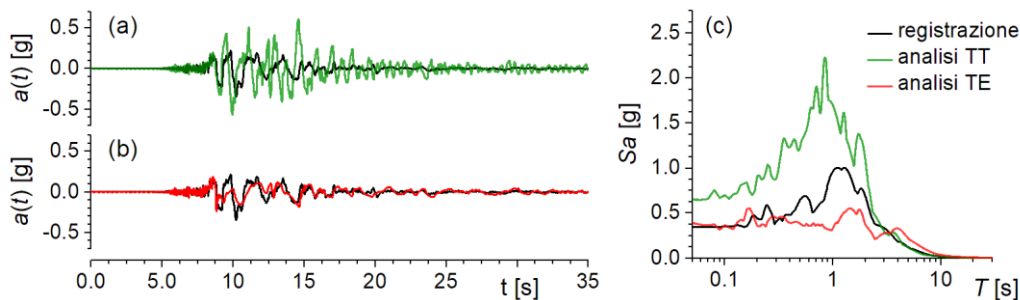


Figura 3 Confronto fra l'accelerogramma in superficie registrato e quella ottenuto da RSL (a) in tensioni totali (TT) e (b) in tensioni efficaci (TE) e (c) confronto in termini di spettri di pseudo-accelerazione.

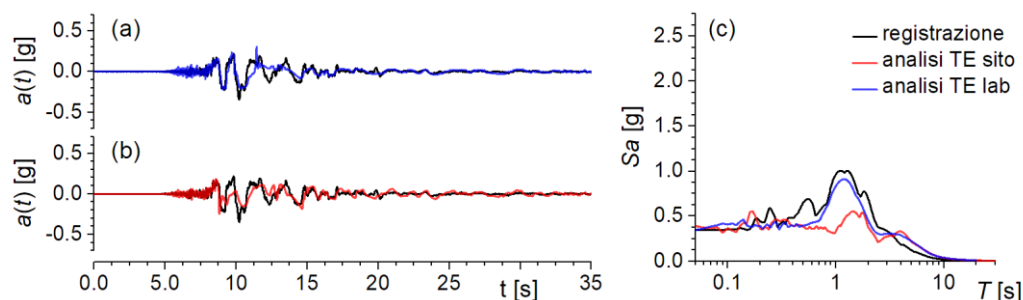


Figura 4 Confronto fra l'accelerogramma registrato in superficie e quello ottenuto da RSL (a) in tensioni efficaci con modello PWP calibrato da prove in laboratorio (TE lab) e (b) in tensioni efficaci con modello PWP calibrato da prove in sito (TE sito) e (c) confronto in termini di spettri di pseudo-accelerazione.

La Figura 4 mostra il confronto tra i risultati delle simulazioni in tensioni efficaci con calibrazione del modello PWP basata da prove in sito e laboratorio. Entrambe le simulazioni restituiscono una previsione soddisfacente in termini di accelerazione massima attesa al sito, nonostante l'incertezza sulla variabilità di tutti gli altri parametri assunti nelle analisi (p.es., profondità del pelo libero della falda, condizione 1D del sito, ecc.).

#### 4 CONCLUSIONI

Questa nota riassume le caratteristiche salienti del progetto Ri-SCOSSA e le generalità del codice di calcolo SCOSSA. La modellazione della risposta sismica di un sito liquefacibile, ampiamente studiato e ben caratterizzato dal punto di vista geotecnico, è stata assunta come pretesto per verificare l'attendibilità del modello semplificato per lo sviluppo e la dissipazione di sovrappressioni interstiziali. La calibrazione dei parametri costitutivi del terreno è stata eseguita preliminarmente ipotizzando la disponibilità delle sole prove in sito e successivamente portando in conto anche i risultati delle prove di laboratorio disponibili. L'utilizzo del modello in termini di tensioni efficaci, seppure in forma approssimata, ha consentito di riprodurre le caratteristiche principali della risposta dinamica del sito, che non sono state colte da analisi dinamiche in tensioni totali. Le analisi in tensioni efficaci appaiono quindi indispensabili per lo studio di problemi di liquefazione. Ovviamente, l'affidabilità della previsione dipende dalla bontà della stima della resistenza ciclica del terreno, aspetto questo da perseguire mediante una mirata caratterizzazione geotecnica.

#### RINGRAZIAMENTI

La presente nota descrive le attività del progetto finanziario nell'ambito del Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza (PRNR), Missione 4, Componente 2, Investimento 1.1, Bando n. 1409 pubblicato il 14.9.2022 dal Ministero italiano dell'Università e della Ricerca (MUR), finanziato dal Unione Europea – NextGenerationEU– Titolo del progetto "RI-SCOSSA 2.0 - Renovation and Improvement of Seismic COde for Stick-Slip Analyses" – CUP P20228HN9M Decreto Assegnazione Borse di Studio n. 1385 adottato il 01-09-2023 dal Ministero dell'Università.

#### BIBLIOGRAFIA

- Boulanger R.W., Idriss I.M. 2014. CPT and SPT liquefaction triggering procedures. Report No. UCD/GCM-14/01, University of California at Davis
- Chiaradonna A., 2020. Valutazione del potenziale di liquefazione dei terreni. Metodi di analisi e applicazioni. *Hevelius Edizioni*. Volume 32 della collana "Argomenti di ingegneria geotecnica" diretta da Carlo Viggiani.
- Chiaradonna A., Tropeano G., d'Onofrio A., Silvestri, F. 2016. A simplified method for pore pressure buildup prediction: from laboratory cyclic tests to the 1D soil response analysis in effective stress conditions. *Proc. Eng.* 158: 302-307.
- Chiaradonna A., Tropeano G., d'Onofrio A., Silvestri, F. 2018a. Development of a simplified model for pore water pressure build-up induced by cyclic loading. *Bull. of Earth. Engin.* 16:3627–3652.

- Chiaradonna A., Bilotta E., d'Onofrio A., Flora A., Silvestri F. 2018b. A Simplified Procedure for Evaluating Post-Seismic Settlements in liquefiable Soils, *Proceedings of the 5th Conference on Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, GEESDV, Austin, 2018
- Chiaradonna A., d'Onofrio A., and Bilotta E., 2019. Assessment of post-liquefaction consolidation settlement, *B Earthq Eng*, vol. 17, pp. 5825–5848.
- Chiaradonna A., Flora A., d'Onofrio A., Bilotta E. 2020. A pore water pressure model calibration based on in-situ test results. *Soils and Foundations*, 60(2):327-341.
- Chiaradonna A., Ntritsos N., Cubrinovski M. 2022a. "CPT-based model calibration for effective stress analysis of layered soil deposits." in Proc. 5th International Symposium on Cone Penetration Testing, Bologna, 876-882.
- Chiaradonna A., Santisi d'Avila M.P., Lenti L. 2022b. Seismic response of a 1D soil profile using two modeling approaches in effective stress condition, *3rd International Conference on Natural Hazards & Infrastructure*, ICOHNIC, Athens, 2022.
- Chopra, A.K., 1967. Earthquake response of earth dams. *J. Soil Mech. Found. Div.* 93 (2), 65–81.
- Cubrinovski M., Ishihara K., Furukawazono K. 2000. Analysis of two case histories on liquefaction of reclaimed deposits. The 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.
- D.M. 17.01.2018. Norme tecniche per le costruzioni. *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, n. 42 del 20.02.2018
- Flora A., Lirer S. 2013. Small strain shear modulus of undisturbed gravelly soils during undrained cyclic triaxial tests. *Geotechnical and Geological Engineering*, 31(4): 1107-1122.
- Kondner RL, Zelasko JS. 1963. Hyperbolic stress-strain formulation of sands. In Proceedings of the 2nd Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Sao Paulo, Brazil. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos 1963;1:289-324.
- Koukusho T., Esashi, Y., 1981. Cyclic triaxial test on sands and coarse materials. Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 1: 673–679.
- Lysmer J., Kuhlemeyer R. 1969. Finite dynamic model for infinite media, *J. Eng. Mech*, 95: 859–877.
- Hashash Y., Park D. 2002. Viscous damping formulation and high frequency motion propagation in non-linear site response analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 22:611–624.
- Ishihara K., Yasuda S., Nagase, H. 1996. Soil characteristics and ground damage. *Soils and Found.*, 109-118.
- Matasovic N., Vucetic M. 1995. Generalized cyclic-degradation-pore pressure generation model for clays, *Jour. of Geot. Eng.* 121: 33–42.
- Masing G. 1926. Eigenspannungen und verfestigung beim messing, *Proceedings of the 2nd Int. Congress of Applied Mechanics*. 332–335.
- Phillips C., Hashash Y. 2009. Damping formulation for nonlinear 1d site response analyses, *Soil Dyn. and Earth. Eng.* 29: 1143–1158.
- Rathje, E.M., Bray, J.D., 2000. Nonlinear coupled seismic sliding analysis of earth structures. *J. Geotech. Geoenviron.* 126 (11), 1002–1014.
- Suetomi I., Yoshida N. 1998. Non linear behavior of surface deposit during the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake. *Soil and Foundations*, 11-22.
- Tropeano, G., Chiaradonna, A., D'Onofrio, A., Silvestri, F., 2016. An innovative computer code for 1D seismic response analysis including shear strength of soils. *Géotechnique* 66 (2), 95–105.
- Tropeano G., Chiaradonna A., d'Onofrio A., Silvestri, F. 2019. Numerical model for non-linear coupled analysis on seismic response of liquefiable soils. *Computers and Geotechnics* 105: 211-227.

## ABSTRACT

### PROJECT RI-SCOSSA 2.0: ASSESSMENT OF SITE SEISMIC INSTABILITY

Keywords: Project RI-SCOSSA 2.0: assessment of site seismic instability

Activation of landslides and soil liquefaction constitute two of the main causes of vulnerability of infrastructure networks to seismic events. Although considered from an engineering point of view as two phenomena to be analysed separately, both are due to reaching localized (formation of sliding surfaces) or generalized (liquefaction of a soil layer) failure conditions in the soil. At present, a rigorous analysis of the problem can be addressed through complex approaches that require the use of advanced constitutive models and sophisticated and expensive laboratory tests, often prohibitive in engineering practice. This paper illustrates the functionalities implemented in the SCOSSA 2.0 code to include the effects induced by excess pore pressure developments and dissipation in seismic wave propagation analyses under one-dimensional conditions. Through an example of application to a case history, it is intended to show how the proposed approach, although simplified, allows to obtain valid results for engineering applications.