POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea in Ingegneria Civile

A.A. 2017/2018

ANALISI NUMERICA DELLA RISPOSTA SISMICA DI PICCOLI INVASI IN TERRA

Relatore: Prof. Ing. Sebastiano Foti

Studente: Matteo Milano

SOMMARIO

Molte dighe presenti sul territorio nazionale sono state progettate e costruite utilizzando metodologie che attualmente vengono considerate superate. Negli ultimi anni, inoltre, la classificazione della pericolosità sismica del territorio italiano ha subito importanti variazioni in seguito all'entrata in vigore delle *Norme Tecniche per le Costruzioni (2008)* e delle *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse - 2014).*

In questo elaborato, partendo dalla definizione della pericolosità sismica dei siti analizzati, è stata valutata la risposta sismica di due dighe in materiale sciolto ubicate in Piemonte (Cesana Torinese (TO) e Brondello (CN)), nell'ambito del progetto sulla REsilienza degli SBArramenti artificiali (RESBA). Basandosi sui parametri sismogenetici sono state selezionate 7 storie di accelerazione la cui media risulta spettro-compatibile rispetto allo spettro target, da utilizzare come dato in ingresso per le successive analisi numeriche.

Le analisi dinamiche sono state condotte con il software agli elementi finiti Plaxis 2D che permette di descrivere il comportamento dissipativo non-lineare del terreno grazie al modello Hardening Soil small strain stiffness. Il legame costitutivo è stato tarato sulle curve di letteratura della variazione del modulo di taglio e dello smorzamento, corrispondenti ai tipi di terreni presenti in loco.

I risultati ottenuti delle analisi numeriche in termini di accelerazione e spostamento, sono stati confrontati con i limiti imposti dalla normativa tecnica (*Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta - dighe e traverse*), in modo da valutare il soddisfacimento delle verifiche agli Stati Limite.

In entrambi i casi studio le verifiche allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) risultano soddisfatte, ma per studi futuri sugli invasi piemontesi sarebbe necessario approfondire ulteriormente la caratterizzazione meccanica dei terreni tramite la realizzazione di campagne di misura geofisiche e di laboratorio (prove down-hole e colonna risonante).

ABSTRACT

On the national territory many dams have been designed and built using methods that are currently considered outdated. Moreover, in recent years, the classification of the seismic hazard of the Italian territory has undergone significant changes following the entry into force of *Norme Tecniche per le Costruzioni (2008)* and of *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse - 2014).*

This dissertation evaluates the seismic response of two earthfill dams located in Piedmont (Cesana Torinese (TO) and Brondello (CN)), starting from the definition of the seismic hazard. These two dams are part of the international project on the resilience of the artificial dams (RESBA). Seven acceleration time histories (with compatible average with the target spectrum) have been selected on the basis of seismogenic parameters, in order to use them as an input for next numerical analyses.

The dynamic analyses have been conducted with the Plaxis 2D finite element software which allows to describe the non-linear dissipative behaviour of the ground thanks to the Hardening Soil small strain stiffness model. The constitutive model has been calibrated with the non-linear curves corresponding to the types of soil present on site.

The results obtained from the numerical analyses in terms of acceleration and displacement have been compared with the limits prescribed by the technical regulations (*Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta - dighe e traverse*) in order to assess the respect of the restrains imposed by the Limit State considered.

In both cases, the verifications on the Life safety Limit State (LLS) are satisfied, but for future studies on the Piedmont reservoirs it would be necessary to further deepen the mechanical characterization of the ground by carrying out geophysical and laboratory measurement (down-hole test and resonant column).

INDICE

Sommario 3
Abstract 4
Indice 5
Introduzione 8
1 Problemi dighe in zona sismica 10
1.1 Normativa 13
2 Comportamento del terreno sotto azione ciclica 17
2.1 Risposta Sismica Locale 22
2.1.1 Amplificazione stratigrafica 24
2.1.2 Amplificazione topografica 27
3 Pericolosità sismica 28
4 Plaxis - Hardening Soil model with small-strain stiffness 35
5 Validazione di Plaxis e calibrazione del modello costitutivo 41
5.1 Smorzamento di Rayleigh 43
5.2 Analisi lineari 1D - Ricker 44
5.2.1 Ricker con bedrock rigido 44
5.2.2 Ricker con bedrock flessibile 49
5.3 Analisi non lineari 1D - Ricker 52
5.4 Analisi lineari 1D - Kobe 60
5.3.1 Kobe - Bedrock rigido 62
5.3.2 Kobe - Bedrock flessibile 64
5.5 Analisi non lineari 1D - Kobe 67
5.6 Analisi lineari 2D – Serie Ricker 70
5.7 Analisi non lineari 2D – Serie Ricker 76
6 Diga di Rougies 80
6.1 Pericolosità sismica da INGV – Cesana Torinese (TO) 85
6.2 Scelta degli accelerogrammi – Cesana Torinese (TO) 89

6.3 Modellazione e analisi statica 93
6.4 Calibrazione curve di letteratura 99
6.4.1 Calibrazione curva di Seed & Idriss (1991) 100
6.4.2 Calibrazione curva di Rollins (1998) 103
6.5 Modellazione e analisi dinamica 105
7 Diga di Brondello 118
7.1 Pericolosità sismica da INGV – Brondello (CN) 123
7.2 Scelta degli accelerogrammi – Brondello (CN) 127
7.3 Modellazione e analisi statica 131
7.4 Calibrazione curve di letteratura 139
7.4.1 Calibrazione curva di Vucetic & Dobry (1991) IP=15% per riporto limoso 141
7.4.2 Calibrazione curva di Vucetic & Dobry (1991) IP=15% per sabbia limosa 143
7.4.3 Calibrazione curva di Seed & Idriss (1991) Mean Limit 146
7.4.4 Calibrazione curva di Rollins (1998) 148
7.5 Modellazione e analisi dinamica 150
8 Conclusioni 161
9 Bibliografia 164
Indice delle figure 169
Indice delle tabelle 176
Allegato A 178
Risultati analisi lineare 1D Ricker – Bedrock rigido 178
Risultati analisi lineare 1D Ricker – Bedrock flessibile 181
Risultati analisi non lineare 1D Ricker – Bedrock flessibile 184
Risultati analisi lineare 1D Kobe – Bedrock rigido 187
Risultati analisi lineare 1D Kobe – Bedrock flessibile 190
Risultati analisi non lineare 1D Kobe – Bedrock flessibile 193
Risultati analisi lineare 2D monostrato Ricker – Bedrock flessibile 196

Risultati analisi non lineare 2D monostrato Ricker – Bedrock flessibile .. 198

Allegato B 200

Storie in accelerazione e spostamento dei 7 eventi spettro-compatibili Cesana Torinese (TO) 200

Allegato C 204

Storie in accelerazione e spostamento dei 7 eventi spettro-compatibili Brondello (CN) 204

Allegato D 208

Coordinate modello diga di Rougies 208

Coordinate modello diga di Brondello 209

INTRODUZIONE

Sul territorio italiano sono presenti più di 500 dighe che sono state costruite a partire dal 1950 e che sono state progettate utilizzando criteri sismici e metodi di analisi che attualmente vengono considerati superati. Gli approcci utilizzati per le verifiche di stabilità in condizioni sismiche erano basati su analisi pseudostatiche, nelle quali le forze di inerzia e la pressione idraulica dovute allo scuotimento sismico venivano rappresentate come forze statiche equivalenti, seguendo un approccio alla Westergaard (1933).

Il rischio simico del territorio italiano, prima dell'entrata in vigore delle *Norme Tecniche per le Costruzioni* del 2008, era sottostimato rispetto alle norme per la valutazione della stabilità degli invasi attualmente vigenti. In seguito alla promulgazione del Decreto Legge del 14 gennaio 2008 tutto il territorio nazionale è stato classificato come sismico e, grazie agli studi di pericolosità condotti dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, attualmente è possibile disporre della mappa interattiva di pericolosità sismica che definisce i parametri caratteristici dello scuotimento atteso in ogni porzione del territorio italiano. Negli ultimi anni in seguito agli eventi sismici che hanno colpito il centro Italia (L'Aquila 2009, Amatrice 2016-2017, ecc), vi è sempre più attenzione nella progettazione nei confronti dell'azione sismica e la ricerca mira a comprendere il comportamento delle onde sismiche dalla loro genesi nell'ipocentro fino alla propagazione in superficie.

Oggigiorno, grazie all'ausilio dei calcolatori e allo sviluppo di software che implementano legami costitutivi in grado di descrivere il comportamento del terreno sottoposto ad input sismici, è possibile condurre analisi dinamiche avanzate che permettono di studiare più accuratamente la risposta delle dighe e più in generale delle opere geotecniche.

Scopo del presente elaborato è la valutazione della risposta sismica di due dighe in materiale sciolto ubicate in Piemonte e facenti parte del progetto sul rischio degli sbarramenti artificiali (RESBA) promosso dal progetto transfrontaliero Italia-Francia ALCOTRA. L'analisi verrà condotta partendo dagli studi di pericolosità dei siti investigati e componendo un set di 7 accelerogrammi, la cui media sia spettro-compatibile rispetto allo spettro target, da utilizzare nelle analisi numeriche eseguite con il codice di calcolo Plaxis 2D. Il software agli elementi finiti implementa un legame costitutivo che permette di rappresentare il comportamento non lineare del materiale attraverso opportuna calibrazione di tale legame con curve di variazione del modulo di rigidezza al taglio

sperimentali o di letteratura; in questo modo è possibile descrivere il comportamento del terreno sotto azione ciclica in termini di variazione di rigidezza e smorzamento.

Le grandezze valutate nelle analisi dinamiche di risposta sismica verteranno sulle storie in accelerazione, i fattori di amplificazione che il segnale sismico subisce, gli spettri di risposta in accelerazione, i percorsi tensionali sofferti dal terreno e gli spostamenti residui indotti nell'opera a causa dello scuotimento sismico.

I risultati ottenuti delle analisi dinamiche saranno confrontati con le prescrizioni contenute nelle *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)* del 2014 in modo da valutare il soddisfacimento delle verifiche per gli Stati Limite scelti (SLD e SLV). Si andrà a ricercare, infine, quali parametri influenzano maggiormente la stabilità delle opere geotecniche e comprendere, quindi, quali sono le condizioni al contorno che massimizzano gli effetti indotti dal sisma sulle dighe in esame.

1 PROBLEMI DIGHE IN ZONA SISMICA

Le dighe sono opere realizzate per immagazzinare acqua e sono progettate per resistere alla spinta del fluido grazie al loro peso (dighe a gravità) o alla loro forma (dighe in calcestruzzo armato). Queste si differenziano sia per forma che per materiale di costruzione: tipicamente, infatti, le dighe a gravità sono opere realizzate in pietrame (rockfill) o terra (earthfill) e hanno forma trapezoidale, mentre quelle in calcestruzzo armato sono opere molto più snelle ed alte.

Nelle dighe in materiale sciolto la costruzione del rilevato è effettuata tramite la posa e la successiva compattazione meccanica di una serie di strati successivi di terreno che possono essere omogenei (Homogenous earthfill dams) o di materiali differenti a seconda della posizione all'interno del rilevato (Zoned earthfill dams - Figura 1). Questa seconda tecnica di costruzione prevede l'inserimento di un nucleo di materiale fine nella zona centrale del corpo diga che permette di abbattere la linea piezometrica e ridurre il flusso d'acqua che filtra dal bacino: tale tipologia di rilevato garantisce una miglior tenuta idrica del rilevato. Nell'elaborato verranno prese come oggetto di studio le dighe costruite in materiale sciolto.

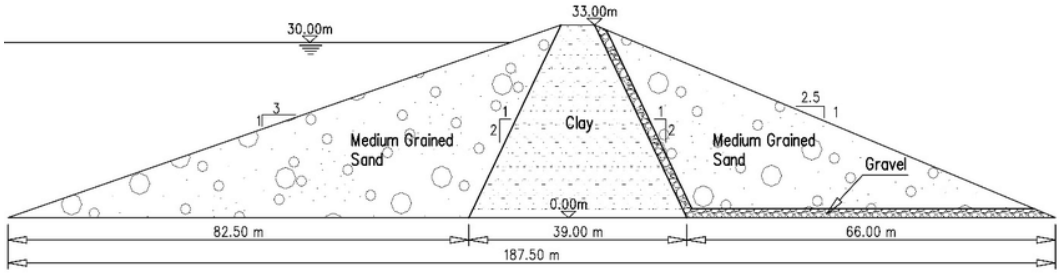


Figura 1: sezione esplicativa di una zoned earthfill dam – (*Costanzo et al. 2011*)

Come le normali opere civili, anche le dighe sono soggette agli spostamenti del terreno indotti dagli eventi sismici. I terremoti sono fenomeni dovuti all'attività tettonica della crosta terrestre che, a causa dell'accumulo e del successivo rilascio di energia dovuta alla rottura delle placche nella zona di contatto, liberano energia sotto forma di onde sismiche di volume (elastiche) che generano scuotimento quando raggiungono la superficie. I parametri che descrivono il moto sismico sono l'accelerazione massima al suolo, la velocità massima, la durata significativa dell'evento e l'intensità di Arias. La magnitudo

permette di esprimere in maniera quantitativa la forza di un terremoto e viene calcolata attraverso il logaritmo decimale del rapporto tra l'ampiezza registrata dal pendolo torsionale di *Wood-Anderson* e l'ampiezza di riferimento. Esiste anche una relazione direttamente proporzionale tra la durata dell'evento sismico e la magnitudo caratteristica dello stesso: maggiore è la magnitudo, e maggiore è la durata del sisma. È stato dimostrato che la magnitudo di un evento sismico è collegata con l'energia rilasciata dall'ipocentro e, poiché questa viene calcolata riferendosi al logaritmo decimale, è possibile ricavare che una variazione di un grado di magnitudo corrisponde a un incremento di circa trenta volte l'energia rilasciata, che passa ad essere mille volte maggiore se la magnitudo aumenta di due gradi.

Le onde sismiche durante il loro percorso di propagazione dall'ipocentro alla superficie terreste subiscono diversi fenomeni che tendono ad amplificare o deamplificare il segnale generato dal sisma. Le principali modifiche che si riscontrano possono essere elencate in rifrazione e riflessione del raggio sismico, amplificazione topografica ed amplificazione stratigrafica. L'insieme di tutte le modifiche che il segnale subisce a causa del terreno viene comunemente chiamata Risposta Sismica Locale (*RSL*).

Le dighe in materiale sciolto, a causa della loro forma trapezoidale, sono fortemente influenzate dall'amplificazione topografica: le onde, mentre si propagano all'interno dell'opera, subiscono la riflessione dovuta allo scontro con la superficie libera dei paramenti della diga che comporta l'aumento dell'ampiezza del segnale come riportato in Figura 2.

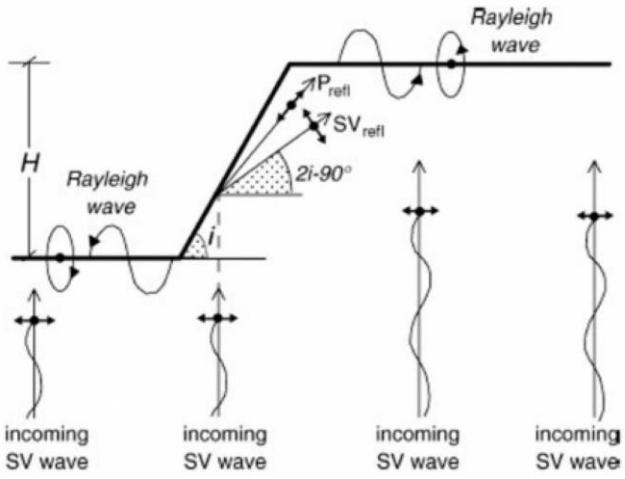


Figura 2: schema della propagazione delle onde in un pendio *(Bouckovalas et al. 2005)*

Il risultato dell'alterazione del moto sismico si traduce non solo in un'amplificazione dell'ampiezza del segnale, ma anche in deformazioni permanenti nel corpo diga o nel terreno di fondazione e nell'accumulo di sovrappressioni dovuto alla presenza di fluido interstiziale. I cedimenti e gli spostamenti relativi a cui è sottoposta l'opera devono essere analizzati in modo da valutare la stabilità globale ed identificare possibili superfici di rottura o scivolamento createsi a causa dell'eccitazione sismica.

I primi riscontri dei danni subiti dalle dighe in terra in seguito ad eventi sismici che sono stati analizzati in letteratura tecnica, risalgono ai terremoti del Messico (1975-1985), della Cina (2008) e del Giappone (1964-2008). Negli eventi dell'Asia si sono verificati addensamenti diffusi del corpo diga e cedimenti verticali della cresta del rilevato di circa 80 centimetri nel caso del Giappone e di 74 centimetri per quello cinese. Inoltre, per l'opera cinese, sono state evidenziate diverse lesioni sia in direzione orizzontale che verticale, collocate nella zona superiore del franco idraulico e in prossimità della spalla sinistra.

La diga di Villita in Messico è stata oggetto di diversi studi scientifici poiché negli anni tra il 1975 e il 1985 ha subito 6 importanti terremoti in rapida successione. Lo scuotimento indotto è stato registrato dalla strumentazione installata sul corpo diga che ha potuto fornire una valutazione della risposta dell'opera alla sollecitazione sismica. Con le informazioni registrate e con la modellazione numerica agli elementi finiti è stato possibile caratterizzare il comportamento non lineare del materiale tramite back-analysis. I dati di risposta sismica e di cedimenti residui, inoltre, sono stati utili per confrontare i risultati ottenuti dall'applicazione degli approcci pseudo-statici e dinamici in modo da trovare la differenza in termini di errore tra i due metodi *(Pelecanos et al. 2012)*.

I terremoti hanno indotto anche diversi fenomeni franosi in pendii naturali e in quelli artificiali, con caratteristiche di sviluppo cinematico differenti a seconda della granulometria del terreno presente *(Ishihara 1993)*. Si evidenzia come i terreni con maggiore contenuto di fine manifestino un comportamento più stabile rispetto a pendii granulari in condizione di parziale o totale saturazione. Questi ultimi terreni sono soggetti al progressivo accumulo di tensioni interstiziali dovuti alla presenza del fluido, che per alti valori delle sovrappressioni tende ad annullare le tensioni efficaci con il conseguente raggiungimento della condizione di liquefazione. Collassi a causa della liquefazione di strati interni al rilevato del corpo diga o nel terreno di

fondazione si sono verificati durante gli eventi della diga di Niigata (1964) Tokachi-Oki (1968) e Loma Prieta (1989).

I principali elementi di vulnerabilità sismica sono stati associati agli stati di danneggiamento osservati nelle dighe in terra in occasione degli eventi del passato *(Seed 1979)*:

- Cedimenti del corpo diga e/o del terreno di fondazione che possono causare fessurazioni diffuse e perdita del franco idraulico nei confronti del sormonto;
- Instabilità globale dei paramenti di monte e di valle, causata dagli effetti inerziali e/o dalla degradazione della resistenza;
- Accumulo di sovrappressioni interstiziali e conseguente riduzione della resistenza al taglio fino all'estrema conseguenza della liquefazione nel corpo diga o nel terreno di fondazione;
- Accumulo di spostamenti differenziali tra il corpo diga e le spalle o gli elementi idraulici accessori (scolmatori, condotte, ecc.);
- Rotture del corpo diga per effetto di movimenti di faglia che si manifestano nella zona della fondazione;
- Sovrasto della diga per effetto del collasso di masse instabili di terreno all'interno dell'invaso che può produrre un'onda di piena o comunque un innalzamento significativo del livello di invaso.

1.1 NORMATIVA

In Italia, la costruzione di nuove dighe e la verifica di quelle esistenti è normata dal decreto del 26 giugno 2014 emanato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti con titolo *"Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)"*. Questo documento fornisce una classificazione basata sulla dimensione delle dighe e sul volume invasato andando a identificare come *"dighe di dimensioni contenute"* quelle che non superano i 15 metri di altezza e che hanno un volume invasato non superiore a 1.000.000 metri cubi e definendo come *"grandi dighe"* quelle che superano i 15 metri di altezza e con volume di invaso superiore a 1.000.000 metri cubi. La Norma identifica le procedure per la valutazione della sicurezza delle opere di contenimento secondo diversi Stati Limite, in accordo con le *Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008*. Il testo va a definire le prestazioni che l'opera deve garantire a seconda del tipo di Stato Limite considerato e del tipo di opera (diga in calcestruzzo o diga in materiale sciolto).

Facendo riferimento alle *"Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)"*, la valutazione della sicurezza dei serbatoi deve essere effettuata con riferimento alle seguenti condizioni caratteristiche:

1. Normale funzionamento;
2. Danni riparabili, senza rilascio incontrollato di acqua;
3. Danni non riparabili, senza rilascio incontrollato d'acqua;
4. Danni che determinano il rilascio incontrollato d'acqua, o comunque di perdita di vite umane;
5. Collasso della struttura.

L'uscita o l'entrata dalle varie condizioni caratteristiche definisco i quattro stati limite, due di esercizio (Stato Limite di immediata Operatività, SLO e Stato Limite di Danno, SLD) e due ultimi (Stato Limite di salvaguardia della Vita, SLV e Stato Limite di Collasso, SLC).

Lo stato limite SLO è definito dall'uscita dalla condizione 1.

Lo stato limite SLD è definito dal passaggio dalla condizione 2 alla condizione 3.

Lo stato limite SLV è definito dal raggiungimento della condizione 4.

Lo stato limite SLC è definito dal raggiungimento della condizione 5.

Per una corretta verifica agli stati limite ultimi, inoltre, devono essere prese in considerazione le seguenti situazioni:

- Instabilità del corpo diga e dei terreni o ammassi rocciosi di imposta;
- Instabilità per scorrimento, anche parziale, del corpo diga o meccanismi di rottura locali;
- Rottura per erosione interna, fessurazioni del corpo diga, nei terreni o ammassi rocciosi di fondazione, negli elementi di tenuta o nelle superfici di contatto manufatto-terreno, tali da provocare una filtrazione incontrollata;
- Deformazioni del corpo diga e/o dei terreni o ammassi rocciosi di fondazione, tali da provocare danni strutturali allo sbarramento o la tracimazione;
- Instabilità dei pendii che possano provocare la tracimazione della diga o danni strutturali;
- Rottura o danno degli organi di scarico e in generale delle opere accessorie, che impediscano il deflusso controllato del serbatoio;

- Condizione di piena che porti alla tracimazione del coronamento con conseguenti danni gravi, fino alla possibilità di collasso dello sbarramento.

Per le dighe in materiale sciolto oltre alle verifiche generali sopra elencate, è necessario valutare:

- Instabilità dei paramenti;
- Rottura per liquefazione del corpo diga o dei terreni di fondazione;
- Rottura per erosione interna o sifonamento;
- Lacerazione dell'eventuale manto o rottura del diaframma di tenuta.

Le analisi in presenza di azioni sismiche agli Stati Limite Ultimi possono essere eseguite mediante analisi semplificate o analisi dinamiche. In entrambi i casi è necessario tenere conto della risposta sismica dei terreni di fondazione e di quelli costituenti il corpo diga.

Effettuando le analisi con il metodo agli spostamenti di Newmark o analisi complete con metodi dinamici, l'azione deve essere rappresentata da accelerogrammi registrati, rappresentativi della sismicità del sito. Per la definizione dell'input devono essere impiegati almeno cinque accelerogrammi che soddisfino i requisiti della spettro-compatibilità.

I modelli di calcolo per le dighe esistenti devono essere costruiti in modo da tenere in conto del processo costruttivo e di modifica delle caratteristiche geometriche e meccaniche delle opere analizzate.

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesta almeno una delle seguenti circostanze (*NTC 2008*):

1) Eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2) Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1g;
3) Profondità media stagionale della falda superiore a 15 metri dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni speciali;
4) Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}>30$ oppure $q_{c1N}>180$, dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;

5) Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nei fusi di normativa.

Per verificare le prescrizioni imposte dalle norme è necessario stabilire delle soglie di spostamento massimo in modo da valutare l'avvenuto superamento di uno Stato Limite assegnato a seconda degli elementi considerati. I vincoli imposti agli spostamenti sono stati scelti in base ai suggerimenti forniti da articoli di letteratura (*Albano et al. 2014*).

2 COMPORTAMENTO DEL TERRENO SOTTO AZIONE CICLICA

Il comportamento meccanico dei terreni sotto l'effetto di carici ciclici è complesso e caratterizzato da marcata non linearità, dall'accumulo di deformazioni permanenti, dissipazione di energia e degradazione progressiva delle caratteristiche per effetto del numero di cicli di carico applicati. In presenza di fluido interstiziale si aggiunge al problema l'accumulo di sovrappressioni interstiziali in condizioni di drenaggio impedito o parziale.

La legge sforzi-deformazioni viene usualmente descritta utilizzando i moduli secanti o tangenti in funzione del livello deformativo raggiunto. La variazione del modulo secante (o tangente) in funzione della deformazione viene indicata come curva di variazione del modulo di taglio e comunemente è adimensionalizzata rispetto al modulo tangente a piccolissime deformazioni G_0.

La descrizione del comportamento meccanico dei terreni nei confronti dei carichi ciclici non può prescindere dalla dissipazione intrinseca di energia che si verifica nei cicli di carico-scarico. Le deformazioni plastiche accumulate dal materiale generano dei cicli di isteresi ai quali è associata la dissipazione di energia. Il parametro a tal riguardo è costituito dal rapporto di smorzamento D (*Damping*) definito come rapporto tra la dissipazione di energia nel singolo ciclo ΔW e l'energia di deformazione massima accumulata (*Lai et al 2009*).

Equazione 1

$$D = \frac{\Delta W^{diss}}{4\pi W^{max}}$$

Anche il rapporto di smorzamento è dipendente dal livello deformativo, in quanto sperimentalmente si osserva un allargamento dei cicli di isteresi al crescere della deformazione di picco del carico ciclico.

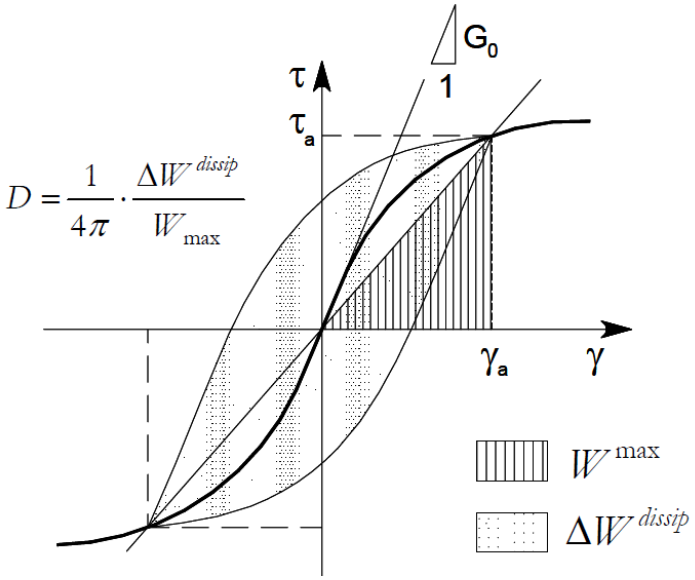


Figura 3: legge sforzi deformazioni

Le curve di variazione del modulo di taglio dipendono principalmente dalle proprietà fisiche, dai parametri di stato del terreno e dalle caratteristiche del carico applicato (Figura 4). Tale dipendenza risulta marcata in relazione alle variazioni di indice di plasticità e di stato tensionale, mentre è meno significativo il contributo dovuto al grado di sovraconsolidazione, la frequenza del carico e il numero di cicli a cui sono sottoposti nelle prove. Nelle curve di variazione è possibile osservare che, per un intervallo a piccole deformazioni, il modulo elastico secante rimane costante e per questo si può definire una soglia di linearità in cui il materiale ha un comportamento visco-elastico lineare. In questo range l'energia dissipata dai cicli di isteresi è contenuta e tipicamente non supera l'1% (*Darendeli 2001*).

Nei terreni a grana grossa le curve del modulo di taglio sono funzione della densità relativa e della tensione di confinamento. A titolo di esempio si riportano in Figura 5 le curve per le sabbie al variare della tensione di confinamento, studiate da *Darendeli (2001)*.

Negli anni sono stati condotti diversi studi scientifici sul comportamento non lineare dei terreni, che hanno restituito l'andamento delle curve di letteratura per materiali a diversa granulometria. Le curve più comuni per le argille sono quelle di *Vucetic & Dobry (1991)*, *Darendeli (2001)* e *Zhang (2005)*, che si differenziano per i parametri necessari per la loro definizione. In letteratura per le sabbie si trovano gli studi di *Seed & Idriss (1991)*, *Darendeli (2001)*, *Zhang (2005)* e *Menq (2007)*, mentre per le ghiaie grossolane e la roccia fratturata si ci riferisce tipicamente a *Rollins (1998)*.

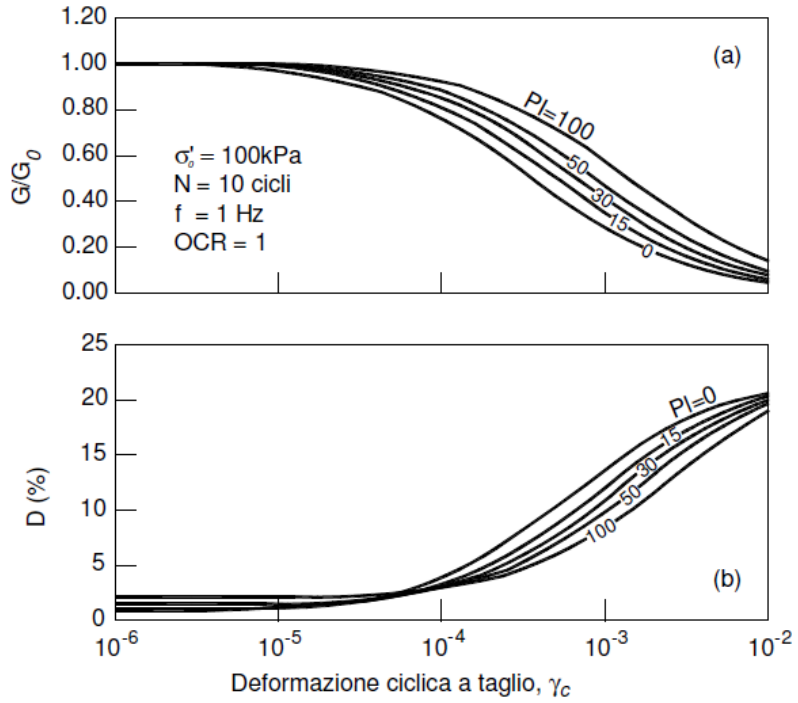


Figura 4: curve di variazione-damping argilla in funzione di PI – *(Darendeli 2001)*

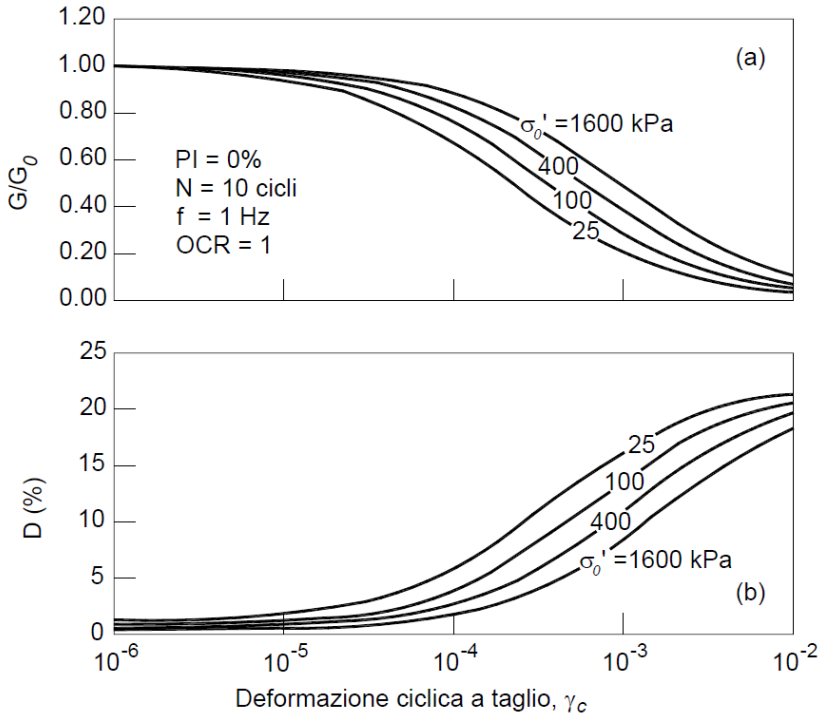


Figura 5: curve di variazione-damping per terreni a grana grossa – *(Darendeli 2001)*

Il comportamento meccanico dei terreni sottoposti a carichi ciclici è influenzato anche dalla presenza di fluido all'interno delle porosità che, in caso di

eccitamento, genera sovrappressioni interstiziali. Tale fenomeno può portare alla liquefazione ciclica, che si verifica quando le sovrappressioni interstiziali portano all'annullamento delle tensioni efficaci. La soglia volumetrica ciclica di deformazione a taglio è definita in relazione all'insorgere della tendenza del materiale a manifestare variazioni di volume, in condizioni drenate, per effetto di marcate deformazioni plastiche. Al di sotto di tale soglia (circa pari a 10^{-4}), il carico ciclico non induce incrementi di pressioni interstiziale, in condizioni non drenate, indipendentemente dal grado di addensamento del materiale.

La liquefazione nei terreni a grana grossa consiste in una perdita parziale o totale della resistenza al taglio e della rigidezza, dovuto all'annullamento delle tensioni efficaci causato dalle sovrappressioni interstiziali generate a causa del carico ciclico. Lo scuotimento indotto dal sisma tende a compattare il materiale sciolto, ma questo è impedito dalla presenza del liquido interstiziale che a causa dell'alta frequenza di applicazione dei cicli di carico non permette il drenaggio dello stesso. La suscettibilità di un terreno alla liquefazione dipende dalla tendenza alla diminuzione o aumento di volume che esso manifesta per effetto di uno sforzo di taglio ciclico.

Le curve di variazione vengono determinate sperimentalmente in laboratorio utilizzando apparecchiature atte all'applicazione dei carichi ciclici. Le prove più comuni sono la prova di taglio torsionale ciclico, la colonna risonante e la prova triassiale ciclica.

Nella prova di taglio torsionale ciclico il provino dopo essere stato saturato e consolidato, viene sottoposto all'azione di un momento torcente applicato all'estremità libera, generato con un segnale sinusoidale (o triangolare) con frequenza costante e predeterminata e ampiezza via via crescente. Grazie ai trasduttori applicati in testa al provino è possibile tracciare i percorsi tenso-deformativi dei cicli di isteresi da cui è possibile ricavare l'andamento delle curve di variazione di G e lo smorzamento del materiale.

La modalità di prova della colonna risonante consiste nell'applicazione di un carico ciclico a un provino cilindrico fino al raggiungimento della condizione di risonanza. La storia di carico genera sollecitazioni cicliche con ampiezza costante e frequenza variabile, applicate in corrispondenza della base superiore di un provino incastrato inferiormente. Monitorando le rotazioni indotte, si individua la frequenza di risonanza che, attraverso un processo di inversione, permette di risalire al modulo di taglio del campione e con l'half power bandwidth method al rapporto di smorzamento.

La prova triassiale ciclica viene eseguita in una cella in cui la pressione di confinamento è mantenuta costante, mentre la forza assiale viene variata in modo ciclico, mantenendo comunque lo stato tensionale all'interno della superficie di rottura. La prova permette una valutazione del modulo di Young e della relativa curva di variazione, nonché del corrispondente rapporto di smorzamento.

In Figura 6 è riportato il campo di variazione delle deformazioni in cui lavorano le prove sopra elencate.

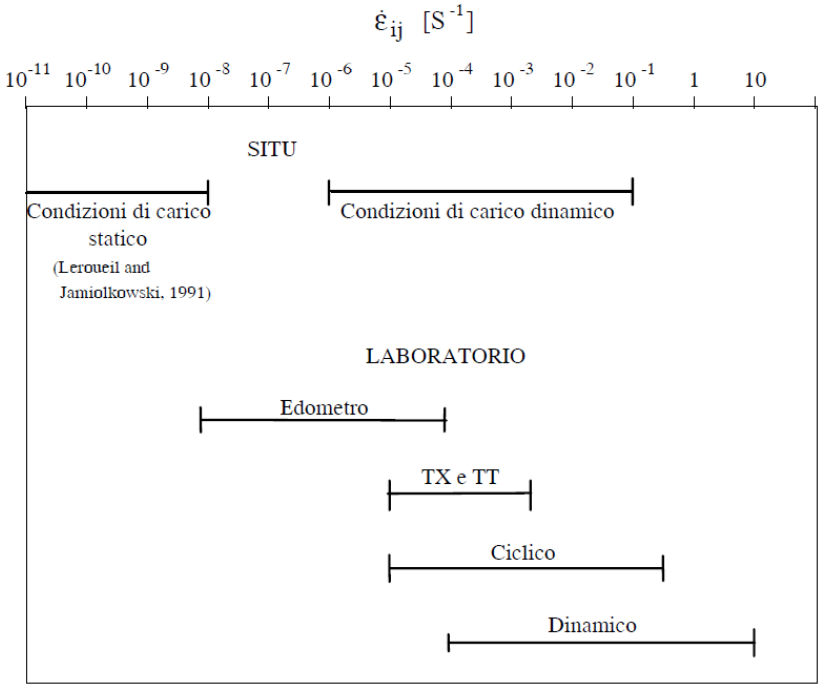


Figura 6: velocità di deformazione delle prove di laboratorio - (Pallara 1995)

Le prove geofisiche in sito, basate sulla propagazione delle onde sismiche, consentono la stima dei moduli elastici a piccolissime deformazioni, in quanto le sorgenti utilizzate per la generazione delle onde rilasciano modeste quantità di energia. Per questo, l'utilizzo delle prove geofisiche è finalizzato principalmente alla determinazione del modulo di taglio G_0 ed alla ricostruzione della geometria degli strati del terreno. Le prove di tipo sismico si differenziano principalmente in relazione al posizionamento delle sorgenti e dei ricevitori, distinguendosi tra prove invasive e prove non invasive. Nelle prove invasive le sorgenti e i ricevitori sono posizionati nel sottosuolo grazie alla realizzazione di fori mediante batterie di aste opportunamente infisse nel

terreno. Nelle prove non invasive, invece, le sorgenti e i ricevitori sono posizionati sul piano campagna.

Le principali prove in sito invasive sono la Cross-Hole (CHT) e la Down-Hole, mentre quelle non invasive si differenziano in base alla tecnica utilizzata (sismica a rifrazione, sismica a riflessione o prove MASW).

2.1 RISPOSTA SISMICA LOCALE

La risposta sismica locale è definita come l'insieme delle variazioni che il moto sismico subisce in relazione alle proprietà meccaniche e geometriche dei depositi prossimi alla superficie del sito di interesse. I raggi sismici, durante il loro percorso di propagazione dall'ipocentro alla superficie, subiscono diverse modifiche dovute alle condizioni geologiche, geomorfologiche e geotecniche che modificano anche in modo considerevole il moto sismico. Tali modifiche dipendono principalmente da due fenomeni, l'amplificazione stratigrafica e l'amplificazione topografica.

Le variazioni di moto che comportano un aumento dell'ampiezza degli spostamenti sono associate alla variazione di impedenza del terreno, fenomeno usualmente chiamato amplificazione stratigrafica. L'amplificazione topografica, invece, è dovuta alla focalizzazione dell'energia nel terreno a causa della conformazione geometrica della superficie terreste.

Comunemente, in presenza di geometrie complesse dei depositi di terreno come ai bordi delle valli alluvionali, entrambi gli aspetti, meccanico e geometrico, intervengono nella determinazione della risposta sismica locale (*Lai et al 2009*).

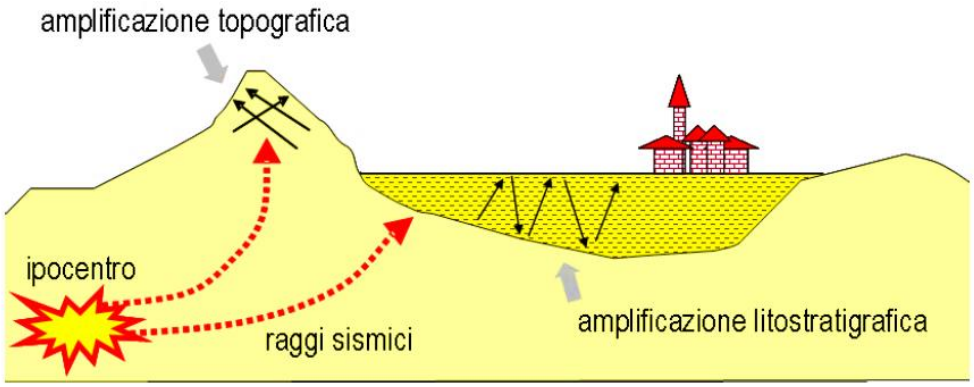


Figura 7: effetti sul moto sismico durante la propagazione *(Lai et al. 2006)*

Tenendo conto della maggiore rilevanza ingegneristica delle oscillazioni orizzontali del suolo e dell'effetto di verticalizzazione dei raggi sismici nel percorso che va dalla sorgente alla superficie terrestre, i modelli utilizzati per la valutazione della risposta sismica locale prendono in considerazione la propagazione delle onde di taglio polarizzate orizzontalmente (SH) con direzione di propagazione perpendicolare alla superficie terrestre.

Nel dominio del tempo la risposta sismica locale può essere valutata facendo riferimento al rapporto tra i valori massimi di accelerazione in superficie ed il valore massimo del segnale sismico di riferimento. Nel dominio della frequenza, invece, si fa riferimento alla funzione di trasferimento che relaziona il moto alla superficie libera con il moto in cui viene immesso l'input sismico. La funzione di trasferimento viene definita come il rapporto tra il segnale in uscita del sistema e il segnale in entrata, in pratica valuta l'alterazione del segnale. Il terreno agisce come filtro passa-basso, amplificando maggiormente le componenti a bassa frequenza e riducendo quelle ad alta frequenza.

La propagazione delle onde all'interno del terreno può essere descritta andando a idealizzare il problema come una barra di materiale omogeneo soggetto alla trasmissione di onde longitudinali o torsionali. Risolvendo le equazioni di equilibrio e di legame costitutivo si perviene alle due equazioni che legano i moduli di rigidezza con le velocità di propagazione delle onde.

Equazione 2 $$V_P = \sqrt{\frac{M}{\rho}}$$

Equazione 3 $$V_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

Imponendo, inoltre, le condizioni di continuità alle interfacce dei diversi materiali per l'onda incidente, riflessa e trasmessa, si constata che l'ampiezza delle onde dipende dal rapporto di impedenza (Equazione 4) tra le due superfici.

Equazione 4 $$\alpha_z = \frac{\rho_2 V_{B2}}{\rho_1 V_{B1}}$$

Nel caso di superficie libera (α_z= 0), l'ampiezza dell'onda trasmessa risulta essere doppia rispetto a quella incidente. Questo è il motivo per cui le registrazioni dei terremoti fatte sulla superficie hanno un'ampiezza doppia rispetto al punto di applicazione a cui si fa riferimento nelle classiche analisi al bedrock.

Inoltre è opportuno ricordare che le onde e gli accelerogrammi reali possono essere descritti con una serie di armoniche che, combinate tra loro, simulano la storia di accelerazione registrata in superficie (outcrop). Questo è possibile applicando la trasformata di Fourier che decompone il segnale in una somma di armoniche di diversa ampiezza e fase: la trasformata è importante nelle analisi sismiche perché fornisce indicazioni sui contenuti in frequenza dei terremoti e sulla risposta che il terreno ha nei confronti della sollecitazione. Le equazioni che governano la serie di armoniche sono riportate di seguito.

Equazione 5 $$\boldsymbol{u(t) = c_0 + \sum_{n=1}^{\infty} c_n \sin(\omega_n t + \Phi_n)}$$

Equazione 6 $$\boldsymbol{\omega_n = \frac{2\pi}{T_f} n}$$

Equazione 7 $$\boldsymbol{c_n = \sqrt{a_n^2 + b_n^2}}$$

Equazione 8 $$\boldsymbol{\Phi_n = arctan \frac{a_n}{b_n}}$$

La trasformata di Fourier ha una grande importanza nelle analisi in cui viene valutata la funzione di amplificazione perché deriva dal rapporto della trasformata registrata in superficie e quella in input.

2.1.1 Amplificazione stratigrafica

Il caso più semplice di risposta sismica locale è quello in cui le alterazioni del moto sismico dipendono esclusivamente dalla variazione delle proprietà meccaniche con la profondità. Assumendo come ipotesi di riferirsi a un deposito di terreno a strati piani e paralleli poggiato su substrato infinitamente rigido è possibile ricondursi alla propagazione monodimensionale delle onde di taglio.

L'Equazione 9 fornisce la relazione fondamentale del sistema, dove *u* rappresenta gli spostamenti orizzontali e *z* è la coordinata perpendicolare alla superficie libera.

Equazione 9 $$\boldsymbol{\frac{\delta^2 u}{\delta z^2} = \frac{1}{V_S^2} \frac{\delta^2 u}{\delta t^2}}$$

La soluzione generale armonica può essere espressa in termini di esponenziali complessi nella forma:

Equazione 10 $$u(z,t) = Ae^{i(\omega t+kz)} + Be^{i(\omega t-kz)}$$

Con ω frequenza angolare, k numero d'onda, A ampiezza onda viaggiante verso l'alto e B ampiezza dell'onda viaggiante verso il basso. Imponendo sulla superficie libera la condizione al contorno di stato tensionale nullo e facendo la derivata dell'Equazione 10, si ottiene la soluzione:

Equazione 11 $$u(z,t) = 2A\frac{(e^{ikz}+e^{-ikz})}{2}e^{i\omega t} = 2Acos(kz)e^{i\omega t}$$

Che rappresenta un'onda stazionaria di ampiezza *2Acos(kz)* prodotta dall'interfaccia costruttiva delle componenti viaggianti verso il basso e verso l'alto. Dall'Equazione 11 è possibile calcolare lo spostamento in superficie *(z=0)* e quello allo strato rigido *(z=H)*. Facendo il rapporto tra il segnale in uscita ed il segnale in entrata, è possibile ricavare la funzione di trasferimento H_r:

Equazione 12 $$H_r = \frac{u(0,t)}{u(H,t)} = \frac{2A}{2Acos(kH)} = \frac{1}{cos(kH)} = \frac{1}{cos\left(\frac{\omega H}{V_S}\right)}$$

Il modulo della funzione di trasferimento rappresenta la funzione di amplificazione che viene valutata con l'Equazione 13

Equazione 13 $$A_r(\omega) = |H_r(\omega)| = \frac{1}{\left|cos\left(\frac{\omega H}{V_S}\right)\right|} \geq 1$$

Osservando il denominatore dell'Equazione 13, si nota che la funzione coseno deve essere maggiore di zero, per cui deve essere soddisfatta la seguente relazione:

Equazione 14 $$\frac{\omega H}{V_S} = \frac{\pi}{2} + n\pi$$

Tali valori coincidono con i valori di risonanza in cui l'amplificazione tende a infinito. È possibile quindi trovare la frequenza fondamentale del deposito grazie all'Equazione 15.

Equazione 15 $$f_0 = \frac{V_S}{4H}$$

Dove V_S è la velocità media delle onde di taglio nel terreno ed H è lo spessore del terreno.

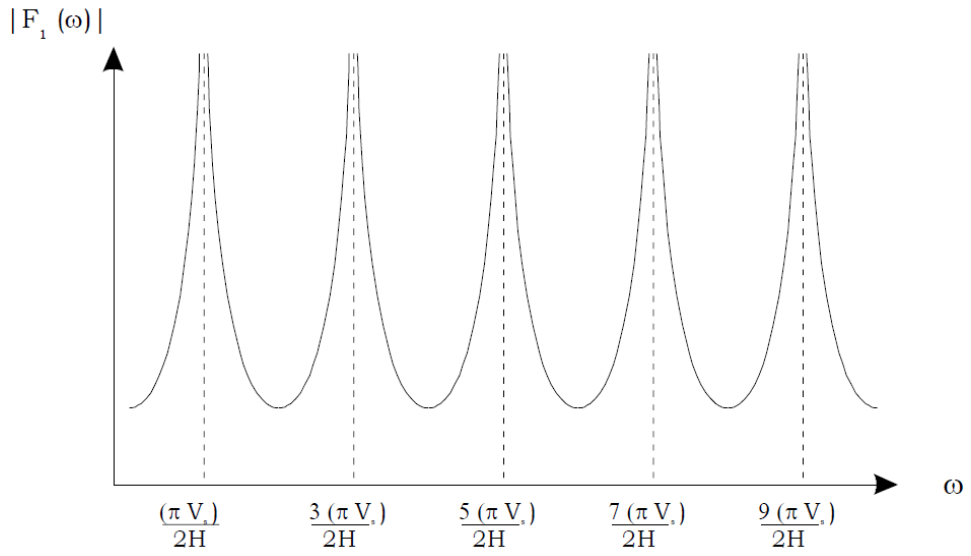


Figura 8: funzione di amplificazione per singolo strato elastico lineare

Se si considera la dissipazione di energia all'interno dello strato di terreno è necessario assumere un modello viscoelastico lineare introducendo il modulo di rigidezza complesso G^* definito come:

Equazione 16 $$\boldsymbol{G^* = G(1 + i2D)}$$

Il modulo complesso influenza la velocità di propagazione delle onde di taglio: sostituendo nell'Equazione 3 il modulo G con il modulo complesso si ottiene la relazione seguente.

Equazione 17 $$\boldsymbol{V_S{}^* = \sqrt{\frac{G^*}{\rho}} = \sqrt{\frac{G(1+i2D)}{\rho}} = V_S(1 + iD)}$$

Con semplici passaggi si perviene alla soluzione della funzione di amplificazione che mostra come in questo caso tale funzione possa assumere valori inferiori all'unità e quindi produrre una deamplificazione.

Equazione 18 $$\boldsymbol{A_r^*(\omega) = |H_r^*(\omega)| \approx \frac{1}{\sqrt{\cos^2\frac{\omega H}{V_S} + \left(D\frac{\omega H}{V_S}\right)^2}}}$$

Andando a prendere in considerazione la deformabilità del substrato roccioso le soluzioni diventano funzione anche del rapporto di impedenza (Equazione 4) tra i due strati attraversati.

2.1.2 Amplificazione topografica

La topografia modifica il moto sismico in maniera importante: questo effetto è dovuto alla focalizzazione delle onde sismiche causate dalla riflessione sulla superficie libera e dall'interazione tra il campo dell'onda incidente e il campo dell'onda riflessa. Il fenomeno è particolarmente rilevante in prossimità della cresta dei rilievi e delle scarpate naturali o artificiali.

La valutazione degli effetti topografici può essere fatta andando a simulare il rilievo con un cuneo di materiale elastico lineare, omogeneo ed isotropo. Il fattore di amplificazione indotto è stimato con la relazione riportata di seguito in funzione dell'angolo al vertice del cuneo φ:

Equazione 19

$$A = \frac{2\pi}{\varphi}$$

In condizioni di piano campagna orizzontale si ottiene un'amplificazione pari a 2, come dalle condizioni di propagazione monodimensionali con estremo libero mentre per topografie con pendenza 1:2 si ottengono amplificazioni dell'ordine di 3. L'amplificazione dovuta alla geometria è stata osservata in seguito a numerosi terremoti che si sono verificati in depositi di terreno nelle vicinanze di valli alluvionali.

L'Eurocodice 8 fornisce alcune indicazioni per la valutazione degli effetti topografici, richiedendo che l'azione sismica di progetto venga moltiplicata di un fattore di amplificazione topografica S_T nel caso in cui la pendenza del piano sia superiore ai 15° ed in presenza di dislivelli superiori a 30 metri.

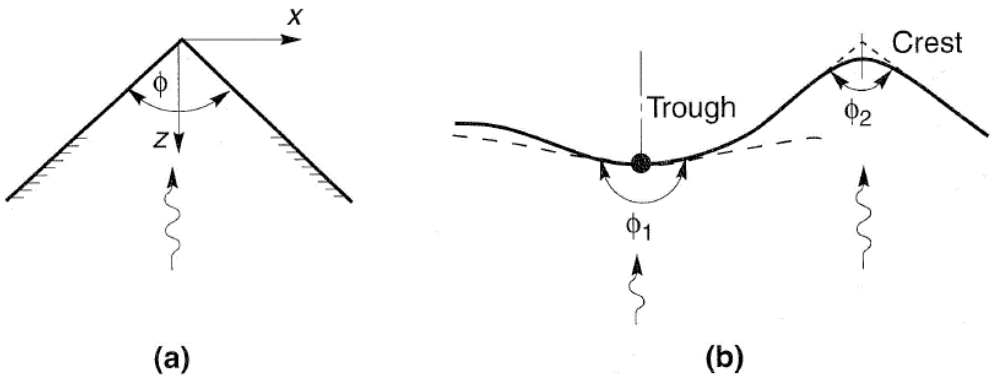


Figura 9: schema amplificazione topografica (*Lai et al. 2009*)

3 PERICOLOSITÀ SISMICA

L'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (*INGV*) ha mappato la pericolosità sismica del territorio italiano in seguito all'Ordinanza PCM 3274/2003 (GU n. 108 dell'8 maggio 2003). La pericolosità sismica, in termini probabilistici, è lo scuotimento atteso del suolo in una data zona con una certa probabilità di eccedenza in un dato intervallo di tempo. Questo tipo di stima si basa sulla definizione di una serie di elementi di input (sorgente, catalogo terremoti, relazione di attenuazione del moto del suolo) e dei parametri di riferimento (tipo di suolo, finestra temporale, scuotimento in accelerazione).

Il territorio nazionale è stato suddiviso da una griglia di calcolo con densità di 20 punti per grado (circa un punto ogni 5 km) sulla quale sono stati calcolati i valori dei parametri di scuotimento atteso per diverse probabilità di eccedenza elencate nelle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 (*NTC 08*). Questa zonazione ha permesso di ricavare informazioni importanti per la caratterizzazione dei siti, poiché oltre all'accelerazione al suolo fornisce le caratteristiche del fenomeno atteso in termini di distanza epicentrale e di magnitudo attesa (disaggregazione). È disponibile, quindi, in rete la mappa interattiva di pericolosità sismica fornita dagli studi dell'INGV, consultabile all'indirizzo:

http://esse1-gis.mi.ingv.it/

Essendo un'analisi probabilistica è di fondamentale importanza definire il tempo di ritorno a cui far riferimento: esso viene definito secondo l'approccio delle NTC 2008 descritto dall'Equazione 20.

Equazione 20

$$T_R = \frac{-V_R}{\ln(1-P_{V_R})}$$

Dove la vita di riferimento dell'opera V_R è definita come:

Equazione 21

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

con V_N vita nominale dell'opera e C_U coefficiente d'uso.

Entrambi i valori devono essere assunti dalle tabelle di normativa (*NTC 08 – paragrafo 2.4.1 e 2.4.2*) che vengono riportate rispettivamente in Tabella 1 e Tabella 2.

In Figura 10 è riportata la pericolosità sismica in termini di accelerazione del territorio italiano con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni.

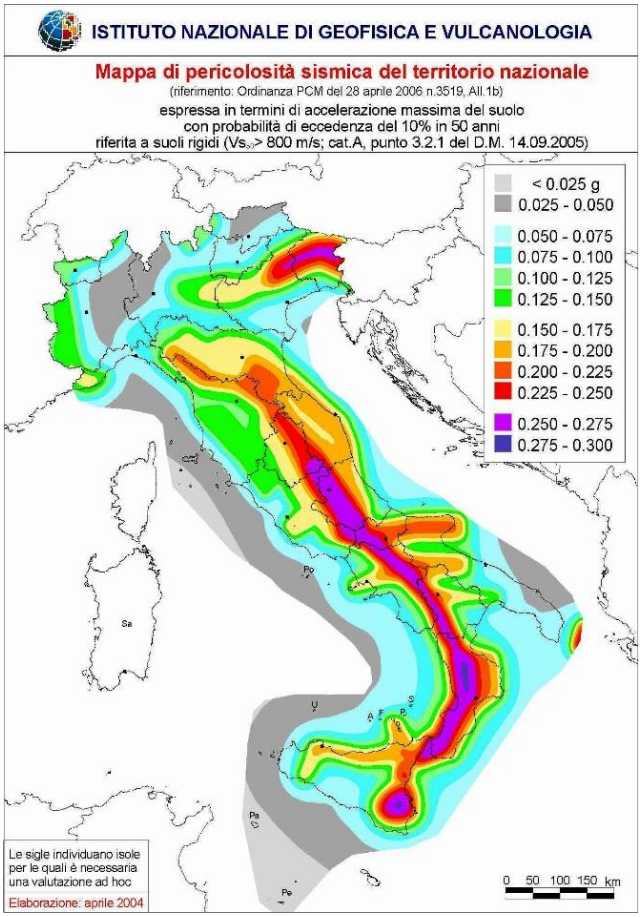


Figura 10: accelerazione al suolo per il territorio italiano (P_{VR} = 10% in 50 anni)

Tabella 1: tabella parametro V_N – NTC 08 (cap. 2.4.1)

TIPI DI COSTRUZIONE		**V_N (anni)**
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥100

Le classi d'uso sono così definite:

- *Classe I* – Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- *Classe II* – Costruzioni il cui uso preveda il normale affollamento, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali

essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

- *Classe III* – Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- *Classe IV* – Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tabella 2: tabella classe d'uso – NTC 08 (cap. 2.4.2)

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1.0	1.5	2.0

La definizione dell'azione sismica per le dighe è normata dalle *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)*, la quale si riferisce alle NTC 2008. Il periodo di riferimento per l'azione sismica è definito in maniera analoga e si avvale delle equazioni appena proposte. Vi sono piccole differenze nella proposta dei coefficienti per la definizione della vita nominale e dei coefficienti d'uso i quali sono riportati in Tabella 3 e dove l'apice (1) indica le dighe di dimensioni contenute, mentre l'apice (2) si riferisce alle grandi dighe secondo la definizione delle *Norme tecniche delle dighe e traverse*. In Tabella 4 sono riportati i tempi di ritorno calcolati per i vari Stati Limite.

Conoscendo il tempo di ritorno è possibile ottenere dal portale *esse1* i parametri di scuotimento atteso al suolo in termini di accelerazione massima al suolo e di spettro in accelerazione per i diversi Stati Limite.

Tabella 3: vita nominale e coefficienti d'uso – *Norme tecniche opere di ritenuta*

Dighe	V_N (anni)		C_U	V_R (anni)	
Strategiche	≥100		2.0	200	
Rilevanti	≥50(1)	≥100(2)	1.5	75(1)	150(2)
Imp. normale	≥50		1	50	

Tabella 4: periodi di ritorno dell'azione sismica (anni)

Dighe	**SLO** P_{V_R}**=81%** T_R **(anni)**		**SLD** P_{V_R}**=63%** T_R **(anni)**		**SLV** P_{V_R}**=10%** T_R **(anni)**		**SLC** P_{V_R}**=5%** T_R **(anni)**	
Strategiche	120		200		1900		2475	
Rilevanti	45(1)	90(2)	75(1)	150(2)	710(1)	1425(2)	1460(1)	2475(2)
Imp. normale	30		50		475		975	

L'analisi probabilistica consente di determinare la probabilità che in una data area ed in un determinato intervallo di tempo si verifichi un terremoto che superi una fissata intensità, magnitudo o accelerazione di picco al suolo. Utilizzando la disaggregazione della pericolosità sismica, è possibile valutare i contributi delle diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito (*McGuire 1995; Bazzurro et al. 1999*). La forma più comune di disaggregazione è quella bidimensionale in magnitudo e distanza (*M-R*), che permette di definire il contributo delle sorgenti sismogenetiche a distanza *R* capaci di generare terremoti di magnitudo *M*. Il processo di disaggregazione fornisce, quindi, il terremoto che domina lo scenario di pericolosità, inteso come l'evento di magnitudo *M* a distanza *R* dal sito in oggetto di studio che contribuisce maggiormente alla pericolosità sismica del sito stesso.

Il grafico di disaggregazione si presenta come una griglia in cui sulle ascisse è riportata la distanza dalla sorgente sismogenetica mentre sulle ordinate vi è la magnitudo attesa. I punti della griglia indicano le coppie magnitudo-distanza e, in base al colore di riempimento, si identifica il contributo percentuale alla pericolosità della coppia M-R. In Figura 11 viene riportato a titolo di esempio un grafico di disaggregazione che mostra come, in questo caso, il contributo

maggiore alla pericolosità viene dato dai terremoti di magnitudo compresa tra 4 e 6 compresi in una distanza dalla sorgente di 0 – 30 km. I restanti punti della griglia (verdi, azzurri e grigi) contribuiscono in maniera minore alla definizione della pericolosità per il sito preso in esempio.

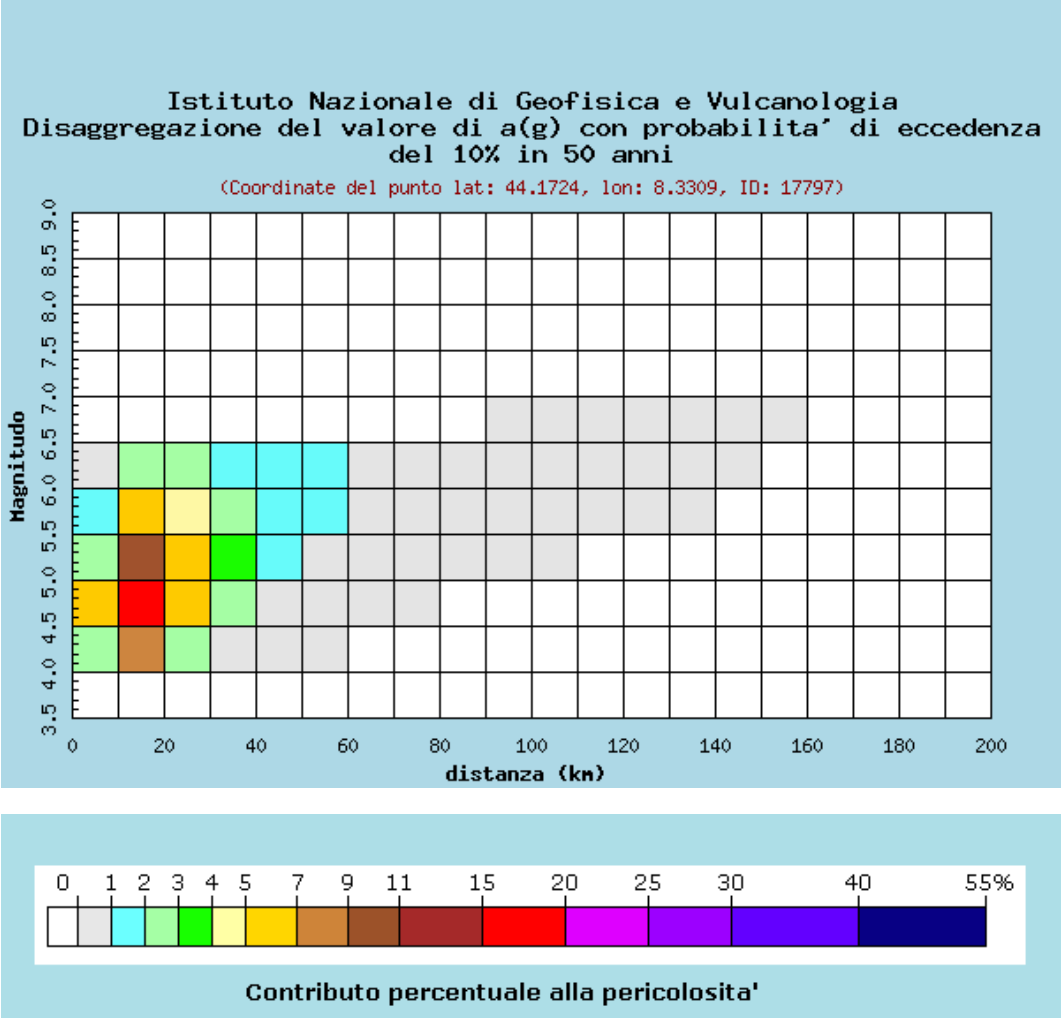


Figura 11: esempio grafico di disaggregazione – *esse1*

Ulteriori informazioni utili per caratterizzare il tipo di fenomeno atteso possono essere ricavate dai grafici di *Meletti & Valensise (2004)*. In Figura 12 è riportata la zonazione sul tipo di fagliazione caratteristico del territorio italiano mentre dalla Figura 13 è possibile ricavare la profondità ipocentrale.

I dati di pericolosità ricavabili dal portale *esse1*, insieme alle informazioni sul tipo e profondità di meccanismo, concorrono a definire i parametri di ingresso per la ricerca nei database delle storie di accelerazione la cui media risulti spettro-compatibile.

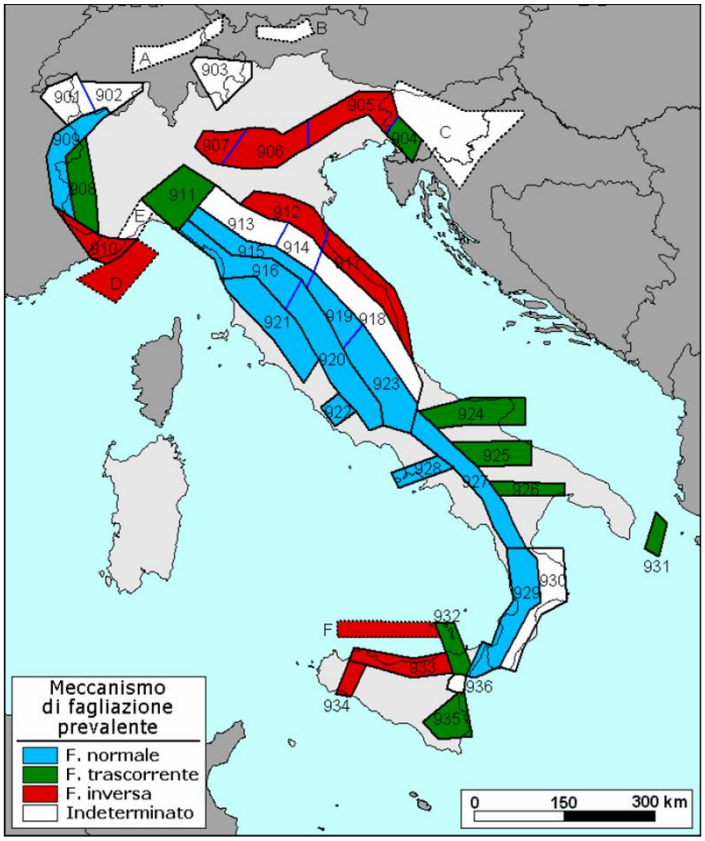


Figura 12: grafico meccanismo di fagliazione - Meletti e Valensise (2004)

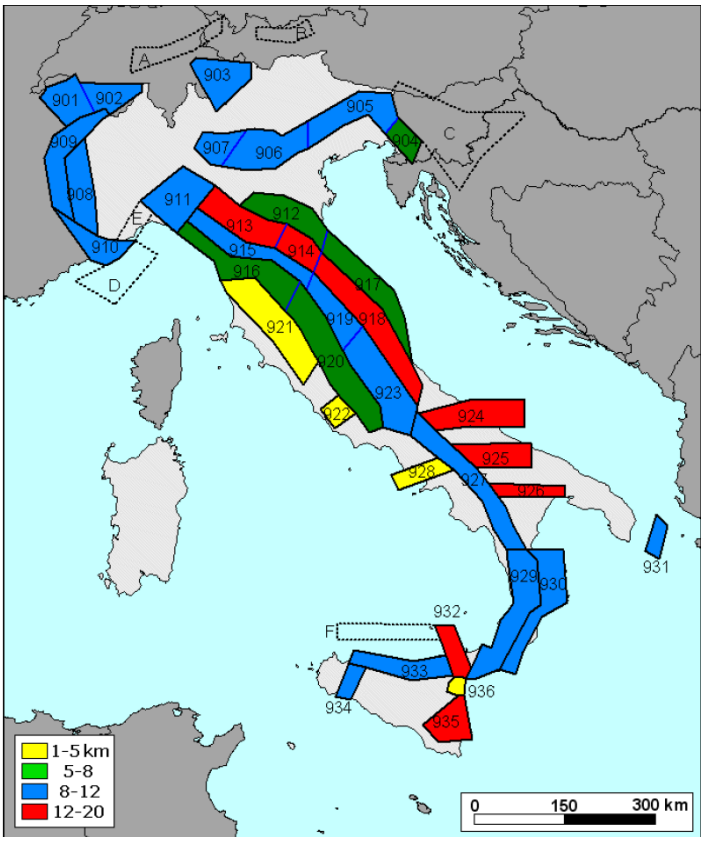


Figura 13: grafico profondità ipocentrale - Meletti e Valensise (2004)

Secondo l'Eurocodice 8, il moto sismico delle analisi dinamiche deve essere rappresentato tramite la composizione di almeno tre accelerogrammi agenti simultaneamente. L'origine delle registrazioni può essere di tipo reale, artificiale o simulata.

Gli accelerogrammi artificiali sono registrazioni di eventi realmente accaduti che sono state modificate nel dominio delle frequenze in modo da ottenere uno spettro di risposta coincidente con uno spettro target, mentre gli accelerogrammi simulati vengono generati con metodi deterministici o stocastici in modo da simulare la genesi del terremoto, la propagazione dell'onda e la successiva risposta in superficie.

Gli accelerogrammi reali sono eventi realmente accaduti che sono stati registrati dalle stazioni in superficie in prossimità dell'epicentro. Sono la diretta rappresentazione del moto del suolo in superficie e hanno caratteristiche energetiche, di ampiezza, durata e frequenza che descrivono in maniera accurata i fenomeni sismici naturali. Questi tipi di registrazioni sono facilmente reperibili su diversi database online come ITACA o ESM. In questo elaborato sono stati usati solamente storie di accelerazione reali poiché la norma nazionale (*NTC 2008*) vieta l'uso degli accelerogrammi artificiali per le applicazioni geotecniche e anche perché diversi studi in letteratura hanno confermato che questi sono quelli che meglio descrivono il moto sismico.

La selezione degli accelerogrammi spettro-compatibili è stata fatta utilizzando il software In-Spector, programma sviluppato da *Acunzo, G., Pagliaroli, A., Scassera, G. (2014)* che calcola lo spettro medio e verifica la compatibilità spettrale con lo spettro target. La metodologia proposta per la scelta degli accelerogrammi percorre le seguenti fasi:

1) Pre-selezione delle registrazioni accelerometriche dalle banche dati disponibili sulla base dei parametri sismologici;
2) Calcolo dello spettro di risposta e del relativo parametro D_{rms} rispetto alla forma spettrale obiettivo nel campo dei periodi di interesse;
3) Calcolo del fattore di scala F_S da applicare a ciascuna registazione;
4) Individuazione di un sottoinsieme di segnali accelerometrici sulla base di determinati valori di soglia di D_{rms} e F_S scelti in modo da garantire una adeguata numerosità del campione;
5) Scelta definitiva di 7 segnali accelerometrici a partire dal sottoinsieme di cui al punto precedente sulla base di ulteriori criteri di selezione;
6) Calcolo dello spettro medio dei 7 segnali selezionati al punto precedente e verifica di compatibilità spettrale con lo spettro target.

4 PLAXIS - HARDENING SOIL MODEL WITH SMALL-STRAIN STIFFNESS

In condizioni dinamiche, il terreno sottoposto a carichi ciclici di taglio mostra un comportamento non lineare e dissipativo al variare del livello di deformazione dovuto alla degradazione del modulo di rigidezza al taglio secante (o tangente). I percorsi di carico e scarico generano cicli isteretici, conseguenza delle deformazioni plastiche accumulate dal materiale.

Per descrivere il comportamento del terreno in condizioni dinamiche, il software Plaxis implementa una formulazione basata sull'Hardening Soil model, sovrapposta con un modello elastico in modo da tenere in considerazione dell'alta rigidezza a piccoli livelli deformativi. L'Equazione 22, che descrive la variazione del modulo di rigidezza a taglio del modello HS small, è funzione dello stato tensionale e dei parametri meccanici del terreno combinati con una legge di potenza governata dal parametro *m* (generalmente compreso tra 0.5 e 1 a seconda del tipo di suolo).

Equazione 22

$$G_0 = G_0^{ref}\left(\frac{c\cdot\cos\varphi-\sigma_3'\cdot\sin\varphi}{c\cdot\cos\varphi+p^{ref}\cdot\sin\varphi}\right)^m$$

Conoscendo i dati di velocità delle onde di taglio con la profondità, è possibile calibrare i parametri G_0^{ref} e *m* in modo da trovare la miglior corrispondenza con i dati sperimentali. Ricordando il legame tra velocità e modulo *G* descritto nell'Equazione 3, a titolo di esempio viene riportato in Figura 14 il profilo del modulo di rigidezza al taglio ottenuto applicando l'Equazione 22, che mostra come il modulo *G* aumenti con la profondità e, quindi, come la velocità delle onde di taglio cresca al crescere dello stato tensionale. Questa operazione preliminare di ricerca dei parametri è necessaria per andare a riprodurre il comportamento meccanico del terreno dei diversi strati che lo compongono. Nel caso in cui il coefficiente *m* venga posto pari a zero si ottiene una rigidezza costante con la profondità per il materiale considerato.

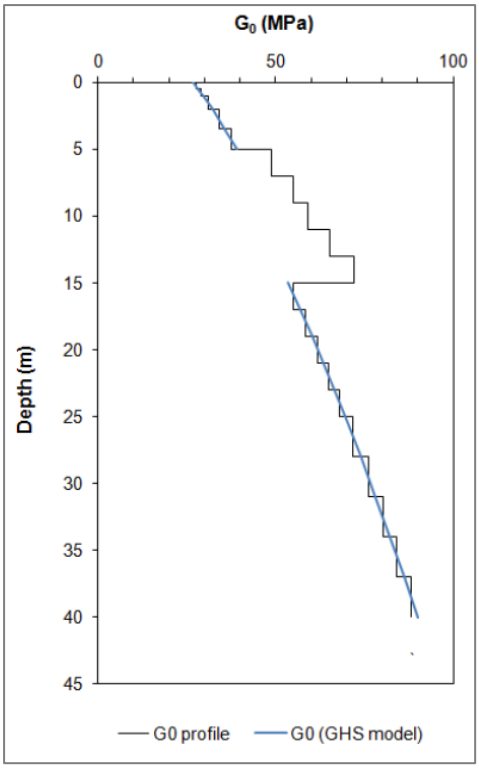


Figura 14: calibrazione HS small strain model – Manuale Plaxis

In Figura 15 è raffigurato il comportamento dissipativo dell'HS small model: inizialmente il modulo di rigidezza secante (o tangente) coincide con la massima rigidezza a taglio G_0 che via via si riduce all'incrementare della deformazione. Quando la direzione di carico si inverte, la rigidezza riparte dal modulo G_0 e decresce fino al successivo step di carico. Il campo di variazione in cui il suolo può essere considerato puramente elastico e in cui la deformazione viene completamente recuperata è molto piccolo e coincide con la parte orizzontale della curva di variazione della rigidezza dove il rapporto tra i moduli risulta unitario.

In questo modello la curva di degradazione del modulo G è caratterizzata come dati di input dal modulo di rigidezza a taglio a piccole deformazioni G_0^{ref} e dalla deformazione di taglio ($\gamma_{0.7}$), in cui il modulo di rigidezza secante è pari al 70% del valore iniziale G_0.

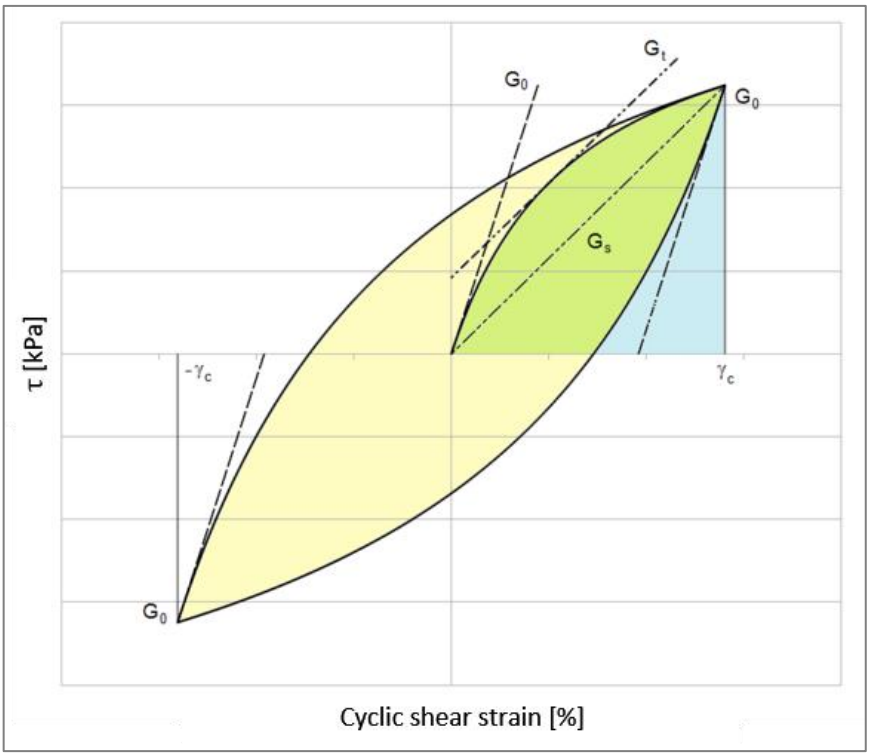


Figura 15: energia dissipata nei cicli di isteresi – Plaxis

Il modulo secante dipende dal livello deformativo raggiunto e viene calcolato applicando la seguente formula:

Equazione 23

$$G_s = \frac{G_0}{1+\frac{0.385 \cdot \gamma}{\gamma_{0.7}}}$$

Il modulo tangente è ottenuto derivando rispetto alla deformazione di taglio e viene scritto come:

Equazione 24

$$G_t = \frac{G_0}{\left(1+\frac{0.385 \cdot \gamma}{\gamma_{0.7}}\right)^2} \geq G_{ur}$$

Il modulo tangente è legato come limite inferiore al modulo di rigidezza al taglio di unloading-reloading G_{ur} il quale a sua volta dipende dal modulo elastico E_{ur} e il coefficiente di Poisson ν_{ur}.

Equazione 25

$$G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1+\nu_{ur})}$$

La deformazione per la quale il modulo tangente risulta uguale a G_{ur} viene chiamata deformazione di cut-off e indica il limite oltre il quale la rigidezza al taglio eguaglia il valore di G_{ur}.

Equazione 26

$$\gamma_{cut-off} = \frac{\gamma_{0.7}}{0.385}\left(\sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1\right)$$

Inserendo i dati sopra elencati, il modello HS small strain è in grado di disegnare le curve di variazione adimensionalizzate rispetto alla rigidezza a bassi regimi deformativi. La calibrazione dei dati di input deve essere fatta eseguendo un'analisi parametrica in modo da trovare la miglior corrispondenza tra la curva generata dal legame HS small e la curva di riferimento di letteratura o di laboratorio. In Figura 16 sono riportate a titolo d'esempio le curve adimensionalizzate del modulo secante e tangente: come già introdotto precedentemente, il modulo tangente è soggetto al cut-off di deformazione sopra il quale il modulo di rigidezza coincide con il modulo di unloading-reloading.

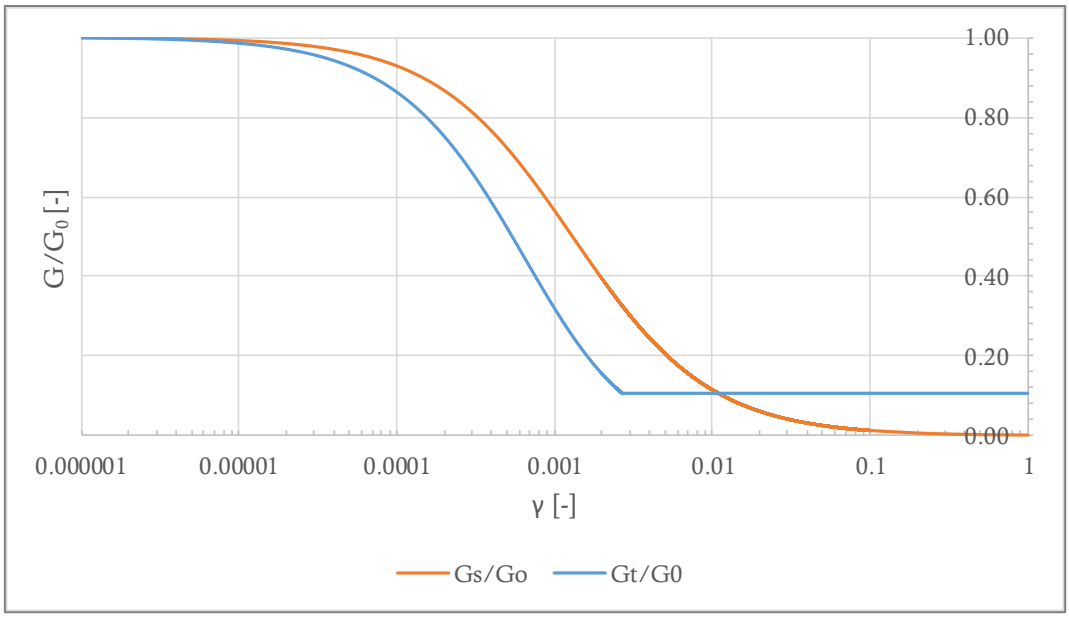


Figura 16: andamento curve variazione modulo di rigidezza tangente e secante dalle formule HS small strain

La curva di damping D viene calcolata basandosi sul rapporto tra l'energia dissipata da un ciclo completo chiuso fino a γ_c e l'energia immagazzinata alla massima deformazione γ_c come riportato nell'Equazione 27.

Equazione 27

$$D = \frac{E_D}{4\pi E_S}$$

L'equazione in forma chiusa dell'energia dissipata da un ciclo completo chiuso E_D è definita dall'Equazione 28.

Equazione 28 $$E_D = \frac{4G_0 \cdot \gamma_{0.7}}{0.385}\left(2\gamma_c - \frac{\gamma_c}{1+\frac{\gamma_c}{0.385 \cdot \gamma_c}} - \frac{2\gamma_{0.7}}{0.385} ln\left(1 + \frac{0.385 \cdot \gamma_c}{\gamma_{0.7}}\right)\right)$$

Mentre l'energia accumulata alla massima deformazione è pari a:

Equazione 29 $$E_S = \frac{G_0 \cdot {\gamma_c}^2}{2+2 \cdot \frac{0.385 \cdot \gamma_c}{\gamma_{0.7}}}$$

Come già accennato, i parametri che governano il comportamento dell'HS small strain model sono la deformazione $\gamma_{0.7}$ e il modulo G_{ur}. In particolare la deformazione sposta le curve di variazione e di damping a destra o a sinistra, a seconda che questa aumenti o diminuisca, mentre il modulo di unloading-reloding interviene sul valore del cut-off andando a limitare superiormente il valore dello smorzamento in modo che questo non possa crescere all'infinito.

A titolo di esempio si riportano alcune curve di variazione del modulo *G* e del rapporto di smorzamento che si ottengono applicando le formule dell'Hardening Soil small strain model, in modo da mostrare come i parametri influenzino le curve. In Figura 17 si evidenzia come all'aumentare della deformazione $\gamma_{0.7}$ le curve traslino verso la zona delle deformazioni maggiori, ma soprattutto la regione in cui il modulo di rigidezza può essere assunto lineare aumenta. La curva con deformazione pari a 0.01 riportata in giallo ha un'estensione elastica molto grande rispetto alle altre due curve. Questo influisce sulla curva di smorzamento (Figura 18): nella regione a comportamento elastico lineare il contributo della dissipazione è quasi nullo perché il materiale comportandosi in modo elastico non produce cicli di isteresi e, quindi, le deformazioni vengono interamente recuperate.

La curva del damping invece risente sia della deformazione $\gamma_{0.7}$ che del modulo elastico E_{ur}, il quale interviene nella definizione del modulo di rigidezza a taglio di unloading-reloading (Equazione 25). La deformazione, anche in questo caso, fa variare la posizione della curva e il valore di cut-off, mentre G_{ur} influenza la deformazione di cut-off e il valore di smorzamento massimo che il materiale può imporre a grandi deformazioni. Dalle formule e dal grafico di Figura 18, si evince che un materiale più rigido permette uno smorzamento minore rispetto a un materiale più deformabile. La calibrazione della curva di damping deve essere fatta in modo che lo scostamento tra la curva target e la curva di calcolo risulti minimo e che il valore del plateau a grandi deformazioni sia inferiore o al massimo uguale allo smorzamento di riferimento. La corretta calibrazione dei parametri deve essere verificata in seguito alle analisi per poter

valutare l'errore commesso nel campo di variazione della deformazione di calcolo.

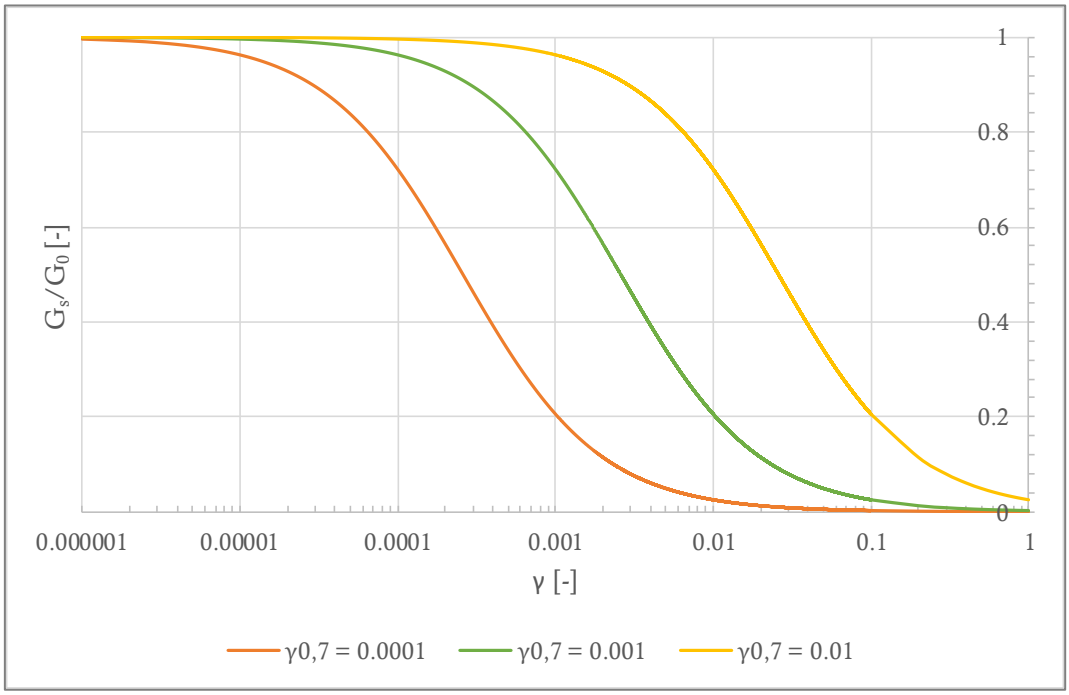


Figura 17: variazione delle curve di variazione con la deformazione $\gamma_{0.7}$

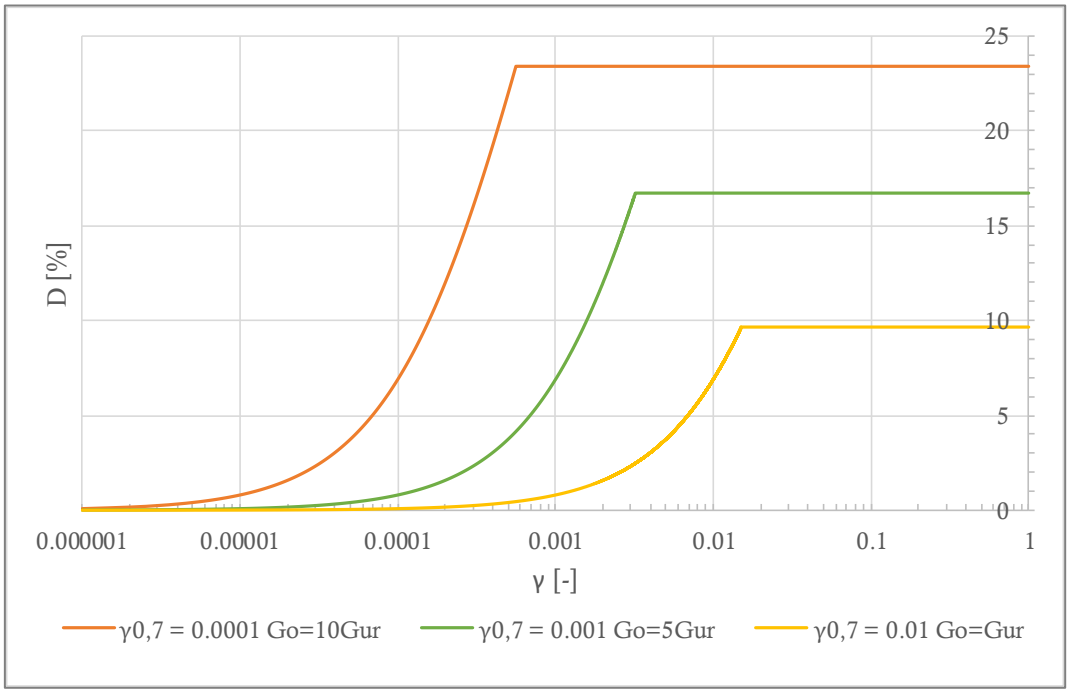


Figura 18: variazione curva dello smorzamento con il modulo G_{ur}

5 VALIDAZIONE DI PLAXIS E CALIBRAZIONE DEL MODELLO COSTITUTIVO

In un modello agli elementi finiti deve essere verificata la corretta propagazione dell'onda in modo che i risultati delle analisi rispecchino le soluzioni teoriche di risposta sismica locale. La calibrazione permette, quindi, di capire se il modello ha dimensioni appropriate tali da eliminare gli effetti di bordo. se le condizioni al contorno sono correttamente ipotizzate e se la mesh è sufficientemente densa per la trasmissione dell'onda.

Le boundary conditions devono essere scelte in base al fenomeno che si vuole andare a modellare e sono differenti per comportamento monodimensionale o bidimensionale. Altro aspetto di primaria importanza è quello di caratterizzare il punto di trasmissione di ingresso del segnale (bedrock) il quale, a seconda del comportamento, può essere assunto come rigido o flessibile.

Il dimensionamento della mesh ha un ruolo fondamentale per la corretta trasmissione delle onde. *Kuhlmeyer & Lysmer (1973)* suggeriscono di assumere per una discretizzazione a maglia triangolare una dimensione dell'elemento minore o uguale di un ottavo della lunghezza d'onda associata alla massima frequenza f_{max} dell'input considerato.

Equazione 30

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{8} = \frac{V_{s,min}}{8 f_{max}}$$

Dove $V_{s,min}$ è la minore velocità delle onde di taglio ed f_{max} la frequenza alla quale è associata il maggior quantitativo di energia.

Il miglior modo per comprendere i risultati delle analisi è quello di utilizzare come input un segnale di forma semplice rappresentato dall'onda Ricker. Quest'onda è definita da un contenuto in frequenza concentrato intorno alla frequenza principale f_0. Al contrario, se si utilizzassero storie di accelerazioni reali i contenuti in frequenza sarebbero molto dispersi e non si avrebbe una possibilità di controllo profonda per identificare eventuali errori di modellazione.

L'espressione matematica dell'onda Ricker è riportata di seguito:

Equazione 31

$$f(t) = \left[1 - 2\pi^2 f_0^2 t^2\right] \cdot e^{-\pi^2 f_0^2 t^2}$$

All'aumentare della frequenza principale si osserva che l'onda Ricker tende a stringersi intorno alla frequenza principale e quindi il contenuto energetico a

parità di ampiezza tende a ridursi. L'onda utilizzata per la validazione ha una frequenza di 10 Hz e un intervallo temporale di 0.005 s.

In Figura 19, Figura 20, Figura 21 sono riportati i grafici di accelerazione, spettro e trasformata di Fourier dell'onda Ricker utilizzata per le analisi. La trasformata di Fourier è utile poiché ci permette di capire la variazione delle ampiezze in funzione della frequenza o del periodo.

Da notare che questo segnale ha un contenuto in frequenza contenuto entro i 25 Hz il che lo rende comparabile con le storie di accelerazione reali degli eventi sismici.

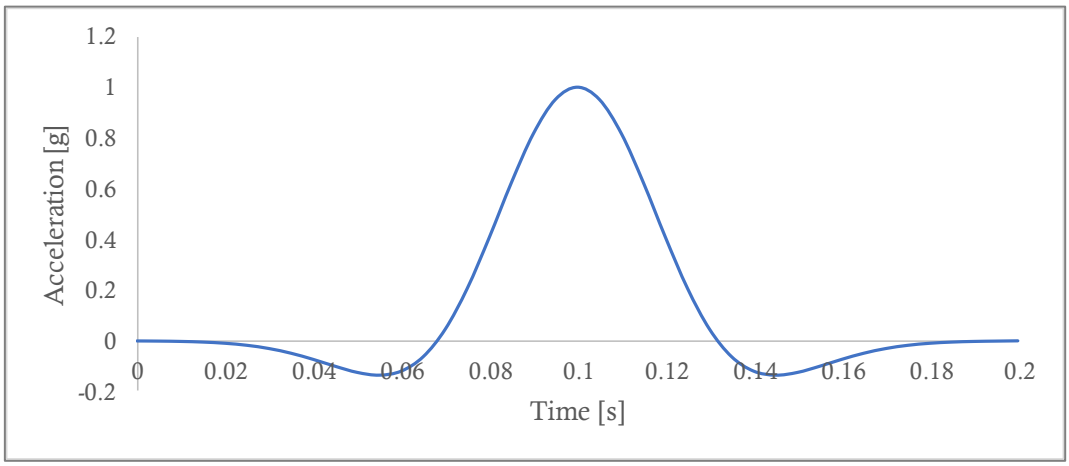


Figura 19: time-history per l'onda Ricker a 10 Hz

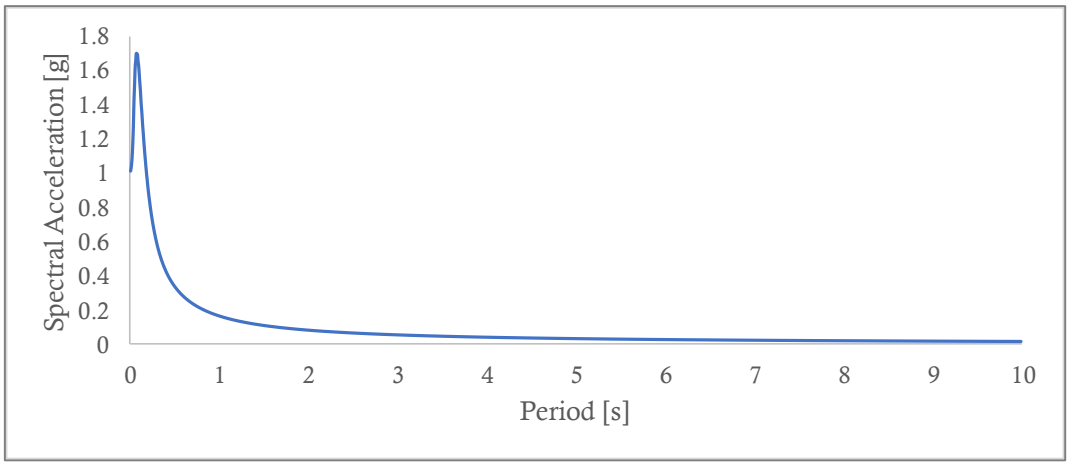


Figura 20: spettro in accelerazione per l'onda Ricker a 10 Hz

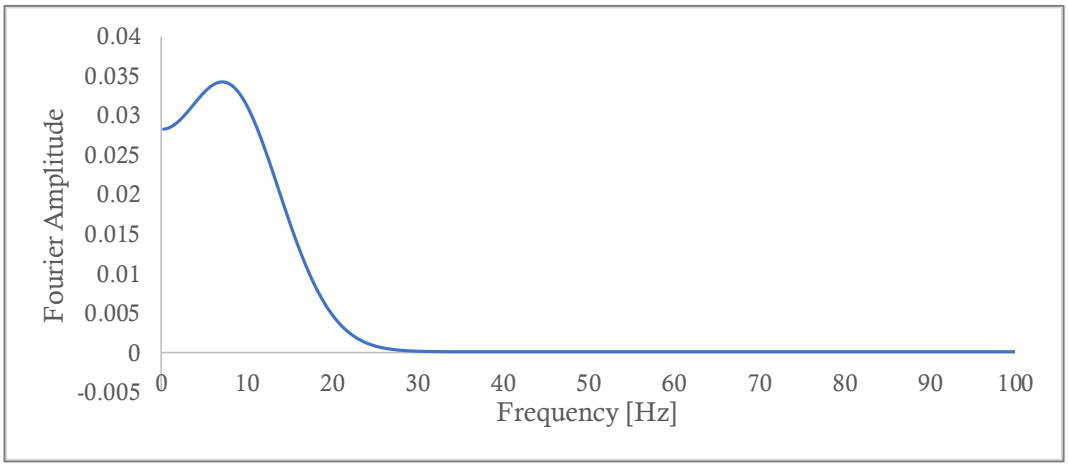


Figura 21: trasformata di Fourier per l'onda Ricker a 10 Hz

La validazione è stata fatta prima in condizioni monodimensionali e successivamente bidimensionali, ipotizzando diverse proprietà dei materiali e del bedrock. I risultati delle analisi FEM sono stati confrontati con quelli ottenuti da Deepsoil software per le analisi 1D.

5.1 SMORZAMENTO DI RAYLEIGH

Nelle analisi dinamiche oltre allo smorzamento isteretico del materiale è possibile considerare anche la quota dovuta allo smorzamento di Rayleigh che solitamente interviene per deformazioni minori di 10^{-4}. Questo contributo è proporzionale alle matrici di massa *M* e di rigidezza *K* legati dalla relazione riportata sotto.

Equazione 32 $$[\boldsymbol{C}] = \boldsymbol{\alpha}[\boldsymbol{M}] + \boldsymbol{\beta}[\boldsymbol{K}]$$

Dove:

α costante di smorzamento della massa;

β costante di smorzamento della rigidezza.

Il rapporto di damping critico dell'i-esimo modo di vibrare può essere determinato applicando l'equazione di *Bathe & Wilson (1976)*:

Equazione 33 $$\boldsymbol{D_i} = \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{2}} \cdot \left(\frac{\boldsymbol{\alpha}}{\boldsymbol{\omega_i}} + \boldsymbol{\beta} \cdot \boldsymbol{\omega_i}\right)$$

In Plaxis 2D le costanti di smorzamento sono calcolate immettendo il valore del rapporto di smorzamento ricercato e le frequenze target. Generalmente il

valore di *D* varia tra lo 0.5 e il 2% ed il manuale di Plaxis consiglia di imporre per entrambe le frequenze lo stesso valore di damping. La scelta delle frequenze target può essere fatta secondo diversi approcci che si trovano in letteratura. *Hudson, Idriss & Beirkae (1994)* hanno proposto di usare come prima frequenza quella fondamentale della colonna di terreno che viene calcolata utilizzando l'Equazione 15. La seconda frequenza target, invece, viene trovata facendo il rapporto tra la frequenza principale del segnale in input e la frequenza f_0 del deposito arrotondata all'intero superiore.

Altri autori consigliano di utilizzare la frequenza fondamentale f_0 e la stessa frequenza moltiplicata di tre volte. Nelle analisi monodimensionali si è scelto di seguire l'approccio di *Hudson, Idriss & Beirkae (1994)* mentre per quelle bidimensionali si è utilizzato il secondo approccio.

5.2 ANALISI LINEARI 1D - RICKER

5.2.1 Ricker con bedrock rigido

L'analisi lineare è stata condotta su una colonna di argilla di spessore 40 metri con velocità delle onde di taglio pari a 200 m/s. Il modulo *G* è stato ricavato invertendo l'Equazione 3 e risulta pari a 77472 kPa.

- ***DEEPSOIL***

La lunghezza d'onda all'interno del singolo strato non deve essere troppo piccola rispetto allo spessore dello strato stesso. La regola da seguire in questa modellazione è data dalle formule seguenti:

Equazione 34 $$\lambda_{min} \cong \frac{V_s}{f_{max}} \quad \rightarrow \quad H_{max} \leq \frac{\lambda_{min}}{4} \leq \frac{V_s}{4 f_{max}}$$

Ricordando la trasformata di Fourier dell'onda Ricker riportata in Figura 21 la f_{max} è pari a 25 Hz. L'altezza massima dello strato deve essere minore di 2 metri. Il modello sul software Deepsoil è stato costruito suddividendo la colonna di terreno in 40 sottostrati di spessore 1 metro ciascuno.

Viene anche considerato una quota di smorzamento di Rayleigh pari all'1%, le costanti sono state calcolate inserendo le due frequenze target e sono riportate in Tabella 6.

Il legame costitutivo dell'analisi è stato assunto elastico lineare e le proprietà meccaniche assegnate al suolo sono riportate in Tabella 5 e sono costanti per

l'intera colonna di terreno. Il comportamento del bedrock è stato ipotizzato rigido e completamente riflettente.

L'analisi è stata condotta nel dominio del tempo con un controllo sugli step temporali flessibile. L'incremento temporale viene suddiviso se la deformazione calcolata supera la massima deformazione incrementale che in questo caso è stata ipotizzata come lo 0.005%. Nel software è stato scelto di utilizzare il metodo di interpolazione lineare per il calcolo della time-history.

Tabella 5: parametri argilla analisi monodimensionale

γ [kN/m^3]	V_s [m/s]	G [kPa]	υ [-]	f_0 [Hz]
19	200	77472	0.2	1.25

Tabella 6: parametri Rayleigh argilla

f_0 [Hz]	f_1 [Hz]	α	β
1.25	6	0.130	$0.439 \cdot 10^{-3}$

- ***PLAXIS***

In Plaxis è stata creata una colonna di terreno di 1.50 metri di larghezza e 40 metri di altezza con sola possibilità di deformazione piana. Il materiale è caratterizzato da comportamento elastico lineare con proprietà analoghe a quelle riportate in Tabella 5. Il bedrock rigido è stato simulato tramite l'assegnazione al bordo inferiore della condizione *None*. Quest'ultima viene usata alla base del modello in combinazione con il *line prescribed displacement* per ricreare la condizione del passaggio tra due strati di terreno con alto contrasto d'impedenza o meglio, terreno soffice sopra il bedrock rigido. La condizione *None* è una frontiera completamente riflettente.

La simulazione della colonna monodimensionale di terreno viene descritta utilizzando la condizione *"Tied degrees of freedom"* sui bordi laterali del modello. Questa opzione di Plaxis proposta da *Zienkiewicz, Bicanic & Shen (1988)* connette i nodi con stessa coordinata y in modo da vincolarli ad ugual spostamento verticale e orizzontale. La schematizzazione del comando *Tied degrees of freedom* è riportata in Figura 22.

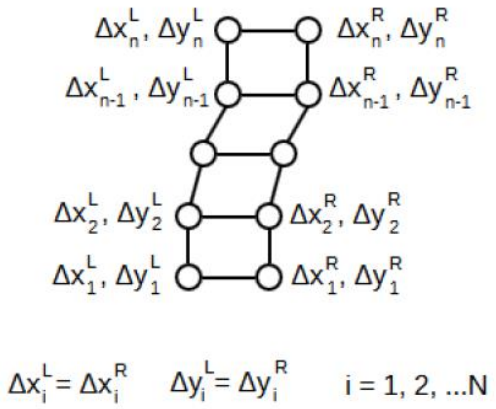


Figura 22: schema *"Tied degrees of freedom"* – Manuale Plaxis

La discretizzazione è stata eseguita con elementi formati da 15 nodi, seguendo l'Equazione 30: gli elementi della mesh hanno dimensioni minori di 1 metro di lato. L'analisi è stata eseguita in due step, il primo necessario per il calcolo delle condizioni geostatiche e il secondo per l'analisi dinamica.

Il primo step di calcolo è caratterizzato da carrelli nei bordi laterali e da cerniere sul lato inferiore, mentre per l'analisi dinamica sono state usate le condizioni al contorno elencate precedentemente. La durata dell'analisi dinamica è stata impostata pari a 4 secondi: il valore del massimo numero di step di calcolo è stato computato usando l'Equazione 35 ottenendo un risultato di 800 step.

Equazione 35 $$\boldsymbol{\delta t = \frac{\Delta t}{m \cdot n}}$$

All'inizio dell'analisi dinamica è stato attivato il comando *"Reset displacement to zero"*, in modo da trascurare gli spostamenti generati dalla fase statica e partire da uno spostamento iniziale nullo.

In Figura 23 viene riportato il modello realizzato su Plaxis nel quale sono elencati i punti in cui verranno effettuati i confronti delle time-history e degli spettri.

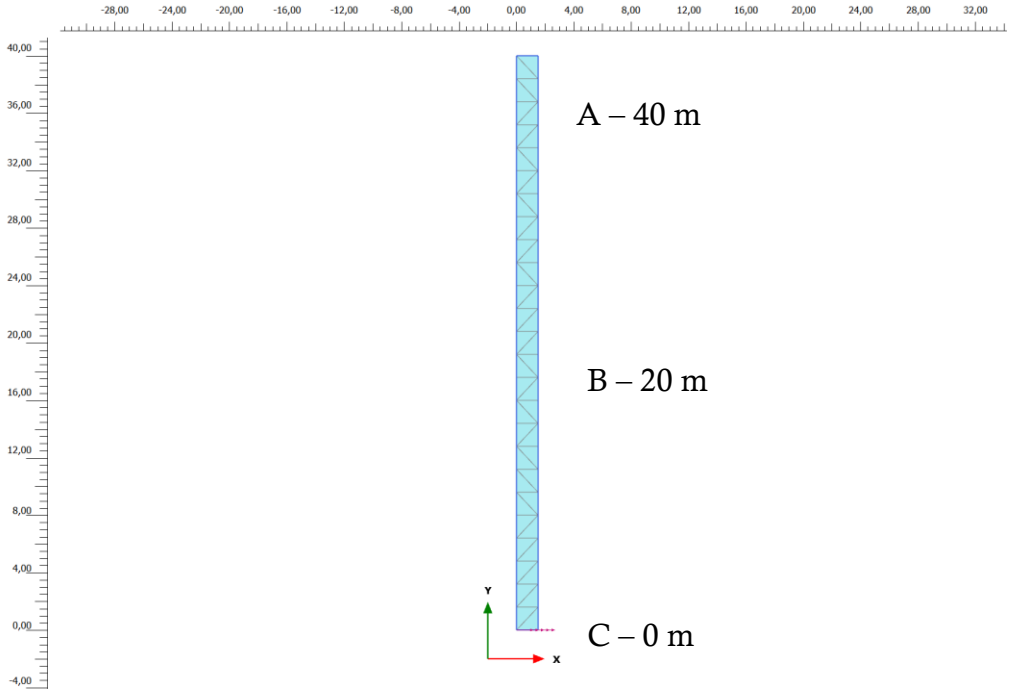


Figura 23: modello, mesh e punti di controllo della colonna di terreno

- ***RISULTATI***

In Figura 24 è riportato il confronto della time-history calcolata in superficie dal software Plaxis e Deepsoil. Lo scostamento tra le due curve è pressoché nullo: si può dire che le condizioni al contorno inserite sul programma agli elementi finiti sono correttamente impostate. Rispetto all'input assegnato al bedrock rigido in superficie si è registrata un'accelerazione amplificata di 1.80 volte l'ampiezza in entrata.

Lo spettro in accelerazione in superficie risulta modificato come forma e il suo valore massimo quasi raddoppia. La trasformata di Fourier evidenzia l'effetto di filtro passa-basso che il terreno induce sul segnale: le alte frequenze sono meno amplificate rispetto all'input e vengono a crearsi diversi picchi a determinate frequenze entro i 15 Hz. I risultati ottenuti negli altri punti della colonna di terreno sono riportati negli Allegati A. È interessante osservare come i risultati ottenuti sul bedrock rigido diano esattamente il segnale di input in accordo con la definizione di elemento rigido e riflettente.

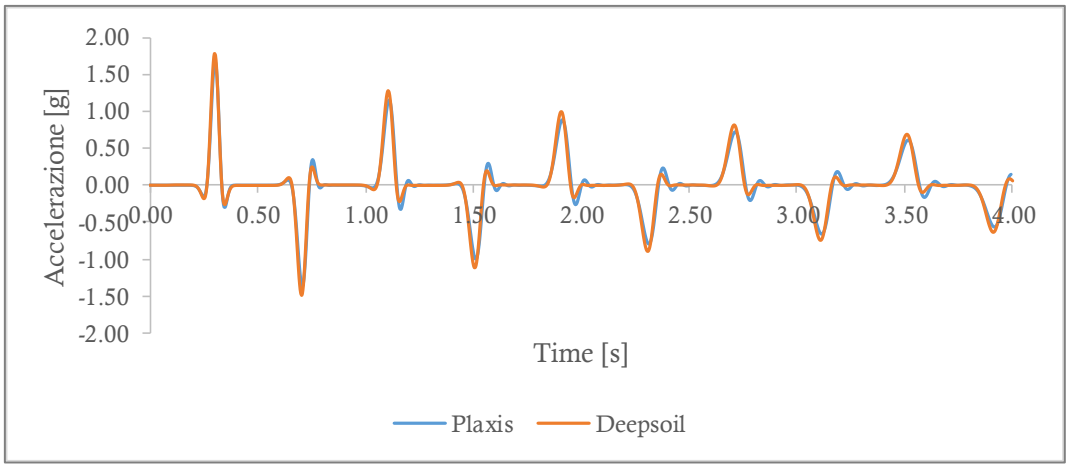


Figura 24: confronto accelerazione punto (A) – Ricker con bedrock rigido

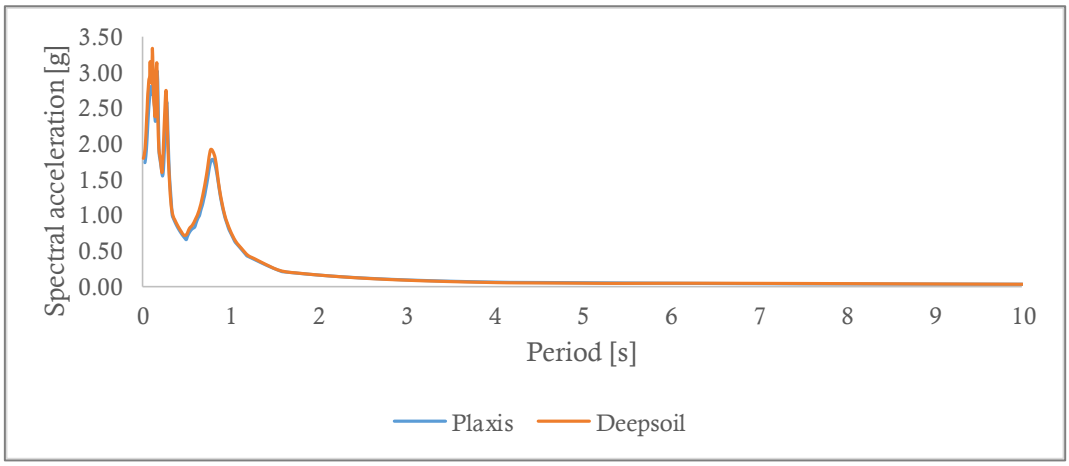


Figura 25: confronto spettro in accelerazione punto (A) – Ricker con bedrock rigido

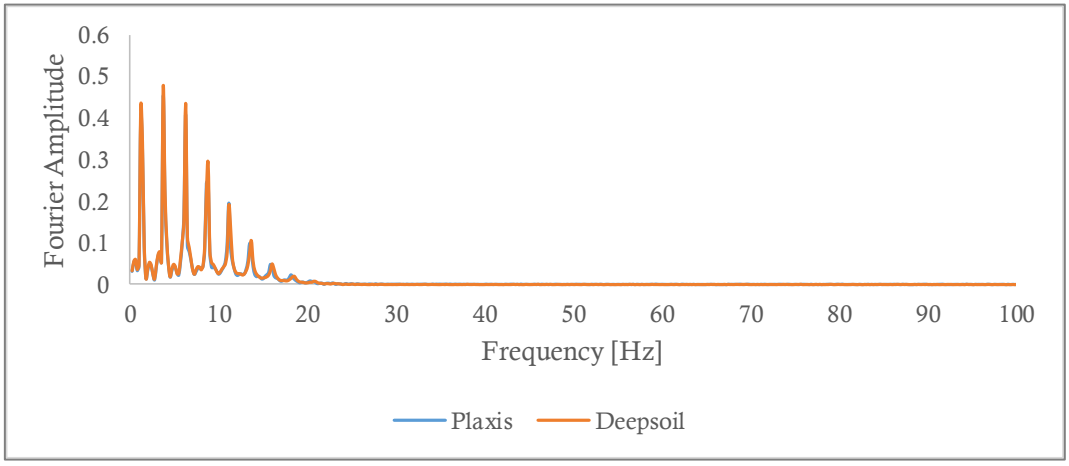


Figura 26: confronto trasformata di Fourier punto (A) – Ricker con bedrock rigido

5.2.2 Ricker con bedrock flessibile

- ***DEEPSOIL***

L'analisi lineare è sempre condotta sulla colonna di argilla di 40 metri ma con un bedrock flessibile. Le proprietà meccaniche del terreno e i coefficienti di Rayleigh sul software Deepsoil sono gli stessi di Tabella 5 e Tabella 6. Il bedrock è stato assunto come semispazio elastico con proprietà riportate in Tabella 7.

L'analisi è stata condotta nel dominio del tempo con un controllo sugli step temporali flessibile. L'incremento temporale viene suddiviso se la deformazione calcolata supera la massima deformazione incrementale che in questo caso è stata ipotizzata come lo 0.005%. Nel software è stato scelto di utilizzare il metodo di interpolazione lineare per il calcolo della time-history.

Tabella 7: parametri meccanici bedrock flessibile

γ [kN/m^3]	V_s [m/s]	G [kPa]	υ [-]	D [%]
21	800	85627	0.2	1

- ***PLAXIS***

La geometria del modello agli elementi finiti è stata modificata aggiungendo nella parte inferiore il bedrock con spessore 1 metro (Figura 27). Questo è necessario per assegnare la condizione al contorno che simula il comportamento flessibile della roccia alla quale è applicato l'input dinamico.

L'opzione *Compliant base* (*Joyner & Chen (1969)*), associa una linea di spostamento indotto con un contorno viscoso ottenuto dall'applicazione di una serie di dashpots (smorzatori) in direzione normale e tangenziale che assorbono parte delle onde di compressione e taglio ed è applicabile solamente al bordo inferiore del modello. Essa simula la trasmissione delle onde nella profondità del suolo con riflessione minima sul contorno. Internamente la *Compliant base* trasforma la storia di spostamento in storia di carico applicando l'Equazione 36, dove ρ è la densità del materiale, C_2 il coefficiente di rilassamento, V_S la velocità delle onde di taglio nell'elemento e $\dot{u}_{upward}$ è la velocità di propagazione in risalita della particella in movimento:

Equazione 36 $$\tau = 2 \cdot \rho C_2 \cdot V_S \cdot \dot{u}_{upward}$$

Quando si utilizza questa opzione bisogna tenere conto che la reazione degli smorzatori è doppia (Equazione 36) e perciò l'onda in input deve essere scalata di conseguenza. Il corretto funzionamento delle boundary conditions necessita della creazione di un elemento interfaccia sul bordo inferiore del modello applicabile direttamente dal menù struttura. Il coefficiente di rilassamento per le analisi monodimensionali deve essere impostato pari a 1.

All'inizio dell'analisi dinamica è stato attivato il comando *"Reset displacement to zero"* in modo da trascurare gli spostamenti generati dalla fase statica e partire da uno spostamento iniziale nullo.

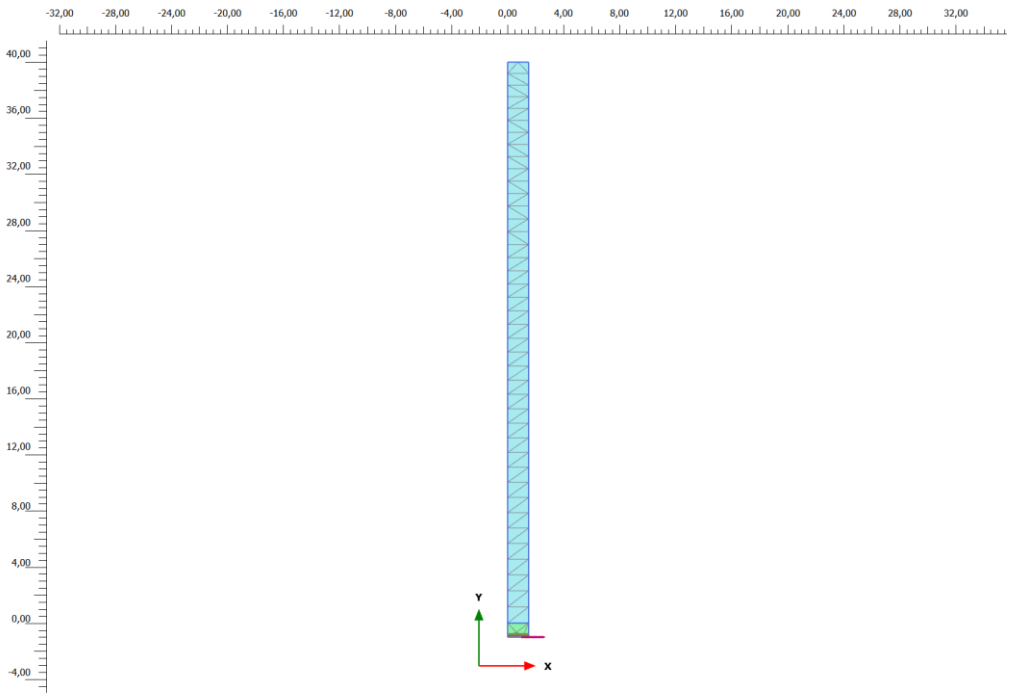


Figura 27: modello colonna di argilla con bedrock flessibile - Plaxis

- ***RISULTATI***

In Figura 28 sono riportati i risultati delle time-history calcolate dai due software in superficie e si può constatare che le curve si sovrappongono per tutta la durata della registrazione. Rispetto al caso di bedrock rigido si notano due principali differenze: il segnale è amplificato di 1.47 volte e l'accelerazione viene smorzata maggiormente nel tempo. Osservando i risultati riportati negli

Allegati A corrispondenti alla profondità del bedrock, viene evidenziato come l'accelerogramma ha un'ampiezza minore rispetto all'input assegnato, poiché in questa analisi il punto di applicazione del segnale viene considerato flessibile. Le trasformate di Fourier evidenziano anche in questo caso l'effetto di filtro passa-basso che il terreno applica al segnale. In tutti e tre i punti analizzati si è ottenuta una buona corrispondenza dei risultati.

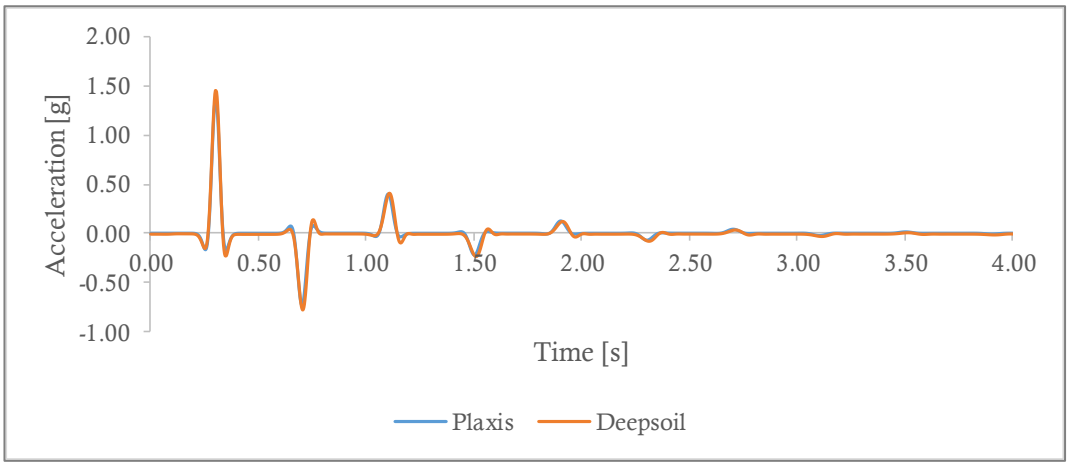


Figura 28: confronto accelerazione punto (A) – Ricker con bedrock flessibile

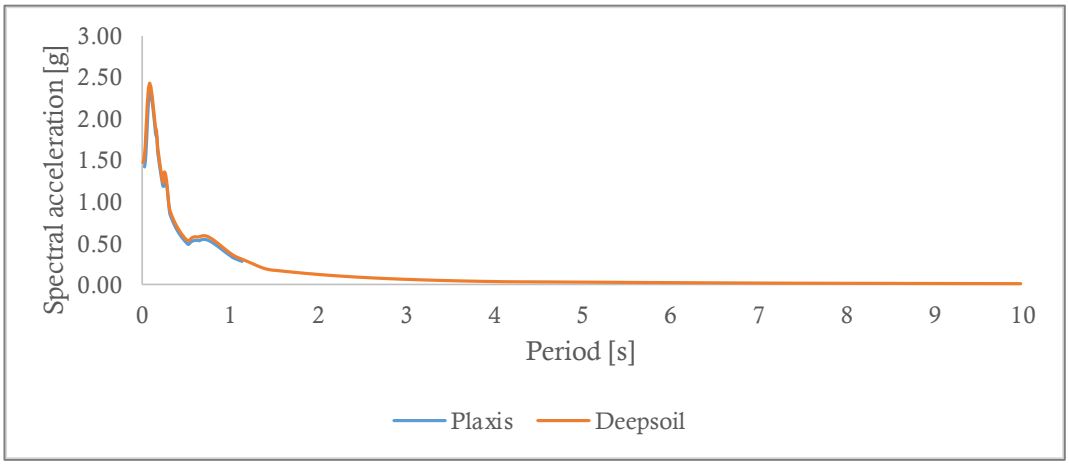


Figura 29: confronto spettro in accelerazione punto (A) – Ricker con bedrock flessibile

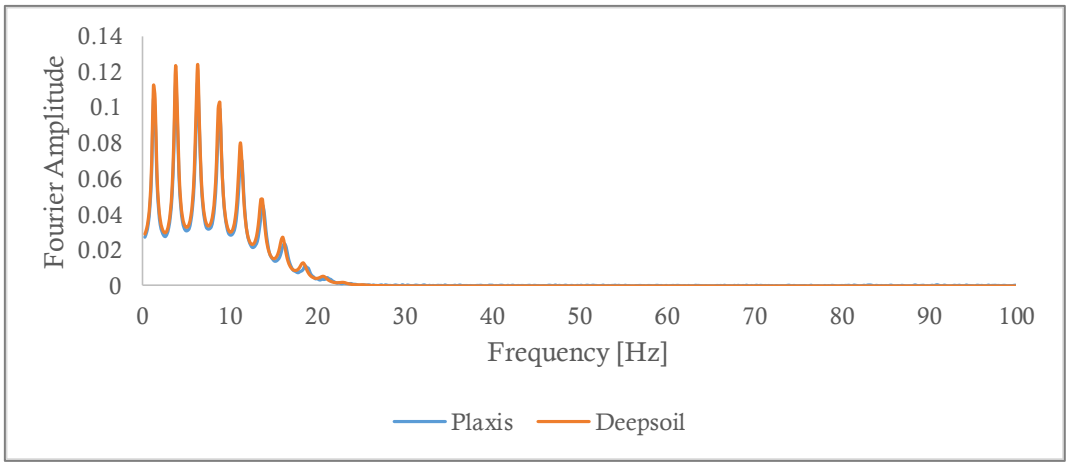


Figura 30: confronto trasformata di Fourier punto (A) – Ricker con bedrock flessibile

5.3 ANALISI NON LINEARI 1D - RICKER

Sullo stesso deposito di argilla viene effettuata un'analisi monodimensionale non lineare in modo da confrontare i risultati di Deepsoil e Plaxis. La geometria del modello è invariata rispetto all'analisi lineare, viene cambiato solamente il tipo di legge costitutiva in entrambi i software. Trattandosi di un'argilla è stato scelto di riferirsi alla curva di *Vucetic & Dobry (1991)* corrispondente a un'argilla con indice di plasticità pari a 20. I dati sperimentali sono riportati in Tabella 8, mentre le curve del modulo G e dello smorzamento sono mostrate in Figura 31 e Figura 32.

Il modulo di rigidezza al taglio a piccole deformazioni dell'argilla è costante per l'intero deposito e pari a 77472 kPa, corrispondente a una velocità delle onde di taglio di 200 m/s.

Tabella 8: punti delle curve di *Vucetic & Dobry (1991)* per argilla PI=20

Strain [-]	G/Gmax	Damping [%]
0.000001	1	1
0.000003	1	1
0.00001	0.999	1
0.00003	0.977	2
0.0001	0.904	3.55
0.0003	0.763	5.54
0.001	0.545	8.25
0.003	0.352	11.69
0.01	0.164	16.51
0.03	0.05	19.94
0.1	0.031	22.05

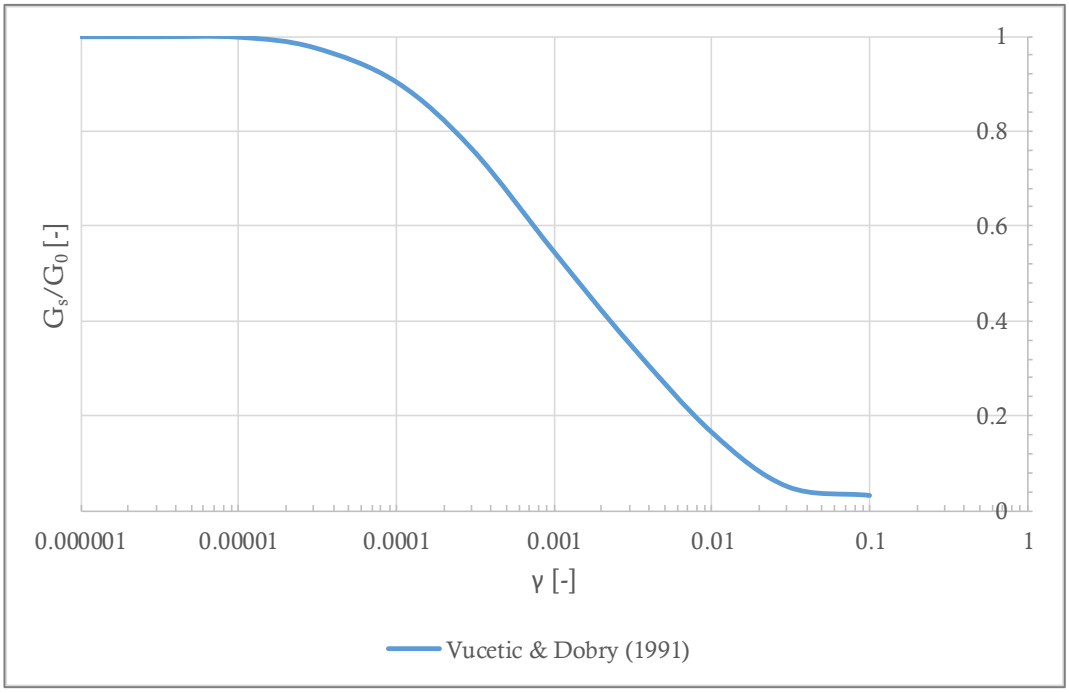


Figura 31: curva di variazione del modulo *G* di *Vucetic & Dobry (1991)*

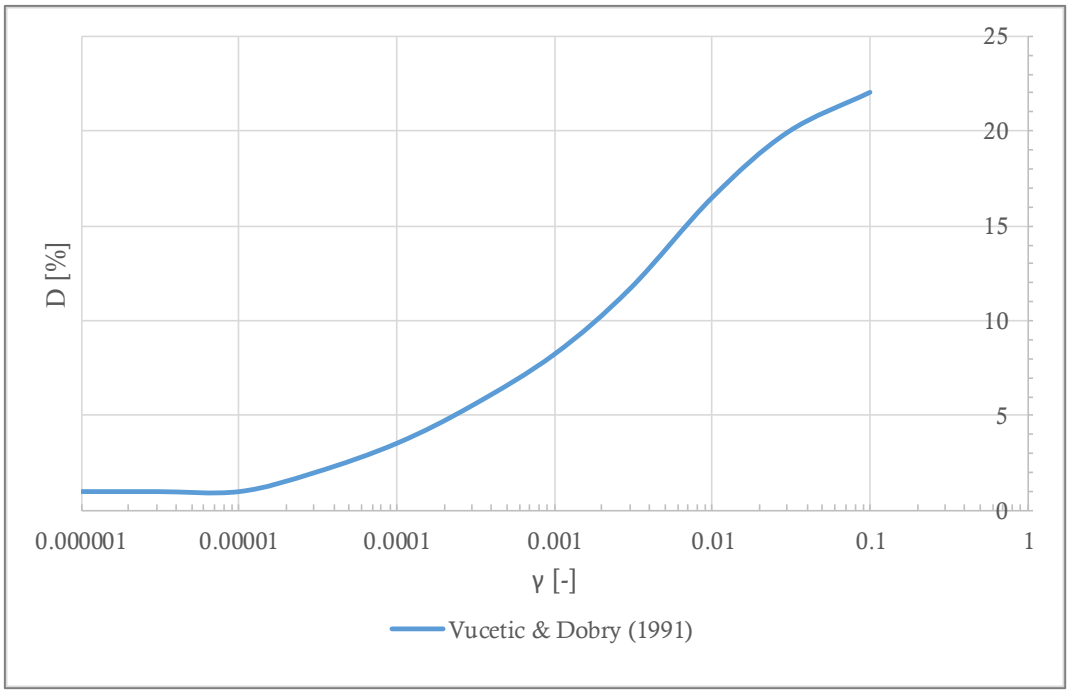


Figura 32: curva di smorzamento di *Vucetic & Dobry (1991)*

- ***DEEPSOIL***

L'analisi non lineare in Deepsoil viene computata utilizzando le formule della Backbone Curves formulate con l'Hyperbolic/Pressure-Dependent Hyperbolic (MKZ) sviluppato da *Matasovic (1993)* nel quale sono presenti due parametri supplementari per una miglior calibrazione della curva. Lo sforzo di taglio viene calcolato come:

Equazione 37

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1+\beta\left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^s}$$

Dove G_0 è il modulo di resistenza al taglio iniziale, γ è la deformazione a taglio, γ_r la deformazione a taglio alla tensione di riferimento, mentre β e s sono i parametri del modello che modificano la forma della curva. La dipendenza dalla pressione di confinamento è data dalla seguente equazione:

Equazione 38

$$\gamma_r = \gamma_t \left(\frac{\sigma_v'}{\sigma_t}\right)^b$$

Lo smorzamento a piccole deformazioni viene valutato con la formulazione proposta da *Hashash & Park (2001)*.

Equazione 39 $$D = D_0 \left(\frac{1}{\sigma'_v}\right)^d$$

Nel caso di smorzamento indipendente dalla pressione il parametro d viene posto nullo.

Il comportamento di isteresi nei cicli di carico e scarico è stato valutato con le *Non-Masing Unload-Reload Rules*. Le formule applicate dal software sono riportate di seguito.

Equazione 40 $$D_{MasingHysteretic} = F(\gamma_{max}) \cdot D_{Masing}$$

Equazione 41 $$F(\gamma_{max}) = P_1 - P_2 \left(1 - \frac{G(\gamma_m)}{G_0}\right)^{P_3}$$

Con $F(\gamma_{max})$ fattore di riduzione calcolato in funzione della deformazione γ_m rappresentante la massima deformazione di taglio che il suolo ha subito nel tempo. I parametri P sono coefficienti correttivi calcolati in modo da rendere minimo lo scarto tra le curve calcolate.

I valori dei parametri ottenuti dalla procedura di fitting della curva di *Vucetic & Dobry (1991)* sono riportati in Tabella 9 e sono stati assunti per ogni straterello di terreno.

Tabella 9: parametri di fitting di *Deepsoil* per la curva *Vucetic & Dobry (1991)*

D [%]	γ_r [%]	σ'_v [MPa]	β	s	b	d	P_1	P_2	P_3
0.97	0.209	0.18	1.47	0.84	0	0	0.696	0.116	0

L'analisi è stata condotta nel dominio del tempo con un controllo sugli step temporali flessibile. L'incremento temporale viene suddiviso se la deformazione calcolata supera la massima deformazione incrementale che, in questo caso, è stata ipotizzata come lo 0.005%. Nel software è stato scelto di utilizzare il metodo di interpolazione lineare per il calcolo della time-history.

- ***PLAXIS***

Come già esposto nei capitoli precedenti, il modello costitutivo da utilizzare nelle analisi non lineari è Hardening Soil Small Strain e bisogna tarare tale modello con la curva di *Vucetic & Dobry (1991)*. I parametri da cui dipendono le

curve sono la deformazione $\gamma_{0.7}$ e il modulo di taglio di unloading-reloading G_{ur}. Per stimare i parametri è utile effettuare un'analisi parametrica in modo da trovare la miglior corrispondenza tra la curva di variazione di letteratura e la curva calcolata tramite la formulazione del legame costitutivo utilizzato da Plaxis. In Figura 33 sono riportate le curve costruite con le formule dell'HS Small Strain per diverso valore di $\gamma_{0.7}$ e la curva di variazione di *Vucetic & Dobry (1991)*. La curva che meglio ricalca quella di letteratura è quella con deformazione $\gamma_{0.7}$ pari a 0.0005. Il coefficiente m dell'Equazione 22 viene posto nullo poiché il modulo di resistenza al taglio a piccole deformazioni è stato assunto costante con la profondità.

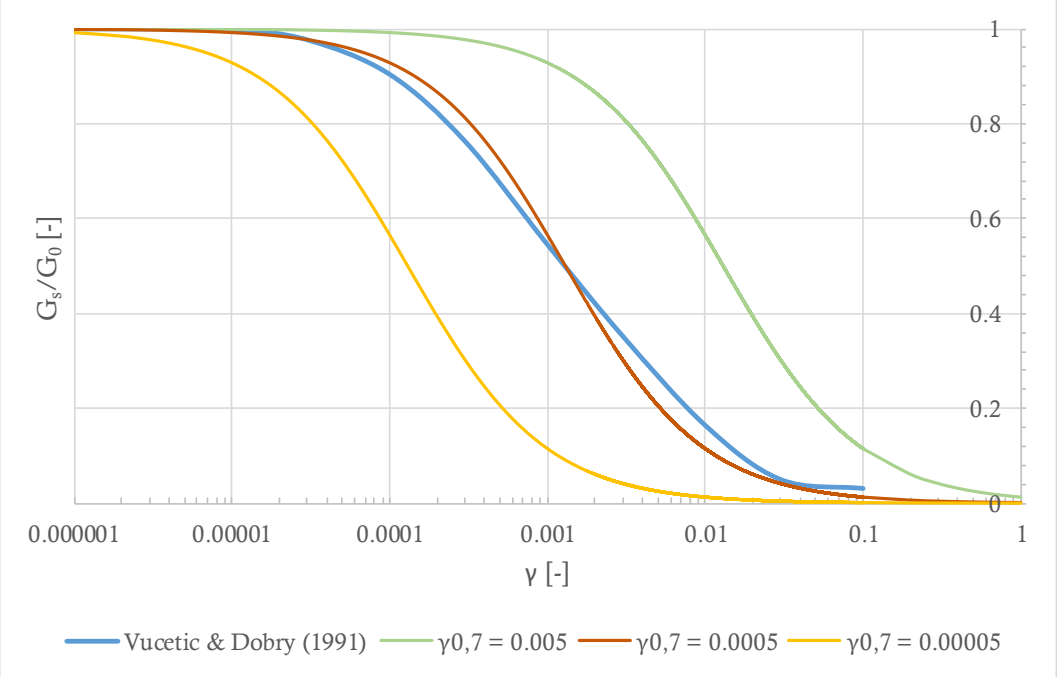


Figura 33: calibrazione parametri HS curva di variazione di *Vucetic & Dobry (1991)*

La curva dello smorzamento è stata tarata partendo dalla deformazione $\gamma_{0.7}$ trovata precedentemente e andando a variare il modulo di rigidezza al taglio di unloading-reloading. Le curve ottenute sono riportate in Figura 34 e mostrano come all'aumentare di G_{ur} la deformazione di cut-off aumenta, mentre lo smorzamento a grandi deformazioni diminuisce.

Per colmare la differenza di smorzamento a piccole deformazioni tra la curva di letteratura e la curva analitica fornita dal software è necessario aggiungere un'aliquota di smorzamento di Rayleigh. I dati riguardanti Rayleigh sono riportati in Tabella 10.

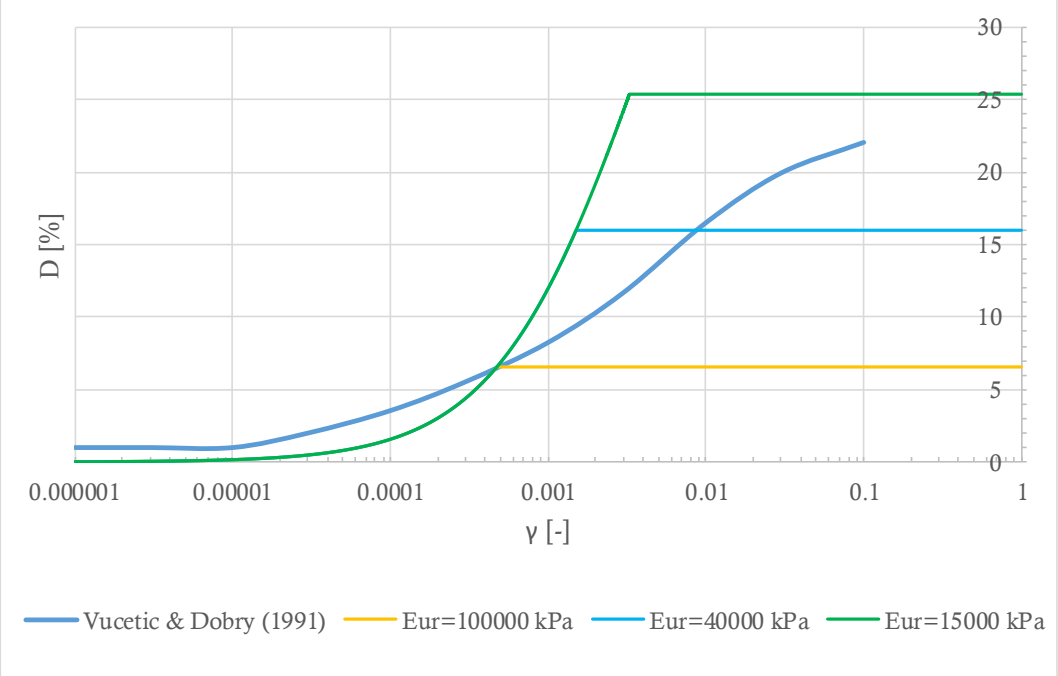


Figura 34: calibrazione parametri HS con curva dello smorzamento di *Vucetic & Dobry (1991)*

Tabella 10: parametri Rayleigh argilla – analisi non lineare

D [%]	f_0 [Hz]	f_1 [Hz]	α	β
0.8	1.25	6	0.104	$0.351 \cdot 10^{-3}$

In conclusione, per descrivere la curva di *Vucetic & Dobry (1991)* per un'argilla, i parametri da inserire nel software Plaxis ricavati dall'analisi parametrica sono riportati in Tabella 11. I parametri possono essere considerati attendibili fino al raggiungimento di una deformazione massima inferiore allo 0.002 poiché per deformazioni maggiori la differenza tra le due curve risulta non più trascurabile.

All'inizio dell'analisi dinamica è stato attivato il comando *"Reset displacement to zero"*, in modo da trascurare gli spostamenti generati dalla fase statica e partire da uno spostamento iniziale nullo.

Tabella 11: parametri di input per argilla – analisi non lineare

Parametro	*Unità misura*	*Argilla*
Modello	-	HS small strain
γ	[kN/m^3]	19
υ	[-]	0.27
c'_{ref}	[kN/m^2]	5
ϕ'	[°]	25
m	[-]	0
Rayleigh α	[-]	0.1040
Rayleigh β	[-]	$0.351 \cdot 10^3$
E_{50}^{ref}	[kN/m^2]	$20 \cdot 10^3$
E_{oed}^{ref}	[kN/m^2]	$20 \cdot 10^3$
E_{ur}^{ref}	[kN/m^2]	$40 \cdot 10^3$
G_0^{ref}	[kN/m^2]	$77.5 \cdot 10^3$
$\gamma_{0.7}$	[-]	$0.5 \cdot 10^3$
OCR	[-]	1
POP	[-]	0

- ***RISULTATI***

La storia in accelerazione calcolata in superficie (Figura 35) restituisce un buon risultato di sovrapposizione delle due registrazioni. Si può notare come nel caso di analisi non lineare e quindi nel caso di introduzione dello smorzamento isteretico, il segnale di picco risulti smorzato di quasi 3 volte rispetto alla storia in input ed inoltre l'onda Ricker venga attenuata in minor tempo rispetto alle analisi lineari. La differenza tra gli spettri in accelerazione risultanti dalle due analisi è minima e tali variazioni possono essere giustificate dal diverso approccio di interpolazione dei punti sulla curva di variazione di letteratura di riferimento e dalla formulazione analitica della curva di damping impiegata dal modello Hardening Soil small strain di Plaxis. La deformazione massima raggiunta nella modellazione numerica nella colonna di terreno, infatti, risulta pari a 0.0016 mentre per Deepsoil di circa 0.002. Nel range di deformazione compreso tra 0.001 e 0.0016 la differenza di smorzamento tra la curva di

letteratura e la curva del modello varia tra il 4 e il 7 % e, quindi, per alte deformazioni il modello agli elementi finiti risulta sovrasmorzato.

La trasformata di Fourier anche in questo caso evidenzia l'effetto di filtro passa-basso che il terreno impone al segnale in input nell'analisi. I restanti confronti dei punti a metà strato e al bedrock sono riportati negli Allegati A.

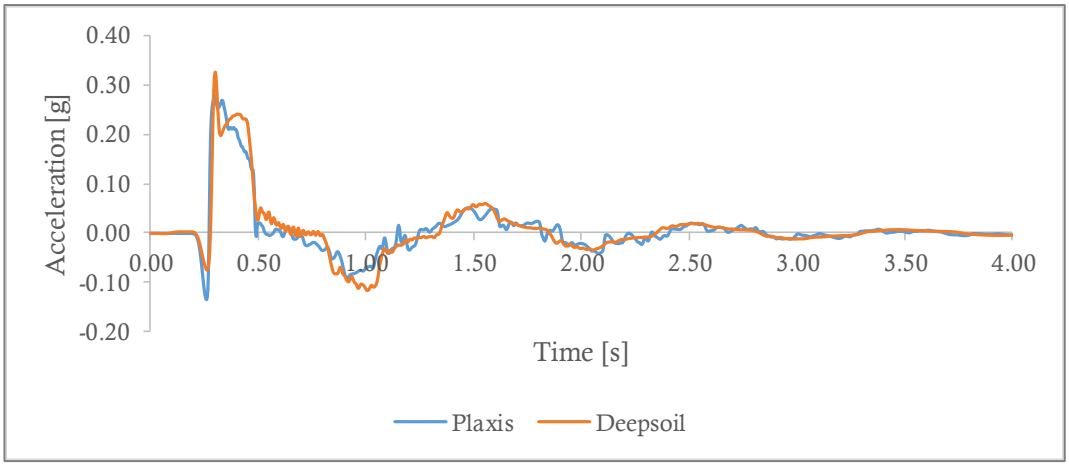


Figura 35: confronto accelerazione punto (A) – Ricker bedrock flessibile - non lineare

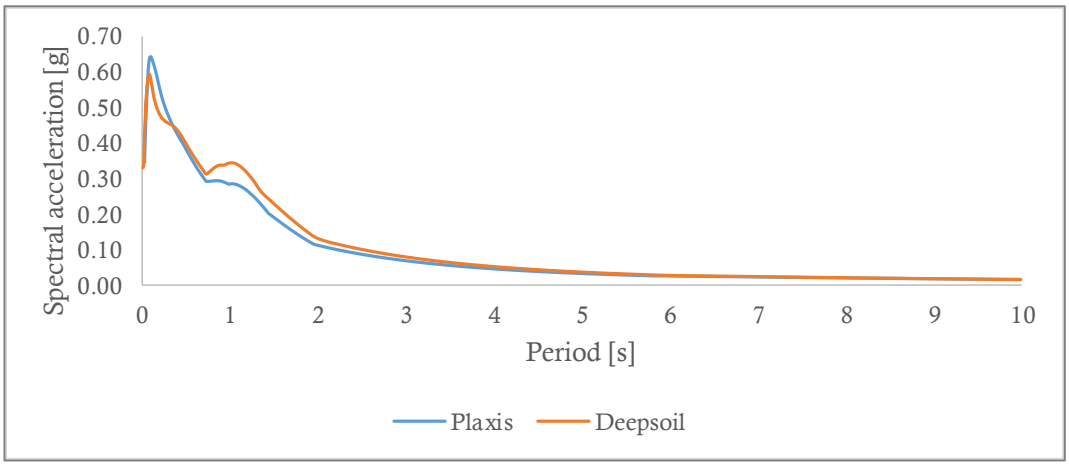


Figura 36: confronto spettro in accelerazione punto (A) – Ricker bedrock flessibile – non lineare

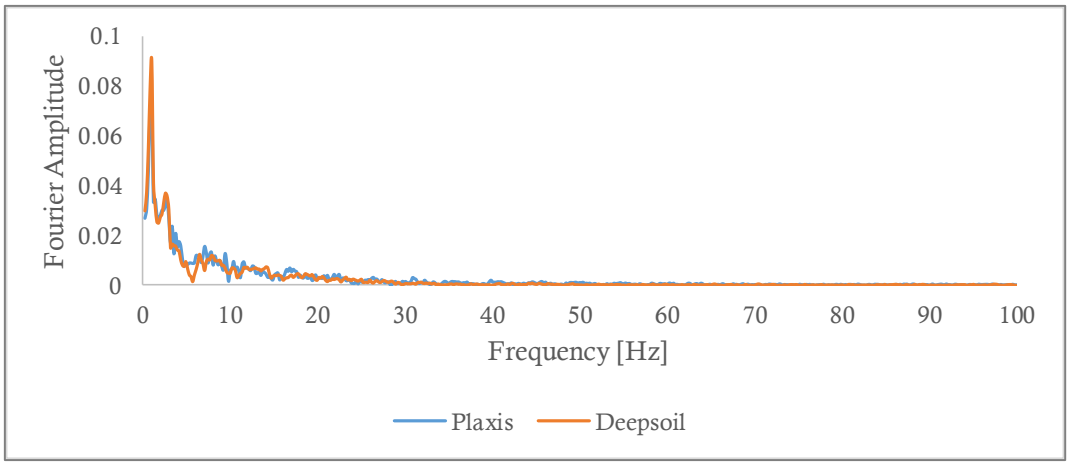


Figura 37: confronto trasformata di Fourier punto (A) – Ricker bedrock flessibile – non lineare

5.4 ANALISI LINEARI 1D - KOBE

Avendo ottenuto buoni risultati con l'applicazione di un'onda semplice, si passa all'applicazione di una registrazione reale di un evento sismico. Il segnale riguarda l'evento avvenuto in Giappone nella città di Kobe nel 1995. Questo accelerogramma è usato tipicamente in letteratura per le validazioni dei risultati di risposta sismica locale.

I dati della registrazione sono campionati con timestep pari a 0.02 secondi e l'evento ha una durata significativa di circa 18 secondi con un'accelerazione massima pari a 0.8 g. Lo spettro di Fourier ha componenti in ampiezza significativa fino a una frequenza di circa 10 Hz.

Le analisi monodimensionali sono condotte sulla colonna di argilla trattata nei capitoli precedenti e verranno confrontati i risultati dei software Deepsoil e Plaxis.

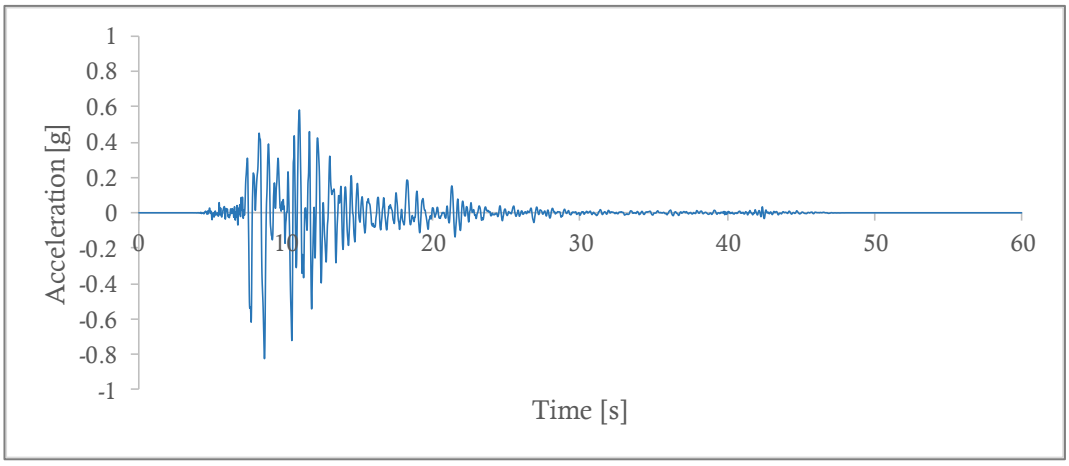


Figura 38: time-history evento Kobe 1995

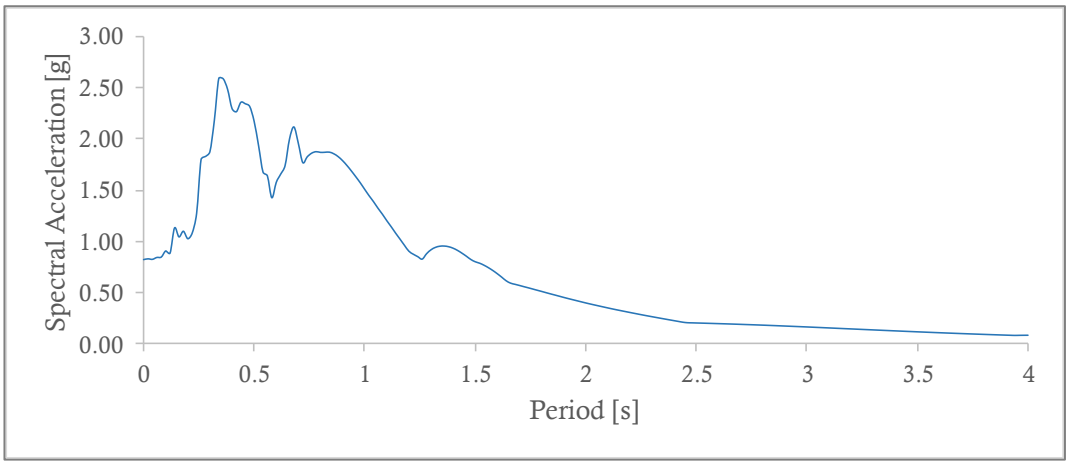


Figura 39: spettro in accelerazione per l'evento di Kobe 1995

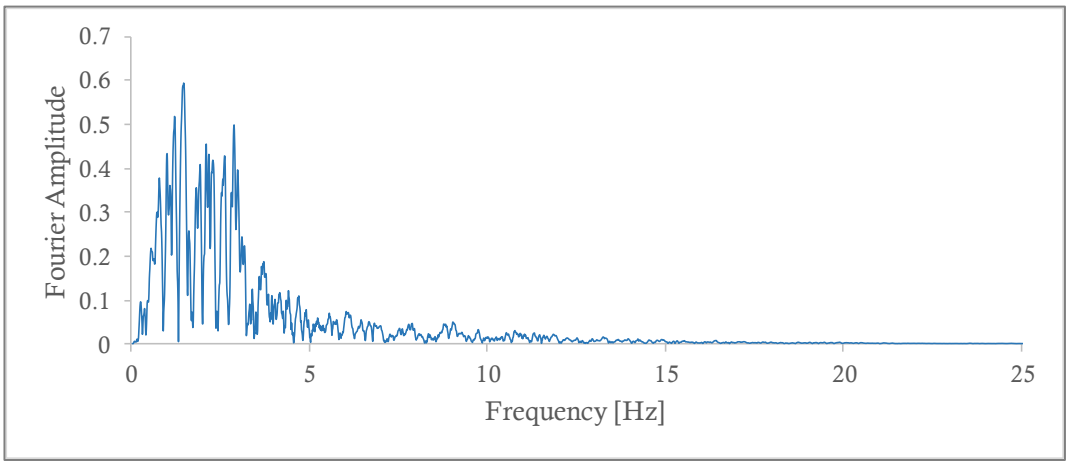


Figura 40: trasformata di Fourier per l'evento di Kobe 1995

5.3.1 Kobe - Bedrock rigido

- ***DEEPSOIL***

La colonna di terreno in esame ha la stessa conformazione geometrica delle analisi precedenti (suddivisione in 40 sottostrati) e gli stessi parametri meccanici riportati in Tabella 5. Lo smorzamento di Rayleigh è stato calcolato prendendo dalla frequenza propria del deposito come prima frequenza e come seconda la stessa frequenza moltiplicata di tre volte. I parametri di Rayleigh usati nell'analisi della colonna di argilla sono riportati in Tabella 12. Il bedrock è stato assunto come rigido e completamente riflettente.

L'analisi è stata condotta nel dominio del tempo con un controllo sugli step temporali flessibile. L'incremento temporale viene suddiviso se la deformazione calcolata supera la massima deformazione incrementale che, in questo caso, è stata ipotizzata come lo 0.005%. Nel software è stato scelto di utilizzare il metodo di interpolazione lineare per il calcolo della time-history.

Tabella 12: parametri Rayleigh evento Kobe

f_0 [Hz]	f_1 [Hz]	α	β
1.25	3.75	0.130	$0.439 \cdot 10^{-3}$

- ***PLAXIS***

In Plaxis è stata creata una colonna di terreno di 1.50 metri di larghezza e 40 metri di altezza a deformazione piana. Il materiale è caratterizzato da comportamento elastico lineare con proprietà analoghe a quelle riportate in Tabella 5. Il bedrock rigido viene modellato tramite l'assegnazione al bordo inferiore della condizione *None* che simula il passaggio tra due terreni con forte cambio di impedenza mentre l'input dinamico viene descritto con il comando *line prescribed displacement*. La discretizzazione è stata eseguita con elementi formati da 15 nodi, seguendo l'Equazione 34: gli elementi della mesh hanno dimensioni minori di 1 metro di lato. L'analisi è stata eseguita in due step, il primo necessario per il calcolo delle condizioni geostatiche e il secondo per l'analisi dinamica.

Il primo step di calcolo è caratterizzato da carrelli nei bordi laterali e da cerniere sul lato inferiore, mentre per l'analisi dinamica sono state usate le condizioni al

contorno elencate precedentemente. La durata dell'analisi dinamica è stata impostata pari a 60 secondi: il valore del massimo numero di step di calcolo è stato computato usando l'Equazione 35 ottenendo un risultato di 3000 step.

All'inizio dell'analisi dinamica è stato attivato il comando *"Reset displacement to zero"*, in modo da trascurare gli spostamenti generati dalla fase statica e partire da uno spostamento iniziale nullo.

- ***RISULTATI***

I risultati ottenuti dall'analisi sono soddisfacenti per tutti e tre i punti analizzati le curve di accelerazione, spettro e trasformata di Fourier, infatti, si sovrappongono con buona approssimazione. In superficie il segnale risulta amplificato di 3.75 volte circa a causa del modello costitutivo elastico lineare e del bedrock completamente riflettente. Il segnale tende a smorzarsi molto lentamente: è possibile notare come a partire da 25 secondi in poi l'onda decresca lentamente con cicli quasi armonici di ampiezza sempre minore.

Le frequenze maggiormente amplificate in superficie risultano quelle nell'intorno dei 2 – 3 Hz. Anche in questo caso è possibile notare l'effetto di filtro passabasso che il terreno impone alle alte frequenze del sisma.

Negli Allegati A sono riportati i confronti tra le curve registrate alle diverse altezze dai due software.

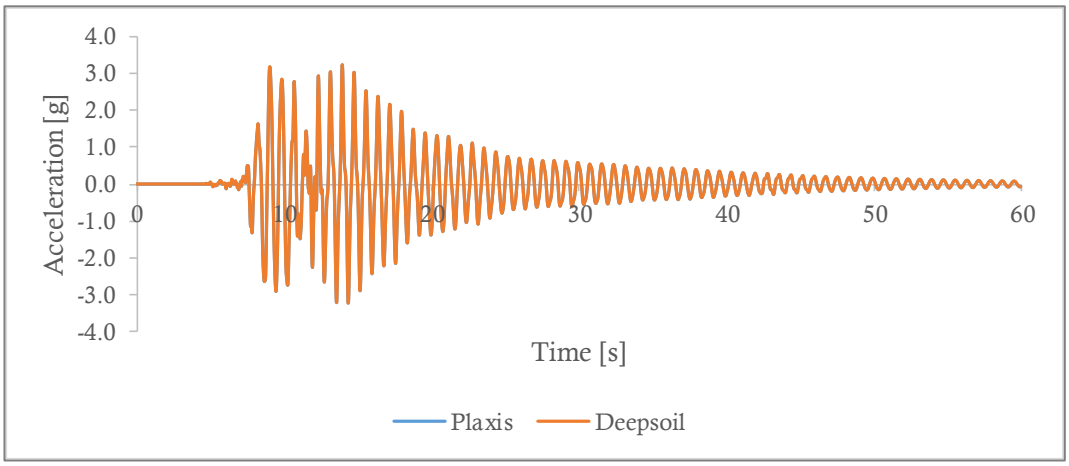


Figura 41: confronto accelerazione punto (A) – Kobe con bedrock rigido

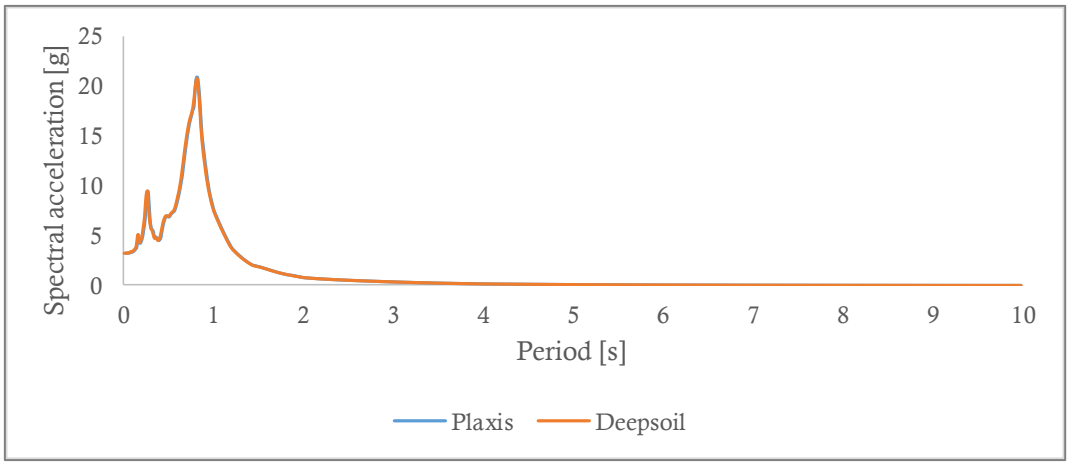


Figura 42: confronto spettro in accelerazione punto (A) – Kobe con bedrock rigido

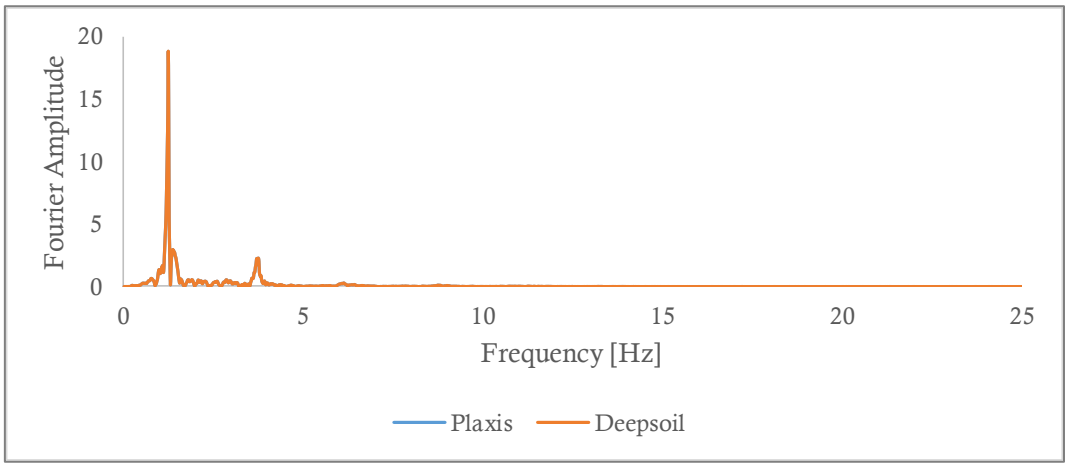


Figura 43: confronto trasformata di Fourier punto (A) – Kobe con bedrock rigido

5.3.2 Kobe - Bedrock flessibile

- ***DEEPSOIL***

L'analisi lineare è stata condotta sulla colonna di argilla assegnando al bedrock flessibile le proprietà riportate in Tabella 5 e Tabella 12.

L'analisi è stata condotta nel dominio del tempo con un controllo sugli step temporali flessibile. L'incremento temporale viene suddiviso se la deformazione calcolata supera la massima deformazione incrementale che in questo caso è stata ipotizzata come lo 0.005%. Nel software è stato scelto di utilizzare il metodo di interpolazione lineare per il calcolo della time-history.

- ***PLAXIS***

Al modello agli elementi finiti è stato aggiunto sul fondo uno strato di terreno di altezza 1 metro per simulare le caratteristiche del bedrock flessibile. A questo bordo è stata assegnata la condizione *Compliant base*, in modo da simulare il comportamento riflettente del bedrock ed è stata creata un'interfaccia in modo da poter disporre di nodi comuni per la trasmissione dell'input tra la condizione al contorno e la discretizzazione del modello. I parametri meccanici del terreno e di smorzamento di Rayleigh utilizzati per l'analisi sono riportati in Tabella 5 e Tabella 12.

Il primo step di calcolo è caratterizzato da carrelli nei bordi laterali e da cerniere sul lato inferiore mentre per l'analisi dinamica sono state usate le condizioni al contorno elencate precedentemente. La durata dell'analisi dinamica è stata impostata pari a 60 secondi: il valore del massimo numero di step di calcolo è stato computato usando l'Equazione 35 ottenendo un risultato di 3000 step. Per questa fase di analisi dinamica è stato attivato il comando *"Reset displacement to zero"* in modo che i risultati non siano influenzati da spostamenti avvenuti durante l'inizializzazione del modello.

- ***RISULTATI***

In Figura 44 sono riportati i risultati delle time-history calcolate dai due software in superficie e si può constatare che le curve si sovrappongono per tutta la durata della registrazione. Rispetto al caso di bedrock rigido si notano due principali differenze: il segnale è amplificato di 2.51 volte e l'accelerazione viene smorzata maggiormente nel tempo. Osservando i risultati riportati negli Allegati corrispondenti alla profondità del bedrock, viene evidenziato come l'accelerogramma ha un'ampiezza minore rispetto all'input assegnato, poiché in questa analisi il punto di applicazione del segnale viene considerato flessibile. Le trasformate di Fourier evidenziano anche in questo caso l'effetto di filtro passa-basso che il terreno applica al segnale. In tutti e tre i punti analizzati si è ottenuta una buona corrispondenza dei risultati.

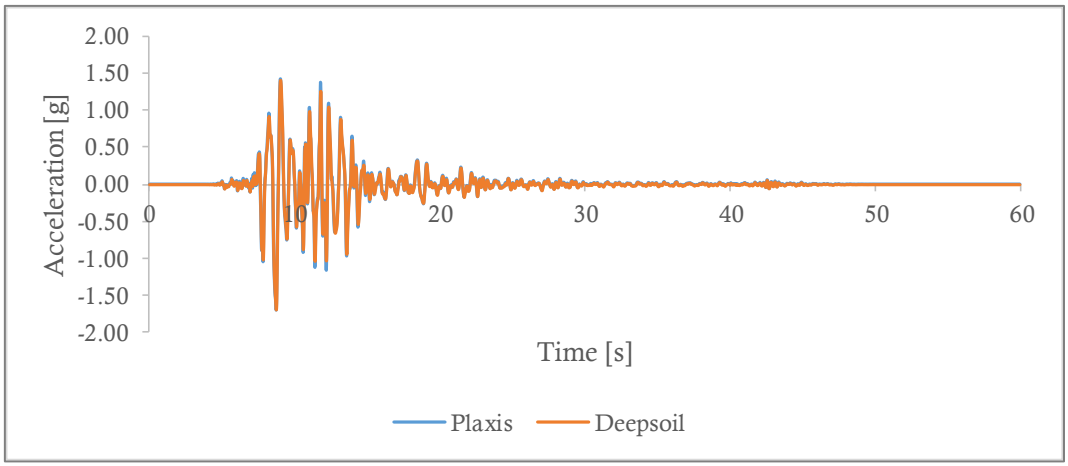


Figura 44: confronto accelerazione punto (A) – Kobe con bedrock flessibile

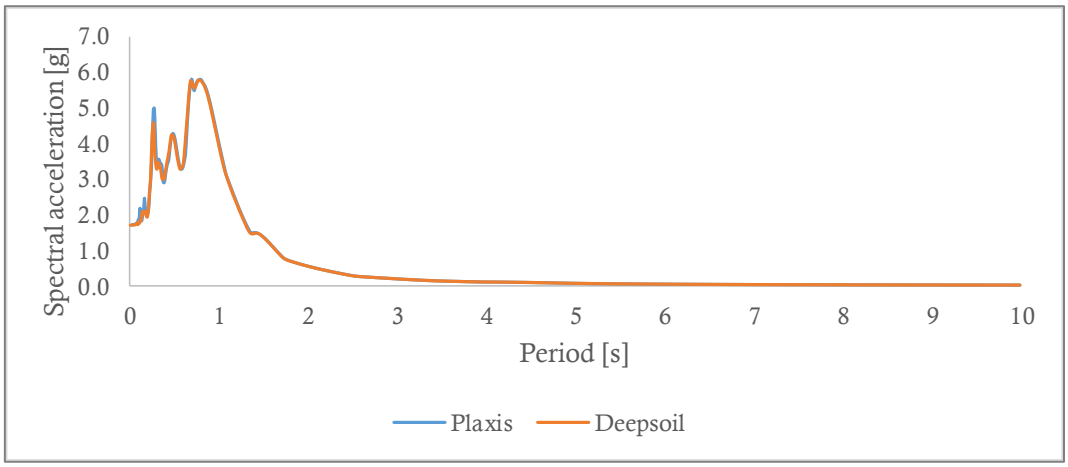


Figura 45: confronto spettro in accelerazione punto (A) – Kobe con bedrock flessibile

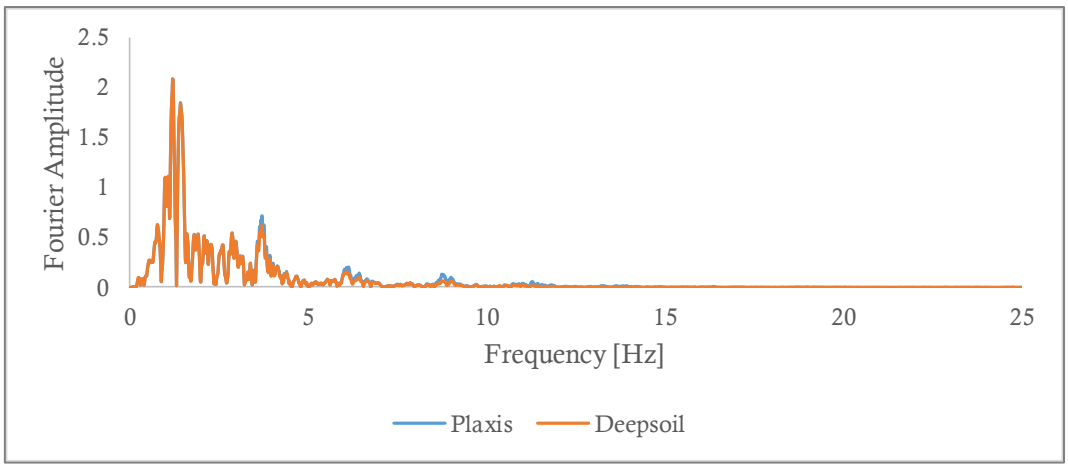


Figura 46: confronto trasformata di Fourier punto (A) – Kobe con bedrock flessibile

5.5 ANALISI NON LINEARI 1D - KOBE

L'analisi non lineare è stata condotta sulla stessa colonna di argilla trattata nei capitoli precedenti. Sia in Deepsoil che in Plaxis sono stati usati gli stessi modelli visti precedentemente ed è stato modificato solamente l'input sismico alla base del modello e i coefficienti di Rayleigh corrispondenti alle frequenze target del segnale in ingresso. Il comportamento non lineare viene descritto dalla curva di variazione per l'argilla con indice di plasticità PI = 20 derivante dagli studi di *Vucetic & Dobry (1991)*.

- ***DEEPSOIL***

I valori dei parametri ottenuti dalla procedura di fitting della curva di *Vucetic & Dobry (1991)* sono riportati in Tabella 9 e sono stati assunti per ogni straterello di terreno. L'analisi non lineare nel software utilizza le formule riportate precedentemente per calcolare l'andamento delle tensioni e deformazioni.

L'analisi è stata condotta nel dominio del tempo con un controllo sugli step temporali flessibile. L'incremento temporale viene suddiviso se la deformazione calcolata supera la massima deformazione incrementale che, in questo caso, è stata ipotizzata come lo 0.005%. Nel software è stato scelto di utilizzare il metodo di interpolazione lineare per il calcolo della time-history.

- ***PLAXIS***

Il comportamento non lineare del terreno viene descritto utilizzando il modello Hardening Soil Small Strain con parametri di input (Tabella 11) ottenuti dalla calibrazione fatta precedentemente sulla curva di *Vucetic & Dobry (1991)*. Il modello geometrico della colonna di terreno non varia rispetto alle analisi precedenti e vengono assegnate le stesse condizioni al contorno sui bordi laterali (*Tied degrees of freedom*) e sul bordo inferiore (*Compliant base*).

L'analisi viene divisa in due fasi: la prima statica per inizializzare il modello e la seconda dinamica in cui viene immesso l'input sismico in corrispondenza del bedrock tramite il *line prescibed displacement*. Nella fase dinamica è stato attivato il comando *"Reset displacement to zero"* in modo da eliminare i possibili cedimenti di inizializzazione dovuti alla fase statica. La discretizzazione degli elementi della colonna è stata fatta in modo da rispettare i vincoli sulla lunghezza d'onda del segnale.

- ***RISULTATI***

Le storie di accelerazione (Figura 47) evidenziano come Plaxis sovrastimi leggermente le accelerazioni e lo spettro calcolato in superficie (Figura 48). Questo può essere conseguenza dell'aver scelto un modulo elastico di unloading-reloading poco superiore rispetto a quello utilizzato nella curva di letteratura dell'argilla, ma comunque l'errore tra i due software risulta essere molto basso. Come nel caso della Ricker, l'analisi lineare tende a smorzare l'effetto del sisma in termini di scuotimento: la registrazione sulla superficie, infatti, risulta deamplificata a causa dell'intervento dello smorzamento dovuto dai cicli di isteresi generati dal materiale durante il sisma.

In Figura 50 è riportato il confronto in termini di tensione-deformazione per il punto collocato a una profondità di -20 metri rispetto alla superficie. I cicli di isteresi ottenuti nelle due analisi arrivano a mobilitare entrambi deformazioni massime prossime a 0.01. Il risultato ottenuto da Deepsoil evidenzia una pendenza dei cicli leggermente inferiore rispetto a quella calcolata con Plaxis, mentre nella parte a piccole deformazioni le due curve si sovrappongono con buona approssimazione. Confrontando la massima deformazione raggiunta a metà strato con la calibrazione della curva di *Vucetic & Dobry (1991)*, si può dire che nel range di deformazione compreso tra 0.001 e 0.01 la curva dell'HS small strain model risulta sovrasmorzata con una massima differenza tra le curve del 6% in corrispondenza della deformazione pari a 0.002. Nell'intorno di questa deformazione, tuttavia, la differenza risulta meno marcata e per questo i risultati ottenuti possono considerarsi soddisfacenti.

Lo spettro di Fourier mette in risalto l'effetto di filtro passa-basso che il terreno induce al segnale sismico. Gli altri grafici corrispondenti alle diverse profondità di campionamento sono riportati negli Allegati A.

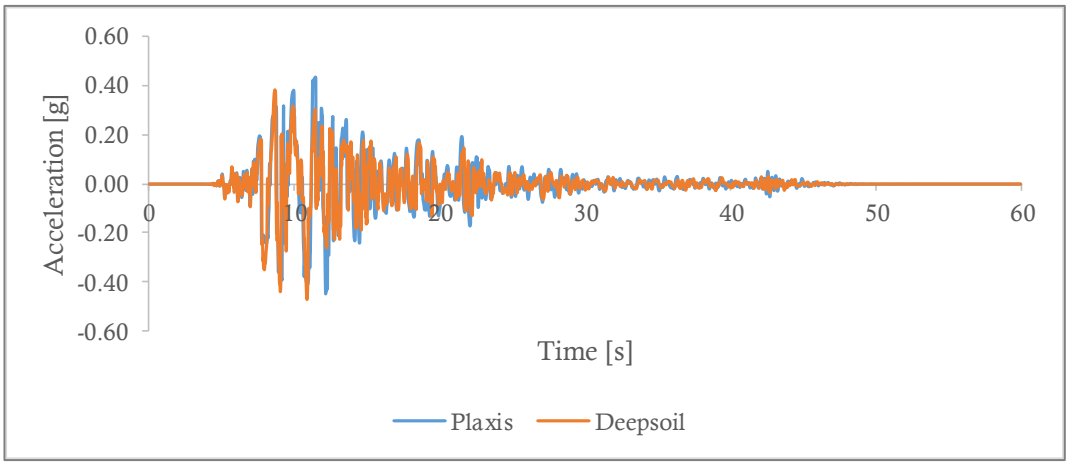


Figura 47: confronto accelerazione punto (A) – Kobe bedrock flessibile - non lineare

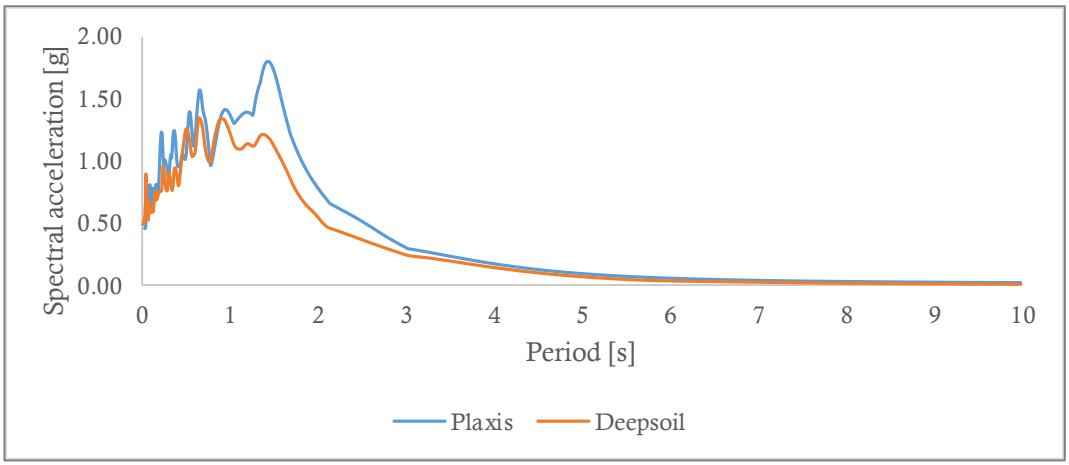


Figura 48: confronto spettro in accelerazione punto (A) - Kobe bedrock flessibile - non lineare

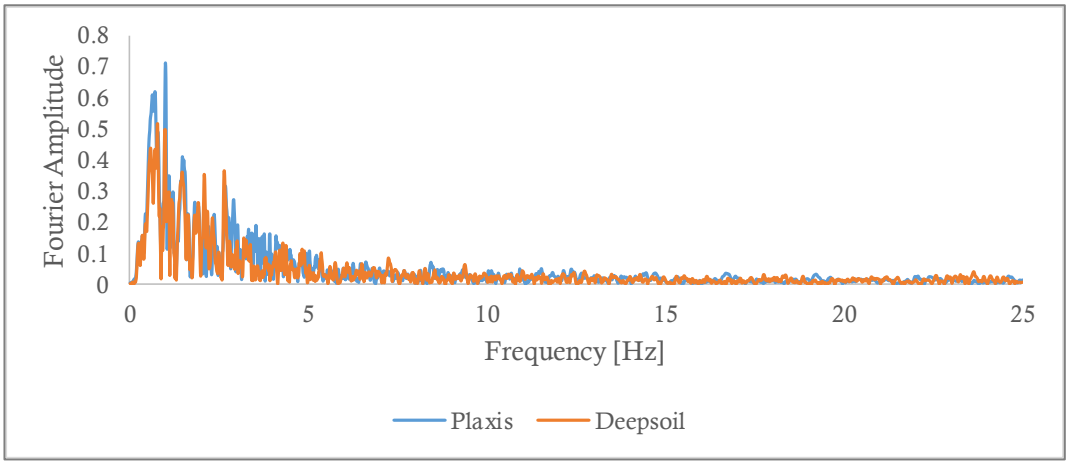


Figura 49: confronto trasformata di Fourier punto (A) – Kobe bedrock flessibile - non lineare

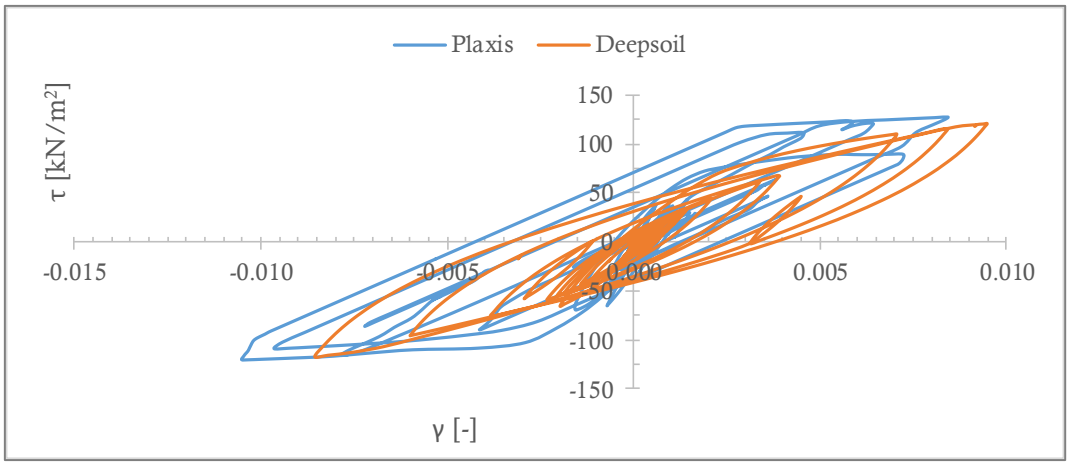


Figura 50: tensioni deformazioni metà strato – Kobe bedrock flessibile – non lineare

5.6 ANALISI LINEARI 2D – SERIE RICKER

Dopo la validazione dei modelli monodimensionali si passa a quelli in condizioni bidimensionali, in modo da controllare la bontà dei risultati ottenuti in questa configurazione. La prima grossa differenza rispetto ai modelli 1D risiede nelle condizioni al contorno da imporre ai bordi esterni del modello: in questo caso non si ha l'imposizione di egual spostamento per i nodi con stessa coordinata y ma la condizione *"Free field"*. L'opzione simula la propagazione delle onde in campo lontano con riflessione minima al contorno e gli elementi che lo compongono hanno le stesse proprietà del suolo in cui sono posizionati. L'assorbimento delle onde è garantito dagli smorzatori posizionati nei punti esterni della discretizzazione in direzione perpendicolare e ortogonale al dominio (Figura 51). La condizione *"Free field"* necessita della creazione di elementi interfaccia in modo da avere il collegamento tra le informazioni calcolate nella mesh e l'effetto indotto dagli smorzatori.

Entrambe le analisi, lineare e non lineare, sono state condotte ipotizzando un terreno argilloso con caratteristiche fisiche e meccaniche analoghe alla colonna, analizzate in condizioni monodimensionali e assumendo un comportamento flessibile al bedrock, il quale viene modellato tramite l'imposizione della condizione *Compliant base* al bordo inferiore. Il segnale in input deve essere scalato di un fattore 0.5 in modo da tenere conto che le onde registrate dalle stazioni in superficie (outcrop) subiscono la riflessione sulla superficie libera e quindi hanno un'ampiezza doppia rispetto all'onda incidente.

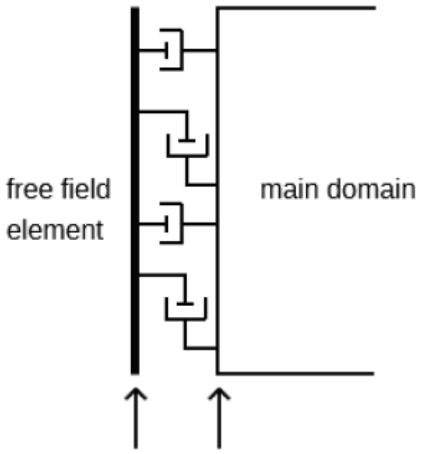


Figura 51: schema *"Free field"* – Manuale Plaxis

In queste nuove analisi è stata cambiato l'input passando dall'onda Ricker a una combinazione di quattro onde scalate ad un'accelerazione di picco di 0.3g, in modo da evitare la deriva di spostamento che si crea con l'applicazione della singola onda. In questa analisi verranno anche valutati anche i percorsi sforzi-deformazioni a cui il deposito di terreno è soggetto. I grafici del segnale di input in termini di accelerazione, velocità e spostamento sono riportati in Figura 52, Figura 53 e Figura 54.

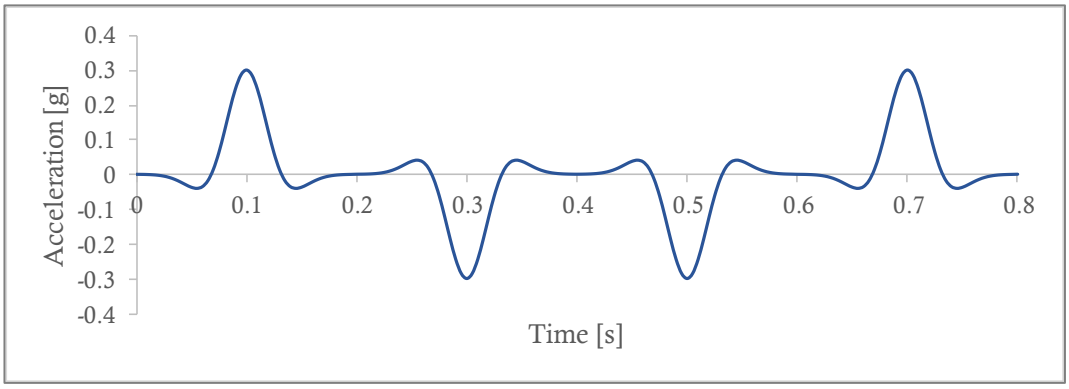


Figura 52: storia in accelerazione della serie di Ricker

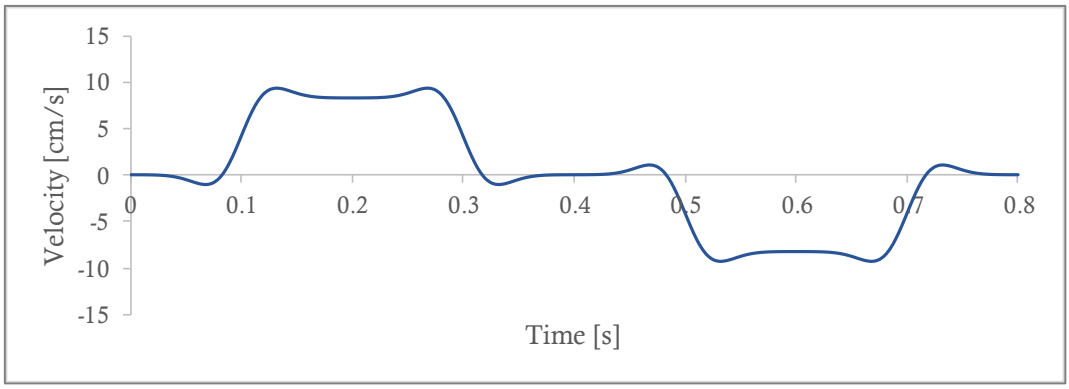


Figura 53: storia di velocità della serie di Ricker

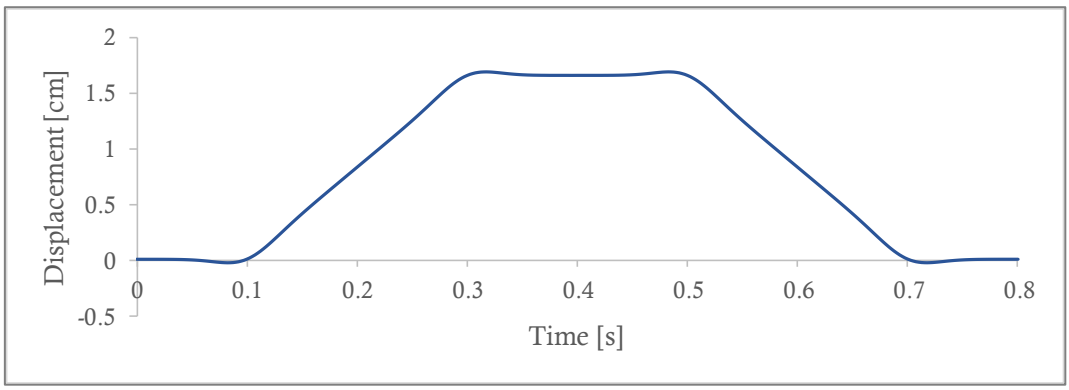


Figura 54: storia di spostamento della serie di Ricker

- ***DEEPSOIL***

I risultati di Deepsoil, software per analisi monodimensionali, sono stati usati per confrontare i punti sulla superficie in corrispondenza del centro e del bordo del modello. Infatti i risultati del modello 2D devono essere simili a quelli 1D, poiché è come se si simulasse una serie di colonne di terreno ravvicinate una all'altra.

Il modello di Deepsoil ha un'altezza di 20 metri ed è stato diviso in sottostrati di spessore 1 metro in modo da rispettare l'Equazione 34. Il legame costitutivo del terreno è stato assunto lineare elastico con parametri riportati in Tabella 5. Avendo modificato l'altezza dello strato, la frequenza fondamentale del deposito è aumentata e risulta pari a 2.5 Hz e le frequenze target dello smorzamento di Rayleigh sono state prese come f_0 e 3 f_0.

L'analisi è stata condotta nel dominio del tempo con un controllo sugli step temporali flessibile. L'incremento temporale viene suddiviso se la deformazione calcolata supera la massima deformazione incrementale che in

questo caso è stata ipotizzata come lo 0.005%. Nel software è stato scelto di utilizzare il metodo di interpolazione lineare per il calcolo della time-history.

- ***PLAXIS***

Il modello agli elementi finiti ha dimensioni in larghezza di 40 metri e 21 in altezza. Sul fondo del modello è stato inserito 1 metro di terreno a cui sono state assegnate le proprietà del bedrock. I parametri meccanici utilizzati per la descrizione del comportamento elastico lineare dell'argilla sono riportati in Tabella 5. La mesh è stata generata in modo da soddisfare la limitazione imposta dall'Equazione 30 per cui gli elementi hanno lato inferiore a 1.60 metri.

Il comportamento bidimensionale deve essere garantito dalle condizioni al contorno prima descritte. Sui bordi laterali del modello è necessario attivare l'opzione *"Free field"* mentre per simulare il comportamento flessibile nella zona di input del segnale viene usata l'ipotesi *"Compliant base"*. L'analisi si articola in due fasi, la prima statica in cui si effettua l'inizializzazione del modello e dove sono applicati i carrelli in corrispondenza dei bordi laterali e cerniere sul fondo del modello e la seconda dinamica dove sono applicate le boundary conditions già citate. Per l'analisi dinamica è stato scelto di usare un tempo di analisi di 2 secondi con 400 step di calcolo e 9 sottostep. All'inizio dell'analisi dinamica è stato attivato il comando *"Reset displacement to zero"*, in modo da trascurare gli spostamenti generati dalla fase statica e partire da uno spostamento iniziale nullo.

Il segnale dinamico è stato assegnato al bordo inferiore del modello tramite il *line prescribed displacement* a cui è stata imposta la storia in termini di accelerazione. I punti di controllo a cui si riferiscono i risultati sono situati in corrispondenza della mezzeria e del bordo sinistro del deposito ad un'altezza di -10 metri rispetto al piano campagna e sulla superficie del piano campagna. In Figura 55 viene riportato il modello utilizzato il Plaxis e i punti di confronto dei risultati in termini di spostamenti-accelerazioni e in termini di tensioni-deformazioni.

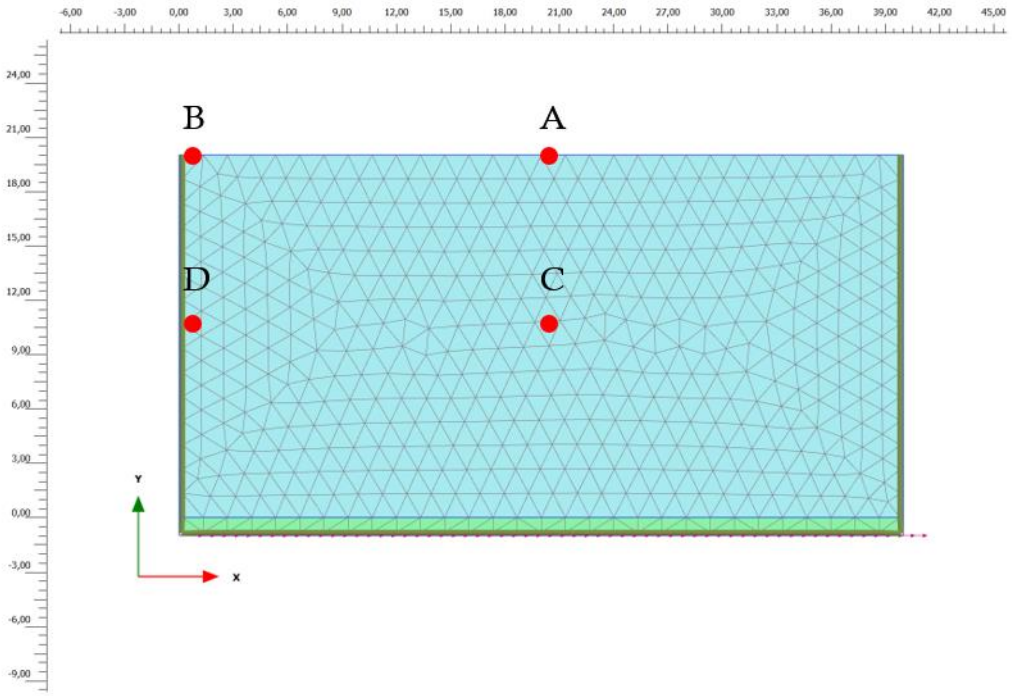


Figura 55: modello 2D calibrazione Plaxis

- ***RISULTATI***

Le storie in accelerazione calcolate nell'analisi lineare per i due software sono riportate in Figura 56. Le tre curve si sovrappongono con buona approssimazione, solamente la curva registrata nel punto A presenta un discostamento che vede amplificata la coda sinistra dell'onda Ricker. Le storie di spostamento rappresentate in Figura 57 danno buoni risultati per entrambi i punti calcolati da Plaxis e da Deepsoil.

L'accelerazione massima al suolo (Figura 58) risulta amplificata di circa 2.5 e anche gli spettri in accelerazione evidenziano una buona risposta delle condizioni al contorno assegnate al modello 2D.

In termini di tensione-deformazione viene riportato il grafico in Figura 59 risultante dell'analisi in Plaxis per i punti di controllo situati a una profondità di -10 metri rispetto al piano campagna. Il punto sull'asse di simmetria del modello raggiunge una deformazione e una tensione superiore rispetto al punto situato sul bordo del modello. Questa differenza è dovuta alla vicinanza del punto D al contorno sul quale è stata assegnata la condizione *Free field* che impone una serie di smorzatori in direzione normale e ortogonale: per tale

motivo, la sollecitazione indotta al punto è ridotta a causa dell'assorbimento di parte dell'energia nella frontiera.

È possibile affermare che i risultati dell'analisi lineare bidimensionale sono da considerarsi soddisfacenti poiché le curve per i diversi punti analizzati si sovrappongono con buona approssimazione.

I restanti grafici relativi alla profondità di -10 metri rispetto al piano campagna sono riportati negli Allegati A.

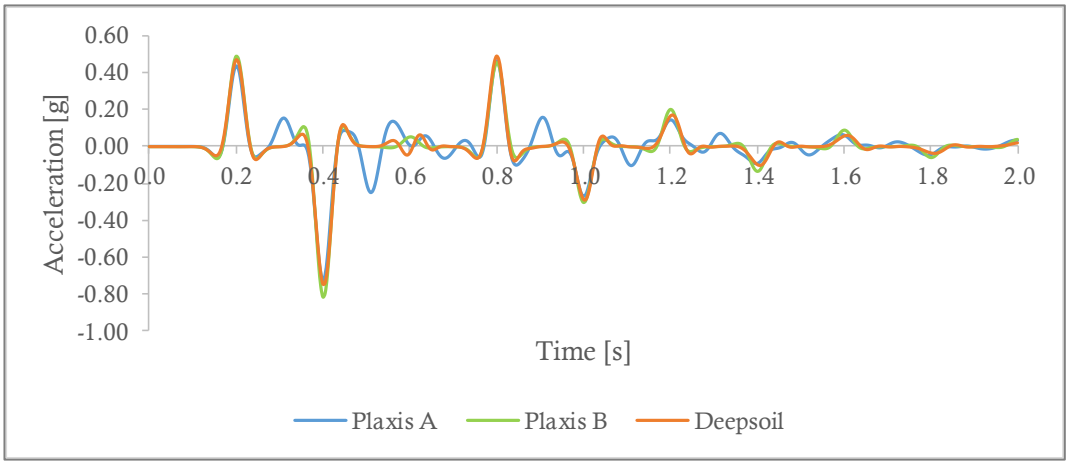


Figura 56: confronto in accelerazione in superficie – serie Ricker bedrock flessibile

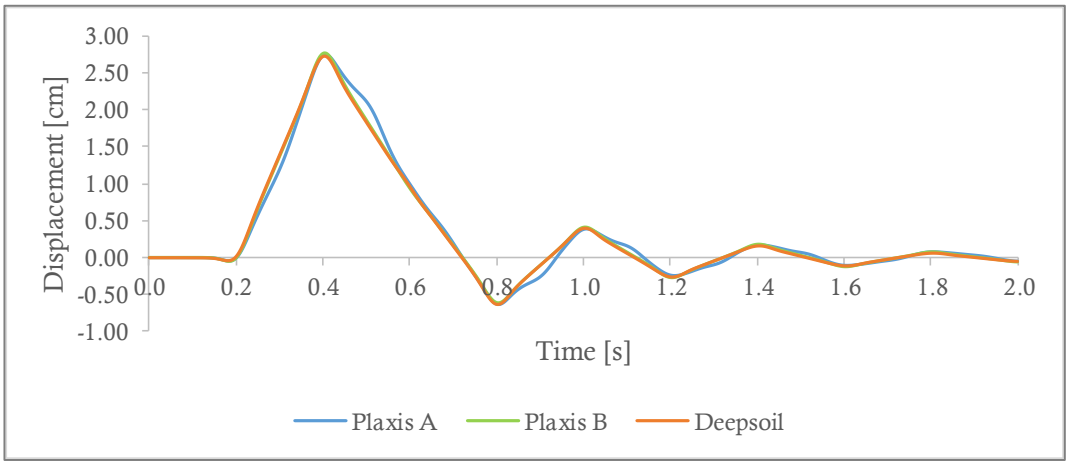


Figura 57: confronto spostamenti in superficie – serie Ricker bedrock flessibile

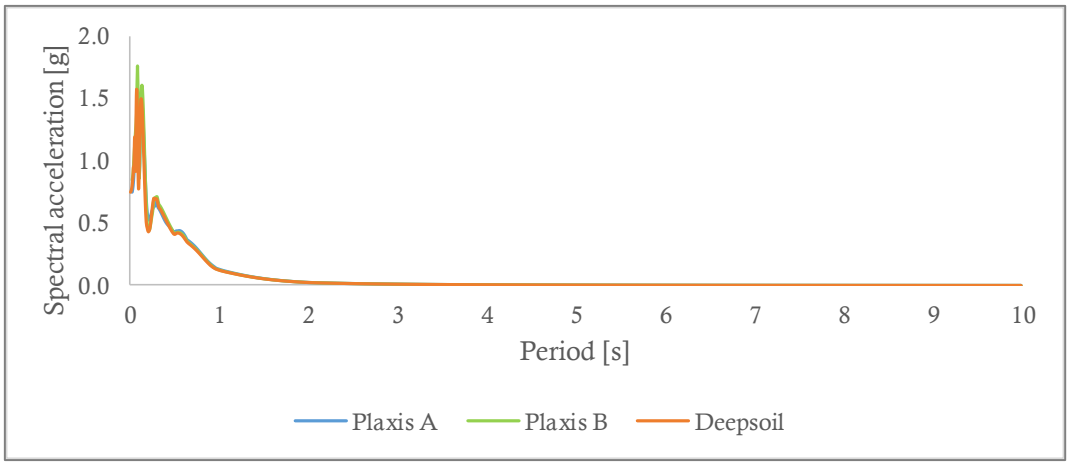


Figura 58: confronto spettro in accelerazione in superficie – serie Ricker bedrock flessibile

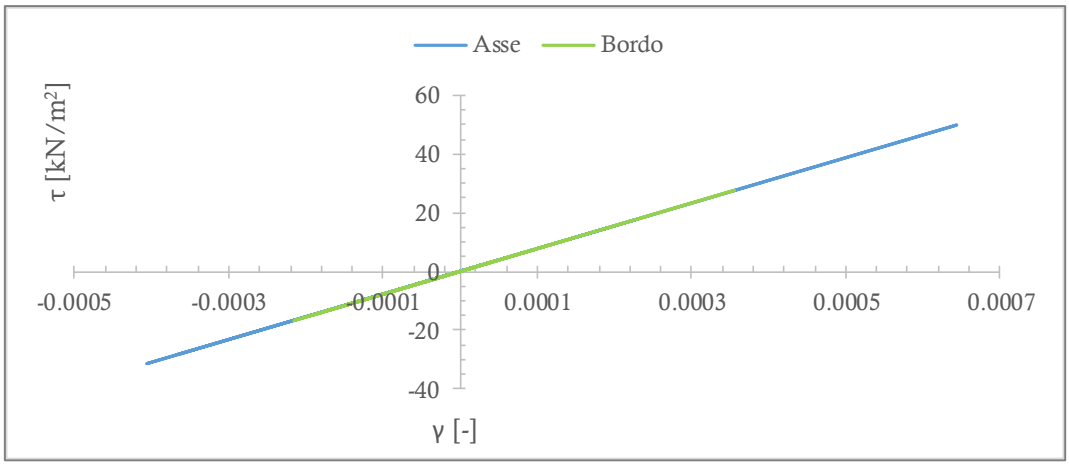


Figura 59: tensioni deformazioni a metà strato - lineare

5.7 ANALISI NON LINEARI 2D – SERIE RICKER

L'analisi non lineare è stata condotta utilizzando la curva per le argille di *Vucetic & Dobry (1991)* la cui calibrazione per il modello Hardening Soil Small Strain è riportata nei capitoli precedenti.

- ***DEEPSOIL***

L'analisi non lineare in Deepsoil viene computata utilizzando le formule della Backbone Curves formulate con l'Hyperbolic/Pressure-Dependent Hyperbolic (MKZ) sviluppato da *Matasovic (1993)*.

I valori dei parametri ottenuti dalla procedura di fitting della curva di *Vucetic & Dobry (1991)* sono riportati in Tabella 9 e sono stati assunti per ogni strato di terreno costituente la colonna.

L'analisi è stata condotta nel dominio del tempo con un controllo sugli step temporali flessibile. L'incremento temporale viene suddiviso se la deformazione calcolata supera la massima deformazione incrementale che, in questo caso, è stata ipotizzata come lo 0.005%. Nel software è stato scelto di utilizzare il metodo di interpolazione lineare per il calcolo della time-history.

- ***PLAXIS***

Il modello di Plaxis è stato rappresentato da uno strato di terreno di profondità di 20 metri e larghezza di 40 metri. Sul bordo inferiore del modello è stato aggiunto un ulteriore strato di terreno di 1 metro d'altezza a rappresentare il bedrock, frontiera in cui verrà assegnato l'input sismico in termini di storia di accelerazione.

Il deposito di terreno è costituito da un'argilla con indice di plasticità pari a 20 e il comportamento del terreno sottoposto a comportamento non lineare può essere descritto dalla curva di variazione di *Vucetic & Dobry (1991)* la cui calibrazione dei parametri del modello costitutivo HS Small Strain è stata fatta precedentemente per le analisi non lineari della colonna 1D. I dati di input per l'argilla sono riportati in Tabella 11. Le condizioni al contorno utilizzate per l'analisi dinamica sono le stesse utilizzate per il caso lineare, *Free field* sui bordi laterali del modello e *Compliant base* nella zona di input del segnale.

L'analisi si articola in due fasi: la prima statica in cui si effettua l'inizializzazione del modello e dove sono applicati i carrelli in corrispondenza dei bordi laterali e cerniere sul fondo del modello e la seconda dinamica dove sono applicate le boundary conditions già citate. Per l'analisi dinamica è stato scelto di usare un tempo di analisi di 2 secondi con 400 step di calcolo e 9 sottostep. All'inizio dell'analisi dinamica è stato attivato il comando *"Reset displacement to zero"*, in modo da trascurare gli spostamenti generati dalla fase statica e partire da uno spostamento iniziale nullo.

➢ ***RISULTATI***

In Figura 60 sono riportate le tre curve restituite da Plaxis e Deepsoil in termini di accelerazione e in questo caso le curve ottenute dal software FEM presentano un piccolo discostamento rispetto a Deepsoil. L'errore è meno marcato nella storia di spostamento (Figura 61) e nello spettro di risposta in accelerazione (Figura 62). Il segnale risulta deamplificato di un fattore 0.83 a causa del comportamento dissipativo introdotto con l'analisi non lineare.

I risultati in termini di tensione-deformazione sono mostrati in Figura 63 ed evidenziano chiaramente i cicli di isteresi che vanno ad allargarsi all'aumentare della deformazione. L'area sottesa ai cicli di isteresi è proporzionale all'energia dissipata dal materiale durante la storia di carico. Vi è una differenza di deformazione massima raggiunta nei due punti di controllo, dovuta alla vicinanza al bordo e, quindi, all'interferenza con gli smorzatori applicati al bordo laterale in direzione normale e tangenziale. Andando a confrontare la deformazione massima raggiunta nell'analisi (circa $6 \cdot 10^{-4}$) con il grafico di Figura 34 in cui è stata calibrata la curva di smorzamento di *Vucetic & Dobry (1991),* si può affermare che il comportamento descritto dal modello Hardening Soil Small Strain permette di ottenere buoni risultati poiché la differenza tra le due curve in quell'intervallo di deformazione è minimo.

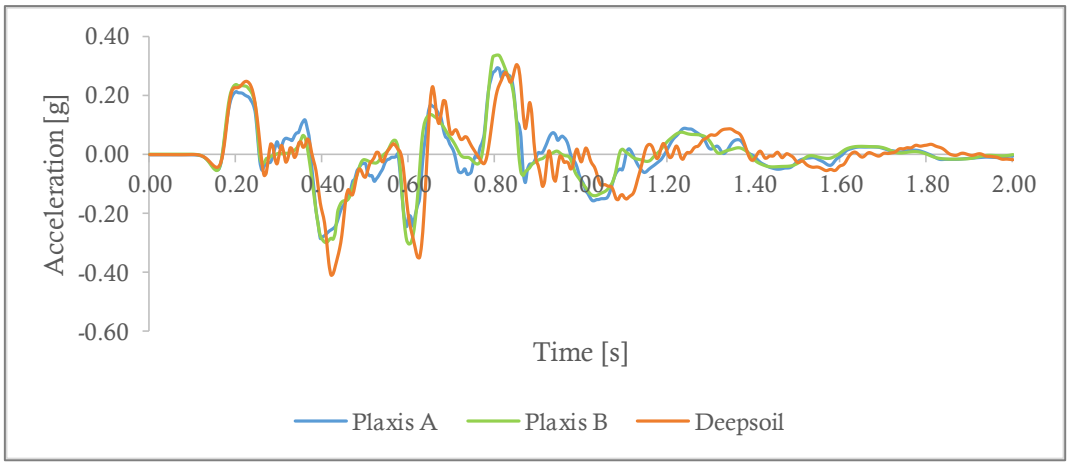


Figura 60: confronto accelerazione in superficie – serie Ricker bedrock flessibile – non lineare

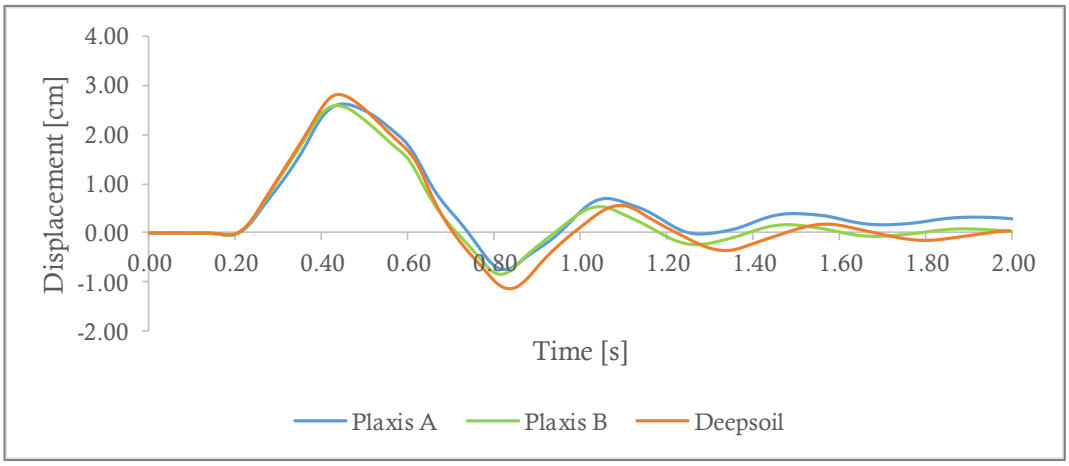


Figura 61: confronto spostamenti in superficie – serie Ricker bedrock flessibile – non lineare

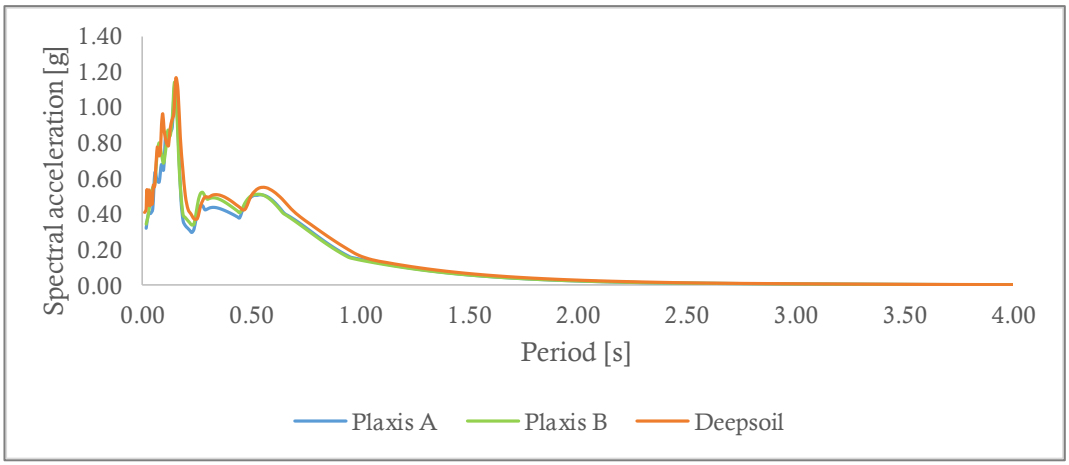


Figura 62: confronto spettro in accelerazione in superficie – serie Ricker bedrock flessibile – non lineare

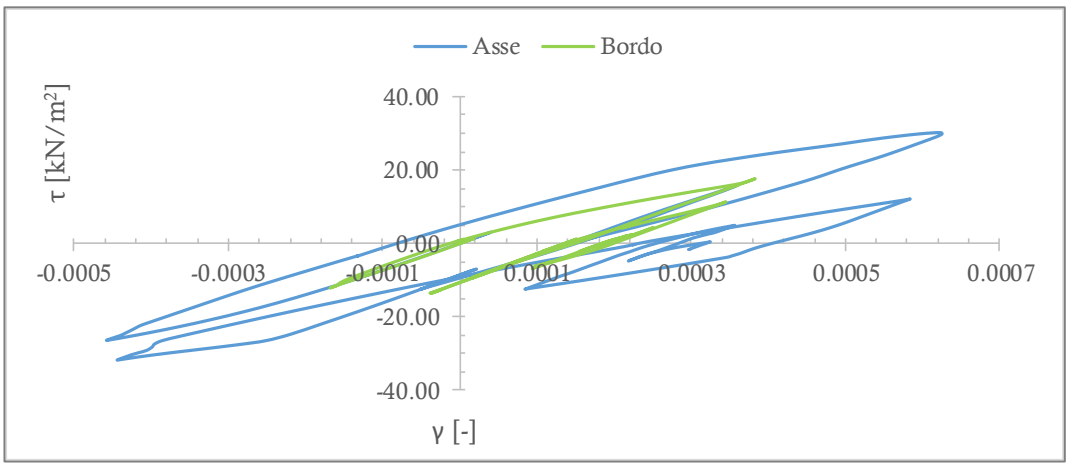


Figura 63: tensioni deformazioni a metà strato – non lineare

6 DIGA DI ROUGIES

La diga di Rougies, sita nel Comune di Cesana Torinese (TO), è stata scelta dopo un'attenta analisi dei dati disponibili sul database *RESBA*. Questo progetto, basato sui bacini di accumulo idrico della Regione Piemonte, mette a disposizione informazioni su monitoraggi e caratterizzazione meccanica dei siti per poter avere un quadro generale sugli interventi di prevenzione e sui rischi correlati agli stessi. La costruzione della diga è iniziata nel 2004 con lo scopo di accumulare d'acqua per i cannoni sparaneve del comprensorio della Vialattea in occasione delle Olimpiadi Invernali di Torino 2006.

L'invaso in studio ha coordinate 44.957624 Nord, 6.834884 Est: in Figura 64 viene riportata un'immagine dall'alto in cui è riportata la posizione dell'invaso rispetto al comune di Cesana Torinese (cerchio rosso).

Figura 64: localizzazione della diga di Rougies – Google Earth

La diga in studio è stata costruita in successive fasi di scavo e riporto su un pendio naturale con pendenza media dell'11%. Dalla relazione geologica del sito in esame viene riportato il seguente stralcio:

"Il substrato roccioso è caratterizzato da calcescisti e calcemicascisti molto alterati e fratturati. In particolare è presente una scistosità principale che immerge a franapoggio rispetto al pendio. Il substrato risulta solitamente mascherato da una coltre quaternaria costituita da depositi di origine glaciale o mista e da depositi detritico-eluvio-colluviali, di spessore variabile. Tutto ciò e la presenza di fenomeni deformativi del substrato e di terreni di copertura molto lenti, non comporta segni di mobilità in atto, ma sono evidenti,

dal punto di vista morfologico, superfici di distacco cicatrizzate, inoltre tali fenomeni vengono classificati come quiescienti".

Sul terreno naturale sono state eseguite alle profondità di 3, 6 e 9 metri due prove penetrometriche standard (SPT) i cui sondaggi sono stati denominati rispettivamente S1 e S2. I risultati del sondaggio S1 hanno dato rifiuto per tutte le altezze investigate, ma hanno fornito alcune indicazioni sulla stratigrafia del sito. La seconda prova ha fornito colpi crescenti con la profondità rilevando la presenza di substrato roccioso di calcescisti alterati che, proseguendo in profondità, diventano sempre più competenti.

La planimetria di progetto è riportata in Figura 65 e mostra in giallo le porzioni scavate e in rosso le zone di riporto del materiale. Il materiale per la costruzione del rilevato è stato ricavato dallo scavo effettuato per la costruzione del bacino stesso: il materiale di risulta dello scavo è stato frantumato e miscelato a frazioni più fini in modo da ottenere un angolo di resistenza al taglio maggiore. Il rilevato è composto quindi da sabbia ghiaiosa trattata con limo.

Figura 65: planimetria di progetto della diga di Rougies

Partendo dalla planimetria di progetto sono state costruite tre sezioni trasversali (Figura 66, Figura 67 e Figura 68) che sono utilizzate per costruire il modello agli elementi finiti. Il profilo naturale del terreno è riportato con la linea verde, l'altezza d'acqua invasata con la linea blu, mentre le zone di tratteggio indica le zone di scavo (giallo) e quelle di riporto (rosso). Il rilevato di valle è posto a una quota media di circa 2043 m s.l.m.m. e può contenere un'altezza d'acqua

massima di 7.5 m. Il lato di valle è stato costruito con una pendenza di 3/2, mentre il paramento interno con una pendenza di 2/1. L'impermeabilizzazione del bacino è garantita dall'installazione di un telo in materiale polimerico nella parte interna dell'invaso (Figura 69). Il coronamento ha uno sviluppo in lunghezza di circa 250 metri e ha una larghezza di 4 metri. Il bacino può contenere un volume massimo d'acqua di 25770 m^3 con un franco idraulico di 1 metro rispetto alla quota massima del rilevato.

Dalle indagini eseguite in sito e dai test di laboratorio sono stati ricavati i parametri meccanici (Tabella 13) che sono stati utilizzati per modellazione della diga.

Tabella 13: parametrici meccanici ottenuti dalle prove

Parametro	***Rilevato***	***Roccia fratturata***
γ [kN/m^3]	20	23.54
υ [-]	0.27	0.25
c' [kN/m^2]	29	10
ϕ' [°]	30	40
V_s [m/s]	275	440
V_p [m/s]	514.5	823.2
G [kN/m^2]	$154.2 \cdot 10^3$	$464.6 \cdot 10^3$
E' [kN/m^2]	$400.9 \cdot 10^3$	$120.8 \cdot 10^4$

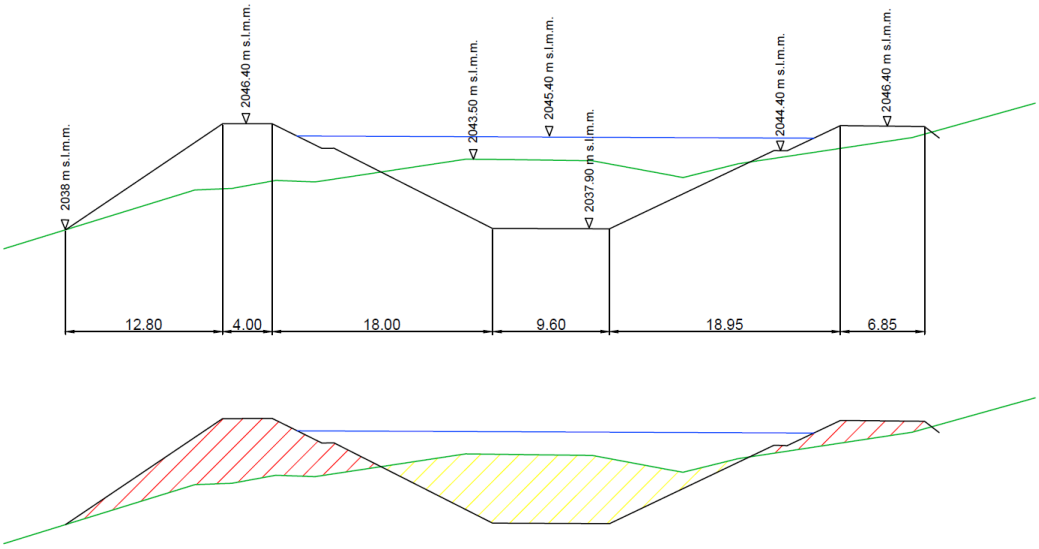


Figura 66:sezione A-A diga di Rougies

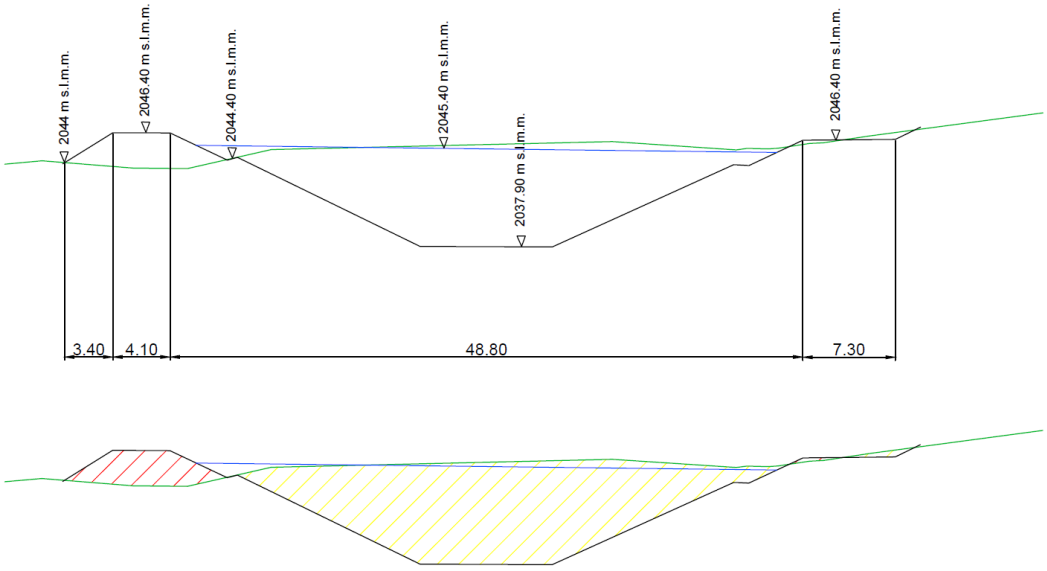


Figura 67: sezione B-B diga di Rougies

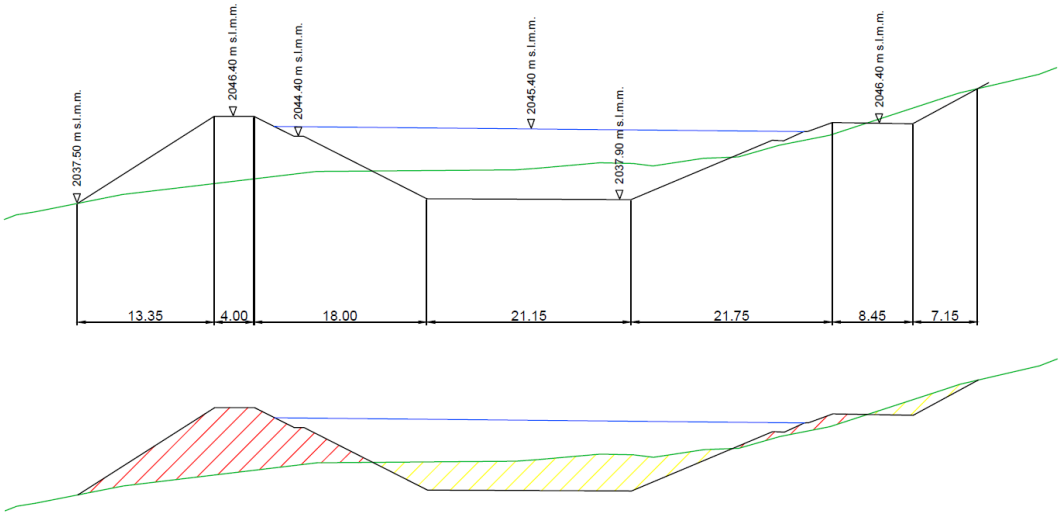


Figura 68: sezioni C-C diga di Rougies

Figura 69: vista del bacino della diga di Rougies

6.1 PERICOLOSITÀ SISMICA DA INGV – CESANA TORINESE (TO)

Facendo riferimento allo Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita (SLV) la probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento P_{V_R} è pari al 10%.

Considerando la definizione riportata dalle *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)* la diga di Rougies è una diga di importanza normale e quindi è caratterizzata da una vita nominale pari a 50 anni con un coefficiente d'uso C_U unitario. Il tempo di ritorno calcolato utilizzando l'Equazione 20 risulta essere pari a 475 anni in accordo con la Tabella 4 di normativa.

Con questi dati è possibile ricavare i valori di accelerazione e spettro del sito di interesse utilizzando la mappa interattiva dell'*INGV*.

La tabella restituita dal portale *esse1*, riportata in Tabella 14, mostra un'accelerazione al suolo al 50° percentile pari a 0.1077g.

Tabella 14: accelerazione al suolo di Cesana Torinese (TO) per diversa probabilità di superamento – *esse1*

Frequenza annuale di superamento	**a(g)** (Coordinate del punto lat: 44.9471, lon: 6.7789, ID: 14002)		
	16° percentile	50° percentile	84° percentile
0.0004	0.1488	0.1891	0.2158
0.0010	0.1084	0.1395	0.1543
0.0021	0.0821	0.1077	0.1172
0.0050	0.0568	0.0767	0.0830
0.0071	0.0480	0.0661	0.0716
0.0099	0.0400	0.0574	0.0619
0.0139	0.0337	0.0499	0.0536
0.0200	0.0270	0.0419	0.0451
0.0333	0.0179	0.0331	0.0350

È altresì possibile ricavare sempre dal sito *INGV* lo spettro di risposta in accelerazione del comune di Cesana Torinese che è riportato in Figura 70. Lo spettro corrispondente allo Stato Limite di salvaguardi della Vita è quello color ocra a cui corrisponde una probabilità di eccedenza del 10%.

Contestualmente allo spettro riportato sul portale *esse1* è stato calcolato e confrontato (Figura 71) lo spettro elastico in accelerazione ottenuto dalle

formule delle *NTC 2008*: i parametri necessari alla costruzione dello spettro sono riportati in Tabella 15.

Tabella 15: parametri spettro elastico normativa – Cesana Torinese (TO)

Stato Limite	a_0 *[g]*	F_0 *[-]*	T_c^* *[s]*	S_s *[-]*	C_c *[-]*	S_T *[-]*
SLV	0.109	2.481	0.270	1.00	1.00	1.00

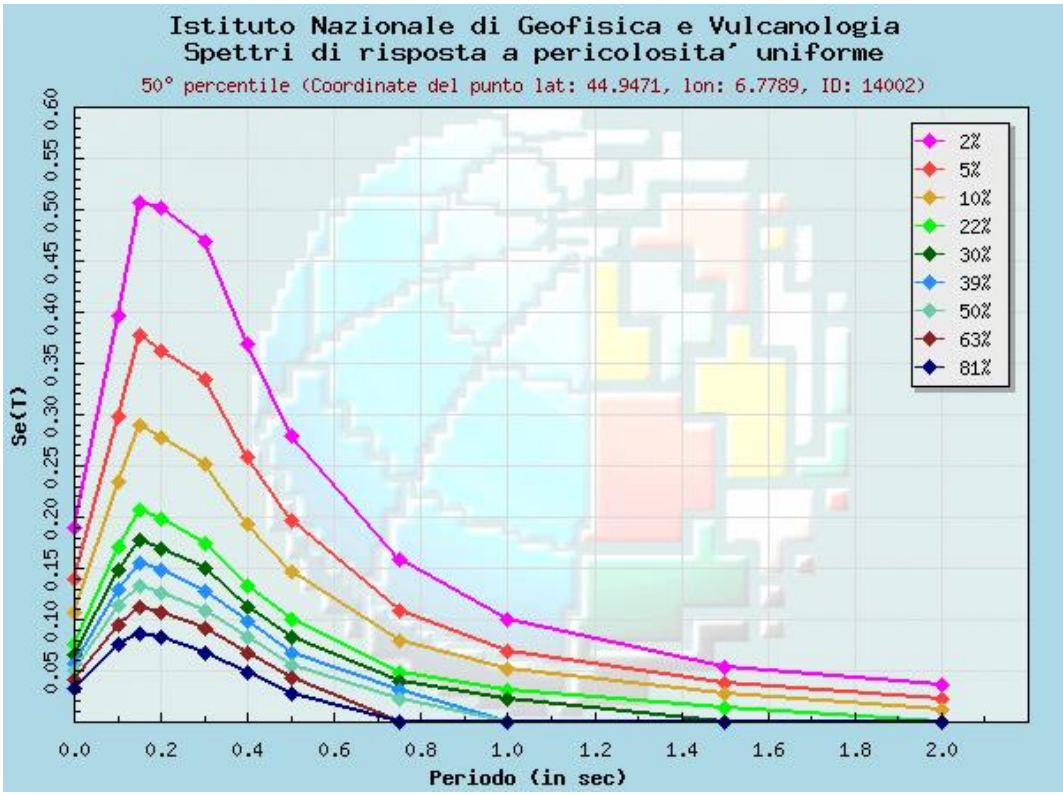


Figura 70: spettri di risposta in accelerazione per diverse probabilità di eccedenza per Cesana Torinese (TO) – *esse1*

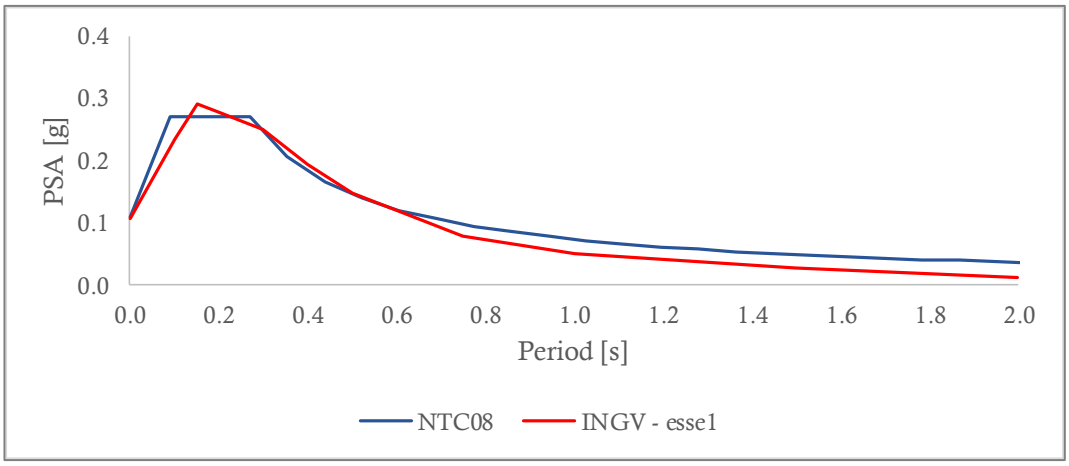


Figura 71: confronto spettro *NTC 08* ed *INGV* – Cesana Torinese (TO)

Il grafico di disaggregazione ottenuto dalla piattaforma *esse1* è riportato in Figura 72 e mostra come i terremoti con magnitudo compresa tra 4 e 5.5 e distanza tra i 0 e 20 km siano quelli che maggiormente influenzano la pericolosità sismica della diga di Rougies.

Ulteriori informazioni sul tipo di movimento e sulla profondità dell'ipocentro possono essere ricavate dalla zonazione di *Meletti & Valensise (2004)*, le cui figure sono riportate in Figura 12 e Figura 13 e che vedono il comune di Cesana Torinese nella zona di contatto tra una faglia con scorrimento normale e una trascorrente, in cui l'ipocentro è identificabile ad una profondità stimata tra gli 8 e i 12 km.

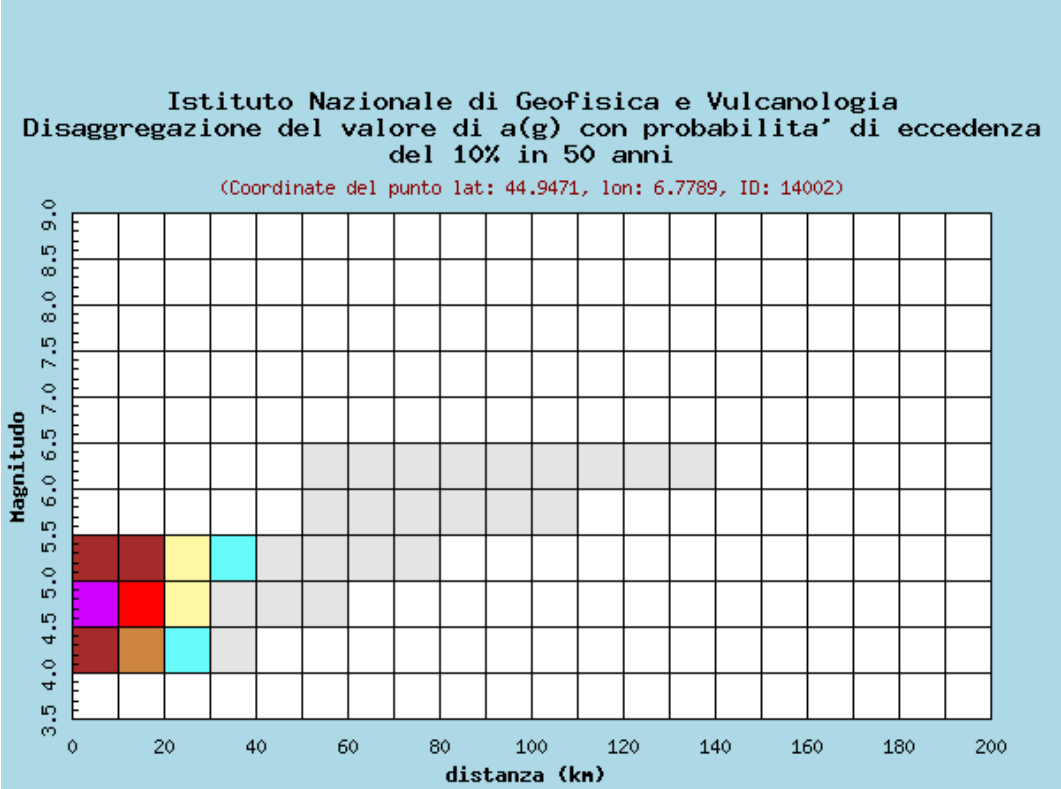


Figura 72: diagramma di disaggregazione Cesana Torinese (TO) – *esse1*

Insieme all'accelerazione al suolo, le informazioni principali che caratterizzano i terremoti per il sito di Cesana Torinese sono riportati in Tabella 16. Questi parametri sono importanti per la corretta scelta delle storie di accelerazione di eventi sismici registrati, nei diversi database disponibili a livello italiano ed europeo.

Tabella 16: parametri rappresentativi della disaggregazione di Cesana Torinese (TO)

Magnitudo	***Distanza Epicentrale [km]***	***Profondità Ipocentrale [km]***	***Meccanismo***
4.0 ÷ 5.5	0 ÷ 20	8 ÷ 12	Normale/Trascorrente

6.2 SCELTA DEGLI ACCELEROGRAMMI – CESANA TORINESE (TO)

La preselezione delle registrazioni accelerometriche è stata fatta ricercando storie nella banca dati online Engineering Strong Motion (*ESM*).

I parametri sismologici considerati sono quelli ricavati dalla consultazione della mappa interattiva della pericolosità sismica fornita dall'*INGV*. La magnitudo costituisce il parametro più importante in quanto influenza fortemente il contenuto in frequenza e la durata del moto sismico, mentre la distanza epicentrale condiziona sensibilmente l'ampiezza del moto. I parametri sismogenetici utilizzati per la ricerca sulla banca dati *ESM* sono riportati in Tabella 17.

Tabella 17: parametri di ricerca per il database *ESM* – Cesana Torinese

Magnitudo	***Distanza Epicentrale [km]***	$a_{g,max}\left[\frac{cm}{s^2}\right]$	***Classe EC8***	***Prof. Ipocentrale [km]***	***Meccanismo***
4 ÷ 5.5	0 ÷ 50	65 ÷ 185	A ÷ A*	6 ÷ 15	qualsiasi

La ricerca del database ha prodotto 12 registrazioni che sono riportate in Tabella 18. Queste sono state importate nel software In-Spector il quale ha calcolato il parametro D_{rms} (Equazione 42) che consente un giudizio quantitativo sulla similitudine tra due forme spettrali e il fattore di scala F_S (Equazione 43).

Equazione 42
$$D_{rms} = \frac{1}{N}\sqrt{\sum_{i=1}^{N}\left(\frac{SA_0(T_i)}{PGA_0} - \frac{SA_S(T_i)}{PGA_S}\right)^2}$$

Equazione 43
$$F_S = \frac{PGA_S}{PGA_0}$$

Dove:

$SA_0(T_i)$ accelerazione spettrale al periodo T_i dell'accelerogramma selezionato;

$SA_S(T_i)$ accelerazione spettrale dello spettro target;

Tabella 18: eventi compatibili con la ricerca nel database ESM – Cesana Torinese

Zona e data evento	*Staz.*	*Epic. [km]*	*Ipoc. [km]*	PGA_{corr} $\left[\frac{cm}{s^2}\right]$	M_w / M_L	*EC8*
Centro Italia 01/11/2016	IT.MMO	18.7	8.3	183.44	4.8 / 4.7	A*
Sud Italia 25/10/2012	IT.MRM	2.4	9.7	182.36	5.2 / 5.0	A
Centro Italia 30/10/2016	IV.T1213	13.6	9.7	177.64	4.5 / 4.6	A*
Bosnia 03/04/1990	CR.A3062	22.0	10.0	139.25	- / 4.8	A*
Sud Italia 25/10/2012	IT.OLAI	9.4	9.7	113.55	5.2 / 5.0	A*
Georgia 25/04/2002	A.STBO	6.9	10.0	106.46	4.8 / 4.3	A*
Centro Italia 18/01/2017	IT.ACC	16.7	9.2	101.54	4.2 / 4.4	A*
Albania 17/12/2016	AC.SRN	15.2	10.0	89.50	- / 4.2	A
Centro Italia 03/04/1998	IT.CAG	14.1	9.6	84.70	5.1 / 4.9	A*
Centro Italia 18/01/2017	IT.TER	35.9	8.9	82.53	5.4 / 5.3	A*
Centro Italia 26/10/2016	IT.ACC	22.5	8.7	79.12	5.4 / 5.4	A*
Centro Italia 26/10/2016	IV.SEF1	33.1	8.7	72.21	5.4 / 5.4	A*

Utilizzando In-Spector, sono stati calcolati gli spettri in accelerazione delle registrazioni elencate e sono stati comparati con lo spettro target di normativa.

È possibile calcolare con la formula empirica proposta da *Prato & Delmastro (1987)* e riportata in Equazione 44 il periodo proprio di un rilevato in terra conoscendo l'altezza dell'opera e la velocità media delle onde di taglio all'interno del materiale.

Equazione 44 $$T_1 = \frac{2.6 \cdot H}{V_S}$$

Sostituendo i dati si ottiene un periodo di circa 0.1 secondi: questo risultato conferma che le dighe e in generale i rilevati in terra, sono delle strutture rigide e hanno un valore di periodo di oscillazione basso. La compatibilità spettrale da ricercarsi dovrà essere accurata nella zona a periodi bassi in modo da descrivere in maniera accurata il comportamento delle opere rigide.

L'analisi di spettro-compatibilità è stata eseguita partendo da un campione di 7 eventi registrati tra quelli individuati precedentemente con cui è stato calcolato lo spettro medio e che è stato confrontato con lo spettro target. Il procedimento è iterativo e consiste nel sostituire alternativamente quelli non facente parte del campione iniziale fino a che lo spettro medio non ricade all'interno della tolleranza stabilita.

I limiti di tolleranza impostati per la ricerca dello spettro medio sono stati +30% e -10% andando così ad identificare un'area in cui lo spettro calcolato deve ricadere per soddisfare la spettro-compatibilità. In seguito alle diverse combinazioni, gli eventi che danno il miglior risultati dello spettro medio, sono quelli riportati in Tabella 19. In questa tabella, oltre al tipo di strumento utilizzato per la registrazione (Analogico "A" o Digitale "D"), è anche riportato il valore di *Intensità di Arias* la quale da un'indicazione sull'energia sprigionata dal sisma ed è calcolata con la seguente espressione:

Equazione 45 $$I(t) = \frac{\pi}{2g} \int_0^t a^2(\tau)\, d\tau$$

Tabella 19: eventi spettro compatibili scalati con In-Spector per Cesana Torinese

Staz	a_{max} *[g]*	F_S	D_{rms}	I_a *[cm/s]*	d_s *[s]*	*Strum.*
AC.SRN	0.1022	1.12	0.044	7.94	6.35	D
IT.CAG	0.0794	0.92	0.106	1.99	3.83	A
IT.ACC	0.2194	2.12	0.033	25.99	4.02	D
IT.TER	0.1203	1.43	0.065	8.77	9.47	D
IV.SEF1	0.0846	1.15	0.092	4.19	8.65	D
IT.OLAI	0.1632	1.41	0.058	6.85	4.95	D
IT.MRM	0.3104	1.67	0.060	29.81	2.99	D

Nella sezione Allegati B sono riportati gli accelerogrammi scalati dei 7 eventi calcolati con In-Spector. L'evento che presenta la maggior accelerazione è quello registrato nella stazione di Mormanno (IT.MRM) ed è quello che ha una maggiore *Intensità di Arias*.

Lo spettro medio ricavato dalla composizione degli spettri scalati dei 7 eventi scelti è riportato in Figura 73 ed è tutto contenuto all'interno dei limiti di tolleranza del -10% e del +30%.

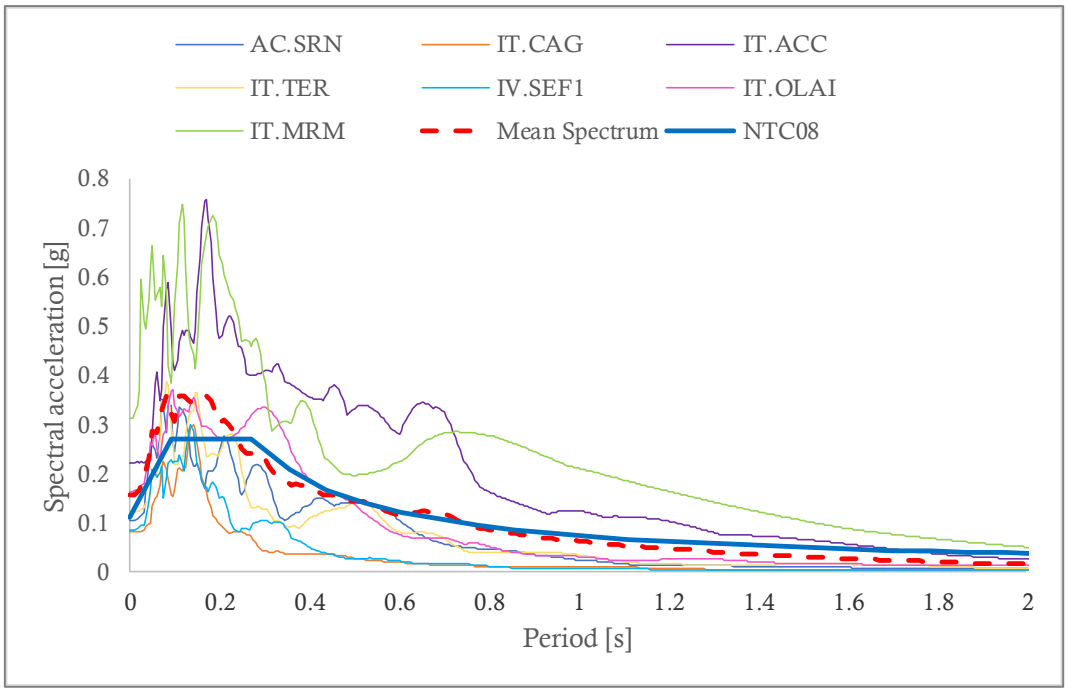


Figura 73: confronto tra spettro medio ricavato dai 7 eventi e spettro di normativa – Cesana Torinese

Le storie di spostamento dei 7 eventi scelti sono riportate nella sezione Allegati B, le quali sono importanti per capire se gli accelerogrammi che verranno usati per le analisi dinamiche sono già stati corretti da possibili derive o se devono essere trattati in modo da eliminare errori di integrazione. In tutti i diagrammi riportati lo spostamento finale risulta nullo: il che indica che le time-history sono state correttamente trattate con baseline correction o filtri a bassa frequenza.

In Figura 74 sono mostrati gli spettri di Fourier caratteristici degli eventi spettro-compatibili di Cesana Torinese. Gli spettri hanno un'ampiezza significativa fino a circa 15 Hz e si può evidenziare come i terremoti, a causa dell'effetto filtro passabasso, subiscano il taglio delle alte frequenze.

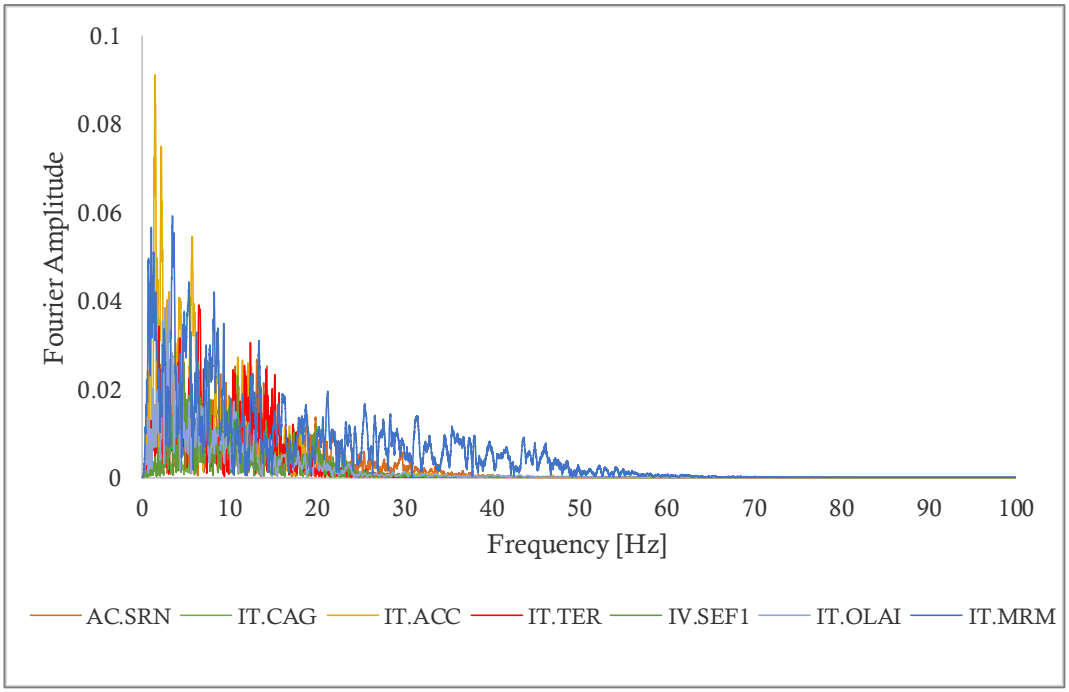


Figura 74: spettri Fourier dei 7 eventi spettro-compatibili – Cesana Torinese

6.3 MODELLAZIONE E ANALISI STATICA

La modellazione numerica della diga di Rougies è stata condotta utilizzando Plaxis, software 2D agli elementi finiti che permette di calcolare deformazioni, stabilità, analisi di flusso e analisi dinamiche per diverse opere geotecniche.

Il metodo agli elementi finiti (FEM) è una tecnica numerica che fornisce una soluzione approssimata di un problema descritto da equazioni alle derivate parziali. Questo è possibile andando a dividere il dominio in un insieme discreto di elementi nei quali vengono applicate le equazioni dell'ingegneria trasformando così un problema differenziale in un problema algebrico nel quale vengono risolti problemi continui in modo approssimato.

La costruzione del modello è una fase molto importante poiché bisogna rappresentare un sistema fisico naturale con un modello matematico. Il modello, infatti, è una rappresentazione schematica della realtà capace di descrivere, in questo caso, gli aspetti fondamentali del comportamento del suolo o della roccia. Il corretto dimensionamento dello schema fa sì che i risultati non siano influenzati da effetti di bordo.

Il modello è stato ideato partendo dalle sezioni trasversali della diga in oggetto che sono riportate in Figura 68: esso ha una larghezza di 163 metri e un'altezza

di 31 metri, con il corpo del rilevato posizionato nella parte centrale del modello. Le coordinate usate per la costruzione della geometria sono riportate nell'Allegato D.

A seconda del tipo di analisi sono state usate opportune leggi costitutive per i materiali, mentre il calcolo è stato diviso in quattro stage in modo da poter simulare il processo di consolidamento e di alterazione che il terreno ha subito durante la costruzione del rilevato.

Le fasi in cui è stata divisa l'analisi statica sono elencate di seguito.

- Fase 0 – condizione iniziale di pendio naturale prima della costruzione dell'opera (tensioni geostatiche - Figura 75);
- Fase 1 – scavo del bacino (Figura 76);
- Fase 2 – costruzione del rilevato e condizione di invaso vuoto (Figura 77);
- Fase 3 – condizione di invaso pieno, altezza acqua 8 m (Figura 78).

La stratigrafia del sito presenta un pendio con inclinazione di circa 11° costituito da roccia fratturata. Il bedrock è stato assunto ad una profondità di 21 metri rispetto al bordo sinistro del modello in accordo con i risultati delle prove SPT che hanno evidenziato un aumento di rigidezza con la profondità. Dalla relazione geologica si evince che nel pendio non vi è presenza di falda e per questo si è scelto di non effettuare l'analisi di filtrazione data la mancanza della condizione di falda stazionaria. Nell'ipotesi di rottura del manto, infatti, si instaurerebbe un flusso verticale che tenderebbe a far svuotare il bacino.

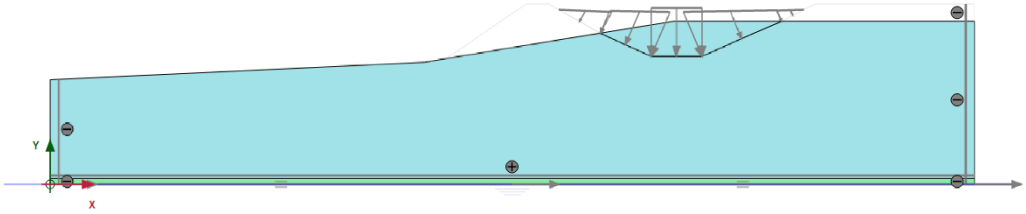


Figura 75: modello Fase 0 – Diga di Rougies - Plaxis

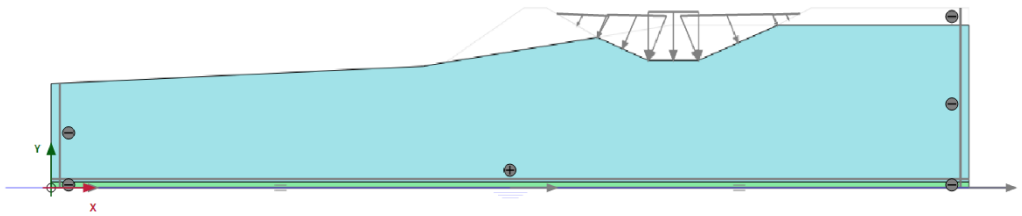


Figura 76: modello Fase 1 – Diga di Rougies - Plaxis

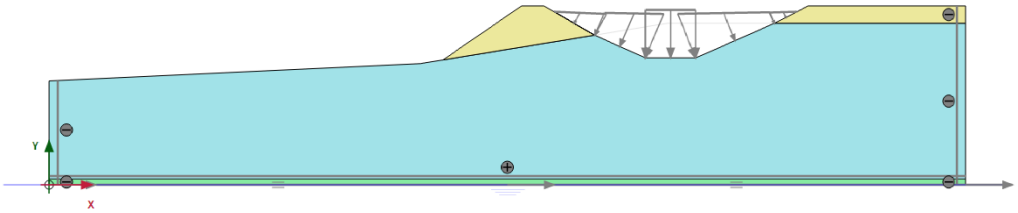


Figura 77: modello Fase 2 – Diga di Rougies - Plaxis

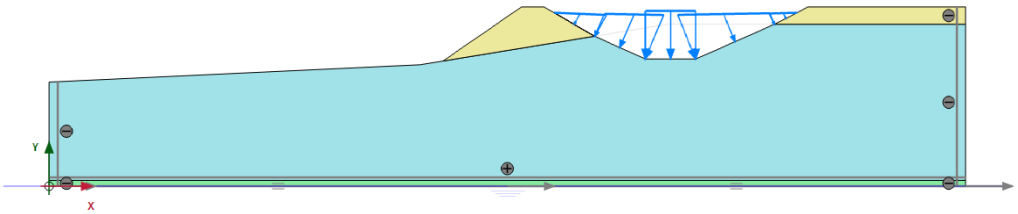


Figura 78: modello Fase 3 – Diga di Rougies - Plaxis

L'analisi statica è stata eseguita assegnando ai due terreni un comportamento alla Mohr-Coulomb mentre per il bedrock si è scelto di usare un legame elastico lineare (Tabella 20).

Tabella 20: parametri meccanici analisi statica Cesana Torinese (TO)

Parametro	***Rilevato***	***Roccia fratturata***	***Bedrock***
Modello	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Elastico lineare
γ [kN/m^3]	20	23.54	24
υ [-]	0.27	0.25	0.3
c' [kN/m^2]	29	10	-
ϕ' [°]	30	40	-
V_s [m/s]	275	440	800
V_p [m/s]	514.5	823.2	1497
G [kN/m^2]	154.2 ·10^3	464.6 ·10^3	156.6·10^4
E' [kN/m^2]	400.9 ·10^3	120.8 ·10^4	548.0·10^4

La discretizzazione è stata fatta usando elementi a 6 nodi in condizioni di deformazione piana. Nei punti in cui è atteso un alto gradiente deformazione/tensione la mesh è stata infittita in modo da poter apprezzare le variazioni di stato tensionale/deformativo. Le condizioni di vincolo imposte

per tutte le fasi di calcolo sono: sui bordi laterali del modello, è stato impedito lo spostamento orizzontale (carrelli) mentre sul bordo inferiore è stato vincolato lo spostamento orizzontale e quello verticale (cerniere).

Nella Fase 0 è stato impostato un calcolo di tipo "carico gravitazionale" in modo da inizializzare il modello con le tensioni geostatiche. Nelle altre fasi il tipo di analisi assunto nel software è stato un calcolo "plastico". Per le fasi 2 e 3 è stata condotta un'analisi di sicurezza in modo da valutare il coefficiente di sicurezza del rilevato applicando il metodo dello *Strength Reduction Factor* in cui vengono ridotti i parametri di resistenza meccanica del terreno. Il parametro che stima il fattore globale di sicurezza è determinato con l'espressione seguente che riduce proporzionalmente la coesione e l'angolo di resistenza al taglio:

Equazione 46 $$\boldsymbol{\Sigma Msf = \frac{c'}{c'_r} = \frac{tan\varphi'}{tan\varphi'_r}}$$

Il moltiplicatore ΣMsf è incrementato ad ogni step, fino a quando non si raggiunge il collasso, momento in cui l'analisi converge e viene stimato il fattore di sicurezza globale.

- ***RISULTATI***

In Figura 79 si riporta per verifica lo stato tensionale verticale σ_{yy} ottenuto per la Fase 0 in condizioni geostatiche: in accordo con la teoria degli sforzi efficaci la pressione è data dal prodotto del peso specifico per l'altezza di terreno a cui viene calcolata e risulta essere pari a 659 kN/m^2, valore confermato dall'analisi di Plaxis.

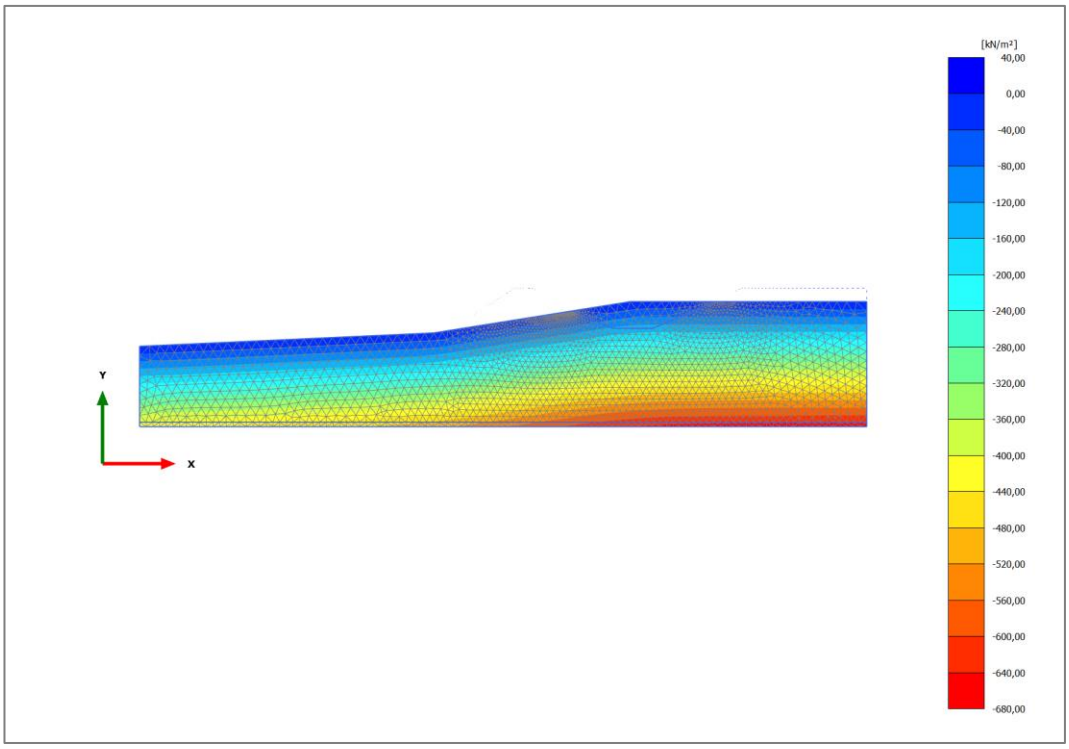


Figura 79: condizioni geostatiche per la Fase 0 – Plaxis

In seguito alla costruzione del rilevato, lo spostamento verticale massimo calcolato dal software risulta pari a circa -2.3 millimetri (y negative - Figura 80) ed è localizzato in corrispondenza della cresta del rilevato, mentre lo spostamento orizzontale risulta trascurabile. In seguito all'applicazione del carico idrostatico le deformazioni e gli spostamenti non hanno subito incrementi rilevanti.

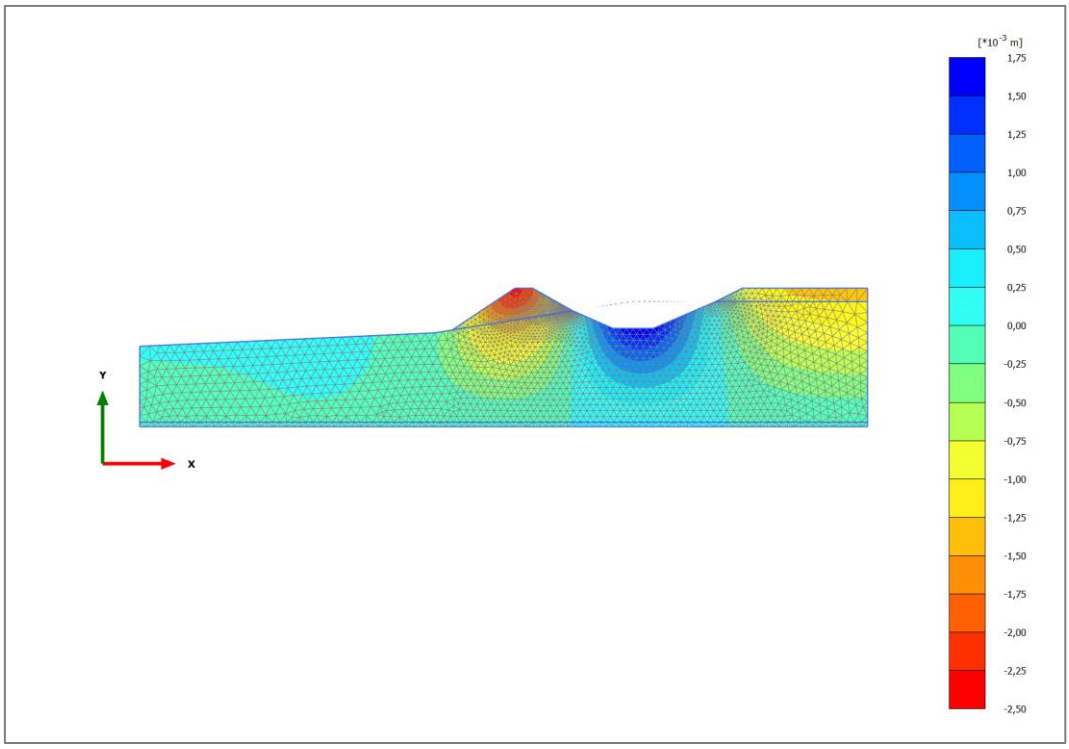


Figura 80: spostamenti verticali Fase 2 – Plaxis

Il coefficiente di sicurezza globale è stato calcolato sia per la Fase 2 che per la Fase 3 e risulta pari a 2.28. Per un maggior controllo dei risultati si è voluto calcolare la stabilità dell'opera anche con un altro programma agli elementi finiti, in modo da garantire l'attendibilità delle informazioni in output. Il modello è stato implementato sul software Phase2 con la stessa geometria e gli stessi parametri meccanici riportati in Tabella 20. Il confronto tra i risultati dei due software è riportato in Figura 81 (Plaxis) e Figura 82 (Phase2) e può essere considerato più che soddisfacente, in quanto entrambi restituiscono un valore del coefficiente di sicurezza molto simile e individuano la stessa superficie critica.

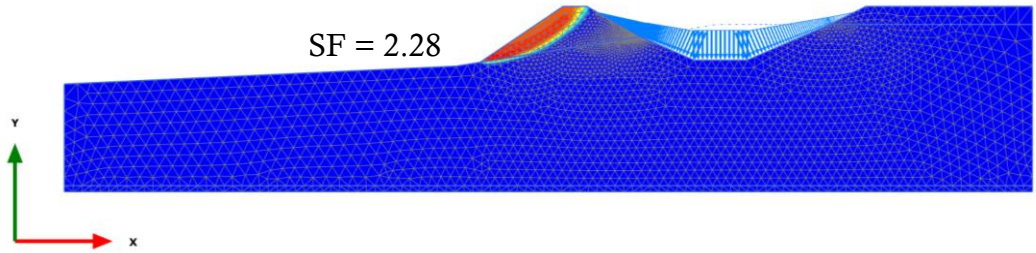


Figura 81: superficie di rottura - Plaxis

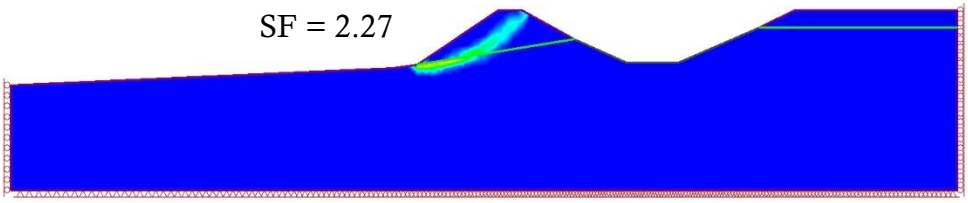


Figura 82: superficie di rottura – Phase2

6.4 CALIBRAZIONE CURVE DI LETTERATURA

Il comportamento del terreno in caso di sollecitazione sismica viene descritto con l'ausilio delle curve di variazione del modulo di rigidezza al taglio che descrivono la variazione del modulo *G* all'aumentare della deformazione. Poiché non si dispone di curve sperimentali ottenute da analisi di laboratorio sul terreno in sito, è stato necessario ricondursi a curve di letteratura costruite per materiali simili a quelli costituenti il terreno e il corpo del rilevato. In particolare per il materiale costituente la diga, che deriva dal processo di frantumazione della roccia in sito scavata per ottenere il bacino e successiva integrazione con materiale fine, viene usata la curva media di *Seed & Idriss (1991)* per le sabbie.

Il terreno naturale che compone il pendio oggetto di studio è costituito da calcescisti e calcemicascisti molto alterati e fratturati. La curva scelta per descrivere questo materiale è quella ricavata da *Rollins (1998)* che si basa sullo studio del comportamento delle ghiaie grossolane.

I parametri di deformazione e modulo elastico di carico-scarico necessari per l'Hardening Soil Model Small Strain vengono cercati attraverso un'analisi parametrica data dal confronto tra le curve di letteratura scelte e le curve

generate dal modello implementato in Plaxis, in modo da ottenere una buona sovrapposizione dei risultati.

6.4.1 Calibrazione curva di Seed & Idriss (1991)

Il terreno costituente il rilevato è composto dal materiale proveniente dallo scavo della roccia in loco, successivamente frantumata e miscelata con frazioni fini, in modo da conferire al materiale un miglior angolo di resistenza al taglio. Viste le caratteristiche granulometriche del materiale è possibile descrivere il suo comportamento in condizioni dinamiche attraverso la curva di *Seed & Idriss (1991)* ottenuta negli studi del comportamento medio delle sabbie. Questa curva è stata scelta perché per la sua definizione richiede meno parametri e, confrontandola con le altre curve disponibili per materiali analoghi, non si discosta di molto per forma.

I punti della curva di variazione e della curva di smorzamento sono riportati in Tabella 21.

Tabella 21: dati per la costruzione della curva di *Seed & Idriss (1991)*

Strain [-]	***G/Gmax***	***Damping [%]***
0.000001	1	0.48
0.000003	0.99	0.8
0.00001	0.96	1.5
0.00003	0.9	3.2
0.0001	0.76	5.7
0.0003	0.57	9.5
0.001	0.3	15.2
0.003	0.15	20.5
0.01	0.06	24.6
0.03	0.04	27
0.1	0.03	28.5

Il parametro *m*, esponente nell'Equazione 22, è stato assunto nullo poiché in prima istanza si ipotizza che il modulo di resistenza al taglio *G* non vari con la profondità.

L'analisi parametrica eseguita utilizzando il modello costitutivo di Plaxis ha evidenziato che la curva che meglio interpola la curva di letteratura è quella con deformazione ($\gamma_{0.7}$) pari a $0.15 \cdot 10^{3}$.

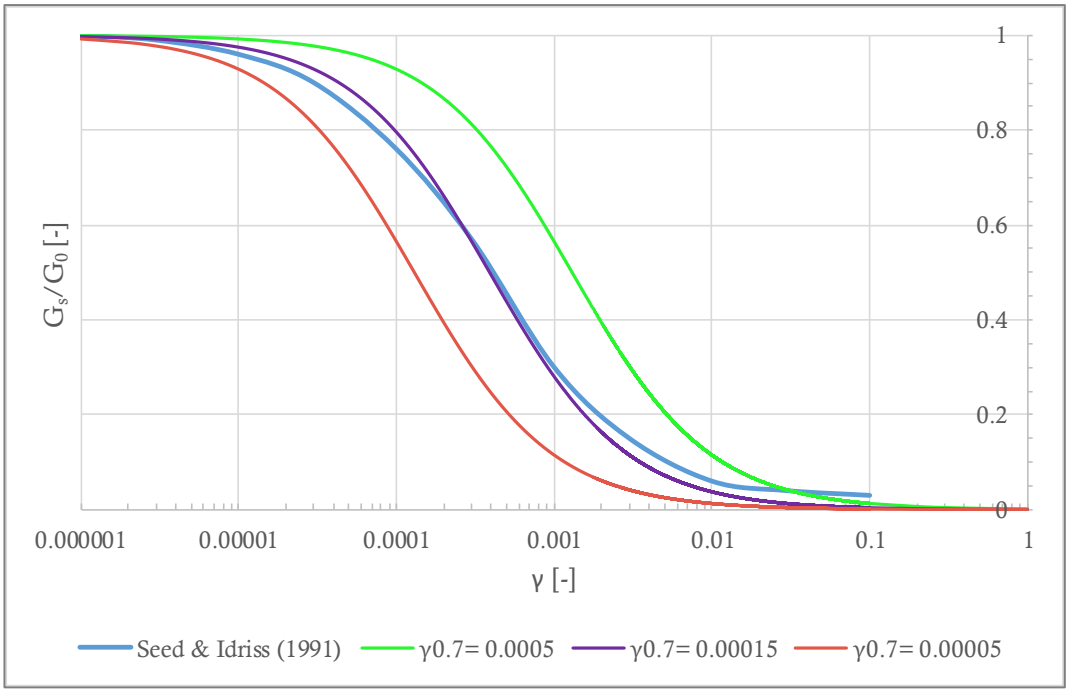


Figura 83: calibrazione della curva di variazione di *Seed & Idriss (1991)*

Applicando la deformazione trovata alle equazioni che descrivono il damping nella legge costitutiva HS Small Strain sono state create diverse curve al variare del modulo elastico di scarico e ricarico, in modo da limitare superiormente lo smorzamento. Per annullare il piccolo gap di damping a piccole deformazioni è stato aggiunto un valore di smorzamento di Rayleigh pari alla differenza tra le due curve (circa lo 0.5%) con frequenza principale uguale a quella naturale del deposito (3.18 Hz), mentre come seconda frequenza la stessa frequenza amplificata di tre volte (9.54 Hz).

I parametri che meglio descrivono la curva di *Seed & Idriss (1991)* ottenuti dall'analisi parametrica sono riportati in Tabella 22 e saranno usati nelle analisi statiche e dinamiche del modello della diga di Rougies per simulare il comportamento del terreno che compone il rilevato.

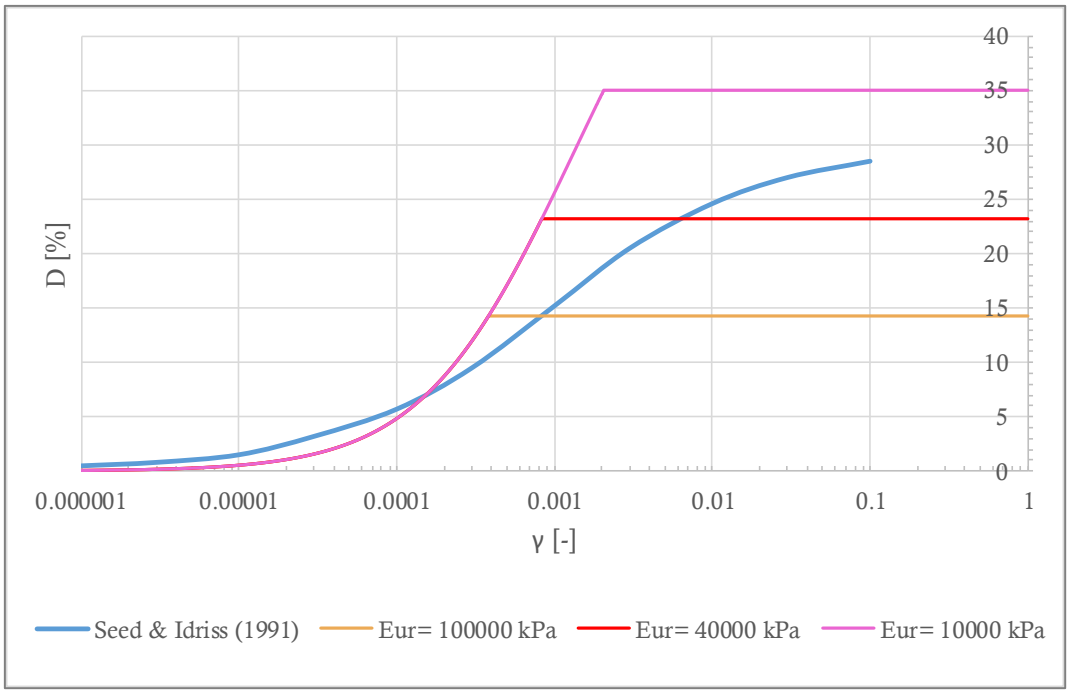


Figura 84: calibrazione della curva di smorzamento di *Seed & Idriss (1991)*

Tabella 22: parametri meccanici per il rilevato

Parametro	***Unità misura***	***Rilevato***
Modello	-	HS small strain
γ	[kN/m^3]	20
υ	[-]	0.27
c'_{ref}	[kN/m^2]	29
ϕ'	[°]	30
m	[-]	0
Rayleigh α	[-]	0.1499
Rayleigh β	[-]	$0.125 \cdot 10^3$
E_{50}^{ref}	[kN/m^2]	$20 \cdot 10^3$
E_{oed}^{ref}	[kN/m^2]	$20 \cdot 10^3$
E_{ur}^{ref}	[kN/m^2]	$40 \cdot 10^3$
G_0^{ref}	[kN/m^2]	$154.2 \cdot 10^3$
$\gamma_{0.7}$	[-]	$0.15 \cdot 10^{-3}$
OCR	[-]	1
POP	[-]	0

6.4.2 Calibrazione curva di Rollins (1998)

Il comportamento meccanico della roccia fratturata è stato simulato utilizzando la curva descritta da *Rollins (1998)* in seguito a diversi studi su campioni di materiale ghiaioso del periodo dell'Olocene e del Pleistocene. L'equazione iperbolica che meglio interpola i 980 dati del campione proposto da *Rollins* è riportata di seguito e dipende dalla deformazione ciclica di taglio calcolata in percentuale.

Equazione 47

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{[1+20\gamma(1+10^{-10\gamma})]}$$

Grazie all'Equazione 47 è possibile costruire la curva di variazione in modo da poter calibrare il legame costitutivo Hardening Soil Small Strain Model implementato in Plaxis. Come già descritto precedentemente l'individuazione dei parametri di input del software deve essere svolta con un'analisi parametrica in modo da trovare i valori che meglio approssimano la curva di letteratura. In questo caso la curva che interpola adeguatamente lo studio di *Rollins* è quella rossa con valore di deformazione ciclica di taglio $\gamma_{0.7}$ pari a $0.2 \cdot 10^{3}$.

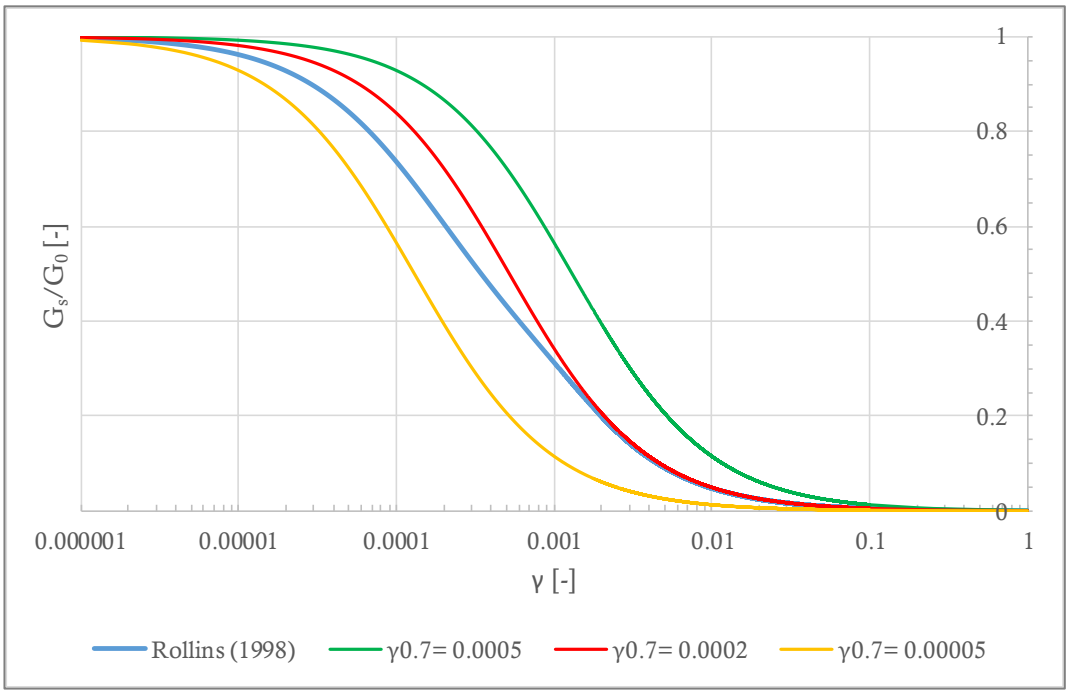


Figura 85: calibrazione della curva di variazione di *Rollins (1998)*

La curva di smorzamento interpolante per i dati relativi al coefficiente di damping è anch'essa di forma iperbolica e può essere scritta come:

Equazione 48 $$D = 0.8 + 18\left(1 + 0.15\gamma^{-0.9}\right)^{-0.75}$$

La calibrazione del modulo di taglio di unloading-reloading (Figura 86) è stata fatta partendo dalla deformazione ciclica di taglio corrispondente a $0.2 \cdot 10^{3}$ e variando il valore di E_{ur} fino a trovare un valore di limite superiore allo smorzamento. Per annullare il piccolo gap di damping a piccole deformazioni è stato aggiunto un valore di smorzamento di Rayleigh pari alla differenza tra le due curve (circa l'1%) con frequenza principale uguale a quella naturale del deposito (3.18 Hz), mentre come seconda frequenza la stessa frequenza amplificata di tre volte (9.54 Hz). I parametri che meglio descrivono la curva di *Rollins (1998)* ottenuti dall'analisi parametrica sono riportati in Tabella 23 e sono usati nelle analisi dinamiche del modello della diga di Rougies per simulare il comportamento del terreno di fondazione.

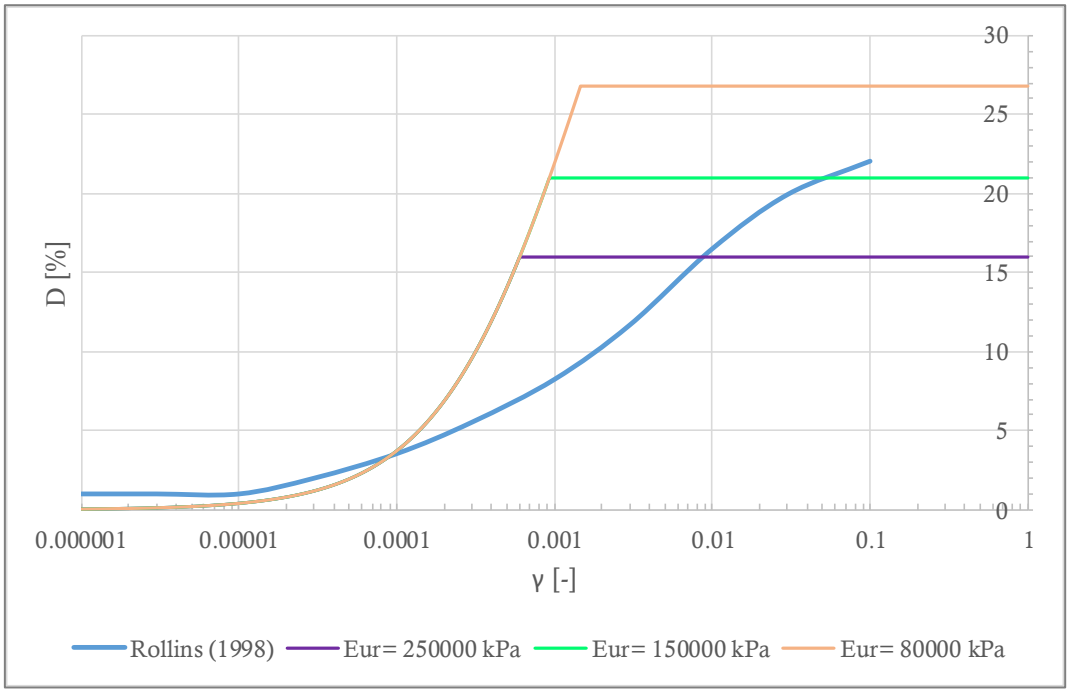


Figura 86: calibrazione della curva di smorzamento di *Rollins (1998)*

Tabella 23: parametri meccanici per la roccia fratturata

Parametro	***Unità misura***	***Roccia fratturata***
Modello	-	HS small strain
γ	[kN/m^3]	23.54
υ	[-]	0.25
c'_{ref}	[kN/m^2]	10
ϕ'	[°]	40
m	[-]	0
Rayleigh α	[-]	0.2997
Rayleigh β	[-]	$0.250 \cdot 10^3$
E_{50}^{ref}	[kN/m^2]	$25 \cdot 10^3$
E_{oed}^{ref}	[kN/m^2]	$25 \cdot 10^3$
E_{ur}^{ref}	[kN/m^2]	$250 \cdot 10^3$
G_0^{ref}	[kN/m^2]	$464.64 \cdot 10^3$
$\gamma_{0.7}$	[-]	$0.2 \cdot 10^{-3}$
OCR	[-]	1
POP	[-]	0

6.5 MODELLAZIONE E ANALISI DINAMICA

L'analisi dinamica è stata condotta partendo dagli accelerogrammi spettro-compatibili trovati con l'uso di In-Spector. Questi sono applicati come storia di accelerazione sul bordo inferiore del modello con una *line prescribed displacement*. L'input è stato scalato della metà per tener conto che le storie vengono registrate in superficie dove l'ampiezza subisce un incremento di due volte dovuta al raggiungimento della superficie libera che coincide con il piano campagna.

Come già spiegato in precedenza, uno dei fattori fondamentali per una buona riuscita delle analisi è il corretto dimensionamento della discretizzazione. Plaxis divide automaticamente il dominio in base a un coefficiente di densità degli elementi e alle dimensioni del modello. L'Equazione 49 indica come viene calcolata la dimensione media dell'elemento l_e.

Equazione 49 $$l_e = r_e \cdot 0.06\sqrt{(x_{max} - x_{min})^2 + (y_{max} - y_{min})^2}$$

Il coefficiente di densità ha cinque diversi valori preimpostati con i quali discretizza la mesh in modo più o meno fitto.

- Molto grossolana $r_e = 2.00$ 30 – 70 elementi
- Grossolana $r_e = 1.33$ 50 – 200 elementi
- Media $r_e = 1.00$ 90 – 350 elementi
- Fine $r_e = 0.67$ 250 – 700 elementi
- Molto fine $r_e = 0.50$ 500 – 1250 elementi

Ricordando l'Equazione 30 sul dimensionamento del lato dell'elemento in funzione della velocità delle onde di taglio e della massima frequenza del sisma è possibile calcolare la lunghezza dell'elemento per i due diversi tipi di terreno. Dai grafici della trasformata di Fourier dei 7 accelerogrammi scelti dallo studio di spettro-compatibilità (riportati negli Allegati B) è stata valutata come frequenza massima del sisma 15 Hz. Questa scelta è motivata principalmente da due ragioni: sopra tale frequenza le ampiezze risultano inferiori rispetto alle basse frequenze e poiché considerare un range di frequenze alte comporterebbe la creazione della discretizzazione troppo fitta andando ad aumentare esponenzialmente i tempi di calcolo.

Considerando il materiale costituente il rilevato la cui velocità delle onde di taglio è stata stimata in 275 m/s, applicando l'Equazione 30 si ottiene una dimensione degli elementi che deve essere inferiore ai 2.30 metri nella zona del rilevato. La discretizzazione avrà dimensioni maggiori nello strato di roccia fratturata mentre sarà più fine all'interno del rilevato: per ottenere questa distribuzione si è andati a modificare localmente il valore del parametro r_e.

La mesh così ottenuta è riportata in Figura 87 ed è composta da 1194 elementi collegati da 2674 nodi con dimensione media di 2.77 metri di lato. Il modello realizzato è stato usato per tutte le analisi dei 7 accelerogrammi ottenuti dalla spettro-compatibilità. In prossimità del rilevato è stato applicato un coefficiente di infittimento della discretizzazione pari a 0.5, in modo da soddisfare la dimensione minima calcolata precedentemente.

Le condizioni al contorno assegnate al modello sono quelle descritte nelle analisi 2D, che prevedono l'assegnazione della condizione *"Compliant base"* al bordo inferiore e la condizione *"Free field"* sulla parte esterna del modello con y_{min} e y_{max}: su questi bordi sono stati creati gli elementi interfaccia in modo da avere connessione tra le boundary conditions e il modello.

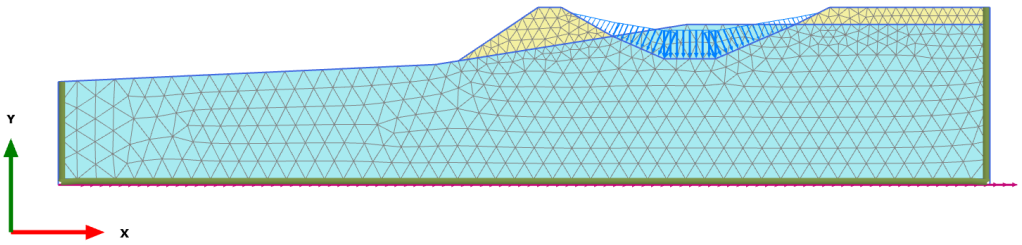


Figura 87: discretizzazione per analisi dinamica Cesana Torinese – Plaxis

Al terreno è stato assegnato il legame costitutivo Hardening Soil Small Strain Stiffnes che descrive il comportamento non lineare del terreno in condizioni di carico ciclico. I parametri assegnati al rilevato e alla roccia fratturata sono quelli derivanti dalla calibrazione delle curve di letteratura e sono riportati in Tabella 22 e Tabella 23.

Le azioni inerziali dell'acqua dovute allo scuotimento possono essere valutate seguendo le prescrizioni riportate nelle *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)* e vengono assimilate ad una distribuzione di pressione sul paramento ipotizzato infinitamente rigido su cui insiste il liquido la cui componente viene calcolata utilizzando l'Equazione 50.

Equazione 50

$$p = a_g \cdot \gamma \cdot c \cdot y_0$$

Dove γ è il peso specifico dell'acqua, a_g l'accelerazione orizzontale massima del sito ottenuto dallo studio di pericolosità del sito, y_0 la differenza di quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto più depresso dell'alveo naturale al piede del paramento. Il coefficiente c viene idealizzato come un coefficiente che tiene conto della forma del rilevato e viene calcolato con l'espressione seguente.

Equazione 51

$$c = \frac{c_m}{2}\left[\frac{y}{y_0}\left(2 - \frac{y}{y_0}\right) + \sqrt{\frac{y}{y_0}\left(2 - \frac{y}{y_0}\right)}\right]$$

dove y è la differenza tra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto generico del paramento a cui è associata la pressione p e c_m dipende dall'inclinazione del paramento rispetto alla verticale espresso in gradi sessagesimali (α) ed è calcolato con l'Equazione 52. Sulla norma è indicato che per un angolo $\alpha \geq 60°$ il coefficiente c_m viene assunto pari a 0.3.

In Figura 88 è riportato l'andamento delle pressioni inerziali dell'acqua in funzione dell'angolo α per tre diverse configurazioni di inclinazione del paramento e si nota come il contributo inerziale sia maggiore per le opere con sponde che tendono ad essere verticali.

Equazione 52 $$c_m = -0.0073\alpha + 0.7412$$

Nello stesso grafico, con i dati sopra elencati, è stata calcolata la distribuzione aggiuntiva dovuta all'inerzia della massa d'acqua presente nel bacino per il caso in esame avente inclinazione di 60° rispetto alla verticale. Il contributo inerziale dell'acqua calcolato con quest'approccio alla *Westergaard* fornisce un contributo che sul fondo del bacino è pari a 2.5 kN/m, mentre il carico idrostatico è pari a 80 kN/m: confrontando le due distribuzioni si può notare come la componente inerziale del carico sia approssimativamente solo il 3% del carico idrostatico e per tale motivo è possibile trascurare tale contributo nella modellazione del problema. Si può affermare che il contributo dell'acqua come forza inerziale in caso di sisma è molto più gravosa nel caso di dighe con paramenti verticali o molto spioventi, situazione tipica delle dighe in calcestruzzo a gravità o a volta.

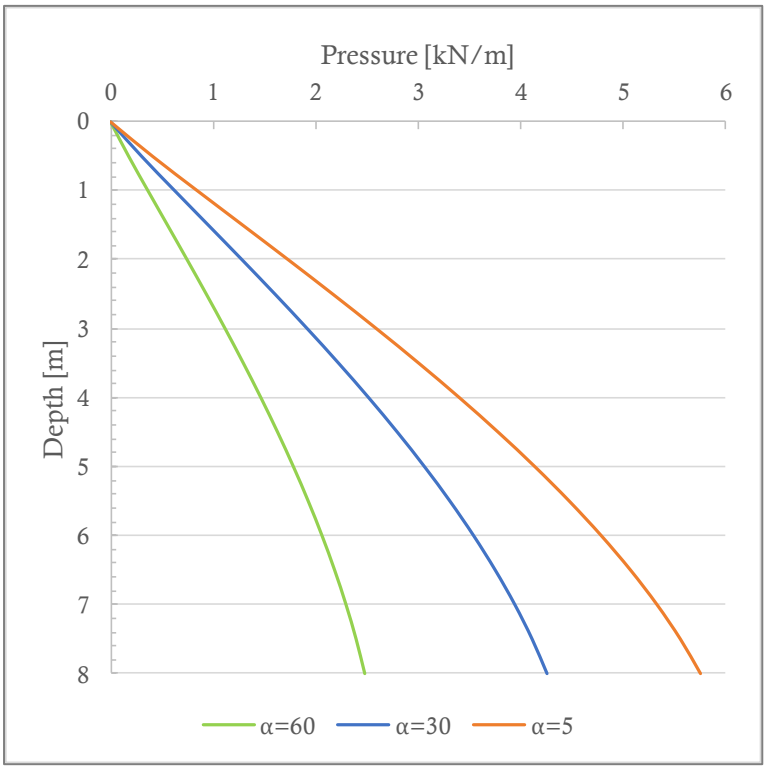


Figura 88: pressione inerziale dell'acqua in funzione dell'inclinazione del paramento

Il calcolo è stato suddiviso in sei fasi, le prime quattro coincidenti geometricamente con l'analisi statica trattata precedentemente, ma con diverso modello costitutivo. Le ulteriori due fasi denominate Fase 4 e Fase 5 corrispondono all'applicazione degli input sismici in condizione di invaso vuoto ed invaso pieno. Per tutti e sette gli accelerogrammi è stato impostato un tempo di calcolo dinamico uguale alla lunghezza della registrazione in input, mentre i parametri per la suddivisione dei step di calcolo sono stati ricavati utilizzando l'Equazione 35.

I punti ingegneristicamente significativi per l'interpretazione e lo studio del fenomeno sono riportati in Figura 89 e corrispondono al coronamento, al piede della diga, al punto centrale dell'invaso, all'affioramento roccioso nei pressi della diga e subito in prossimità del bedrock. Questi punti sono importanti per capire quanto e dove il segnale viene amplificato o deamplificato e permettono di fare confronti sulla stabilità dell'opera.

Riferendosi alla sommità del rilevato, inoltre, è possibile andare a stabilire dei parametri di controllo per la verifica dell'opera. Come consigliato da *Albano et al. (2014)* è utile confrontare il cedimento residuo sofferto dal rilevato con il franco idraulico in modo da verificare che l'acqua non fuoriesca dall'invaso, il rapporto di cedimento definito come il rapporto tra lo spostamento verticale massimo in cresta e l'altezza della diga (S/H) e l'amplificazione (o deamplificazione) subita dalla time-history nel punto più alto dell'opera.

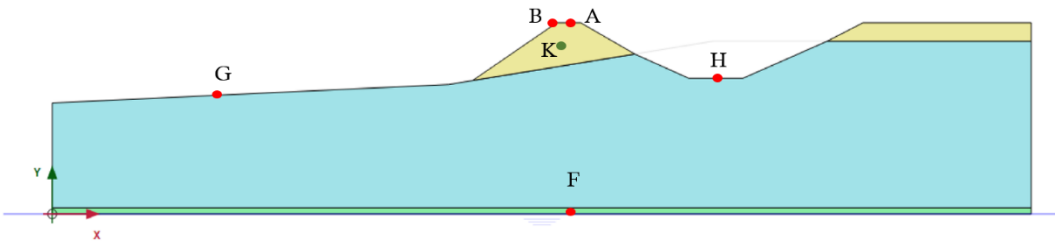


Figura 89: schema punti di controllo delle analisi dinamiche – Diga Rougies

- ***RISULTATI***

Il segnale registrato in cresta al rilevato, per tutte e sette le registrazioni in input, è risultato amplificato soprattutto grazie al contributo dell'amplificazione topografica: in corrispondenza della cresta della diga, infatti, si hanno i fattori di amplificazione maggiori rispetto alle altre zone del modello. L'evento che ha subito un'amplificazione maggiore è quello corrispondente alla stazione

IT.TER, il cui fattore di amplificazione risulta pari a 3.37. La forma trapezoidale del rilevato contribuisce al verificarsi del fenomeno dell'interferenza costruttiva che causa l'aumento dell'ampiezza del segnale. Tutti i fattori di amplificazione calcolati per i diversi eventi spettro-compatibili sono riportati in Tabella 24. In Figura 90 è riportato il confronto della storia in accelerazione dell'evento che ha subito l'amplificazione maggiore rispettivamente in cresta, in corrispondenza dell'invaso e al bedrock.

Tabella 24: fattori di amplificazione per i diversi eventi – Cesana Torinese

Stazione	*FA coronamento (A)*	*FA superficie (G)*	*FA invaso (H)*
AC.SRN	2.90	1.51	1.12
IT.CAG	3.02	1.46	0.99
IT.ACC	2.49	1.59	1.32
IT.TER	3.37	1.67	1.36
IV.SEF1	3.06	1.83	1.20
IT.OLAI	2.09	1.30	1.35
IT.MRM	1.90	1.22	1.25

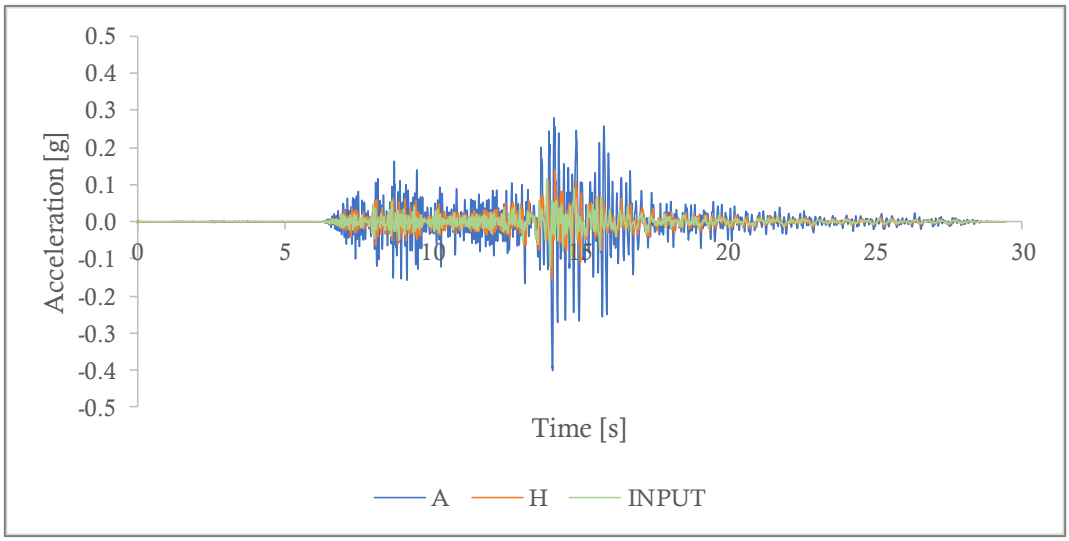


Figura 90: accelerogramma in input, cresta e all'invaso per l'evento IT.TER

In Figura 91 è riportato il profilo di accelerazione massima calcolato nella sezione di simmetria della diga registrato durante le analisi dei sette accelerogrammi. L'andamento generale del profilo evidenzia un aumento

dell'intensità di accelerazione procedendo in direzione dal bedrock alla superficie. Per i due eventi con intensità di Arias maggiore si nota un brusco incremento del valore di accelerazione in corrispondenza dell'interfaccia tra i due materiali, dovuto al repentino cambio di impedenza.

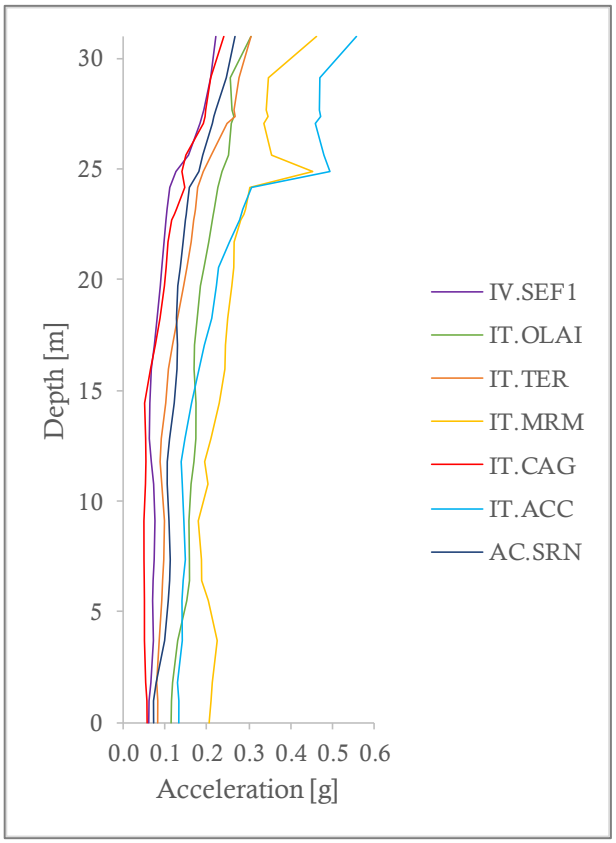


Figura 91: profilo di accelerazione massima raggiunta nell'analisi – Diga Rougies

La verifica di stabilità dell'opera viene condotta in termini di spostamenti residui che il rilevato subisce in seguito all'applicazione del segnale sismico. I massimi spostamenti orizzontali e verticali sono localizzati in corrispondenza del punto B (punto del vertice superiore di valle del rilevato) e provengono dalla fase di calcolo in cui il bacino è stato assunto a invaso pieno (carico idrostatico). Gli spostamenti residui calcolati sono riportati in Figura 92 ed evidenziano come un sisma con intensità di Arias maggiore provochi danni permanenti superiori rispetto a quelli con energia minore. Gli eventi identificati come IT.ACC e IT.MRM, aventi rispettivamente un'intensità di Arias di 25.99 e 29.81 cm/s, hanno provocato uno spostamento orizzontale al coronamento pari a 10 – 20 millimetri in direzione opposta a quella dell'invaso. I restanti

accelerogrammi hanno fatto registrare spostamenti orizzontali inferiori ai 2 millimetri.

In Figura 93 è riportato il profilo di spostamento orizzontale risultante in corrispondenza dell'asse della diga nel modello con il carico idrostatico, alla fine degli input sismici assegnati. Si nota come gli eventi più intensi tendano a creare una superficie di scorrimento in corrispondenza del piano di imposta del rilevato.

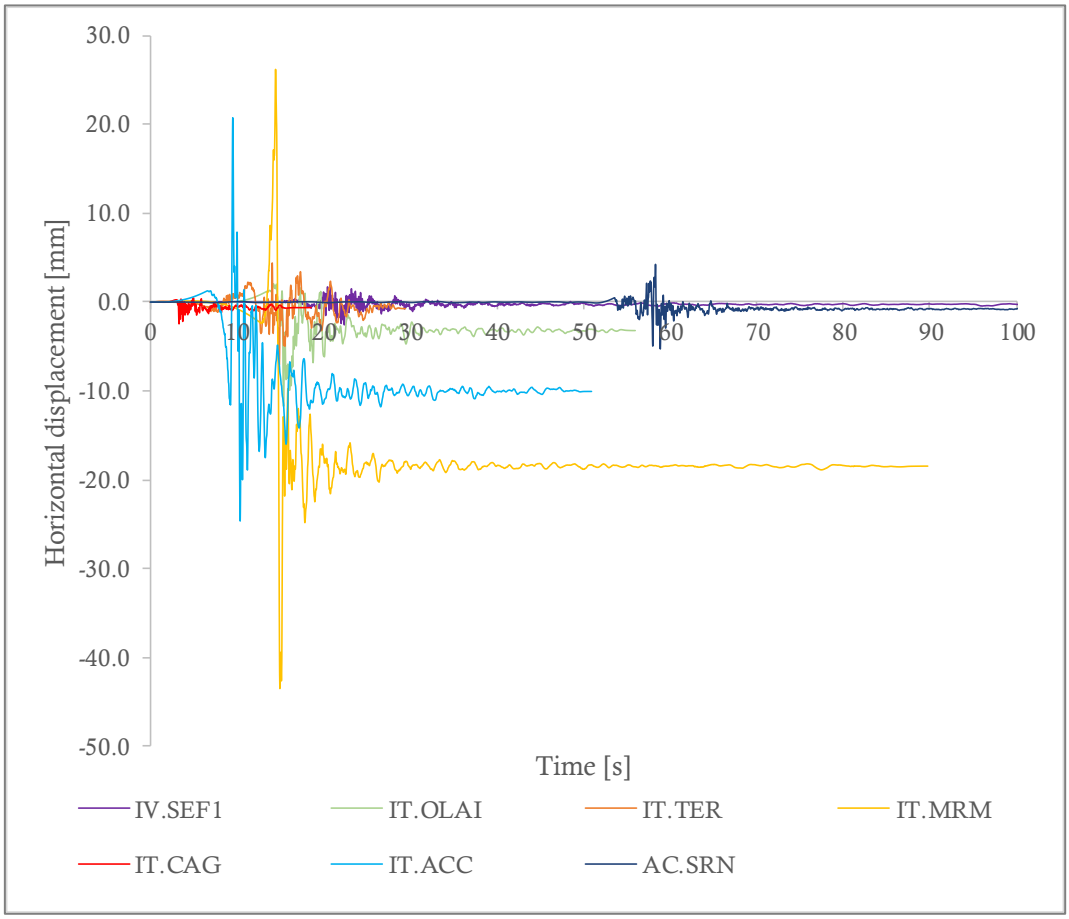


Figura 92: spostamenti orizzontali – Diga di Rougies

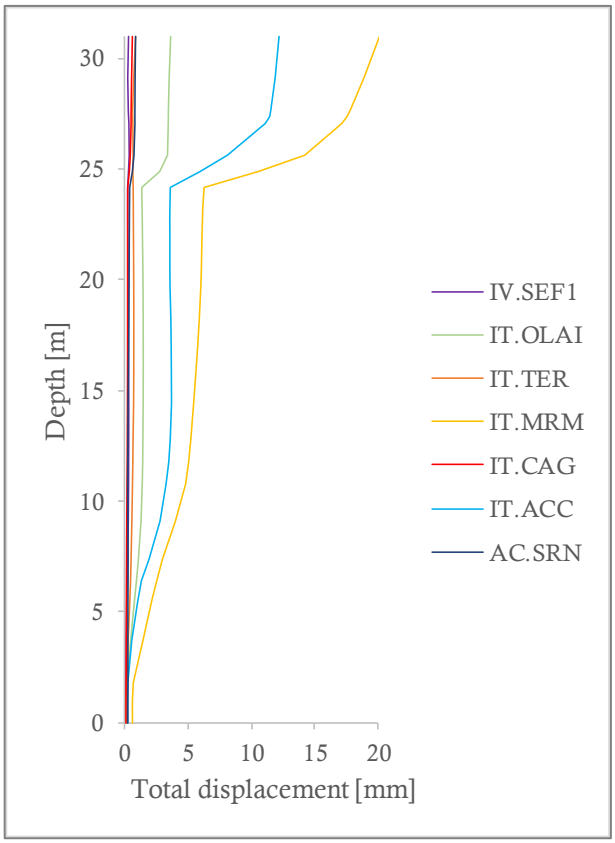


Figura 93: profilo di spostamento permanente in asse alla diga di Rougies

In termini di spostamento verticale, la condizione più gravosa per l'opera risulta quella di invaso vuoto e viene confermata la dipendenza dall'intensità di Arias. I massimi cedimenti rilevati sono da attribuirsi alle registrazioni IT.ACC e IT.MRM e sono compresi tra i 9 e gli 11 millimetri in direzione concorde con l'accelerazione di gravità. I restanti accelerogrammi hanno restituito un valore di cedimento verticale inferiore a 1.5 millimetri. La condizione di invaso vuoto risulta essere quella più gravosa poiché viene a mancare l'effetto di confinamento che il carico idraulico induce sul paramento interno al bacino.

In tutti i casi analizzati il cedimento sofferto dal rilevato risulta inferiore al franco idraulico, perciò la verifica a tracimazione può ritenersi soddisfatta.

Al rapporto di cedimento S/H per la verifica allo SLV, dove H è l'altezza della diga e S è lo spostamento verticale massimo in cresta, è stato assegnato un valore soglia dell'1%. Considerando un'altezza media della diga di 7 metri, il rapporto di cedimento per tutti gli eventi utilizzati è risultato inferiore allo 0.2%, confermando il soddisfacimento della verifica allo SLV per cedimenti verticali dell'opera.

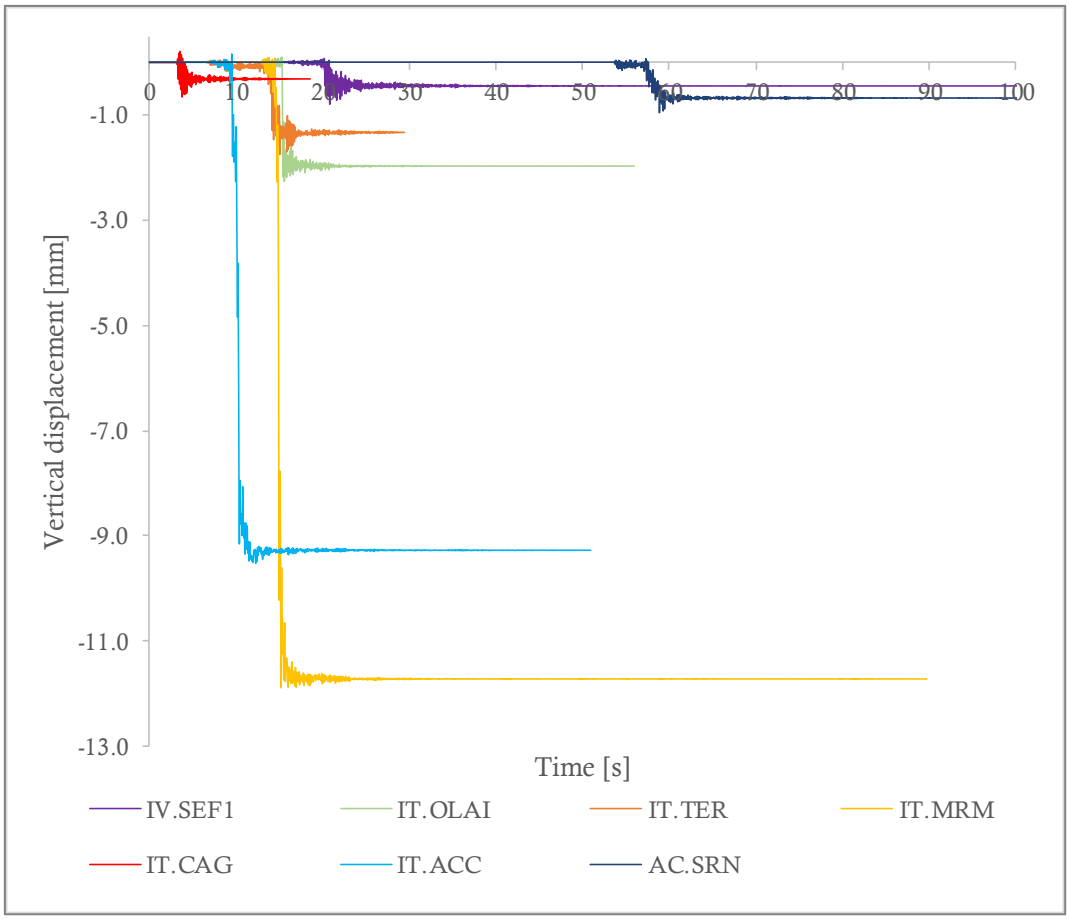


Figura 94: spostamenti verticali – Diga di Rougies

Tabella 25: rapporto di cedimento – Diga di Rougies

Stazione	*u_y [mm]*	*S/H [%]*
AC.SRN	0.68	0.01
IT.CAG	0.31	0.004
IT.ACC	9.27	0.13
IT.TER	1.33	0.02
IV.SEF1	0.45	0.01
IT.OLAI	1.97	0.03
IT.MRM	11.72	0.17

Analizzando i risultati sul vettore degli spostamenti si evidenzia come nel caso di invaso vuoto vi è la tendenza a creare una superfice di scivolamento circolare in corrispondenza del lato esterno all'invaso, mentre per l'analisi con ipotesi di

invaso pieno il corpo diga tende a muoversi come un corpo rigido sul piano di appoggio. In Figura 95 sono riportati gli spostamenti a cui è soggetto il modello e si identifica chiaramente la superficie di potenziale scivolamento che è rappresentata in rosso.

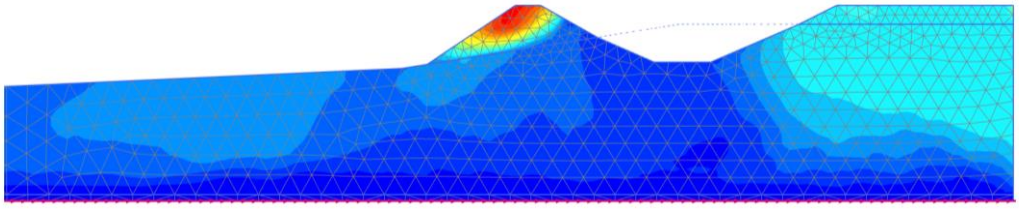


Figura 95: spostamenti diga di Rougies

In termini di tensioni e deformazioni si riporta in Figura 96 il percorso tensionale calcolato in un punto interno al rilevato. La deformazione massima che viene raggiunta a causa dell'evento che produce i massimi spostamenti è dell'ordine di $1 \cdot 10^{-4}$, mentre per l'input della stazione di IT.CAG si ferma a $5 \cdot 10^{-5}$. La differenza sostanziale tra i due percorsi tensionali è la grandezza dei cicli di isteresi che generano: si nota che per l'evento registrato a Mormanno l'estensione dei cicli di isteresi è più grande poiché dissipa una maggiore energia durante il suo percorso. Il grafico tensione-deformazione dell'evento IT.CAG invece resta più concentrato nella zona centrale del diagramma assumendo un comportamento più lineare e meno dissipativo.

Confrontando la massima deformazione raggiunta con la calibrazione della curva di letteratura di *Seed & Idriss (1991)* che descrive il comportamento non lineare del terreno del rilevato, si può affermare che la curva assunta dal modello Hardening Soil Small Strain, nel range di deformazione raggiunto, approssima bene la risposta del materiale poiché la differenza tra le due curve è minima.

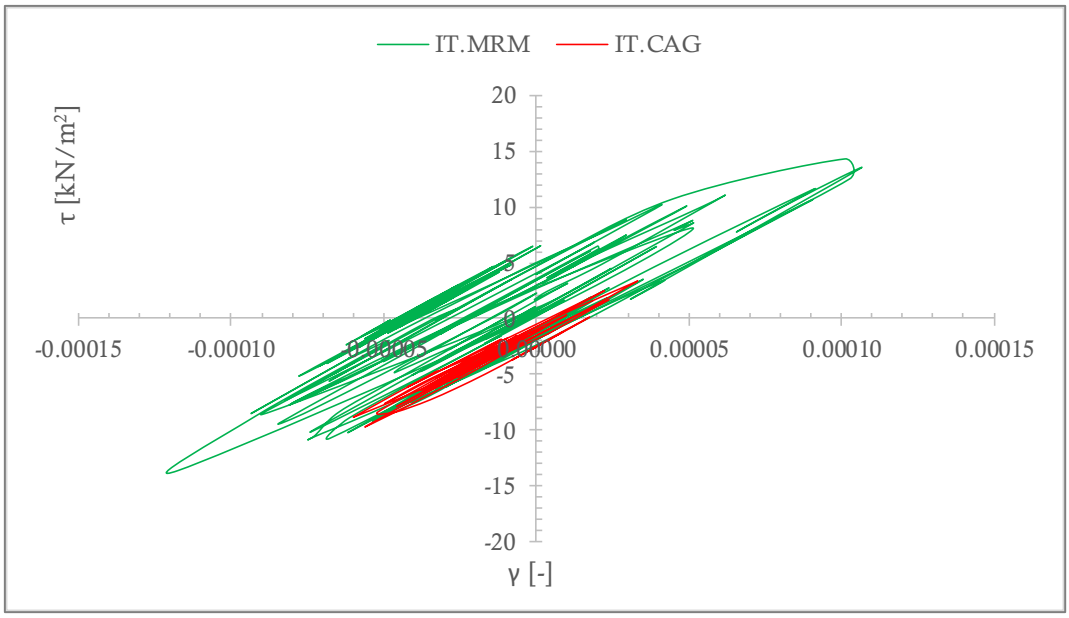


Figura 96: tensioni e deformazioni nel punto centrale della diga di Rougies

Facendo riferimento alle *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)* è necessario andare a verificare che l'elongazione del telo di tenuta non ecceda la deformazione massima di progetto dell'elemento. Consultando i documenti sulla costruzione della diga di Rougies si è risaliti al tipo di manto impermeabile usato, il quale ha una deformazione massima ammissibile pari al 38%. In Figura 97 è riportata la deformazione sul piano di posa del telo lungo lo sviluppo del paramento dell'opera. La deformazione massima a trazione raggiunta è registrata in corrispondenza dell'interfaccia tra il materiale costituente il corpo diga e il piano di fondazione e risulta pari a 0.04 e per questo la verifica a rottura del manto può essere considerata soddisfatta.

In Figura 98 viene riportata la distribuzione della deformazione a taglio raggiunta nell'analisi dell'evento di Mormanno. La deformazione massima è stata registrata in corrispondenza dell'interfaccia tra corpo diga e terreno di fondazione poiché in tale zona l'opera tende a scivolare in direzione opposta al bacino. La deformazione massima su questa superficie risulta essere pari a 0.004. Nelle restanti parti del modello la deformazione media raggiunta è circa lo 0.0003 che, confrontata con la calibrazione della curva di *Seed & Idriss (1991),* permette di confermare la corretta assunzione dei parametri, mentre il confronto con la curva di *Rollins (1998)* evidenzia una sovrastima dello smorzamento di alcuni punti percentuali. È da nota che l'accelerogramma della stazione IT.MRM è quello che produce le deformazioni maggiori nel modello

della diga di Rougies e, quindi, può essere visto come limite superiore rispetto alle analisi dei restanti accelerogrammi. La risposta complessiva dell'invaso all'azione sismica è descritta dall'andamento medio delle 7 analisi svolte: le deformazioni raggiunte per le altre registrazioni risultano inferiori a quelle di Mormanno, confermando che il range di deformazione in cui i parametri dell'HS small strain sono stati calibrati è da considerarsi adeguato.

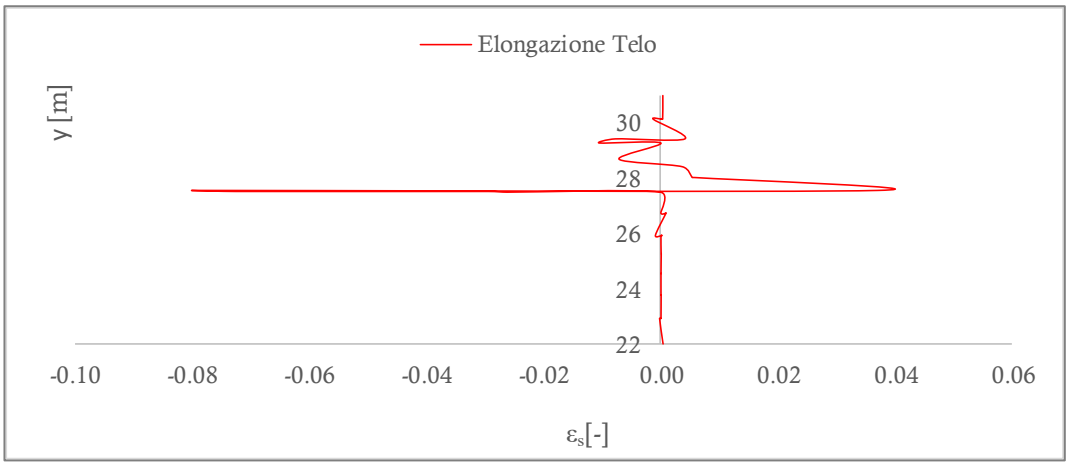


Figura 97: elongazione del telo impermeabilizzante evento IT.MRM

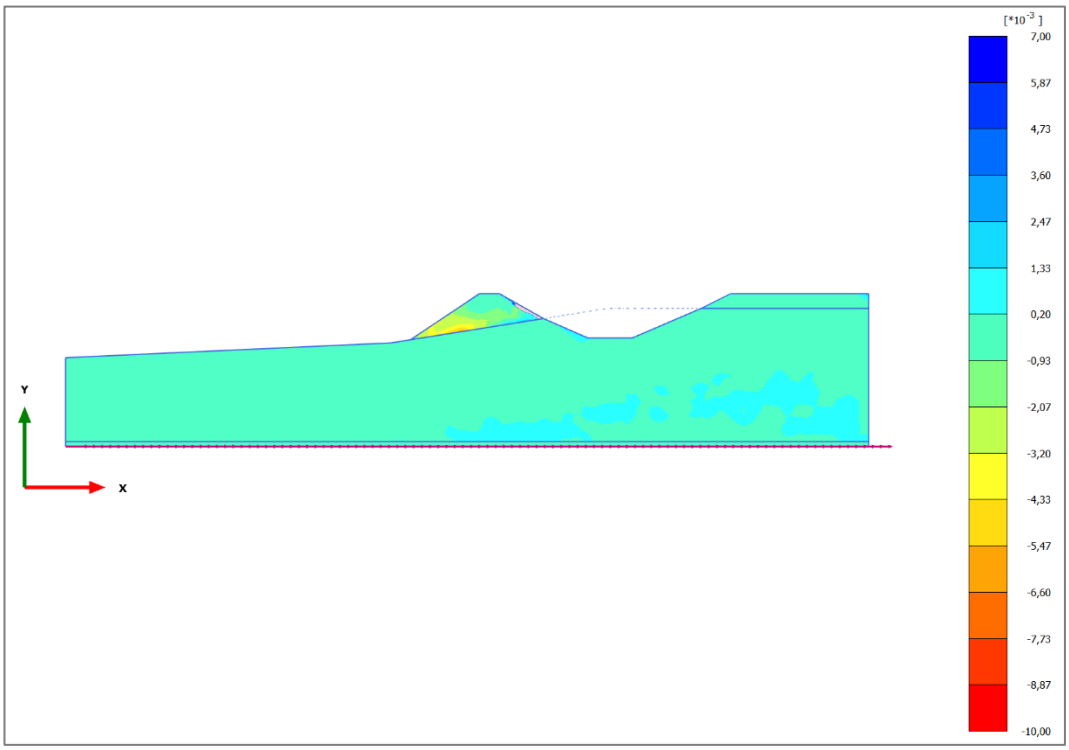


Figura 98: deformazione a taglio diga di Rougies

7 DIGA DI BRONDELLO

Nel secondo caso studio è stata analizzata la diga sita nel Comune di Brondello (CN), anch'essa inserita nel progetto RESBA, e che ha coordinate 44.606273 Nord, 7.418487 Est. La costruzione dell'invaso ad uso irriguo del consorzio del Torrente Bronda risale ai primi del '900 ed era stato realizzato mediante lo scavo di una vasca di circa 2 metri di profondità. Successivamente nel 2005, l'opera è stata oggetto di lavori di riammodernamento che ne hanno modificato l'aspetto strutturale e funzionale. Il nuovo invaso, infatti, è stato costruito mediante la posa di una nuova diga costituita da una serie di strati orizzontali di terreno con granulometria differente. In Figura 99 viene riportata la posizione dell'invaso rispetto al centro del paese.

Il bacino attualmente può contenere un volume massimo d'acqua di 41657 m^3 ed ha una lunghezza dello sviluppo del coronamento di circa 200 metri per una larghezza di 4 metri. Il franco idraulico in condizione di massimo invaso si attesta a 1.5 metri e per le sue caratteristiche la diga viene classificata come di dimensioni contenute, seguendo le prescrizioni delle *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse).*

Figura 99: localizzazione della diga di Brondello – Google Earth

La planimetria di progetto riportata in Figura 100 mostra l'ubicazione dell'invaso che è collocato tra due corsi d'acqua, il torrente Bronda e il Rio

Morello. Nella zona compresa tra il rilevato della diga e i due torrenti sono presenti la Strada Provinciale 47 e Via Morello che sono entrambe carrabili. Sul lato prospiciente la Strada Provinciale la diga è sorretta da un muro in pietrame mentre sull'altro lato ha la forma trapezoidale caratteristica dei rilevati in materiale sciolto. A causa dei cedimenti localizzati sull'opera di sostengo, nel 2007 sono stati effettuati interventi di consolidamento a mezzo di micropali di lunghezza 11 – 12 metri installati all'interno del muro ed immorsati nel terreno di fondazione per una lunghezza di circa 5 – 6 metri. I micropali utilizzati hanno diametro 101.6 millimetri con spessore di 10 millimetri e sono costituiti da armatura Fe510.

Nello stesso punto su cui risiede la carreggiata stradale è stato ricostruito l'argine andando a realizzare un muro in cemento armato alla cui base è stato inserito un dreno orizzontale in modo da far defluire l'acqua contenuta nel terreno a tergo. Sempre durante la stessa campagna di migliorie è stata eseguita la riprofilatura delle sponde interne dell'invaso a un'inclinazione di 24 gradi. Il paramento della diga non risulta impermeabilizzato con nessun tipo di membrana e per questo nelle analisi viene considerata la condizione di filtrazione all'interno del rilevato.

In Figura 101 e Figura 102 sono riportate la sezione trasversale e longitudinale che tagliano il bacino e le relative vie di comunicazione.

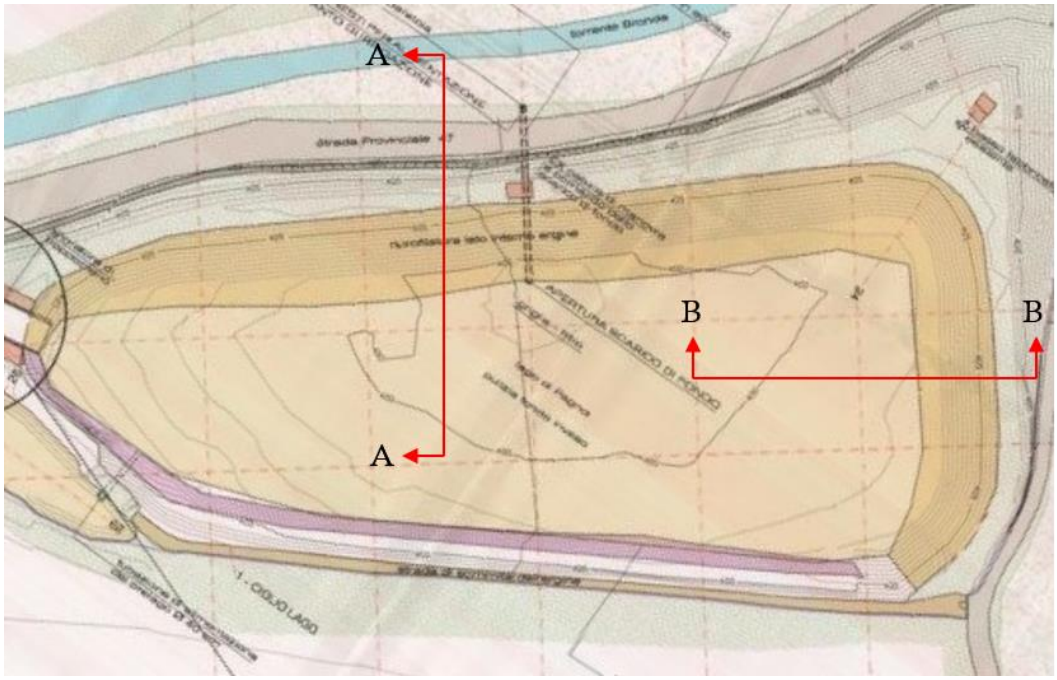


Figura 100: planimetria diga di Brondello (CN)

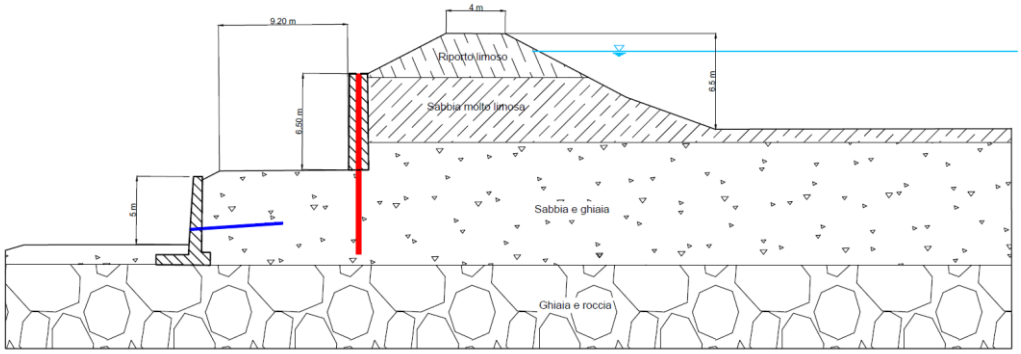


Figura 101: sezione del rilevato sulla Strada Provinciale 47 – Sez. A-A

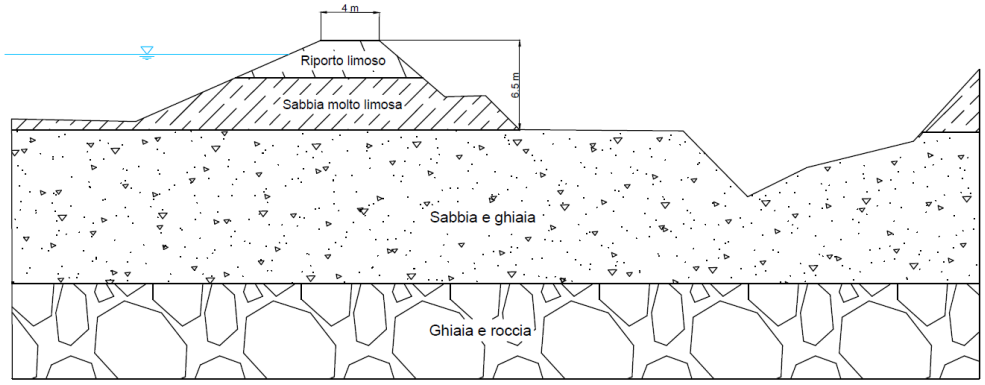


Figura 102: sezione del rilevato su Via Morello – Sez. B-B

Il rilevato poggia su una sabbia ghiaiosa che si estende per una profondità di circa 8 metri, a sua volta è sostenuta da una ghiaia rocciosa. L'opera oggetto di studio è stata costruita con due strati sovrapposti di materiale mediamente fine, il primo costituito da un riporto limoso di spessore di circa 2.5 metri e il secondo costituito da sabbia limosa con altezza pari a 3.5 metri. Sui materiali costituenti il corpo diga è stata eseguita una campagna di sondaggi realizzata dal laboratorio del Politecnico di Torino atta a caratterizzare i materiali dal punto di vista granulometrico e meccanico. I risultati delle prove sono riportati in Tabella 26.

La falda freatica nella zona esterna al bacino è regolata dai due torrenti che scorrono in prossimità, in particolare considerando la sezione sulla Strada Provinciale 47, la falda si localizza in corrispondenza del punto più basso dell'alveo del torrente Bronda mentre per l'altra sezione si colloca all'interno della sede del rio Morello. La definizione dalla posizione di falda a monte e a

valle della diga è importante perché permette di calcolare la linea piezometrica all'interno del corpo diga.

Tabella 26: parametri meccanici terreno Brondello

Parametro	***Riporto limoso***	***Sabbia limosa***	***Sabbia e ghiaia***	***Ghiaia e roccia***
Modello	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
γ_d [kN/m^3]	17.6	14.6	18	19.5
γ_{sat} [kN/m^3]	19	17.5	20	21
υ [-]	0.30	0.30	0.30	0.27
c' [kN/m^2]	6	3	0	0
ϕ' [°]	28	34	38	42

In Figura 103 e Figura 104 sono riportate due immagini del sopralluogo condotto nella primavera del 2015 presso l'invaso di Brondello per verificare lo stato di fatto della struttura.

Figura 103: vista della diga di Brondello (CN)

Figura 104: muro di sostegno in pietrame della diga di Brondello (CN)

7.1 PERICOLOSITÀ SISMICA DA INGV – BRONDELLO (CN)

La diga di Brondello secondo la classificazione delle *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)* è un invaso di dimensioni contenute poiché ha un volume di invaso minore di 1.000.000 m^3 e un'altezza inferiore ai 15 metri. L'opera, inoltre, non ha importanza strategica e non ha funzioni pubbliche o sociali essenziali per la comunità. A seguito di queste considerazioni si può attribuire all'invaso una vita nominale dell'opera pari a 50 anni e una classe d'uso II in accordo con la Tabella 3.

Considerando lo Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita (SLV) la probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento è pari al 10% dalla quale applicando l'Equazione 20 si ricava un tempo di ritorno T_R di 475 anni. Con questi dati è possibile risalire alla pericolosità sismica del sito tramite la mappa interattiva fornita dall'INGV come già spiegato nel capitolo precedente.

In Tabella 27 sono riportati i valori di accelerazione per il Comune di Brondello per diverse frequenze annuali di superamento: il valore di scuotimento atteso per lo Stato Limite considerato è di 0.1342 g.

Tabella 27: accelerazione al suolo di Brondello (CN) per diversa probabilità di superamento – *esse1*

Frequenza annuale di superamento	**a(g)** (Coordinate del punto lat: 44.5784, lon: 7.3824, ID: 15786)		
	16° percentile	50° percentile	84° percentile
0.0004	0.1661	0.2194	0.2570
0.0010	0.1277	0.1688	0.1921
0.0021	0.1012	0.1342	0.1494
0.0050	0.0732	0.0985	0.1068
0.0071	0.0627	0.0852	0.0915
0.0099	0.0542	0.0741	0.0787
0.0139	0.0457	0.0632	0.0673
0.0200	0.0372	0.0532	0.0560
0.0333	0.0265	0.0399	0.0420

Lo spettro di risposta in accelerazione allo Stato Limite di salvaguardia della Vita è riportato in Figura 105 ed è quello rappresentato in color ocra.

I parametri per il calcolo dello spettro elastico di normativa sono riportati in Tabella 28 e sono stati ricavati dal foglio informatizzato fornito dal Ministero

dei Lavori Pubblici. Lo spettro è stato valutato per il terreno di categoria A (ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi con velocità delle onde di taglio superiore a 800 m/s) poiché si vuole caratterizzare il sito con i parametri dello scuotimento atteso all'outcrop su superficie pianeggiante (categoria topografica T1), in modo da ricondursi a registrazioni di stazioni accelerometriche con medesime caratteristiche topografiche.

Il confronto tra lo spettro di normativa e quello ricavato dalla piattaforma interattiva di pericolosità sismica è riportato in Figura 106 ed evidenzia una buona sovrapposizione dei risultati tra i due spettri. I punti dello spettro calcolato con le formule delle *NTC 2008* verranno usato per la ricerca di storie accelerometriche spettro-compatibili del sito in esame.

Tabella 28: parametri spettro elastico normativa – Brondello (CN)

Stato Limite	a_0 *[g]*	F_0 *[-]*	T_c^* *[s]*	S_s *[-]*	C_c *[-]*	S_T *[-]*
SLV	0.132	2.476	0.270	1.00	1.00	1.00

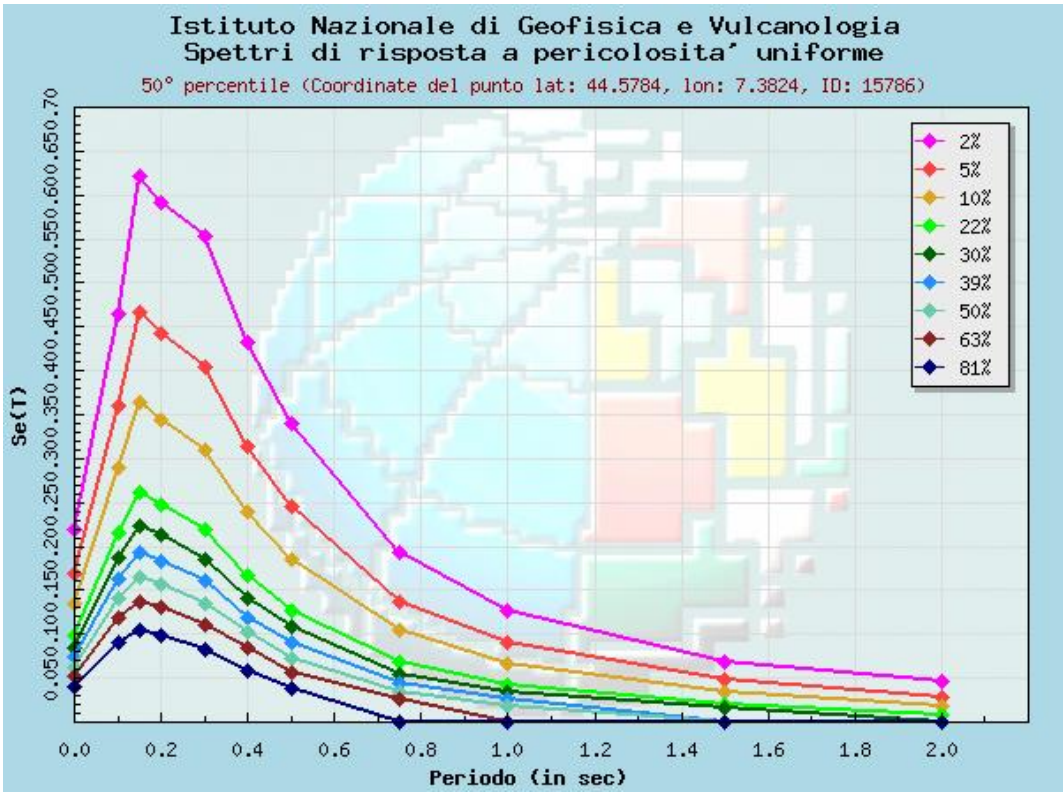


Figura 105: spettri di risposta in accelerazione per diverse probabilità di eccedenza per Brondello (CN) – *esse1*

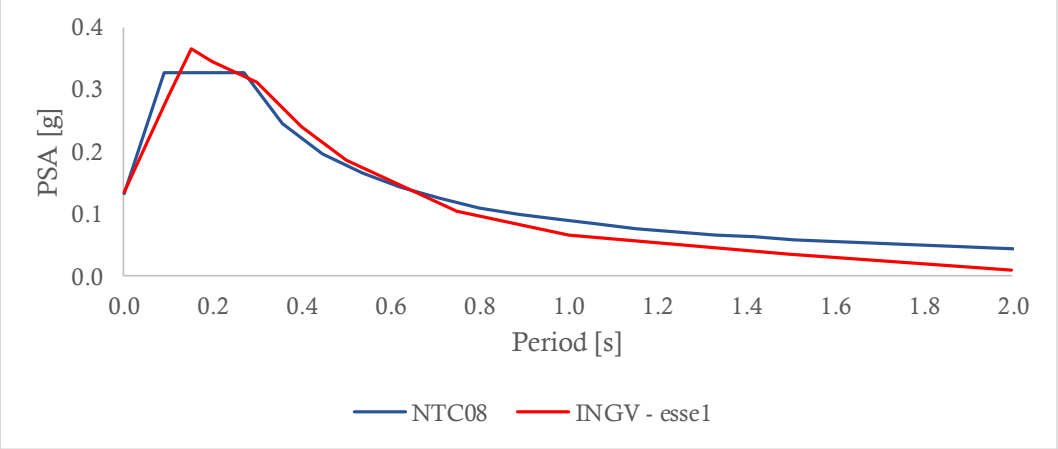


Figura 106: confronto spettro *NTC 08* ed *INGV* – Brondello (CN)

L'analisi probabilistica consente di determinare la probabilità che in una data area ed in un determinato intervallo di tempo si verifichi un terremoto che superi una fissata intensità, magnitudo o accelerazione di picco al suolo. Utilizzando la disaggregazione della pericolosità sismica (*McGuire,1995; Bazzurro & Cornell, 1999*), è possibile valutare i contributi delle diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito. Il grafico di disaggregazione consultato sul portale *esse1* riportato in Figura 107 identifica i terremoti con magnitudo compresa tra 4 e 5.5 e con distanza entro i 20 km come quelli che contribuiscono maggiormente alla pericolosità sismica di Brondello.

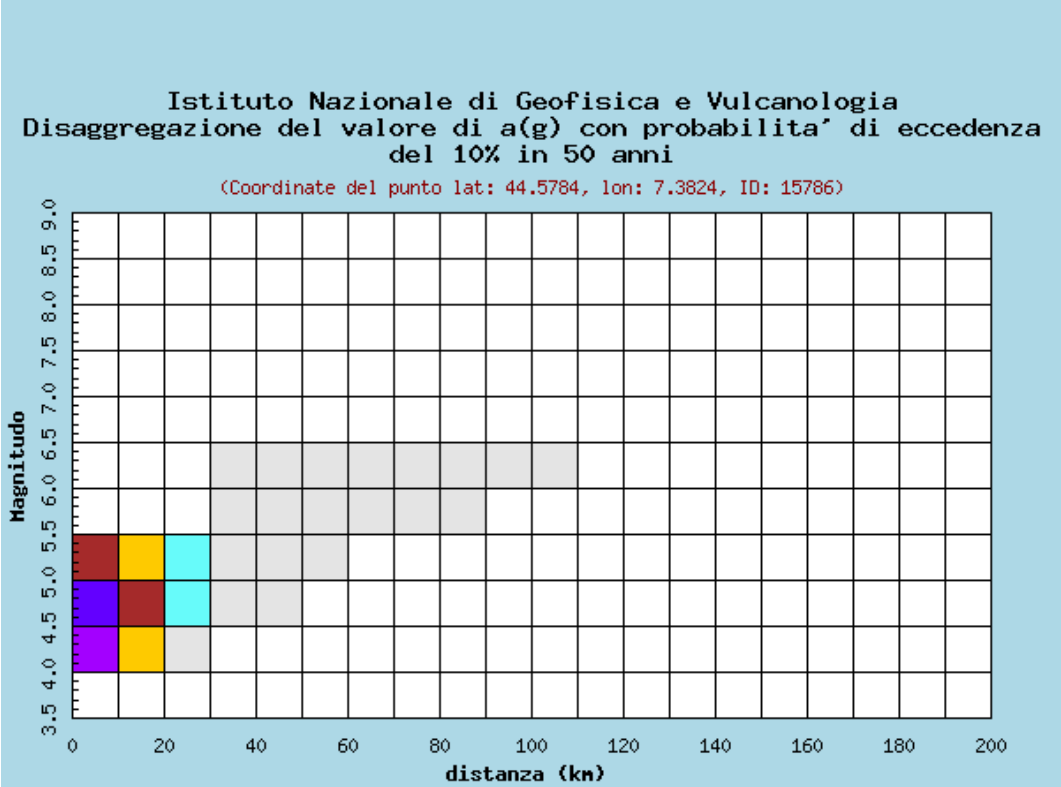


Figura 107: diagramma di disaggregazione Brondello (CN) – *esse1*

Ulteriori informazioni sul tipo di movimento e sulla profondità dell'ipocentro possono essere ricavate dalla zonazione di *Meletti & Valensise (2004)* i cui grafici sono riportate in Figura 12 e Figura 13 e che vedono il Comune del cuneese nella zona in cui il meccanismo di fagliazione è trascorrente e l'ipocentro è identificabile ad una profondità stimata tra gli 8 e i 12 km.

Insieme all'accelerazione al suolo, le informazioni principali che caratterizzano i terremoti per il sito di Brondello sono riportati in Tabella 29. Questi parametri sono importanti per la corretta scelta delle storie di accelerazione di eventi sismici registrati, nei diversi database disponibili a livello italiano ed europeo.

Tabella 29: parametri rappresentativi della disaggregazione di Brondello (CN)

Magnitudo	***Distanza Epicentrale [km]***	***Profondità Ipocentrale [km]***	***Meccanismo***
4.0 ÷ 5.5	0 ÷ 20	8 ÷ 12	Trascorrente

7.2 SCELTA DEGLI ACCELEROGRAMMI – BRONDELLO (CN)

La preselezione delle registrazioni (fase 1) è stata fatta ricercando storie di accelerazione nella banca dati online Engineering Strong Motion (*ESM*) mentre le altre fasi sono state eseguite con l'ausilio di In-Spector.

I parametri sismologici considerati sono quelli ricavati dalla consultazione della mappa interattiva della pericolosità sismica fornita dall'*INGV*. La magnitudo costituisce il parametro più importante in quanto influenza fortemente il contenuto in frequenza e la durata del moto sismico, mentre la distanza epicentrale condiziona sensibilmente l'ampiezza del moto. I parametri sismogenetici utilizzati per la ricerca sulla banca dati *ESM* sono riportati in Tabella 30.

Tabella 30: parametri di ricerca per il database *ESM* per Brondello

Magnitudo	***Epicentro [km]***	$a_{g,max}\left[\frac{cm}{s^2}\right]$	***Classe EC8***	***Ipocentro [km]***	***Meccanismo***
4 ÷ 6.5	0 ÷ 40	80 ÷ 200	A ÷ A*	6 ÷ 15	qualsiasi

La ricerca all'interno del database ha fornito tredici registrazioni compatibili con i parametri di ingresso, le cui caratteristiche sono riportate in Tabella 31. Importando le storie di accelerazione in ambiente In-Spector, è possibile trovare la miglior corrispondenza con lo spettro target di normativa andando a variare il fattore di scala dei singoli spettri ottenuti dalle registrazioni importate.

Il periodo fondamentale della diga può essere calcolato tramite la relazione empirica riportata in Equazione 44 che restituisce un valore prossimo a 0.1 secondi, zona delle strutture a comportamento rigido.

Tabella 31: eventi compatibili con la ricerca nel database ESM - Brondello

Zona e data evento	*Staz.*	*Epic. [km]*	*Ipoc. [km]*	PGA_{corr} $\left[\frac{cm}{s^2}\right]$	M_w / M_L	*EC8*
Centro Italia 18/01/2017	IV.T1212	15.8	8.7	191.69	5.4 / 5.4	A*
Centro Italia 01/11/2016	IT.MMO	18.7	8.3	183.44	4.8 / 4.7	A*
Centro Italia 03/09/2016	IT.CLO	3.6	8.3	161.67	4.3 / 4.4	A*
Cosenza 25/10/2012	IT.VGG	10.7	9.7	123.77	5.2 / 5.0	A*
Centro Italia 12/11/2016	IT.FCC	4.1	9.8	123.12	4.1 / 4.2	A*
Centro Italia 07/04/2009	IT.AQP	1.4	7.2	116.36	4.5 / 4.3	A*
Centro Italia 03/09/2016	IV.T1242	3.7	8.3	106.46	4.3 / 4.4	A*
Centro Italia 01/11/2016	IV.T1245	15.5	8.3	105.94	4.8 / 4.7	A*
Centro Italia 27/10/2016	IT.CLO	5.4	9.2	104.78	4.0 / 4.1	A*
Centro Italia 18/01/2017	IT.ACC	16.7	9.2	101.54	5.1 / 5.3	A*
Irpinia 23/11/1980	IT.BSC	28.3	15	94.49	6.9 / 6.5	A
Francia 03/05/2008	RA.PYCA	6.7	11.4	88.30	4	A*
Centro Italia 18/01/2017	IT.TER	35.9	8.9	82.53	5.4 / 5.3	A*

Utilizzando In-Spector, sono stati calcolati gli spettri in accelerazione delle registrazioni elencate e sono stati comparati con lo spettro target di normativa.

Le storie in accelerazioni che meglio descrivono l'analisi di spettro-compatibilità sono riportate in Tabella 32.

Tabella 32: eventi spettro compatibili scalati con In-Spector per Brondello

Staz	a_{max} ***[g]***	F_S	D_{rms}	I_a ***[cm/s]***	d_s ***[s]***	***Strum.***
IV.T1245	0.1404	1.30	0.029	13.26	2.64	D
IV.T1242	0.1324	1.22	0.030	4.17	1.76	D
IT.AQP	0.1789	1.05	0.041	5.89	1.63	D
IT.ACC	0.1708	1.65	0.017	15.74	4.02	D
IV.T1212	0.2970	1.52	0.024	20.53	3.76	D
IT.VGG	0.1552	1.23	0.025	8.52	4.47	D
IT.BSC	0.1348	1.40	0.093	55.95	49.46	A

Negli sezione Allegati C sono riportati gli accelerogrammi scalati dei 7 eventi calcolati con In-Spector. L'evento che presenta la maggior accelerazione è quello registrato in centro Italia dalla stazione IV.T1212.

Lo spettro medio ricavato dalla composizione degli spettri scalati dei 7 eventi scelti è riportato in Figura 73 ed è tutto contenuto all'interno dei limiti di tolleranza del -10% e del +30%.

Si può notare come lo spettro caratteristico dell'evento dell'Irpinia registrato dalla stazione IT.BSC, presenti un'accelerazione spettrale nell'intorno del periodo fondamentale della diga molto inferiore rispetto allo spettro target. Tuttavia, tale evento che compone lo spettro medio, è utile poiché aiuta ad ottenere la spettro-compatibilità per le ascisse con periodo superiore a 0.8 secondi.

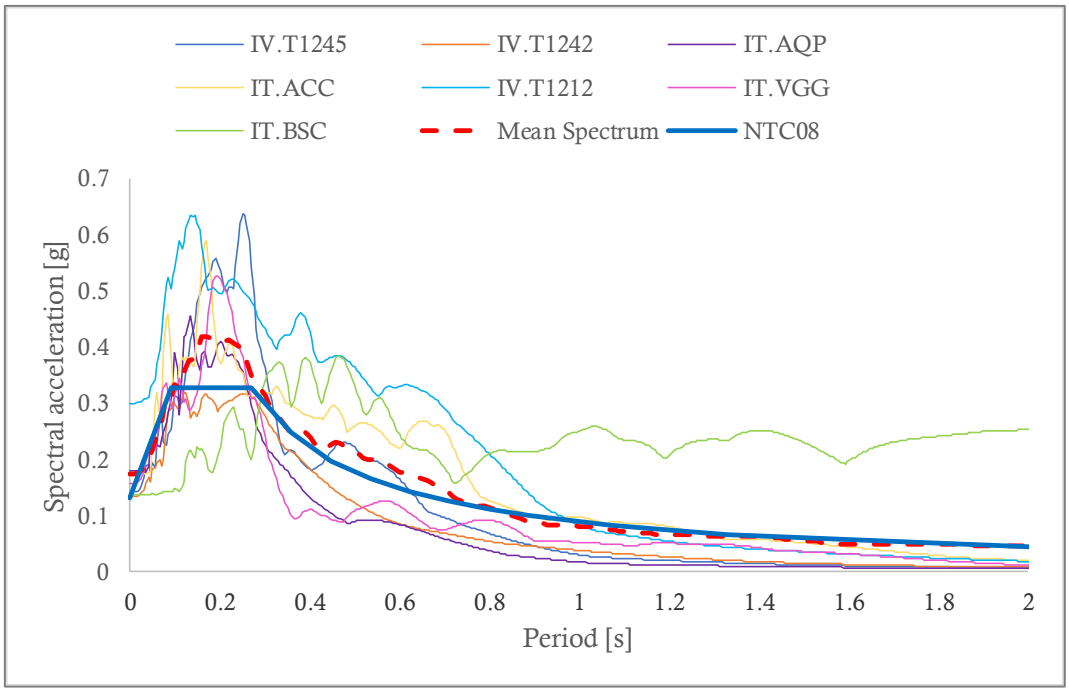


Figura 108: confronto tra spettro medio ricavato dai 7 eventi e spettro di normativa – Brondello

Le storie di spostamento dei 7 eventi scelti sono riportate nella sezione Allegati C, e sono importanti per capire se gli accelerogrammi che verranno usati per le analisi dinamiche sono già stati corretti da possibili derive o se devono essere trattati in modo da eliminare errori di integrazione. In tutti i diagrammi riportati lo spostamento finale risulta nullo, il che indica che le time-history sono state correttamente trattate con baseline correction o filtri a bassa frequenza.

In Figura 109 sono mostrati gli spettri di Fourier caratteristici degli eventi spettro-compatibili di Brondello. Gli spettri hanno un'ampiezza significativa fino a circa 15 Hz e si può evidenziare come i terremoti, a causa dell'effetto filtro passa-basso, subiscano il taglio delle alte frequenze.

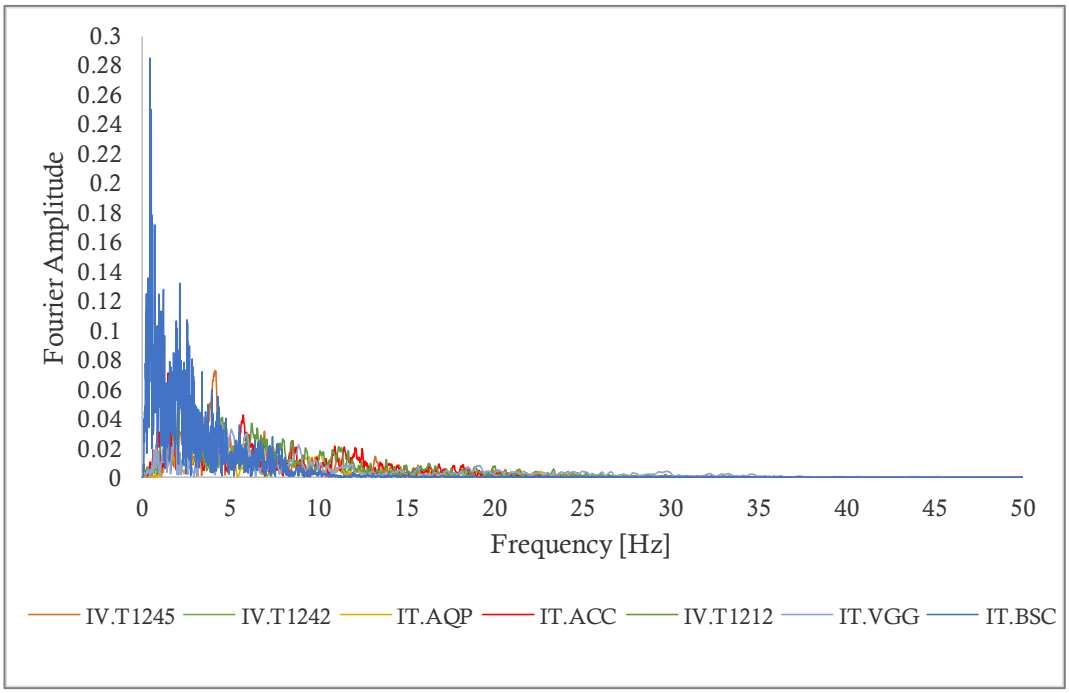


Figura 109: spettri Fourier dei 7 eventi spettro-compatibili - Brondello

7.3 MODELLAZIONE E ANALISI STATICA

La modellazione numerica della diga di Brondello è stata condotta utilizzando Plaxis, software 2D agli elementi finiti che permette di calcolare deformazioni, stabilità, analisi di flusso e analisi dinamiche per diverse opere geotecniche.

È stato scelto di analizzare la sezione in corrispondenza della Strada Provinciale 47, poiché è quella che negli anni ha subito i cedimenti maggiori ed è anche quella che taglia la più importante via di comunicazione del paese. In corrispondenza di questa sezione, inoltre, si ha la presenza sia del muro di sostegno del rilevato della diga che del muro in cemento armato costruito tra il letto del torrente Bronda e la sede stradale. Il modello è stato rappresentato partendo dalle quote e dalle misure riportate in Figura 101 con larghezza pari a 97 metri e altezza massima in sommità al rilevato di 31.25 metri, in modo da non risentire degli effetti di bordo. Per simulare il processo di costruzione e quindi di alterazione del terreno l'analisi è stata divisa in quattro fasi che sono elencate di seguito:

- Fase 0 – condizione iniziale di pendio naturale prima della costruzione dell'opera (Figura 110);
- Fase 1 – costruzione del rilevato e del muro di sostegno in pietrame rinforzato dalla serie di micropali in caso di invaso vuoto (Figura 111);

- Fase 2 – costruzione del muro in cemento armato a sostegno della sede stradale in condizioni di invaso pieno (Figura 112);
- Fase 3 – installazione del dreno sub-orizzontale nel muro di valle e ipotesi di carico veicolare sulla carreggiata in caso di massimo invaso (Figura 113).

La stratigrafia originaria del sito presenta una sovrapposizione di tre diverse classi di suolo che possono essere ordinate dalla più superficiale alla più profonda come sabbia limosa, sabbia e ghiaia, e ghiaia e roccia. Il primo terreno ha uno spessore di circa 1 metro, mentre il materiale sabbioso dello strato sottostante ha uno spessore variabile tra 1.5 metri in corrispondenza del torrente Bronda e gli 8 metri nella zona del bacino. Lo strato più profondo si estende per una profondità di 15 metri dopo il quale è stata ipotizzata la presenza del bedrock. Nella Fase 0 e Fase 1 il calcolo è stato eseguito in condizioni di assenza di flusso poiché la falda freatica è stata fissata alla quota dell'alveo del torrente Bronda per tutta la dimensione del modello. Nelle altre due restanti fasi si è eseguito il calcolo considerando il regime di flusso stazionario dovuto alla diversa quota d'acqua presente all'interno del bacino e nel letto del torrente. A causa del dislivello, infatti, viene ad azionarsi un meccanismo di filtrazione che tende a far defluire il liquido presente nell'invaso verso il greto del corso d'acqua. I parametri utilizzati per l'analisi statica per i diversi terreni sono riportati in Tabella 33.

Al modello, per tutte le fasi sopra elencate, sono stati applicate le cerniere sul bordo inferiore mentre agli estremi laterali è stato vincolato solamente lo spostamento orizzontale (carrello in direzione x). Per le analisi di filtrazione è stato impedito totalmente il flusso sul fondo del modello, mentre è stato permesso sui restanti bordi del modello.

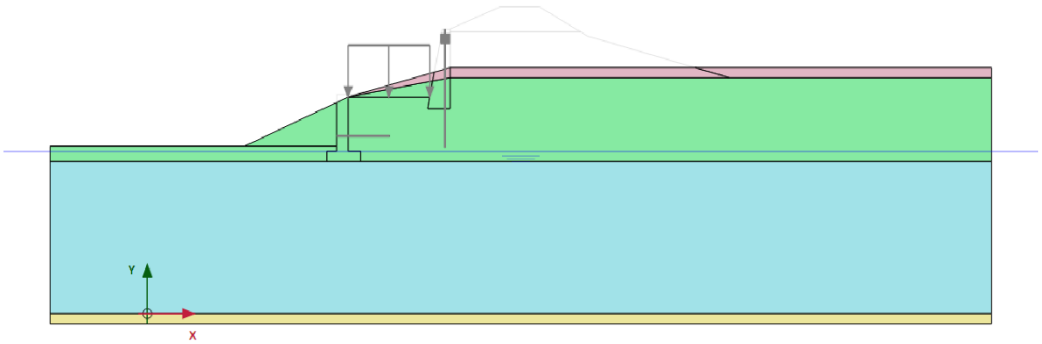


Figura 110: modello Faso 0 – Brondello - Plaxis

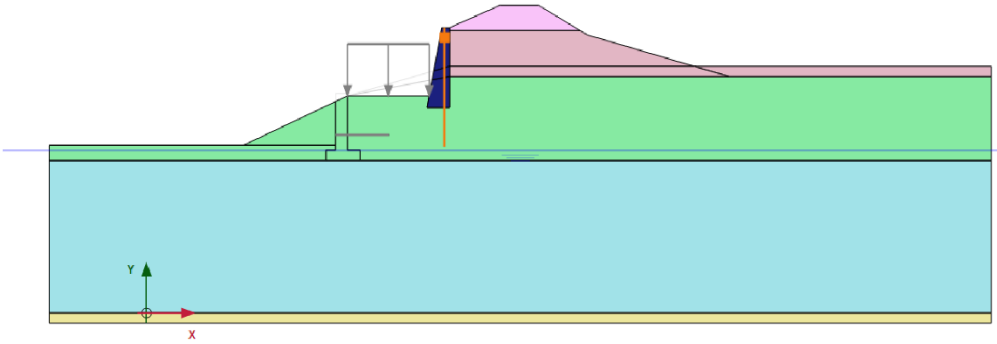


Figura 111: modello Fase 1 – Brondello - Plaxis

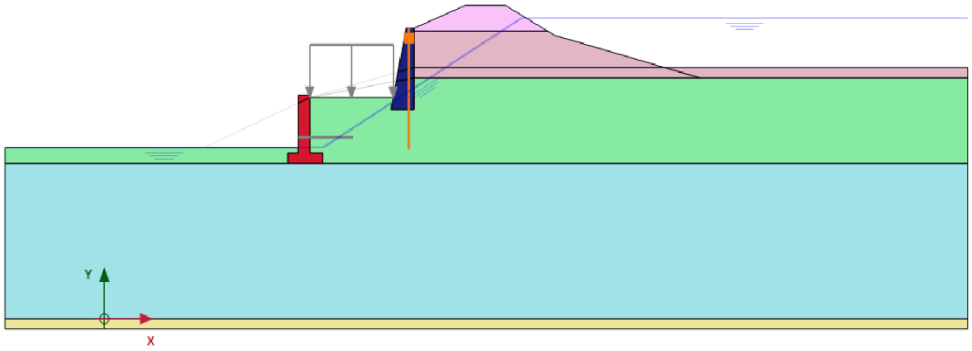


Figura 112: modello Fase 2 – Brondello - Plaxis

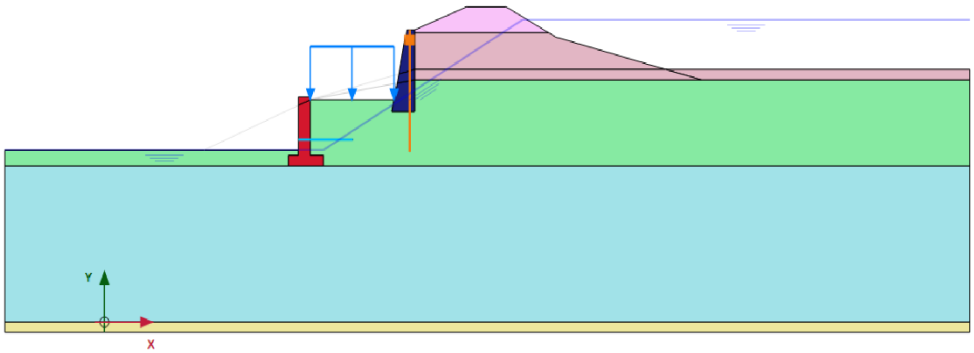


Figura 113: modello Fase 3 – Brondello – Plaxis

Tabella 33: parametri analisi statica e di flusso Brondello (CN)

Parametro	*Riporto limoso*	*Sabbia limosa*	*Sabbia e ghiaia*	*Ghiaia e roccia*	*Bedrock*
Modello	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Elastico lineare
γ_d [kN/m^3]	17.6	14.6	18	19.5	22
γ_{sat} [kN/m^3]	19	17.5	20	21	22
υ [-]	0.30	0.30	0.30	0.27	0.27
c' [kN/m^2]	6	3	0	0	-
ϕ' [°]	28	34	38	42	-
k [m/s]	$4.6 \cdot 10^{-4}$	$4.6 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-2}$	$1 \cdot 10^{-2}$	$1 \cdot 10^{-2}$
V_s [m/s]	220	240	300	400	900
V_p [m/s]	411	449	561	713	1603
G [kN/m^2]	$86.8 \cdot 10^3$	$85.7 \cdot 10^3$	$165.1 \cdot 10^3$	$318.0 \cdot 10^3$	$181.7 \cdot 10^4$
E' [kN/m^2]	$225.8 \cdot 10^3$	$222.9 \cdot 10^3$	$429.4 \cdot 10^3$	$807.8 \cdot 10^3$	$461.4 \cdot 10^4$

Le opere di sostegno sono state schematizzate partendo dal terreno già presente nel modello ed andando a cambiare il tipo di materiale in corrispondenza dell'impronta degli stessi. I due muri sono stati trattati come opere con comportamento elastico lineare e con frontiera impermeabile al flusso d'acqua, mentre per simulare l'attrito muro-terreno è stato applicato un coefficiente R_{inter} pari a 0.67, che corrisponde al valore tipico dei due terzi dell'angolo di resistenza al taglio del terreno. Il micropalo inserito all'interno del muro in pietrame è stato modellato con l'ausilio dell'elemento struttura *"Embedded beam row"* a cui è stato assegnato un comportamento di tipo *"Pile"* con connessione rigida posta in sommità e sezione data dall'opzione tubo circolare cavo. I parametri che descrivono la risposta dei due muri e del palo di rinforzo sono riportati in Tabella 34. Il parametro F_{max} riferito al micropalo si riferisce alla portata di base che l'elemento può trasferire al terreno, mentre d indica il diametro ed s lo spessore.

In corrispondenza della carreggiata stradale, solamente per la Fase 3, è stato attivato un carico distribuito di ampiezza 10 kN/m a rappresentare la sollecitazione statica indotta dal traffico veicolare.

Tabella 34: parametri meccanici delle opere di sostegno

Parametro	***Muro in pietrame***	***Muro in CA***	***Micropalo***
Modello	Elastico lineare	Elastico lineare	Elastico lineare
γ [kN/m^3]	24	24	77
υ [-]	0.15	0.15	-
E' [kN/m^2]	$30 \cdot 10^6$	$30 \cdot 10^6$	$210 \cdot 10^6$
R_{inter}	0.67	0.67	-
d [m]	-	-	0.101
s [m]	-	-	0.01
Interasse [m]	-	-	1.5
F_{max} base [kN]	-	-	100

La discretizzazione è stata fatta in modo da disporre di una alta densità degli elementi nelle zona in cui si ci aspetta un alto gradiente di tensione o flusso e il risultato è riportato in Figura 114.

Per l'analisi di filtrazione i coefficienti di permeabilità sono stati inseriti come metri al giorno e per questo è stato necessario convertire tale grandezza.

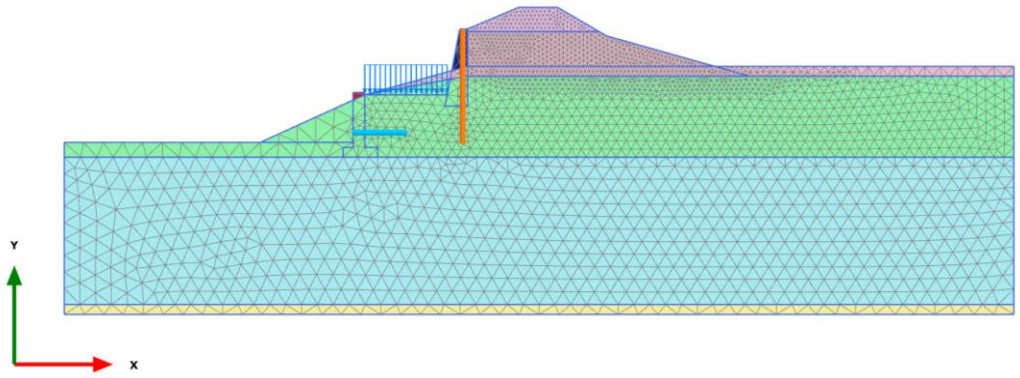


Figura 114: discretizzazione analisi statica Brondello (CN)

La Fase 0 è stata condotta utilizzando l'opzione di calcolo gravitazionale in modo da inizializzare lo stato tensionale naturale all'inizio del processo. Il calcolo delle sovrappressioni è stato impostato di tipo *"Phreatic"*, che valuta il

contributo dell'acqua in base alla posizione della falda e del grado di saturazione del terreno.

Per la Fase 1, invece, è stato scelto il calcolo di tipo plastico con determinazione delle sovrappressioni *"Phreatic"*.

Per la Fase 2 e Fase 3, infine, è stato usato un approccio plastico con calcolo della pressione dell'acqua di tipo *"Steady state groundwater flow"* che effettua la risoluzione della linea piezometrica partendo dalle condizioni idrauliche imposte al modello.

Per valutare il fattore di sicurezza globale dell'opera, al termine delle fasi di calcolo con filtrazione, è stata eseguita l'analisi utilizzando il metodo *Strength Reduction Factor*.

- ***RISULTATI***

In Figura 115 vengono riportati gli spostamenti dovuti alla costruzione del rilevato sorretto dal muro di sostegno calcolati durante la Fase 1. Lo spostamento massimo è collocato in sommità al rilevato e risulta essere pari a circa 3 millimetri.

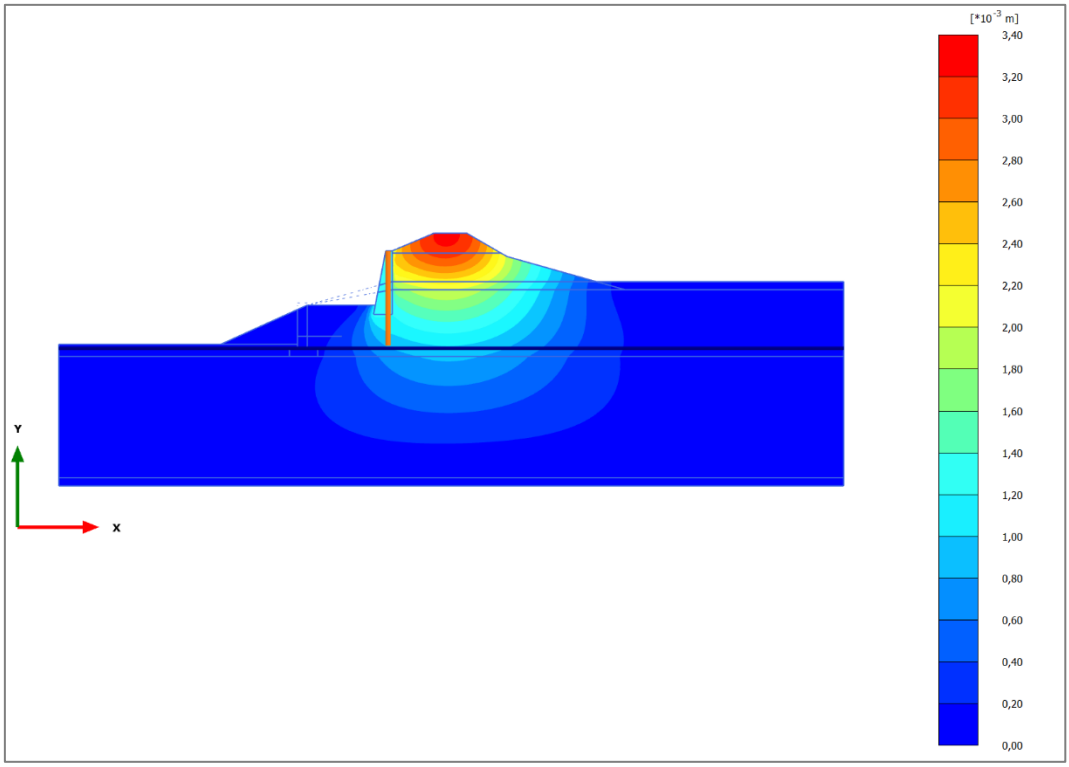


Figura 115: spostamenti Fase 1 - Brondello

I risultati dell'analisi di flusso della Fase 2 (Figura 116) evidenziano come il terreno su cui poggia la carreggiata stradale sia saturo d'acqua e, quindi, è facile comprendere come la spinta a cui è soggetto il muro in cemento armato (in rosso) sia grande. La linea piezometrica parte dal bordo del rilevato con una forte inclinazione poiché la permeabilità dei due strati della diga è relativamente bassa per poi diminuire notevolmente quando incontra lo strato di sabbia ghiaiosa la cui permeabilità è di circa 20 volte più grande. La falda lambisce l'opera a supporto del rilevato (ipotizzata come impermeabile) e risale fino al piano campagna su cui poggia la Strada Provinciale 47. Lo spostamento massimo orizzontale si verifica in corrispondenza della sommità dei due muri di sostegno e risulta pari a circa 2 millimetri. La deformata del modello, infatti, mostra come le due opere siano soggette a una condizione di possibile ribaltamento. Questa configurazione è in linea con i cedimenti subiti dall'opera e giustifica il fatto che nel 2007 è stato deciso di introdurre un dreno sub-orizzontale per allentare la pressione a tergo dell'opera di sostegno. Il coefficiente di sicurezza calcolato in questa fase risulta pari a 1.03, condizione di equilibrio limite compatibile con la configurazione e con il comportamento precedente ai lavori di consolidamento.

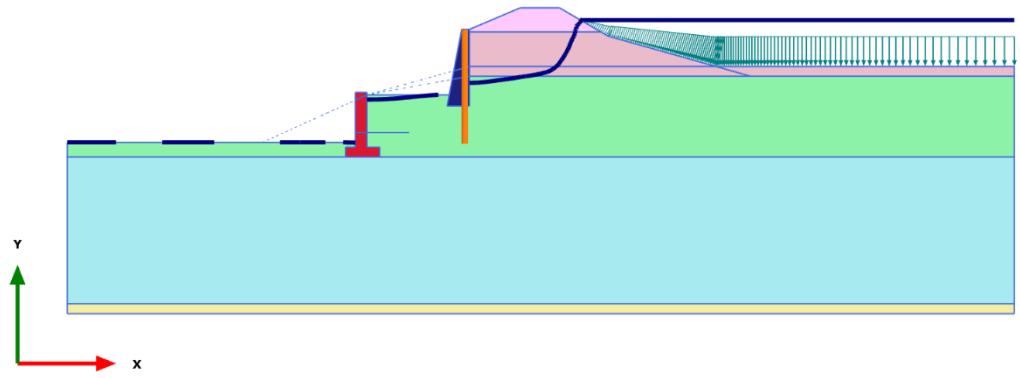


Figura 116: linea piezometrica Fase 2 – Brondello

L'andamento della piezometrica nel caso di invaso pieno e dreno installato nel muro di contenimento in cemento armato (Figura 117) mette in evidenza come il livello dell'acqua venga abbassato nel terreno di fondazione della strada. La falda in questo caso si attesta a una profondità di circa 3 metri rispetto alla banchina stradale. La spinta su emtrambe le opere risulta molto inferiore rispetto alla fase di calcolo precedente. La piezometrica lambisce la fondazione del muro a sostegno del rilevato e successivamente si incanala in direzione del dreno sub-orizzontale. Il cedimento massimo orizzontale è collocato nella zona

superiore del muro in pietrame ed è pari a circa 3 millimetri in direzione opposta a quella del bacino. L'analisi per la determinazione del fattore di sicurezza ha evidenziato che il cinematismo potenzialmente attivabile è quello che porta all'instabilità il volume di terreno a tergo dell'opera di sostegno della diga (Figura 118) e il fattore di sicurezza calcolato risulta pari a 1.32.

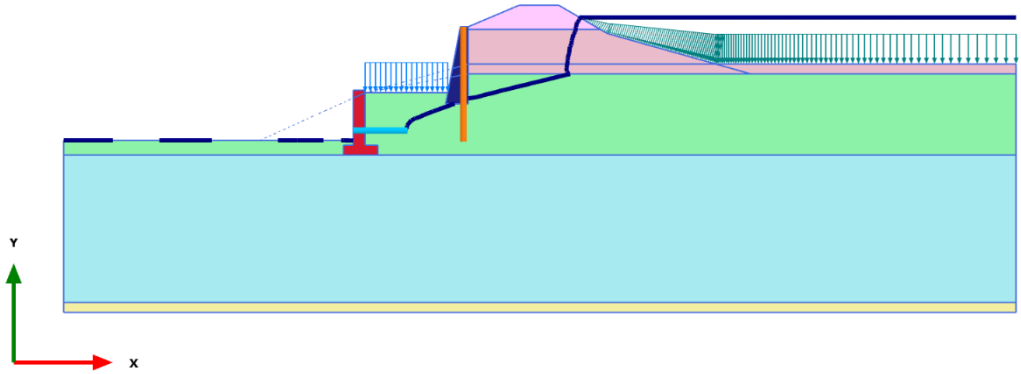


Figura 117: linea piezometrica Fase 3 – Brondello

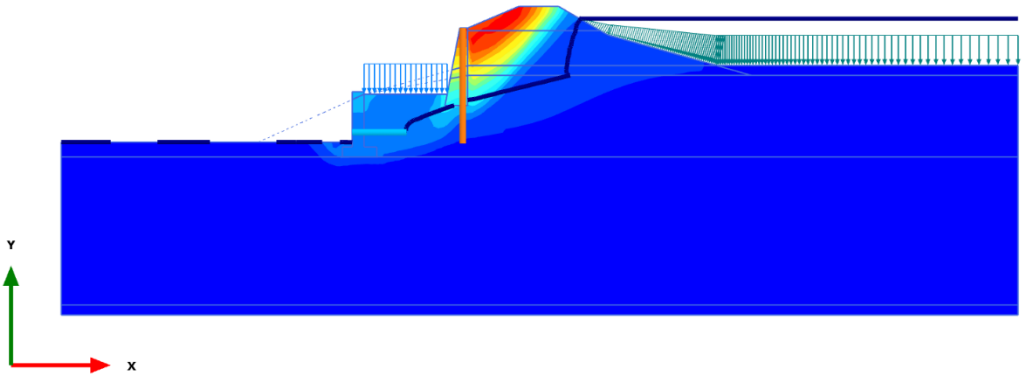


Figura 118: superficie di rottura Fase 3 – Brondello

La filtrazione che si instaura a causa delle diverse quote dell'acqua è mostrata in Figura 119 ed evidenzia come il punto in cui si concentra il flusso è quello in corrispondenza del dreno sub-orizzontale, la cui velocità del flusso è pari a 0.013 m/s.

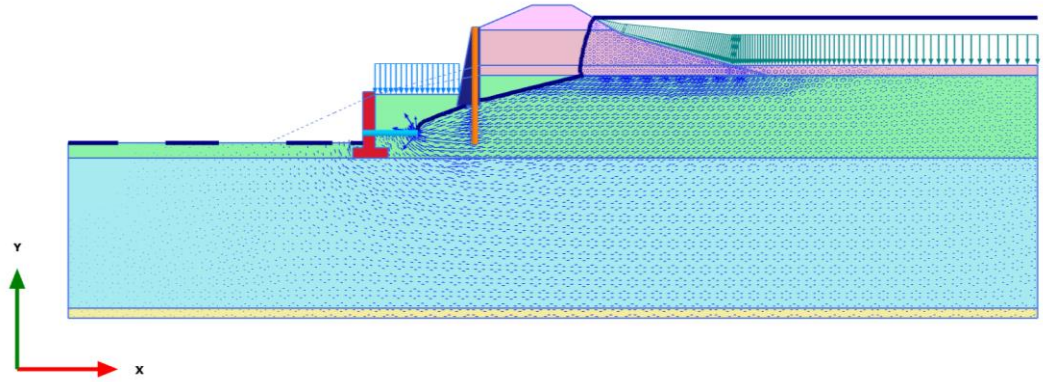


Figura 119: linee di flusso – Diga di Brondello

7.4 CALIBRAZIONE CURVE DI LETTERATURA

Il comportamento del terreno in caso di sollecitazione sismica viene descritto con l'ausilio delle curve di variazione del modulo di rigidezza al taglio che descrivono la variazione del modulo *G* all'aumentare della deformazione. Poiché non si dispone di curve sperimentali ottenute da analisi di laboratorio sul terreno in sito, è stato necessario ricondursi a curve di letteratura costruite per materiali simili a quelli costituenti il terreno e il corpo del rilevato. Inoltre, non essendo nota la velocità di propagazione delle onde di taglio è necessario stimare tale grandezza utilizzando il grafico di *Santamarina (2005)*, che mette in correlazione la velocità delle onde S con due parametri ricavabili dalla Figura 120. L'Equazione 53 fornisce l'espressione analitica per il calcolo della velocità da cui poi è possibile ricavare il modulo di rigidezza al taglio.

Equazione 53

$$V_S = \vartheta \left(\frac{\sigma'_{mean}}{1kPa}\right)^{\beta}$$

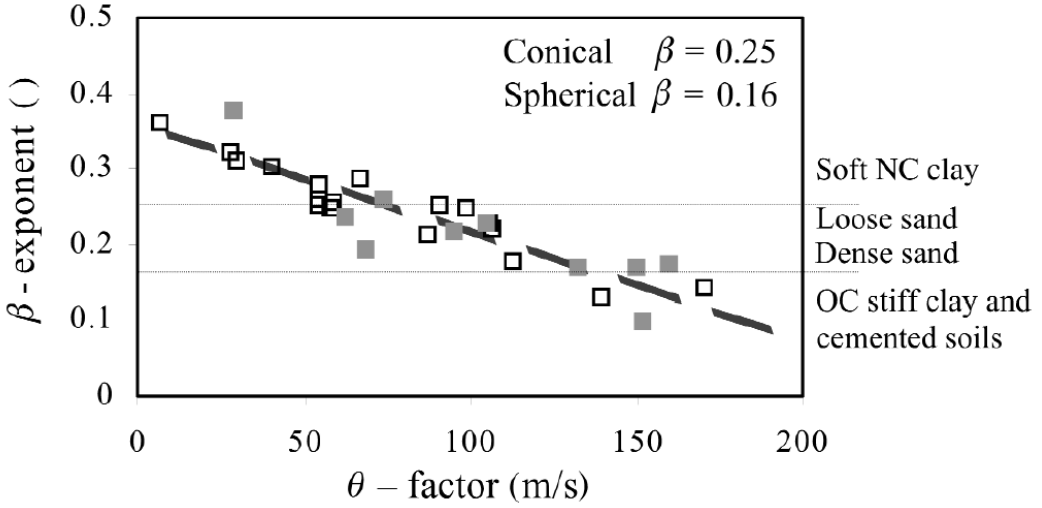


Figura 120: stima della Vs in funzione del tipo di materiale – Santamarina (2005)

Dal grafico di Figura 120 sono state stimate le velocità dei materiali costituenti il riporto limoso, la sabbia limosa e lo strato di terreno composto da sabbia e ghiaia. Il valore di velocità delle onde di taglio per ghiaia e roccia è stato ipotizzato da materiali con caratteristiche fisiche e meccaniche analoghe. I risultati ottenuti dalla procedura sono riportati in Tabella 35.

Tabella 35: stima delle V_s da *Santamarina (2005)*

Terreno	*e*	*ϑ*	V_s *[m/s]*	*G [kN/m²]*
Riporto limoso	0.17	135	220	$86.8 \cdot 10^3$
Sabbia limosa	0.21	105	240	$85.7 \cdot 10^3$
Sabbia e ghiaia	0.18	130	300	$165.1 \cdot 10^3$
Ghiaia e roccia	-	-	400	$318.0 \cdot 10^3$

In seguito alla determinazione della velocità delle onde di taglio vengono riportate nei capitoli successivi le calibrazioni delle curve di variazione per i quattro terreni. La scelta delle curve è stata fatta a partire dalle informazioni granulometriche e fisiche dei materiali presenti in sito.

7.4.1 Calibrazione curva di Vucetic & Dobry (1991) IP=15% per riporto limoso

Lo strato sommitale del rilevato è stato classificato come un riporto limoso con indice di plasticità pari a 15. Il comportamento dei terreni limoso-argillosi è stato studiato da *Vucetic & Dobry (1991)*, i quali hanno descritto la variazione del modulo di rigidezza in funzione dell'indice di plasticità. Per trovare i coefficienti del modello Hardening Soil Small Strain che meglio descrivono tale curva è stata eseguita un'analisi parametrica il cui sunto grafico è riportato in Figura 121. La curva che meglio interpola i punti sperimentali della curva di *Vucetic & Dobry* è quella con deformazione $\gamma_{0.7}$ pari a $2.1 \cdot 10^{-3}$.

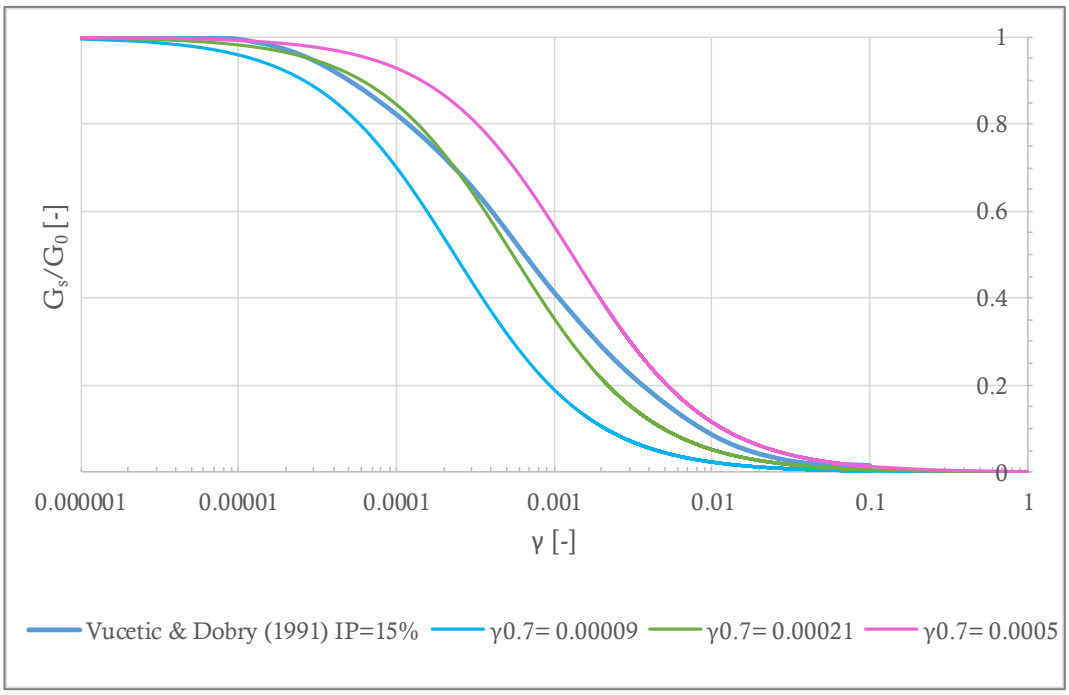


Figura 121: calibrazione curva variazione *Vucetic & Dobry (1991)* – riporto limoso

Il limite superiore dello smorzamento è stato tarato imponendo la deformazione a taglio appena trovata e facendo variare il modulo elastico di unloading-reloading. In Figura 122 sono riportate tre curve generate con diversi valori di E_{ur}, in modo da definire il valore di smorzamento limite del terreno in esame. Il modulo elastico che meglio descrive il comportamento dissipativo del riporto limoso è pari a circa 35000 kN/m^2. Per eliminare il gap di smorzamento a piccole deformazioni tra la curva di letteratura e la curva descritta dall'Hardening Soil Small Strain è stata introdotta un'aliquota di damping di Rayleigh pari alla differenza tra le due curve che in questo caso è circa lo 0.6%.

I parametri utilizzati come input per la descrizione del comportamento non lineare del riporto limoso sono elencati in Tabella 36.

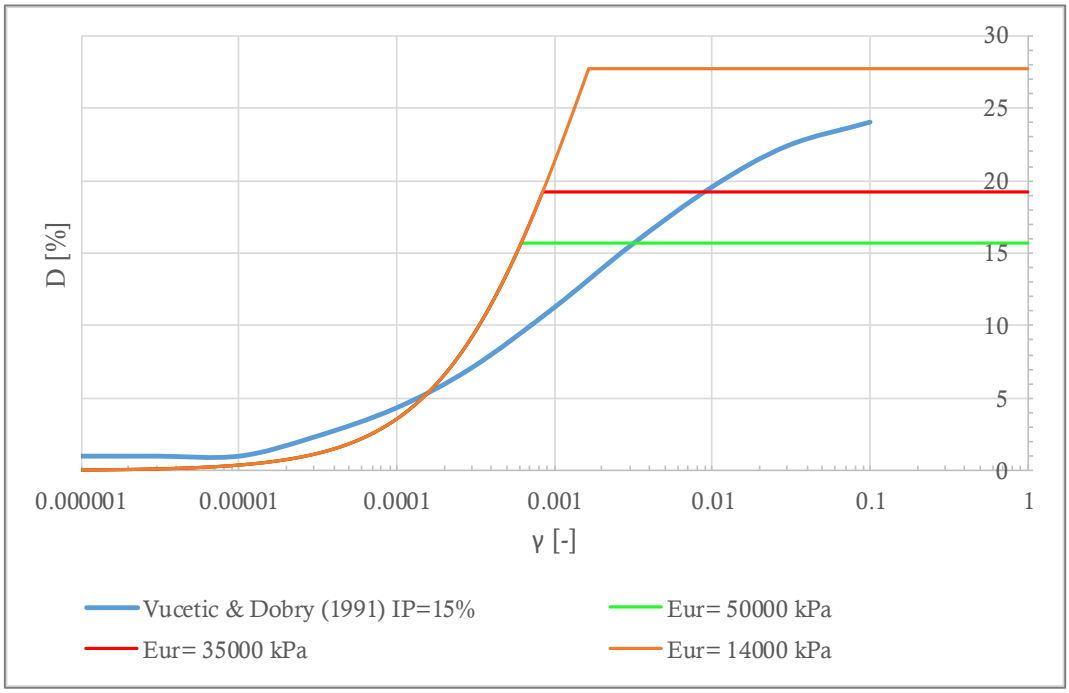


Figura 122: calibrazione smorzamento *Vucetic & Dobry (1991)* – riporto limoso

Tabella 36: parametri input dinamica riporto limoso

Parametro	***Unità misura***	***Rilevato***
Modello	-	HS small strain
γ_d	[kN/m^3]	17.6
γ_{sat}	[kN/m^3]	19
υ	[-]	0.3
c'_{ref}	[kN/m^2]	6
ϕ'	[°]	28
m	[-]	0
Rayleigh α	[-]	0.1566
Rayleigh β	[-]	$0.1724 \cdot 10^{-3}$
E_{50}^{ref}	[kN/m^2]	$16 \cdot 10^3$
E_{oed}^{ref}	[kN/m^2]	$16 \cdot 10^3$
E_{ur}^{ref}	[kN/m^2]	$35 \cdot 10^3$
G_0^{ref}	[kN/m^2]	$86.8 \cdot 10^3$
$\gamma_{0.7}$	[-]	$0.21 \cdot 10^{-3}$
OCR	[-]	1
POP	[-]	0

7.4.2 Calibrazione curva di Vucetic & Dobry (1991) IP=15% per sabbia limosa

La parte inferiore del rilevato della diga è composto da sabbia molto limosa con caratteristiche meccaniche molto simili allo strato più superficiale: l'indice di plasticità dei due terreni, inoltre, è per entrambi pari a 15. Poiché la granulometria rientra nel fuso dei limi sabbiosi è possibile descrivere il comportamento non lineare del materiale con l'ausilio della curva di variazione di *Vucetic & Dobry (1991)*. La calibrazione è stata fatta seguendo i criteri già citati precedentemente, in modo da trovare il valore dei due parametri che meglio interpolano la curva di variazione e quella dello smorzamento. Il valore di deformazione che descrive la curva target è pari a $2.2 \cdot 10^{-3}$ che è molto simile a quella della calibrazione del riporto limoso, poiché hanno caratteristiche fisico-meccaniche analoghe.

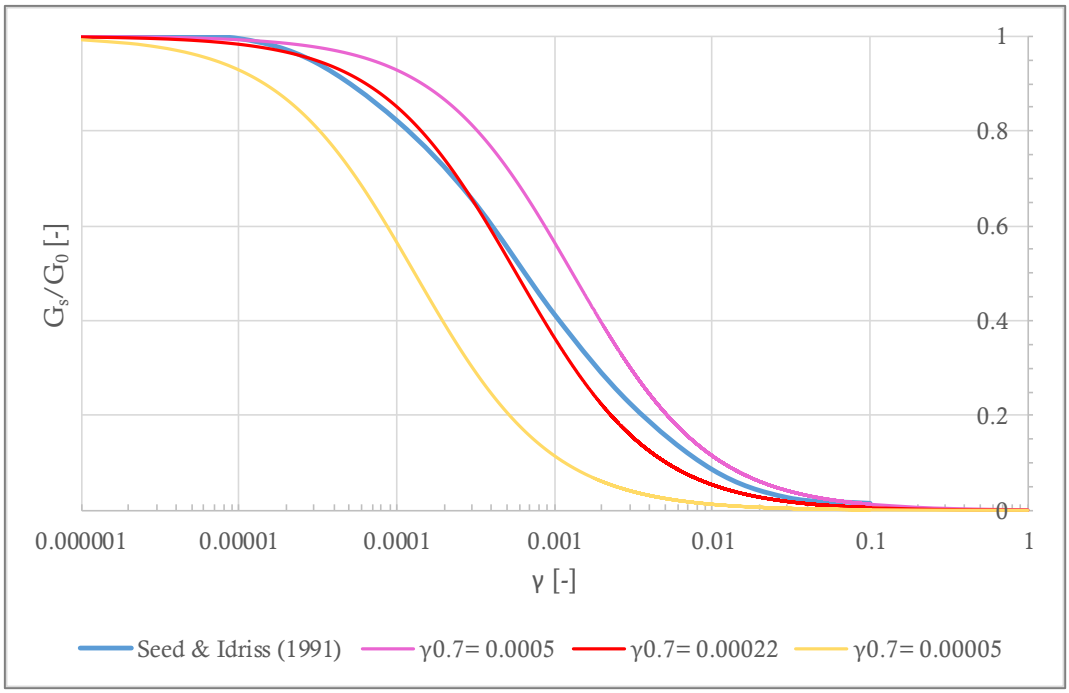


Figura 123: calibrazione curva variazione *Vucetic & Dobry (1991)* – sabbia limosa

Il limite superiore dello smorzamento è tarato sul modulo elastico di unloading-reloading e, poiché la velocità delle onde di taglio è di poco superiore rispetto allo stato più superficiale, la rigidezza dello strato sarà di conseguenza superiore rispetto alla calibrazione del riporto limoso. Il valore di E_{ur} scelto per la descrizione dello smorzamento risulta pari a 38000 kN/m^2, come riportato in Figura 124. Per eliminare il gap di smorzamento a piccole deformazioni tra la curva di letteratura e la curva descritta dall'Hardening Soil Small Strain è stata introdotta un'aliquota di damping di Rayleigh pari alla differenza tra le due curve, che in questo caso è circa lo 0.8%. I parametri utilizzati come input per la descrizione del comportamento non lineare del riporto limoso sono elencati in Tabella 37.

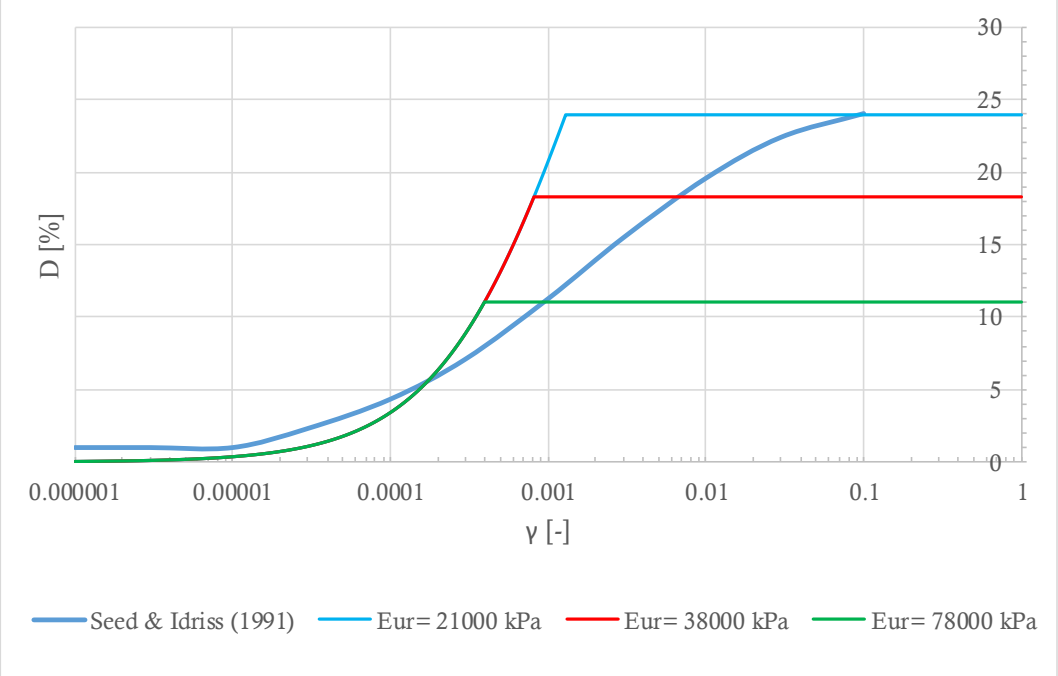


Figura 124: calibrazione smorzamento *Vucetic & Dobry (1991)* – sabbia limosa

Tabella 37: parametri input dinamica sabbia limosa

Parametro	***Unità misura***	***Rilevato***
Modello	-	HS small strain
γ_d	[kN/m^3]	14.6
γ_{sat}	[kN/m^3]	17.5
υ	[-]	0.3
c'_{ref}	[kN/m^2]	3
ϕ'	[°]	34
m	[-]	0
Rayleigh α	[-]	0.2089
Rayleigh β	[-]	$0.2298 \cdot 10^{-3}$
E_{50}^{ref}	[kN/m^2]	$17 \cdot 10^3$
E_{oed}^{ref}	[kN/m^2]	$17 \cdot 10^3$
E_{ur}^{ref}	[kN/m^2]	$38 \cdot 10^3$
G_0^{ref}	[kN/m^2]	$85.7 \cdot 10^3$
$\boldsymbol{\gamma_{0.7}}$	[-]	$0.22 \cdot 10^{-3}$
OCR	[-]	1
POP	[-]	0

7.4.3 Calibrazione curva di Seed & Idriss (1991) Mean Limit

Lo strato di terreno su cui è fondato il corpo diga è composto da una sabbia ghiaiosa il cui comportamento viene descritto facendo riferimento alla curva media di *Seed & Idriss (1991)*. L'analisi parametrica ha restituito che la deformazione $\gamma_{0.7}$ che meglio descrive la curva di letteratura è pari a $1.45 \cdot 10^{-4}$ (Figura 125).

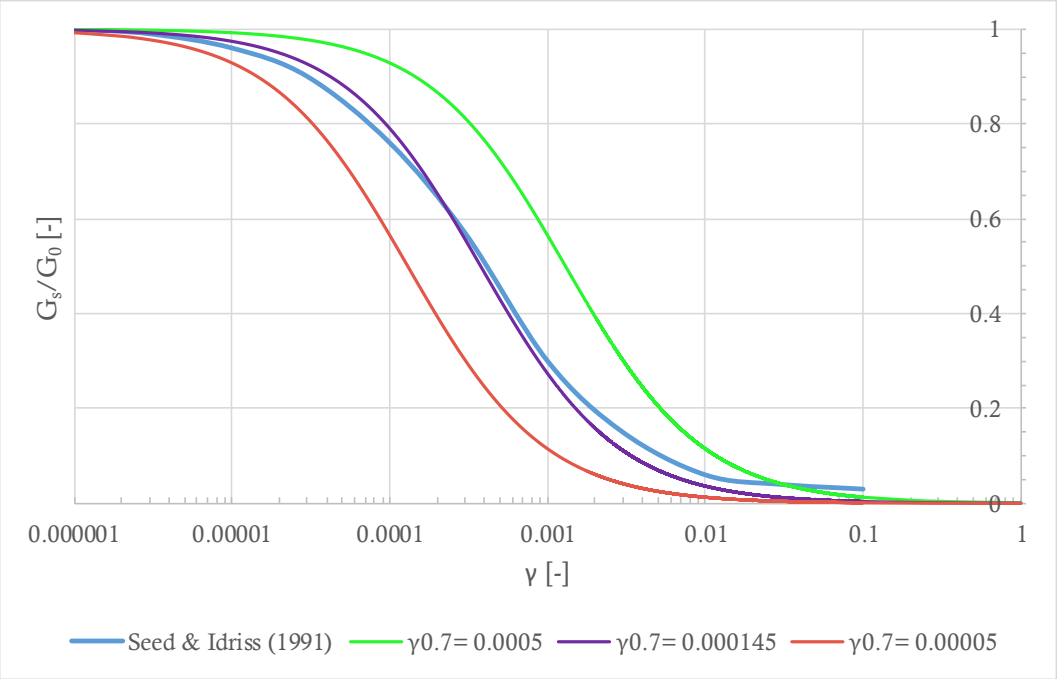


Figura 125: calibrazione curva variazione *Seed & Idriss (1991)* – sabbia ghiaiosa

Il limite superiore dello smorzamento è tarato sul modulo elastico di unloading-reloading. Il valore di E_{ur} scelto per la descrizione dello smorzamento risulta pari a 58000 kN/m^2 come riportato in Figura 126. Per eliminare il gap di smorzamento a piccole deformazioni tra la curva di letteratura e la curva descritta dall'Hardening Soil Small Strain è stata introdotta un'aliquota di damping di Rayleigh pari alla differenza tra le due curve che in questo caso è circa lo 0.3%. I parametri utilizzati come input per la descrizione del comportamento non lineare del riporto limoso sono elencati in Tabella 38.

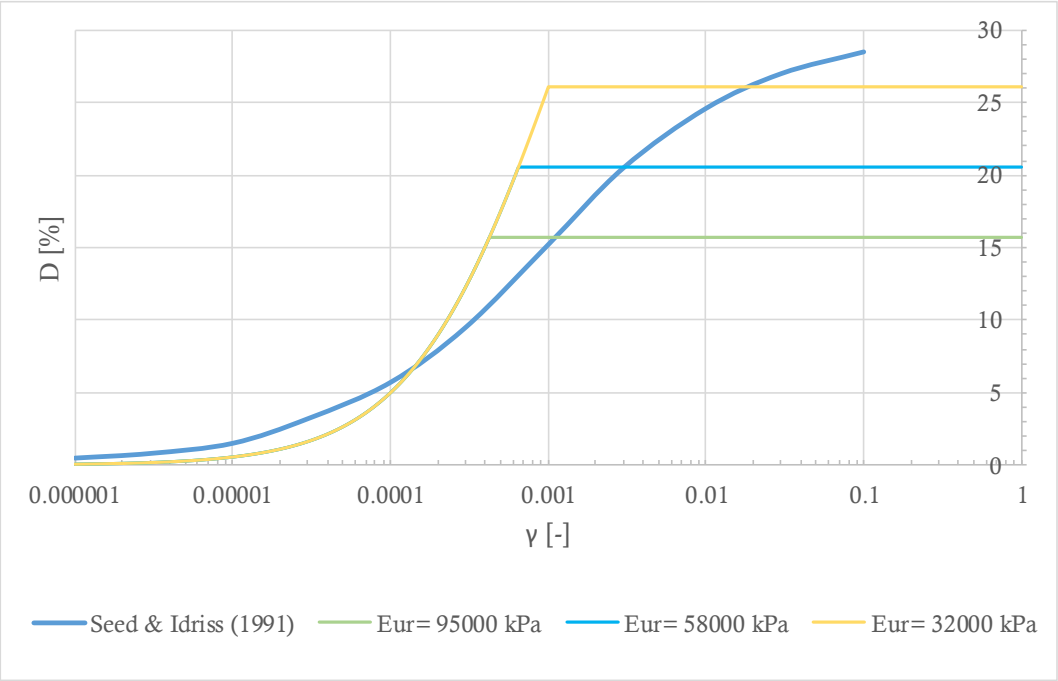


Figura 126: calibrazione smorzamento *Seed & Idriss (1991)* – sabbia ghiaiosa

Tabella 38: parametri input dinamica sabbia ghiaiosa

Parametro	***Unità misura***	***Rilevato***
Modello	-	HS small strain
γ_d	[kN/m^3]	18
γ_{sat}	[kN/m^3]	20
υ	[-]	0.3
c'_{ref}	[kN/m^2]	0
ϕ'	[°]	38
m	[-]	0
Rayleigh α	[-]	0.07832
Rayleigh β	[-]	$0.0862 \cdot 10^{-3}$
E_{50}^{ref}	[kN/m^2]	$25 \cdot 10^3$
E_{oed}^{ref}	[kN/m^2]	$25 \cdot 10^3$
E_{ur}^{ref}	[kN/m^2]	$58 \cdot 10^3$
G_0^{ref}	[kN/m^2]	$165.1 \cdot 10^3$
$\boldsymbol{\gamma_{0.7}}$	[-]	$0.145 \cdot 10^{-3}$
OCR	[-]	1
POP	[-]	0

7.4.4 Calibrazione curva di Rollins (1998)

Lo strato di terreno più profondo è composto da una ghiaia e roccia fratturata il cui comportamento viene descritto facendo riferimento alla curva di *Rollins (1998)*. L'analisi parametrica ha restituito che la deformazione $\gamma_{0.7}$ che meglio descrive la curva di letteratura è pari a $0.17 \cdot 10^{-3}$ come mostrato in Figura 127.

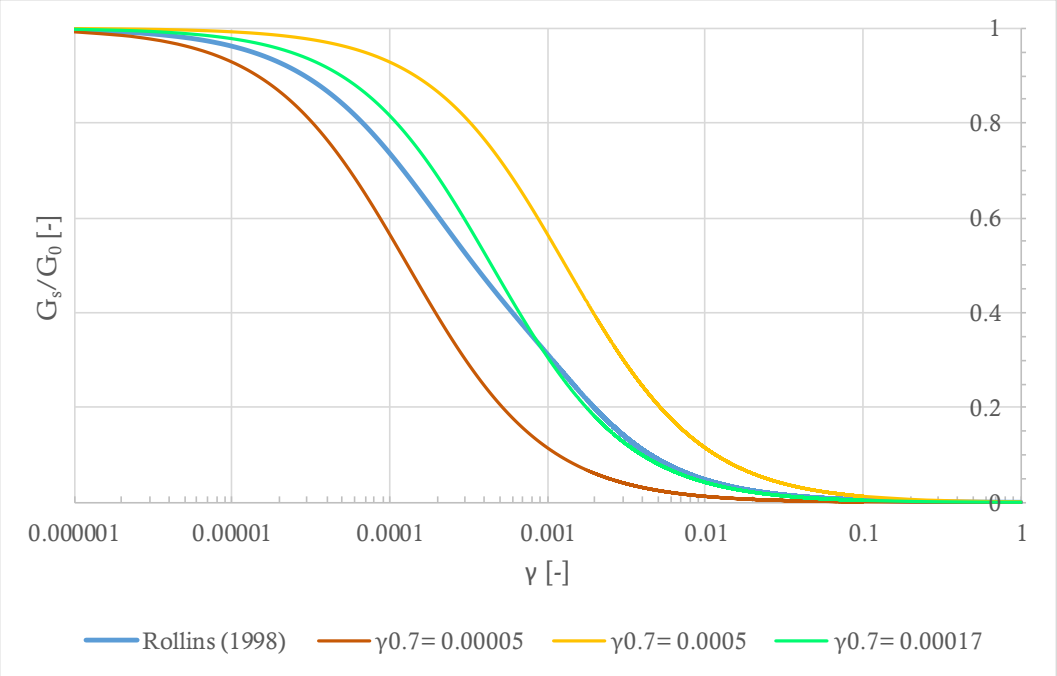


Figura 127: calibrazione curva variazione *Rollins (1998)* – ghiaia e roccia

Il limite superiore dello smorzamento è tarato sul modulo elastico di unloading-reloading. Il valore di E_{ur} scelto per la descrizione dello smorzamento risulta pari a 150000 kN/m^2 come riportato in Figura 128. Per eliminare il gap di smorzamento a piccole deformazioni tra la curva di letteratura e la curva descritta dall'Hardening Soil Small Strain è stata introdotta un'aliquota di damping di Rayleigh pari alla differenza tra le due curve che in questo caso è circa lo 0.8%. I parametri utilizzati come input per la descrizione del comportamento non lineare del riporto limoso sono elencati in Tabella 39.

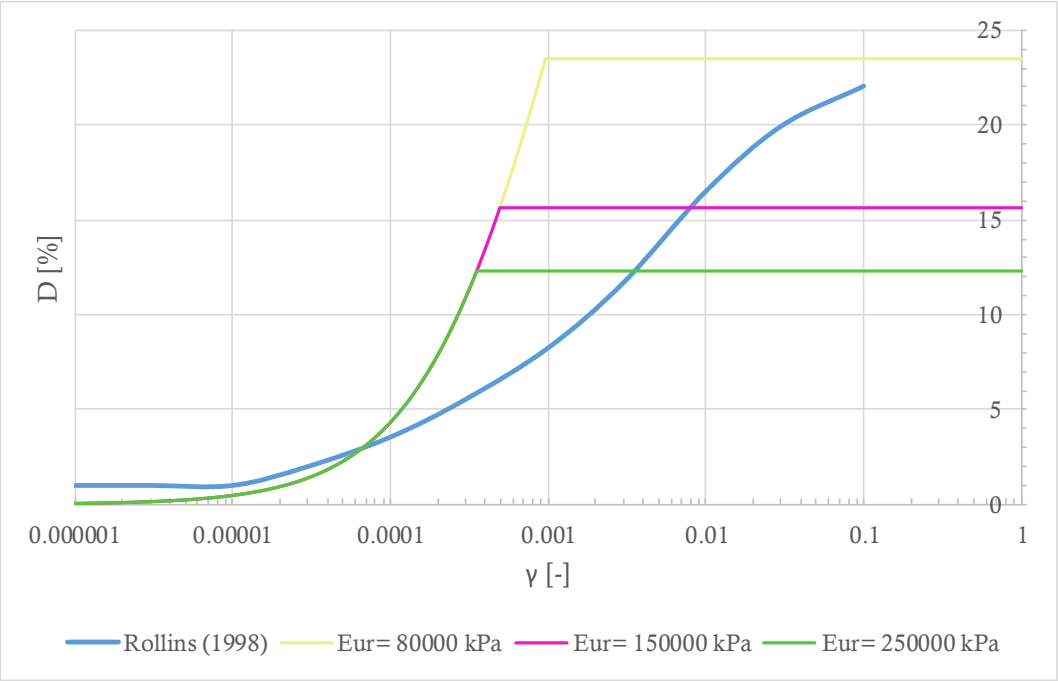


Figura 128: calibrazione smorzamento *Rollins (1998)* – ghiaia e roccia

Tabella 39: parametri input dinamica ghiaia e roccia

Parametro	***Unità misura***	***Rilevato***
Modello	-	HS small strain
γ_d	[kN/m^3]	21
γ_{sat}	[kN/m^3]	19.5
υ	[-]	0.27
c'_{ref}	[kN/m^2]	0
ϕ'	[°]	42
m	[-]	0
Rayleigh α	[-]	0.2089
Rayleigh β	[-]	$0.2298 \cdot 10^{-3}$
E_{50}^{ref}	[kN/m^2]	$45 \cdot 10^3$
E_{oed}^{ref}	[kN/m^2]	$45 \cdot 10^3$
E_{ur}^{ref}	[kN/m^2]	$150 \cdot 10^3$
G_0^{ref}	[kN/m^2]	$318.0 \cdot 10^3$
$\boldsymbol{\gamma_{0.7}}$	[-]	$0.17 \cdot 10^{-3}$
OCR	[-]	1
POP	[-]	0

7.5 MODELLAZIONE E ANALISI DINAMICA

L'analisi dinamica è stata svolta utilizzando il software Plaxis 2D applicando come segnali in input le sette storie spettro-compatibili che sono state definite nei capitoli precedenti. La geometria del modello FEM è invariata rispetto alle analisi statiche, mentre sono state aggiunte due fasi di calcolo dinamico con inizio rispettivamente dopo la Fase 2 (invaso vuoto) e Fase 3 (invaso pieno con filtrazione).

La discretizzazione è stata eseguita andando a rispettare il limite imposto dall'Equazione 30 in funzione della velocità delle onde di taglio e della frequenza massima del sisma. Poiché la velocità delle onde di taglio minima si ha in corrispondenza dello strato sommitale del rilevato e la frequenza massima del sisma è assunta pari a 15 Hz, il lato massimo della mesh all'interno del riporto limoso deve essere inferiore a 1.83 metri. Per soddisfare i limiti imposti sono stati utilizzati coefficienti locali di infittimento della discretizzazione e il risultato della procedura di discretizzazione è riportato in Figura 129. La mesh così ottenuta è composta da 1132 elementi collegati da 2547 nodi con dimensione media di lato pari a 2.16 metri.

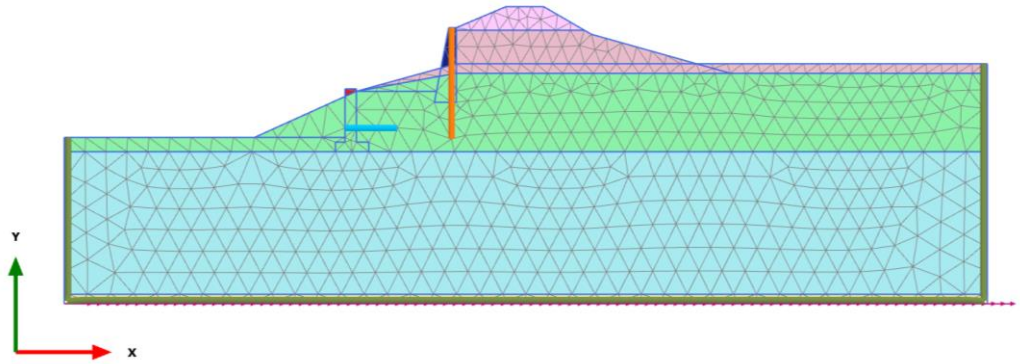


Figura 129: discretizzazione per analisi dinamica Brondello - Plaxis

Le condizioni al contorno assegnate al modello sono quelle descritte nelle analisi 2D, che prevedono l'assegnazione della condizione *"Compliant base"* al bordo inferiore e la condizione *"Free field"* sulla parte esterna del modello con y_{min} e y_{max}: su questi bordi sono state creati gli elementi interfaccia in modo da avere connessione tra le boundary conditions e il modello. Le azioni inerziali dell'acqua presente nell'invaso sono state trascurate poiché incidono per un'aliquota di carico pari al 2.5%, essendo il paramento di monte poco inclinato rispetto all'orizzontale.

I punti ingegneristicamente significativi per l'interpretazione e lo studio del fenomeno sono riportati in Figura 130 e corrispondono al coronamento, in prossimità della carreggiata stradale, al punto centrale dell'invaso, all'affioramento roccioso nei pressi della diga e subito in prossimità del bedrock. Questi punti sono importanti per capire quanto e dove il segnale viene amplificato o deamplificato e ci permettono di fare confronti sulla stabilità dell'opera.

Riferendosi alla sommità del rilevato, inoltre, è possibile andare a stabilire dei parametri di controllo per la verifica dell'opera. Come consigliato da *Albano (2014)* è utile confrontare il cedimento residuo sofferto dal rilevato con il franco idraulico in modo da verificare che l'acqua non fuoriesca dall'invaso, il rapporto di cedimento definito come il rapporto tra lo spostamento verticale massimo in cresta e l'altezza della diga (S/H) e l'amplificazione (o deamplificazione) subita dalla time-history nel punto più alto dell'opera.

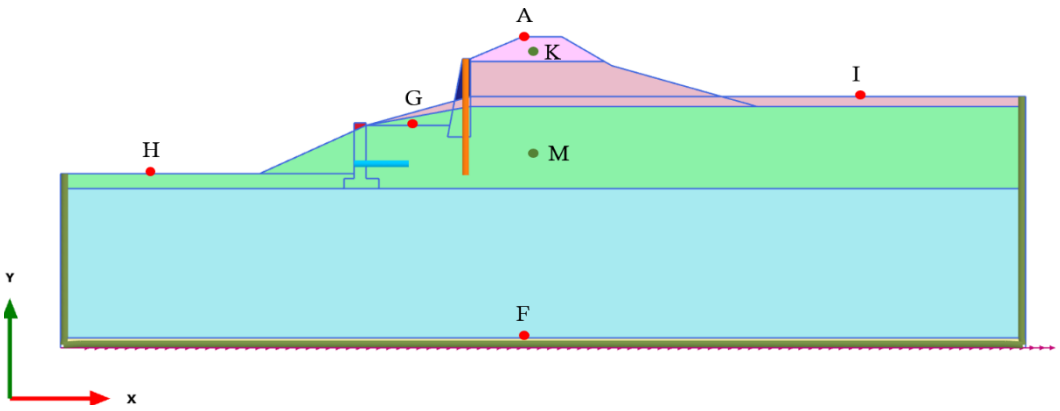


Figura 130: punti di controllo analisi dinamica Brondello

- ***RISULTATI***

Il segnale registrato in cresta al rilevato per tutte e sette le registrazioni in input, è risultato amplificato con un fattore compreso tra le 2 e le 3 volte. L'evento che ha subito un'amplificazione maggiore è quello corrispondente alla stazione IT.VGG il cui fattore risulta pari a 3.07. I fattori di amplificazione calcolati per il coronamento, la superficie e l'invaso sono riportati in Tabella 40. In Figura 131 è riportato il confronto della time-history dell'evento della stazione IT.VGG in corrispondenza della cresta del rilevato, del punto del bacino e al bedrock.

L'accelerazione massima raggiunta nel modello durante l'analisi dinamica nella sezione verticale della diga per i sette eventi è mostrata in Figura 132. L'evento che presenta l'accelerazione maggiore lungo lo sviluppo dell'opera è quello che si riferisce alla registrazione IV.T1245, che vede due picchi di accelerazione in corrispondenza della zona di transizione tra il terreno sabbioso-ghiaioso e il piano di imposta della diga e la sommità del rilevato che arrivano a registrare un valore intorno ai 0.3 g. Le altre registrazioni seguono lo stesso andamento lungo la verticale ma hanno valori di accelerazione inferiore rispetto all'evento menzionato.

Tabella 40: fattori di amplificazione per i diversi eventi – Brondello

Stazione	*FA coronamento (A)*	*FA superficie (G)*	*FA invaso (I)*
IT.AQP	2.38	2.11	1.44
IT.BSC	2.57	2.46	1.80
IV.T1212	2.32	1.64	1.59
IV.T1242	2.62	2.90	1.84
IV.T1245	2.56	2.12	1.57
IT.ACC	2.68	2.19	1.65
IT.VGG	3.07	1.89	1.49

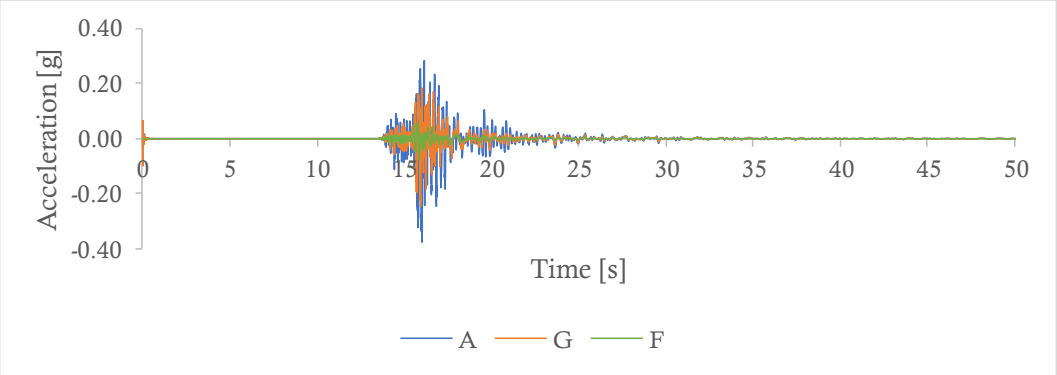


Figura 131: accelerogramma al bedrock, in cresta e al reservoir per l'evento IT.VGG

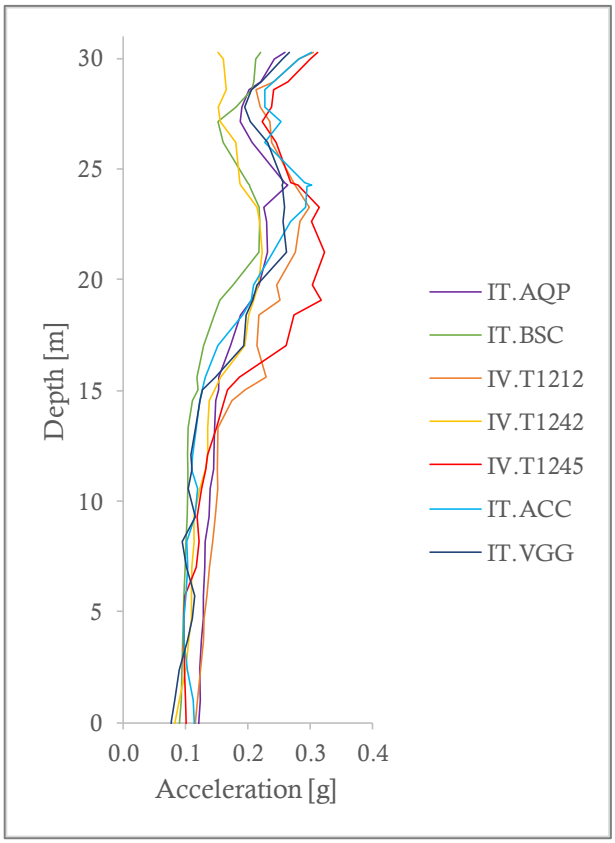


Figura 132: profilo accelerazione massima nell'analisi dinamica sulla perpendicolare della diga

La deformata del modello, riportata in Figura 133, mostra come la spinta del rilevato sul muro tenda a far ribaltare l'opera di sostegno. In termini di spostamenti la zona più critica risulta essere quella del corpo diga nel quale si evidenziano cedimenti in entrambe le direzioni. La stabilità del muro in pietrame è migliorata dalla presenza dei micropali che contribuiscono alla rigidezza dell'opera. Le restanti parti del modello non subiscono spostamenti permanenti evidenti che possano indurre collassi locali.

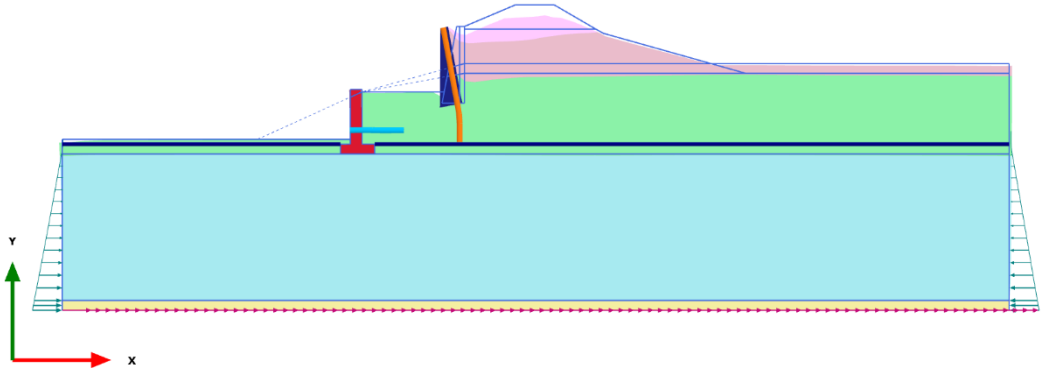


Figura 133: deformata diga di Brondello

La verifica di stabilità dell'opera è condotta in termini di spostamenti residui che il rilevato subisce in seguito all'applicazione del segnale sismico. I massimi spostamenti orizzontali e verticali sono localizzati in corrispondenza del punto A (punto del vertice superiore di valle del rilevato) e provengono dalla fase di calcolo in cui il bacino è stato assunto a invaso pieno (moto di filtrazione). Gli spostamenti nel tempo calcolati sono riportati in Figura 134 ed evidenziano come i sismi con intensità di Arias maggiore provochi danni permanenti superiori rispetto a quelli con energia minore. Il massimo spostamento orizzontale si è registrato per gli eventi delle stazioni IV.T1212 e IV.T1245 e risulta pari a circa 50 millimetri. Vi è da segnalare però che l'evento dell'Irpinia corrispondente alla stazione IT.BSC, che risulta essere quello con contenuto energetico maggiore (55.95 cm/s), non è quello che ha prodotto lo spostamento in assoluto più grande. Questo può essere giustificato dal fatto che lo spettro di risposta in accelerazione dell'evento presenta valori di pseudo accelerazione nella zona a basso periodo (strutture rigide), inferiori rispetto alle altre registrazioni utilizzate in input. È possibile dedurre che, anche se il contenuto energetico dell'evento dell'Irpinia è alto, le accelerazioni a cui è sottoposta l'opera non sono così elevate da indurre spostamenti permanenti dello stesso grado degli altri eventi. Lo spettro infatti è uno strumento che permette di stimare l'accelerazione massima a cui è soggetta un'opera basandosi sul periodo di oscillazione caratteristico.

Le restanti registrazioni hanno indotto uno spostamento orizzontale inferiore a 25 millimetri.

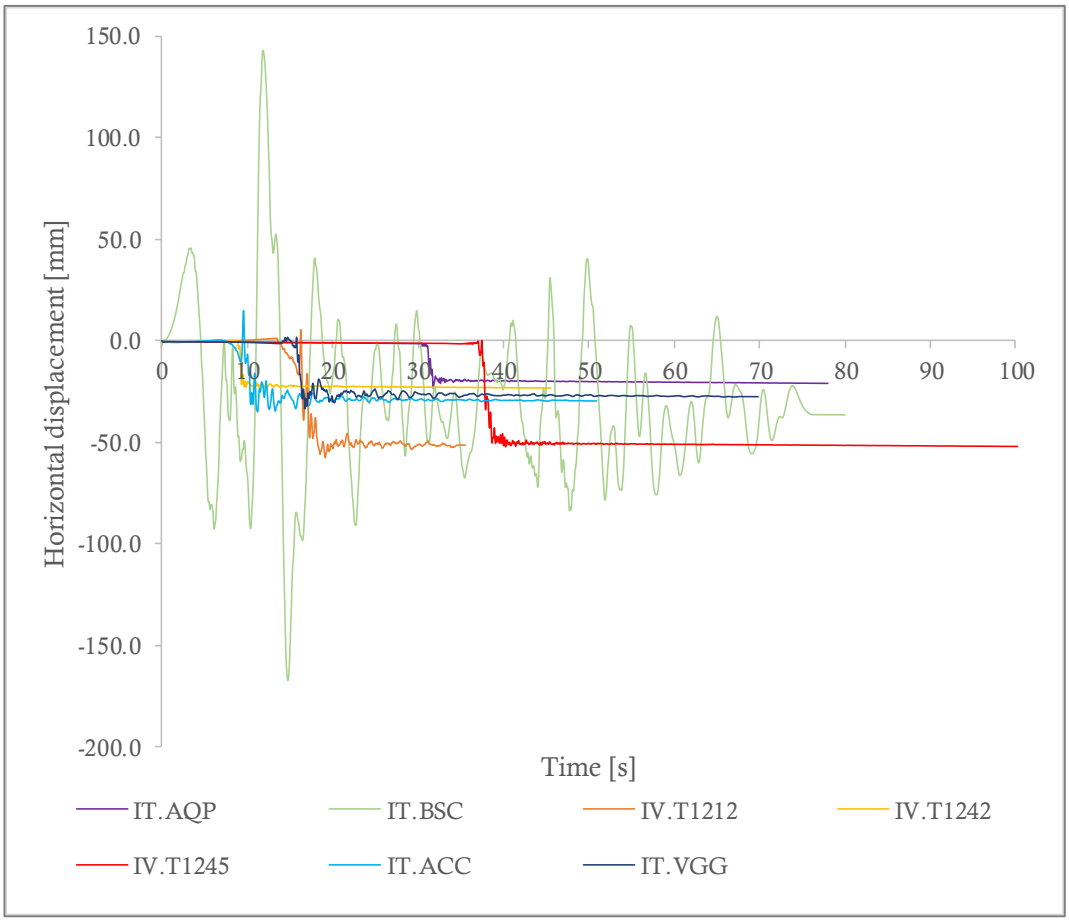


Figura 134: spostamenti orizzontali – Diga di Brondello

In Figura 135 sono riportati le storie di spostamento verticale nel tempo per i 7 eventi mediamente spettro-compatibili. Anche in questo caso studio la condizione più penalizzante in termine di cedimenti verticali risulta essere quella di invaso vuoto poiché viene a mancare l'effetto del confinamento sul paramento interno dovuto alla pressione del liquido. In accordo con i risultati mostrati precedentemente, i massimi cedimenti si verificano sulla cresta dell'invaso per i due eventi denominati IV.T1212 e IV.T1245, con un valore di poco inferiore ai 50 millimetri. Per le restanti storie di accelerazione lo spostamento risulta minore di 30 millimetri.

Gli spostamenti indotti dalla registrazione IT.BSC si sviluppano in due diversi instanti temporali che coincidono con i due picchi di accelerazione presenti nella storia di accelerazione (riportata negli Allegati C). Analogamente all'andamento degli spostamenti orizzontali, l'evento dell'Irpinia con intensità di Arias maggiore non produce i cedimenti più critici in virtù del fatto che per periodi bassi le accelerazioni risultano inferiori rispetto agli altri accelerogrammi.

Il cedimento verticale per tutti i casi analizzati, è risultato inferiore al franco idraulico e quindi la verifica a tracimazione può ritenersi soddisfatta.

Il rapporto di cedimento S/H deve essere inferiore all'1% per soddisfare la verifica allo SLV. L'altezza massima della diga è pari a 6 metri e il rapporto calcolato per i 7 eventi mediamente spettro-compatibili è riportato in Tabella 41: per tutti gli input risulta che la verifica è soddisfatta poiché rapporto di cedimento risulta minore dello 0.85%. Vi è la possibilità che, per gli eventi caratterizzati dai maggiori spostamenti verticali, si possano verificare alcuni danni agli organi di regolazione dell'invaso con il conseguente rilascio di piccole quantità di acqua. Questi danni localizzati agli impianti possono essere assimilati all'uscita della Stato Limite di Danno e possono essere facilmente riparabili non mettono a rischio la funzione e la stabilità dell'opera. L'uscita da tale Stato Limite è ipotizzabile quando il rapporto di cedimento è maggiore dello 0.4%, infatti per 4 degli eventi analizzati vi è il superamento della soglia appena descritta.

Bisogna però tenere in considerazione che l'Hardening Soil Small Strain model non permette di calcolare le sovrappressioni interstiziali causate dall'eccitazione sismica. Per questo è possibile che nei punti al di sotto della falda il comportamento del terreno risulti sovrastimato. Si può però affermare che il rilevato non sia soggetto alla condizione di liquefazione poiché l'alto contenuto di fine è un motivo di esclusione per l'insorgere di tale fenomeno. Per il terreno sabbioso-ghiaioso sarebbe necessario condurre un'analisi con diverso modello costitutivo in modo da poter valutare se le sovrappressioni generate portino all'annullamento delle tensioni efficaci.

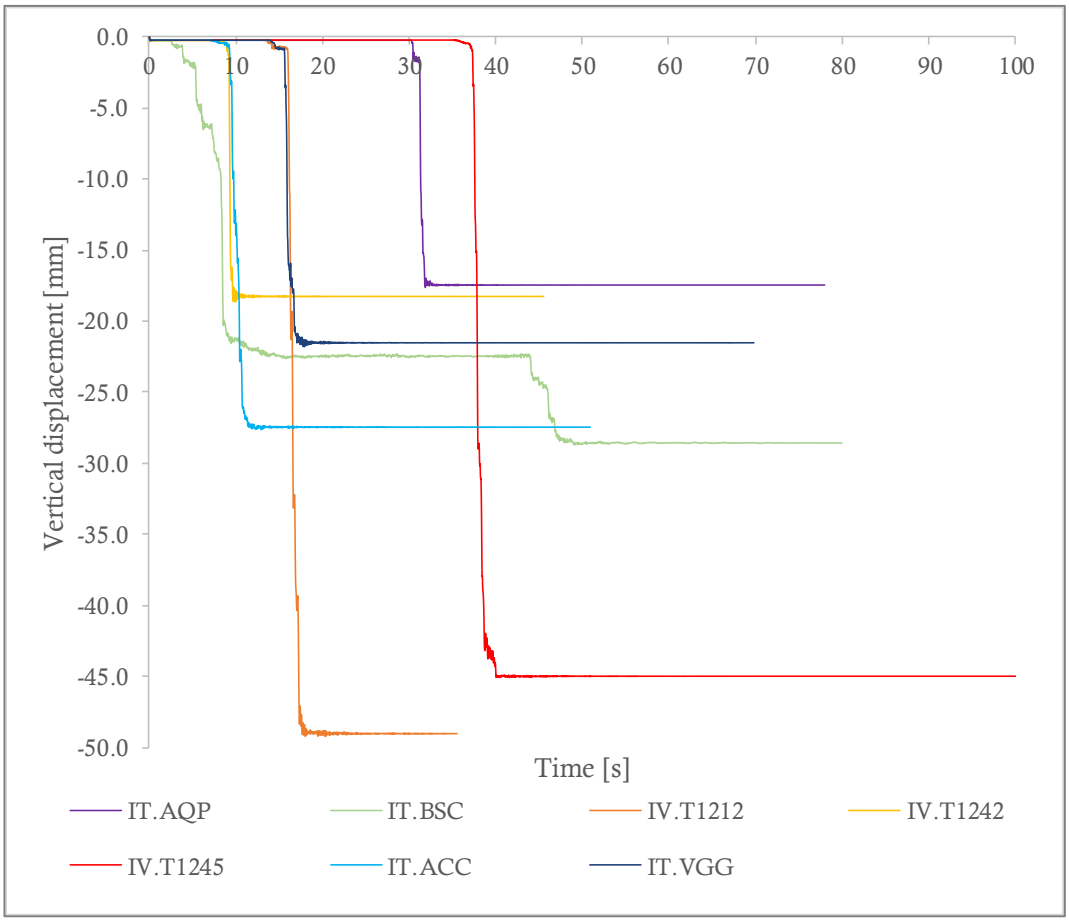


Figura 135: spostamenti verticali – Diga di Brondello

Tabella 41: rapporto di cedimento – Diga di Brondello

Stazione	u_y *[mm]*	*S/H [%]*
IT.AQP	17.46	0.29
IT.BSC	28.57	0.48
IV.T1212	49.03	0.82
IV.T1242	18.26	0.30
IV.T1245	44.99	0.75
IT.ACC	27.46	0.46
IT.VGG	21.53	0.36

In Figura 136 è riportato il profilo di spostamento permanente risultante in corrispondenza dell'asse della diga nel modello con flusso, alla fine degli input sismici assegnati. Si nota come gli eventi più intensi tendano a creare una

superficie di scorrimento collocata negli strati superficiali del rilevato. Lo spostamento decresce con la profondità, fino ad essere quasi nullo in corrispondenza del bedrock.

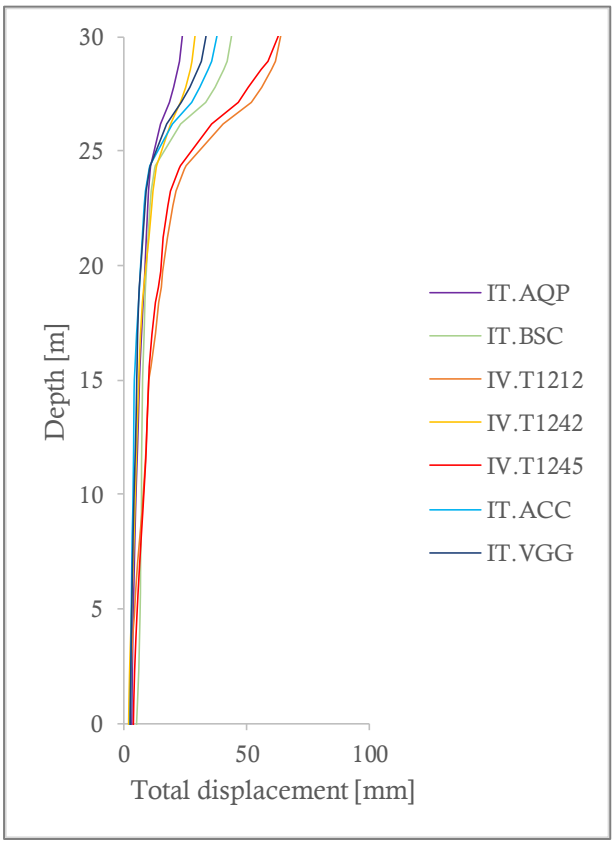


Figura 136: profilo di spostamento permanente in asse alla diga di Brondello

In Figura 137 e Figura 138 sono riportati i percorsi tensionali per la condizione di invaso vuoto e pieno, di un punto all'interno del rilevato (K) e un punto a circa metà strato del deposito sabbioso-ghiaioso (M). Per il rilevato è possibile notare come in assenza di liquido nel bacino le deformazioni di taglio siano molto più grandi rispetto alla condizione di invaso pieno perché viene a mancare l'effetto di confinamento del carico idraulico. Inoltre il punto K è all'interno della massa instabile mobilitata dalla superficie di rottura e per tale motivo raggiunge una deformazione massima di poco inferiore allo 0.0015.

Il punto all'interno dello strato di sabbia e ghiaia raggiunge una deformazione di circa 0.001 per entrambe le condizioni di calcolo poiché è meno influenzato dalla presenza dell'acqua. La deformazione massima raggiunta per i due punti può essere vista come un limite superiore poiché si riferisce all'evento che ha

prodotto le maggiori deformazioni nel modello e per questo, dall'applicazione degli altri accelerogrammi, sono state registrati valori di defromazione inferiori.

Confrontando i valori di deformazione ottenuti con le calibrazioni dell'Hardening Soil small strain model per le quattro curve di letteratura scelte per i terreni si può constatare che, per i due strati che compongono il rilevato, i parametri per gli eventi intensi risultano sovrasmorzati di un'aliquota massima di circa il 4%. Questa differenza vale però solo per gli eventi denominati come IV.T1212 e IV.T1245, ovvero quelli che hanno ottenuto una deformazione maggiore, mentre per le altre storie di accelerazione la calibrazione risulta coerente.

Lo strato di sabbia e ghiaia e quello di ghiaia e roccia non raggiungono deformazioni superiori allo 0.0007 e per questo la calibrazione dei parametri descrive bene il comportamento non lineare nel range di variazione della deformazione.

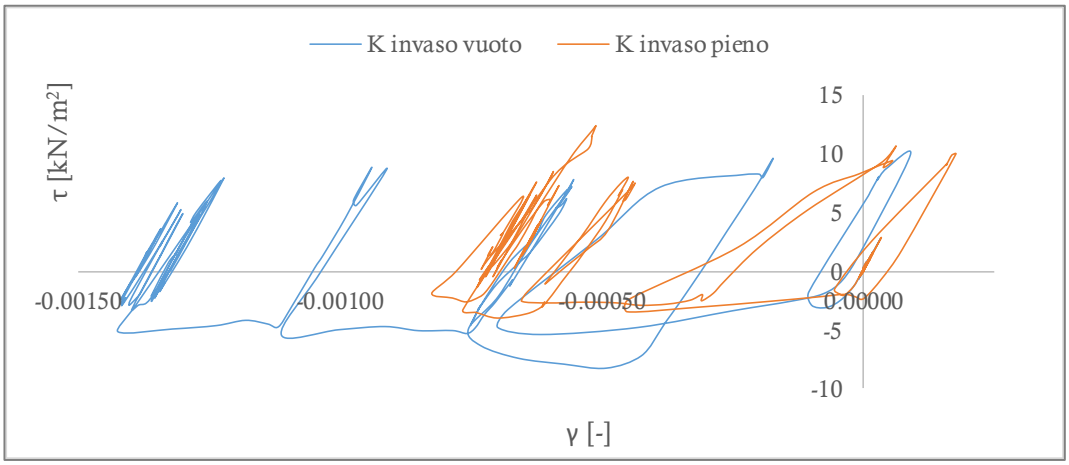


Figura 137: tensione-deformazione rilevato (K) – IV.T1245

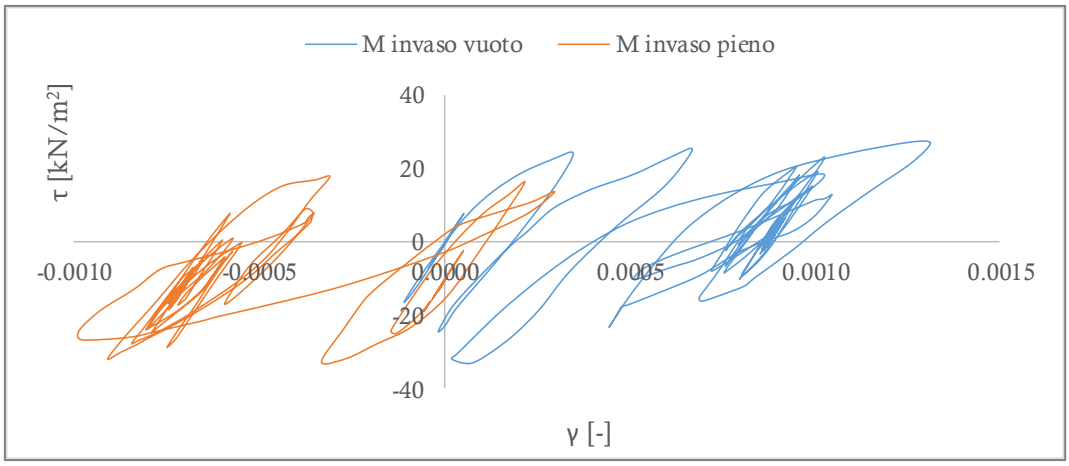


Figura 138: tensione-deformazione sabbia ghiaiosa (M) – IV.T1245

In Figura 139 è riportato a titolo di esempio la deformazione di taglio calcolata in seguito all'applicazione della storia di accelerazione della stazione IV.T1245. Le deformazioni massime si registrano all'interfaccia tra rilevato e muro in pietrame poiché in questa zona avviene lo scorrimento tra i due materiali. Nella zona del rilevato la deformazione massima è mediamente dello 0.0013 mentre per la restante parte del modello risulta essere inferiore allo 0.0005.

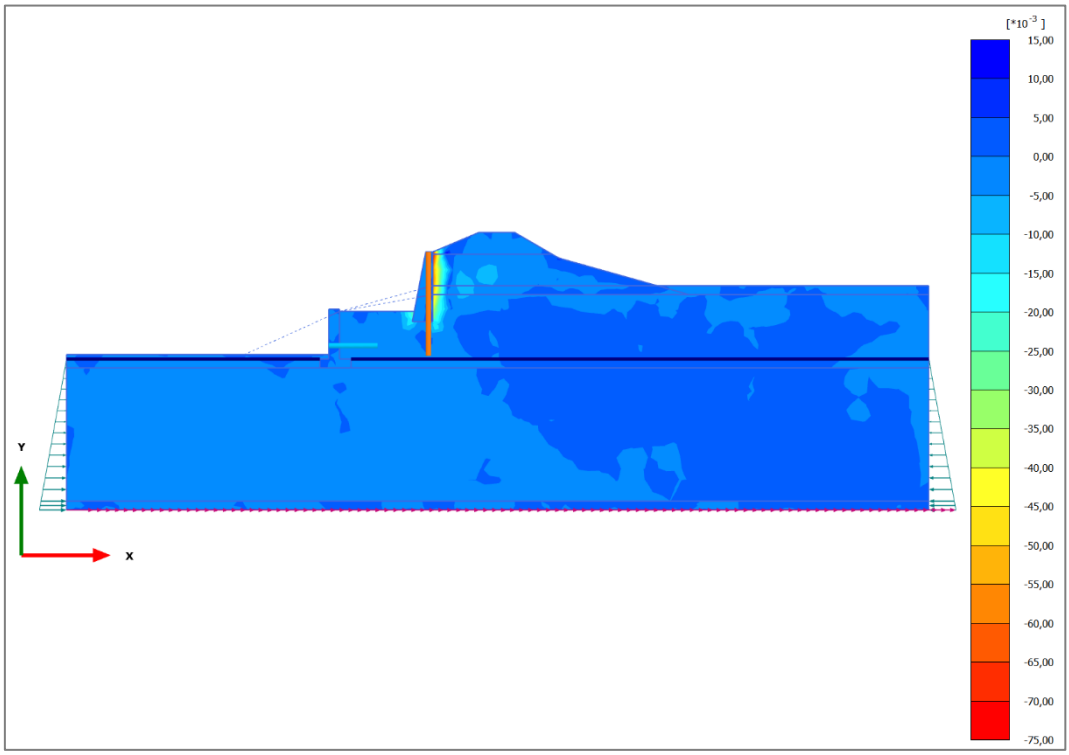


Figura 139: deformazione a taglio IV.T1245 – Diga Brondello

8 CONCLUSIONI

Il comportamento sismico della diga di Rougies (TO) e della diga di Brondello (CN) è stato studiato attraverso analisi avanzate agli elementi finiti, condotte con il codice di calcolo Plaxis 2D che implementa un legame costitutivo capace di descrivere il comportamento non lineare del terreno. Le analisi dinamiche per le due opere sono state eseguite partendo dallo studio della pericolosità sismica dell'INGV dei siti di interesse, vagliando un set di 7 accelerogrammi la cui media risulti spettro-compatibile rispetto allo spettro di normativa calcolato allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Il modello Hardening Soil small strain descrive in maniera appropriata il comportamento non lineare del terreno, è necessario tuttavia verificare che il campo di variazione della deformazione a taglio ottenuto dal calcolo sia compatibile con i range definiti dai parametri ricavati dalla calibrazione delle curve sperimentali o di letteratura. Nel caso in cui le deformazioni eccedano rispetto ai valori della calibrazione, è necessario modificare i dati di input del modello costitutivo. Va osservato che tale modello costitutivo, non valutando la generazione delle sovrappressioni dovute allo scuotimento sismico, esclude l'insorgere della liquefazione nel terreno; tuttavia questo problema può essere trascurato nel caso di rilevati costituiti da terreni con granulometria composta anche da frazione fine, poiché la presenza di tale materiale (in una certa percentuale definita dal fuso granulometrico) comporta l'esclusione dalla verifica a liquefazione.

I risultati ottenuti per le due dighe in materiale sciolto hanno evidenziato che la condizione più gravosa per le verifiche è quella in cui l'invaso viene assunto vuoto. In questa configurazione, infatti, vengono indotti nell'opera i cedimenti verticali maggiori poiché viene a mancare l'effetto di confinamento sul paramento interno della diga fornito dal carico idraulico. La risposta in termini di spostamenti, inoltre, è influenzata fortemente dall'intensità di Arias: maggiore è l'energia del sisma e più grandi sono gli effetti prodotti.

Nelle analisi numeriche condotte con le sette storie di accelerazione relative alla diga di Rougies, si è evidenziato che l'invaso è soggetto ad un cedimento massimo verticale pari a 12 millimetri, che in termini di cedimento residuo (rapporto S/H) corrispondono allo 0.2%. Il valore soddisfa lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (S/H≤1%). Inoltre, l'esito della verifica a tracimazione è positivo poiché lo spostamento verticale risulta inferiore al franco idraulico di progetto (1 metro).

La verifica a rottura del telo di impermeabilizzazione risulta verificata poiché l'elongazione massima raggiunta nell'analisi (4% in trazione) non eccede l'elongazione massima ammissibile del materiale installato in opera (38%).

Le storie di accelerazione registrate in cresta al rilevato hanno subito un'amplificazione compresa tra le 2 e le 3.5 volte l'ampiezza di input dovute al contributo stratigrafico e topografico.

La diga di Brondello è risultato un caso studio più articolato perché la sezione analizzata nel modello include due opere di sostegno, un dreno e l'analisi di filtrazione. L'analisi di filtrazione ha messo in luce che, grazie all'introduzione del dreno, è stato possibile migliorare le condizioni di stabilità dell'opera aumentando il coefficiente di sicurezza fino a un valore di 1.32.

I risultati dell'analisi dinamica hanno evidenziato uno spostamento verticale massimo in corrispondenza del coronamento di 50 millimetri, corrispondenti ad un rapporto di cedimento residuo dello 0.82%. La verifica allo SLV è soddisfatta per tutti e sette gli input accelerometrici poiché il rapporto S/H è inferiore alla soglia stabilita in progetto (S/H≤1%). Il confronto tra il massimo cedimento verticale e il franco idraulico ha dato esito positivo scongiurando una possibile tracimazione di acqua oltre la cresta del rilevato.

Nel modello della diga di Brondello gli effetti maggiori in termini di spostamento non si sono verificati per l'evento con intensità di Arias maggiore, come ci si aspetterebbe e come di fatto è accaduto per la diga di Rougies; l'evento con l'intensità maggiore, infatti, è caratterizzato da un valore di accelerazione spettrale - corrispondente al periodo fondamentale di vibrazione delle strutture rigide stimato minore di 0.2 secondi - inferiore rispetto alle altre registrazioni. Sarebbe auspicabile, quindi, selezionare registrazioni mediamente spettro-compatibili caratterizzate da accelerazione, nel range di periodo proprio della struttura, che non si discosti eccessivamente dal valore di accelerazione target. A tal proposito viene da suggerire che, per la ricerca delle storie di accelerazione spettro-compatibili, debbano essere inseriti dei limiti inferiori di tolleranza nell'intorno del periodo fondamentale dell'opera, anche per i singoli spettri che andranno a comporre lo spettro medio. Resta comunque da notare che i requisiti di spettro-compatibilità non sono facilmente soddisfacibili soprattutto nella zona ad alto periodo poiché solitamente vengono utilizzati accelerogrammi registrati su suolo di categoria A che sono caratterizzati da ordinate spettrali modeste rispetto ai valori prescritti dalla normativa.

La verifica a liquefazione del corpo del rilevato risulta soddisfatta poiché l'alto contenuto di fine nei terreni costituenti la diga è motivo di esclusione dell'insorgere di tale fenomeno: la curva granulometrica dei due terreni, infatti, non è interamente contenuta tra i limiti dei terreni liquefacibili (fuso granulometrico).

L'amplificazione del segnale sismico in cresta al rilevato, per i sette segnali di input, è risultata compresa tra le 2.30 e le 3 volte maggiore rispetto al segnale registrato al bedrock.

In conclusione, per i successivi studi che verranno condotti sugli invasi del progetto RESBA, sarà necessario prevedere lo svolgimento di opportune prove sismiche in sito per la caratterizzazione dei terreni a piccole deformazioni (down-hole) e prove di laboratorio (colonna risonante) per la determinazione delle reali curve di variazione del modulo di rigidezza al taglio e dello smorzamento poiché attualmente non sono state ancora eseguite indagini per la determinazione dei parametri geofisici. Inoltre, nel caso di bacini non impermeabilizzati o con terreno ricadente nel fuso granulometrico di possibile liquefazione, sarà necessario utilizzare un legame costitutivo che permetta di calcolare lo sviluppo delle sovrappressioni interstiziali che vengono a crearsi in seguito allo scuotimento sismico.

9 BIBLIOGRAFIA

[1] Acunzo, G., Pagliaroli, A., Scassera, G. (2014); *"In-Spector: un software di supporto alla selezione di accelerogrammi naturali spettro-compatibili per analisi geotecniche e strutturali";* 33° Convegno Nazionale GNGTS; Volume 2; 107-114; Bologna

[2] Albano, M., Modoni, G., Russo, G., Croce, P. (2014); *"Analisi sismica di una diga in rockfill con manto in conglomerato bituminoso";* Conference paper

[3] Bathe, K.J., Wilson, E.L. (1976); *"Numerical Methods in Finite Element Analysis";* Prentice-Hall, Englewood Cliffs; New York

[4] Bazzurro, P., Cornell, C.A. (1999); *"Disaggregation of seismic hazard";* Bulletin of Seismological Society of America, 89; 501-520

[5] Brinkgreve, R.B.J., Kappert, M.H., Bonnier, P.G. (2007); *"Hysteretic damping in a small-strain stiffness model";* Numerical Models in Geomechanics – NUMOG X – Pande & Pietruszczak (eds); Taylor & Francis Group; London

[6] Bouckovalas, G.D., Papadimitriou A.G. (2005); *"Numerical evaluation of slope topography effects on seismic ground motion";* Soil Dynamics Engineering, 25; 547-558

[7] Callisto, L., Rampello, S., Fargnoli, P. (2008); *"Studio del comportamento sismico di una diga in terra con metodi disaccopiati";* Rivista Italiana di Geotecnica 4/2008

[8] Costanzo, A., Sica, S., Silvestri, F. (2011); *"Verifica della sicurezza in condizioni sismiche della diga sul fiume Melito (CZ)";* Rivista Italiana di Geotecnica 2/2011

[9] Darendeli, M.B. (2001); *"Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves";* Ph.D. Dissertation, The University of Texas; Austin

[10] Frigo, B., Chiaia, B., Foti, S., Fantilli, A., De Biagi, V. (2015); *"Report finale RISBA: valutazione della vulnerabilità degli sbarramenti al rischio sismico"*; Progetto transfrontaliero Italia-Francia ALCOTRA

[11] Hashash, Y.M.A., Musgrove, M.I., Harmon, J.A., Groholski, D.R., Philips, C.A., Park, D. (2016); *"DEEPSOIL 6.1 – User Manual"*

[12] Hudson, M., Idriss, I., Beirkae, M. (1994); *"QUAD4M User's Manual"*

[13] Idriss, I.M., Seed H.B., Tokimatsu, K., Wong, R.T. (1986); *"Moduli and Damping Factors for Dynamic Analysis of Cohesionless Soils"*; Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 112

[14] Joyner, W.B., Chen, A.T.F. (1969); *"Calculation of nonlinear ground response in earthquake"*; Bulletin of Seismological Society of America, 65; 1315-1336

[15] Kuhlmeyer, R.L., Lysmer, J. (1973); *"Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems"*; Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 99 (5); 421-427

[16] Lai, C.G., Foti, S., Rota, M. (2009); *"Input sismico e stabilità geotecnica dei siti di costruzione";* Collana di manuali di progettazione antisismica; Volume 6; IUSS Press

[17] Luzi, L., Puglia, R., Russo, E., ORFEUS WG5 (2016); *"Engineering Strong Motion Database, version 1.0";* Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Observatories & Research Facilities for European Seismology

[18] Matasovic, N. (1993); *"Seismic response of composite horizontally-layered soil deposits";* Ph.D. Dissertation, The University of California; Los Angeles

[19] McGuire, R.K. (1995); *"Probabilistic seismic hazard analysis and design earthquake: closing the loop";* Bulletin of Seismological Society of America, 85; 1275-1284

[20] Meletti, C., Valensise, G. (2004); *"Zonazione sismogenetica ZS9 – App.2 al Rapporto Conclusivo";* Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia; Roma

[21] Pallara, O. (1995); *"Comportamento sforzi-deformazioni di due sabbie soggette a sollecitazioni monotone e cicliche";* Tesi di dottorato VII ciclo, Politecnico di Torino

[22] Pelecanos, L., Kontoe, S., Zdravkovic, L. (2012); *"Static and dynamic analysis of la Villita dam in Mexico";* Second International Conference on performance-based design in earthquake geotechnical engineering; Taormina

[23] Prato, C. A., Asce, A. M., Delmastro E. (1987); *"1-D Seismic Analysis of Embankment Dams";* Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 113, No. 8

[24] Rampello, S., Cascone, E., Grosso, N. (2009); *"Evaluation of the seismic response of a homogeneous earth dam";* Soil Dynamics and Earthquake Engineering

[25] Rollins, K.M., Evans, M.D., Diehl, N.B., Daily, W.D. (1998); *"Shear modulus and Damping Relationships for Gravels";* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering; 396-405

[26] Santamarina, J.C., Rinaldi, V.A, Fratta, D., Klein, K.A., Wang, Y., Chun Cho, G., Cascante, G. (2005); *"A Survey of Elastic and Electromagnetic Properties of Near-Surface Soils";* Near-Surface Geophysics; 71-86

[27] Scassera, G., Pagliaroli, A., Lanzo, G. (2014); *"Verifica sismica di una diga in terra: confronto tra analisi dinamiche complete e agli spostamenti";* Incontro annuale ricercatori di Geotecnica; Chieti

[28] Spallarossa, D., Barani, S., (2007); *"Disaggregazione della pericolosità sismica in termini di M-R-ε";* Progetto DPC-INGV S1

[29] Vucetic, M., Dobry, R. (1991); *"Effect of soil plasticity on cyclic response";* Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 117

[30] Westergaard, H.M. (1933); *"Water pressure on dams during earthquakes";* Trans., ASCE, 98; 418-433

[31] Zienkiewics, O.C., Bicanic, N., Shen, F.Q. (1988); *"Earthquake input definition and the transmitting boundary condition";* Conference: Advances in computational non-linear mechanics; Edit. St. Doltnis I.; 109-138

[32] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003; Gazzetta Ufficiale n. 72 del 8 maggio 2003; *"Primi elementi in materi di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona simica (Ordinanza n. 3274)"*

[33] M.LL.PP. (2008); *"Norme Tecniche per le Costruzioni";* DM 14 gennaio 2008, Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 29

[34] M.LL.PP. (2014); *"Norme tecniche per la progettazione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)";* DM 26 giugno 2014, Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 156

[35] Eurocodice 8 UNI EN 1998-1; *"Design of structures for earthquake resistance"*

[36] Plaxis 2015; *"Ground response analysis in Plaxis 2D"*; Delft

[37] Plaxis 2015; *"Site response analysis and liquefaction evaluation – Plaxis 2D"*; Delft

[38] Plaxis 2016; *"Reference Manual – Plaxis 2D"*; Delft

[39] Phase^2; *"2D finite element program for calculating stresses and estimating support around underground excavations – User's Guide"*; Rocscience Inc., Toronto

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1: sezione esplicativa di una zoned earthfill dam – (Costanzo et al. 2011) 10

Figura 2: schema della propagazione delle onde in un pendio (Bouckovalas et al. 2005).....11

Figura 3: legge sforzi deformazioni 18

Figura 4: curve di variazione-damping argilla in funzione di PI – (Darendeli 2001) 19

Figura 5: curve di variazione-damping per terreni a grana grossa – (Darendeli 2001) 19

Figura 6: velocità di deformazione delle prove di laboratorio - (Pallara 1995) 21

Figura 7: effetti sul moto sismico durante la propagazione (Lai et al. 2006) ..22

Figura 8: funzione di amplificazione per singolo strato elastico lineare 26

Figura 9: schema amplificazione topografica (Lai et al. 2009).....27

Figura 10: accelerazione al suolo per il territorio italiano (P_{VR} = 10% in 50 anni) 29

Figura 11: esempio grafico di disaggregazione – esse1 32

Figura 12: grafico meccanismo di fagliazione - Meletti e Valensise (2004) 33

Figura 13: grafico profondità ipocentrale - Meletti e Valensise (2004).....33

Figura 14: calibrazione HS small strain model – Manuale Plaxis 36

Figura 15: energia dissipata nei cicli di isteresi – Plaxis.....37

Figura 16: andamento curve variazione modulo di rigidezza tangente e secante dalle formule HS small strain.....38

Figura 17: variazione delle curve di variazione con la deformazione $\gamma_{0.7}$ 40

Figura 18: variazione curva dello smorzamento con il modulo G_{ur}.....40

Figura 19: time-history per l'onda Ricker a 10 Hz 42

Figura 20: spettro in accelerazione per l'onda Ricker a 10 Hz 42

Figura 21: trasformata di Fourier per l'onda Ricker a 10 Hz 43

Figura 22: schema "Tied degrees of freedom" – Manuale Plaxis 46

Figura 23: modello, mesh e punti di controllo della colonna di terreno 47

Figura 24: confronto accelerazione punto (A) – Ricker con bedrock rigido .. 48

Figura 25: confronto spettro in accelerazione punto (A) – Ricker con bedrock rigido 48

Figura 26: confronto trasformata di Fourier punto (A) – Ricker con bedrock rigido 48

Figura 27: modello colonna di argilla con bedrock flessibile - Plaxis 50

Figura 28: confronto accelerazione punto (A) – Ricker con bedrock flessibile 51

Figura 29: confronto spettro in accelerazione punto (A) – Ricker con bedrock flessibile 51

Figura 30: confronto trasformata di Fourier punto (A) – Ricker con bedrock flessibile 52

Figura 31: curva di variazione del modulo G di Vucetic & Dobry (1991)..... 53

Figura 32: curva di smorzamento di Vucetic & Dobry (1991)..... 54

Figura 33: calibrazione parametri HS curva di variazione di Vucetic & Dobry (1991)..... 56

Figura 34: calibrazione parametri HS con curva dello smorzamento di Vucetic & Dobry (1991) 57

Figura 35: confronto accelerazione punto (A) – Ricker bedrock flessibile - non lineare 59

Figura 36: confronto spettro in accelerazione punto (A) – Ricker bedrock flessibile – non lineare..... 59

Figura 37: confronto trasformata di Fourier punto (A) – Ricker bedrock flessibile – non lineare..... 60

Figura 38: time-history evento Kobe 1995 61

Figura 39: spettro in accelerazione per l'evento di Kobe 1995..... 61

Figura 40: trasformata di Fourier per l'evento di Kobe 1995..... 61

Figura 41: confronto accelerazione punto (A) – Kobe con bedrock rigido 63

Figura 42: confronto spettro in accelerazione punto (A) – Kobe con bedrock rigido 64

Figura 43: confronto trasformata di Fourier punto (A) – Kobe con bedrock rigido 64

Figura 44: confronto accelerazione punto (A) – Kobe con bedrock flessibile.66

Figura 45: confronto spettro in accelerazione punto (A) – Kobe con bedrock flessibile 66

Figura 46: confronto trasformata di Fourier punto (A) – Kobe con bedrock flessibile 66

Figura 47: confronto accelerazione punto (A) – Kobe bedrock flessibile - non lineare.....69

Figura 48: confronto spettro in accelerazione punto (A) - Kobe bedrock flessibile - non lineare 69

Figura 49: confronto trasformata di Fourier punto (A) – Kobe bedrock flessibile - non lineare 69

Figura 50: tensioni deformazioni metà strato – Kobe bedrock flessibile – non lineare.....70

Figura 51: schema "Free field" – Manuale Plaxis 71

Figura 52: storia in accelerazione della serie di Ricker 71

Figura 53: storia di velocità della serie di Ricker.....72

Figura 54: storia di spostamento della serie di Ricker 72

Figura 55: modello 2D calibrazione Plaxis 74

Figura 56: confronto in accelerazione in superficie – serie Ricker bedrock flessibile 75

Figura 57: confronto spostamenti in superficie – serie Ricker bedrock flessibile 75

Figura 58: confronto spettro in accelerazione in superficie – serie Ricker bedrock flessibile 76

Figura 59: tensioni deformazioni a metà strato - lineare.....76

Figura 60: confronto accelerazione in superficie – serie Ricker bedrock flessibile – non lineare 78

Figura 61: confronto spostamenti in superficie – serie Ricker bedrock flessibile – non lineare 79

Figura 62: confronto spettro in accelerazione in superficie – serie Ricker bedrock flessibile – non lineare 79

Figura 63: tensioni deformazioni a metà strato – non lineare 79

Figura 64: localizzazione della diga di Rougies – Google Earth 80

Figura 65: planimetria di progetto della diga di Rougies 81

Figura 66:sezione A-A diga di Rougies 83

Figura 67: sezione B-B diga di Rougies 83

Figura 68: sezioni C-C diga di Rougies 84

Figura 69: vista del bacino della diga di Rougies 84

Figura 70: spettri di risposta in accelerazione per diverse probabilità di eccedenza per Cesana Torinese (TO) – esse1 86

Figura 71: confronto spettro NTC 08 ed INGV – Cesana Torinese (TO) 87

Figura 72: diagramma di disaggregazione Cesana Torinese (TO) – esse1 88

Figura 73: confronto tra spettro medio ricavato dai 7 eventi e spettro di normativa – Cesana Torinese 92

Figura 74: spettri Fourier dei 7 eventi spettro-compatibili – Cesana Torinese 93

Figura 75: modello Fase 0 – Diga di Rougies - Plaxis 94

Figura 76: modello Fase 1 – Diga di Rougies - Plaxis 94

Figura 77: modello Fase 2 – Diga di Rougies - Plaxis 95

Figura 78: modello Fase 3 – Diga di Rougies - Plaxis 95

Figura 79: condizioni geostatiche per la Fase 0 – Plaxis 97

Figura 80: spostamenti verticali Fase 2 – Plaxis 98

Figura 81: superficie di rottura - Plaxis 99

Figura 82: superficie di rottura – Phase2 99

Figura 83: calibrazione della curva di variazione di Seed & Idriss (1991) ... 101

Figura 84: calibrazione della curva di smorzamento di Seed & Idriss (1991) 102

Figura 85: calibrazione della curva di variazione di Rollins (1998) 103

Figura 86: calibrazione della curva di smorzamento di Rollins (1998) 104

Figura 87: discretizzazione per analisi dinamica Cesana Torinese – Plaxis 107

Figura 88: pressione inerziale dell'acqua in funzione dell'inclinazione del paramento 108

Figura 89: schema punti di controllo delle analisi dinamiche – Diga Rougies 109

Figura 90: accelerogramma in input, cresta e all'invaso per l'evento IT.TER 110

Figura 91: profilo di accelerazione massima raggiunta nell'analisi – Diga Rougies 111

Figura 92: spostamenti orizzontali – Diga di Rougies 112

Figura 93: profilo di spostamento permanente in asse alla diga di Rougies 113

Figura 94: spostamenti verticali – Diga di Rougies 114

Figura 95: spostamenti diga di Rougies 115

Figura 96: tensioni e deformazioni nel punto centrale della diga di Rougies 116

Figura 97: elongazione del telo impermeabilizzante evento IT.MRM 117

Figura 98: deformazione a taglio diga di Rougies 117

Figura 99: localizzazione della diga di Brondello – Google Earth 118

Figura 100: planimetria diga di Brondello (CN) 119

Figura 101: sezione del rilevato sulla Strada Provinciale 47 – Sez. A-A 120

Figura 102: sezione del rilevato su Via Morello – Sez. B-B 120

Figura 103: vista della diga di Brondello (CN) 122

Figura 104: muro di sostegno in pietrame della diga di Brondello (CN) 122

Figura 105: spettri di risposta in accelerazione per diverse probabilità di eccedenza per Brondello (CN) – esse1 124

Figura 106: confronto spettro NTC 08 ed INGV – Brondello (CN) 125

Figura 107: diagramma di disaggregazione Brondello (CN) – esse1 126

Figura 108: confronto tra spettro medio ricavato dai 7 eventi e spettro di normativa – Brondello 130

Figura 109: spettri Fourier dei 7 eventi spettro-compatibili - Brondello 131

Figura 110: modello Faso 0 – Brondello - Plaxis 132

Figura 111: modello Fase 1 – Brondello - Plaxis 133

Figura 112: modello Fase 2 – Brondello - Plaxis 133

Figura 113: modello Fase 3 – Brondello – Plaxis..... 133

Figura 114: discretizzazione analisi statica Brondello (CN)..... 135

Figura 115: spostamenti Fase 1 - Brondello 136

Figura 116: linea piezometrica Fase 2 – Brondello 137

Figura 117: linea piezometrica Fase 3 – Brondello 138

Figura 118: superficie di rottura Fase 3 – Brondello 138

Figura 119: linee di flusso – Diga di Brondello..... 139

Figura 120: stima della Vs in funzione del tipo di materiale – Santamarina (2005)..... 140

Figura 121: calibrazione curva variazione Vucetic & Dobry (1991) – riporto limoso 141

Figura 122: calibrazione smorzamento Vucetic & Dobry (1991) – riporto limoso 142

Figura 123: calibrazione curva variazione Vucetic & Dobry (1991) – sabbia limosa 144

Figura 124: calibrazione smorzamento Vucetic & Dobry (1991) – sabbia limosa 145

Figura 125: calibrazione curva variazione Seed & Idriss (1991) – sabbia ghiaiosa..... 146

Figura 126: calibrazione smorzamento Seed & Idriss (1991) – sabbia ghiaiosa 147

Figura 127: calibrazione curva variazione Rollins (1998) – ghiaia e roccia . 148

Figura 128: calibrazione smorzamento Rollins (1998) – ghiaia e roccia 149

Figura 129: discretizzazione per analisi dinamica Brondello - Plaxis 150

Figura 130: punti di controllo analisi dinamica Brondello 151

Figura 131: accelerogramma al bedrock, in cresta e al reservoir per l'evento IT.VGG 152

Figura 132: profilo accelerazione massima nell'analisi dinamica sulla perpendicolare della diga 153

Figura 133: deformata diga di Brondello 154

Figura 134: spostamenti orizzontali – Diga di Brondello 155

Figura 135: spostamenti verticali – Diga di Brondello..... 157

Figura 136: profilo di spostamento permanente in asse alla diga di Brondello 158

Figura 137: tensione-deformazione rilevato (K) – IV.T1245..... 159

Figura 138: tensione-deformazione sabbia ghiaiosa (M) – IV.T1245 160

Figura 139: deformazione a taglio IV.T1245 – Diga Brondello 160

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1: tabella parametro V_N – NTC 08 (cap. 2.4.1) 29

Tabella 2: tabella classe d'uso – NTC 08 (cap. 2.4.2) 30

Tabella 3: vita nominale e coefficienti d'uso – Norme tecniche opere di ritenuta 31

Tabella 4: periodi di ritorno dell'azione sismica (anni) 31

Tabella 5: parametri argilla analisi monodimensionale 45

Tabella 6: parametri Rayleigh argilla 45

Tabella 7: parametri meccanici bedrock flessibile 49

Tabella 8: punti delle curve di Vucetic & Dobry (1991) per argilla PI=20 53

Tabella 9: parametri di fitting di Deepsoil per la curva Vucetic & Dobry (1991) 55

Tabella 10: parametri Rayleigh argilla – analisi non lineare 57

Tabella 11: parametri di input per argilla – analisi non lineare 58

Tabella 12: parametri Rayleigh evento Kobe 62

Tabella 13: parametrici meccanici ottenuti dalle prove 82

Tabella 14: accelerazione al suolo di Cesana Torinese (TO) per diversa probabilità di superamento – esse1 85

Tabella 15: parametri spettro elastico normativa – Cesana Torinese (TO) 86

Tabella 16: parametri rappresentativi della disaggregazione di Cesana Torinese (TO) 88

Tabella 17: parametri di ricerca per il database ESM – Cesana Torinese 89

Tabella 18: eventi compatibili con la ricerca nel database ESM – Cesana Torinese 90

Tabella 19: eventi spettro compatibili scalati con In-Spector per Cesana Torinese 91

Tabella 20: parametri meccanici analisi statica Cesana Torinese (TO) 95

Tabella 21: dati per la costruzione della curva di Seed & Idriss (1991) 100

Tabella 22: parametri meccanici per il rilevato 102

Tabella 23: parametri meccanici per la roccia fratturata 105

Tabella 24: fattori di amplificazione per i diversi eventi – Cesana Torinese. 110

Tabella 25: rapporto di cedimento – Diga di Rougies 114

Tabella 26: parametri meccanici terreno Brondello 121

Tabella 27: accelerazione al suolo di Brondello (CN) per diversa probabilità di superamento – esse1 123

Tabella 28: parametri spettro elastico normativa – Brondello (CN) 124

Tabella 29: parametri rappresentativi della disaggregazione di Brondello (CN) 126

Tabella 30: parametri di ricerca per il database ESM per Brondello 127

Tabella 31: eventi compatibili con la ricerca nel database ESM - Brondello 128

Tabella 32: eventi spettro compatibili scalati con In-Spector per Brondello. 129

Tabella 33: parametri analisi statica e di flusso Brondello (CN) 134

Tabella 34: parametri meccanici delle opere di sostegno 135

Tabella 35: stima delle V_s da Santamarina (2005) 140

Tabella 36: parametri input dinamica riporto limoso 143

Tabella 37: parametri input dinamica sabbia limosa 145

Tabella 38: parametri input dinamica sabbia ghiaiosa 147

Tabella 39: parametri input dinamica ghiaia e roccia 149

Tabella 40: fattori di amplificazione per i diversi eventi – Brondello 152

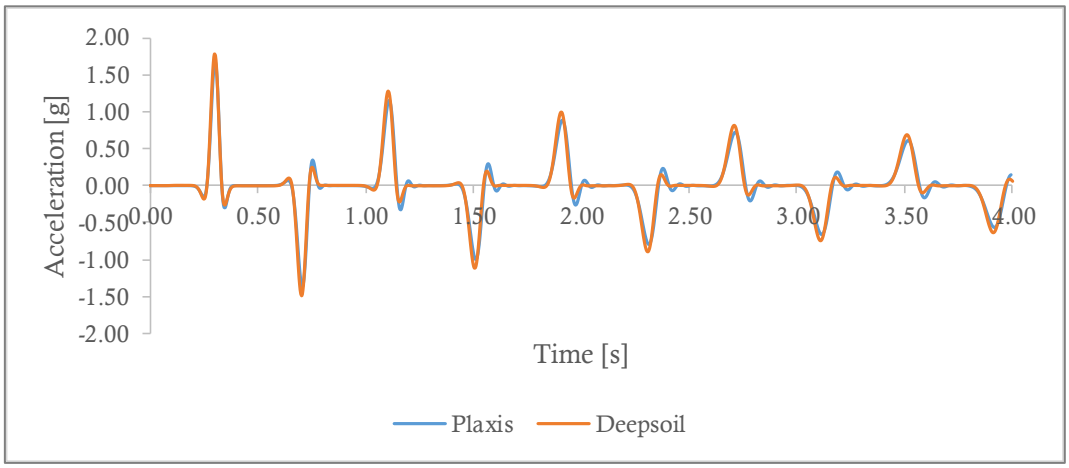
Tabella 41: rapporto di cedimento – Diga di Brondello 157

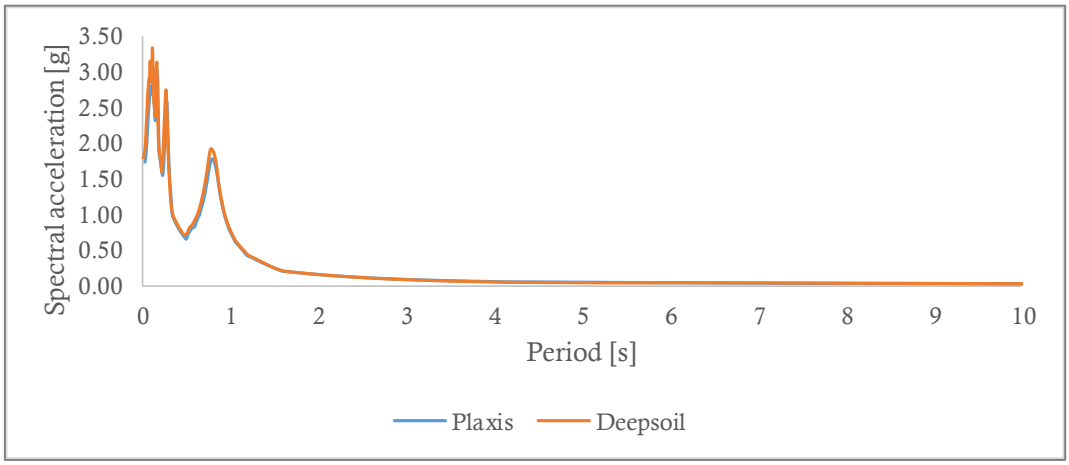
Tabella 42: coordinate per la costruzione del modello della diga di Rougies 208

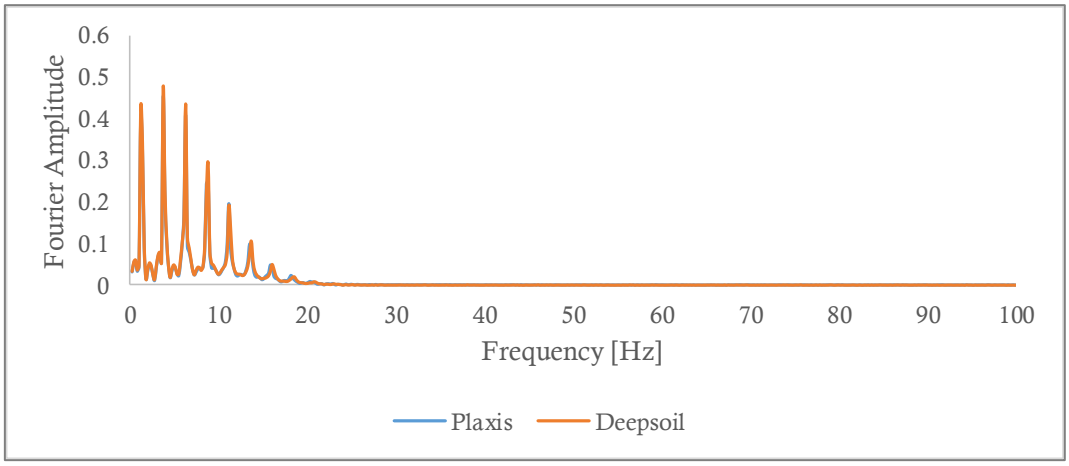
ALLEGATO A

RISULTATI ANALISI LINEARE 1D RICKER – BEDROCK RIGIDO

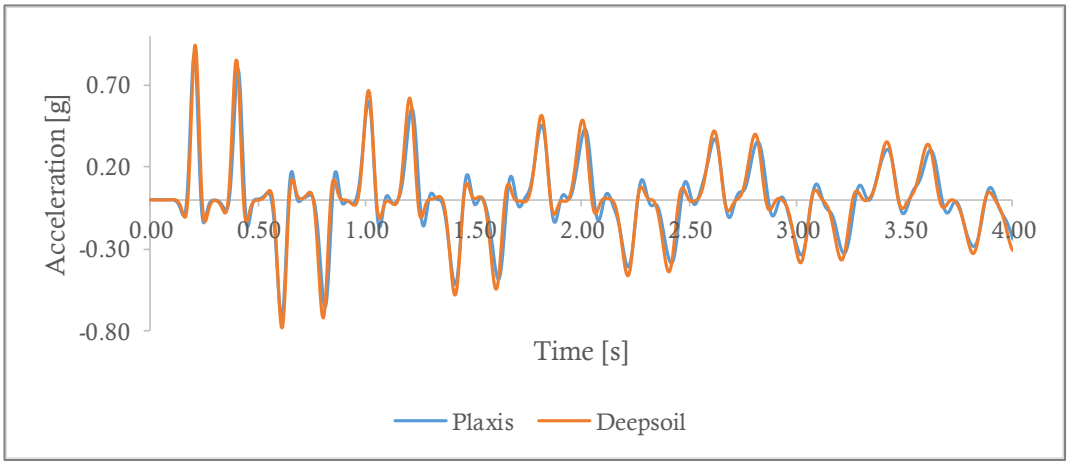
- *Superficie (A)*

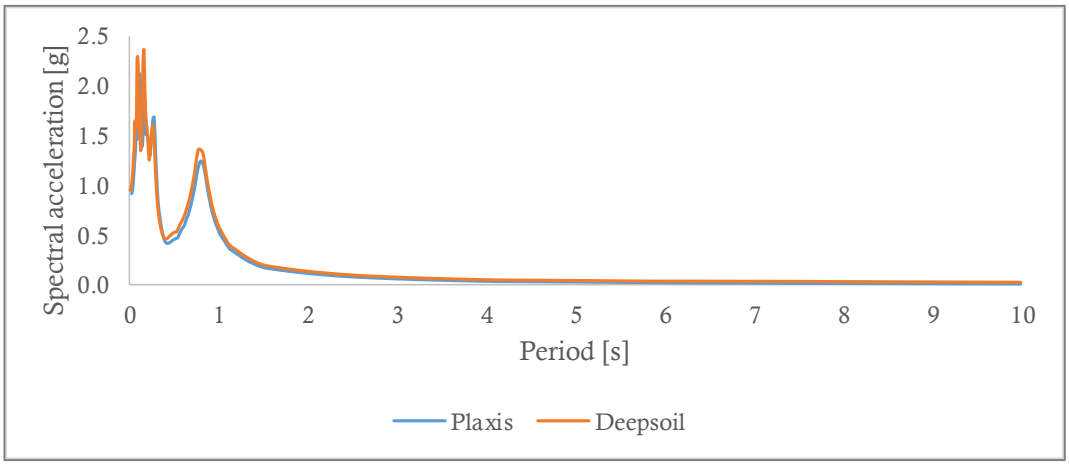


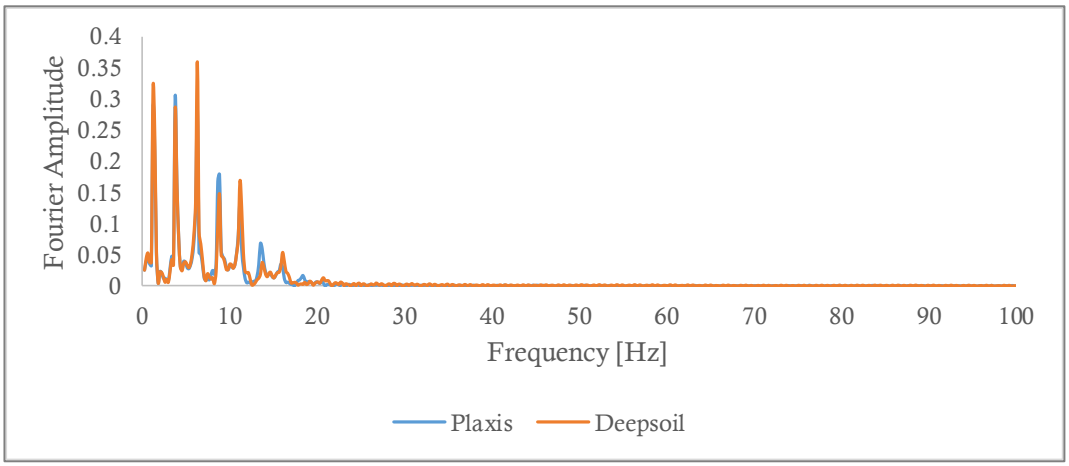




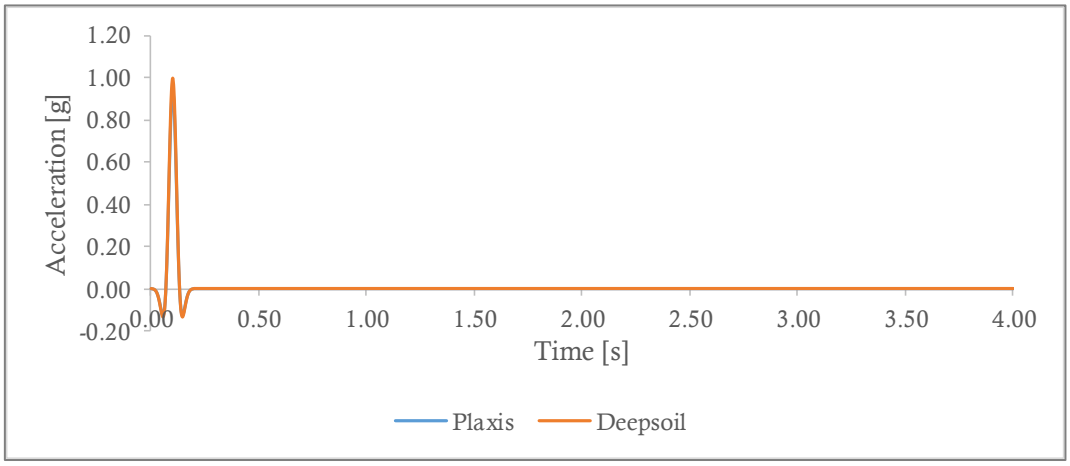
➢ *Metà strato (B)*

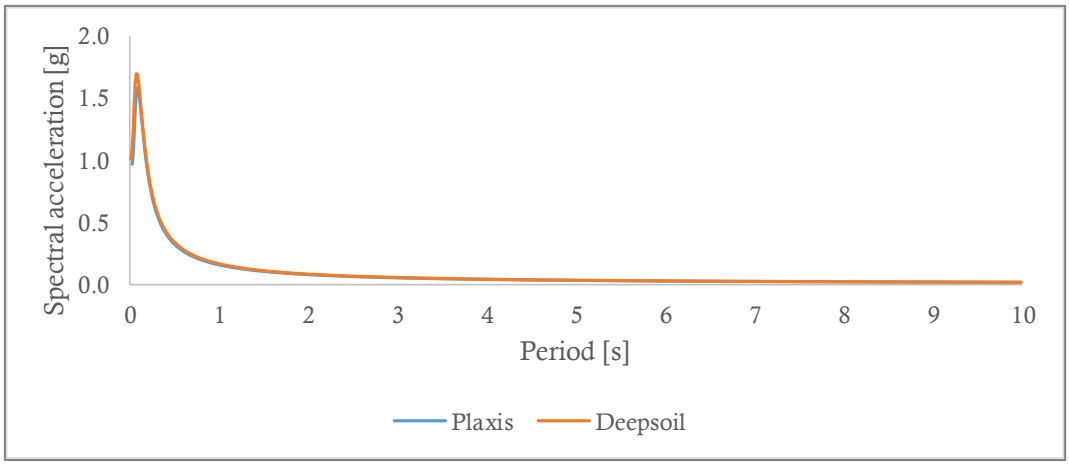


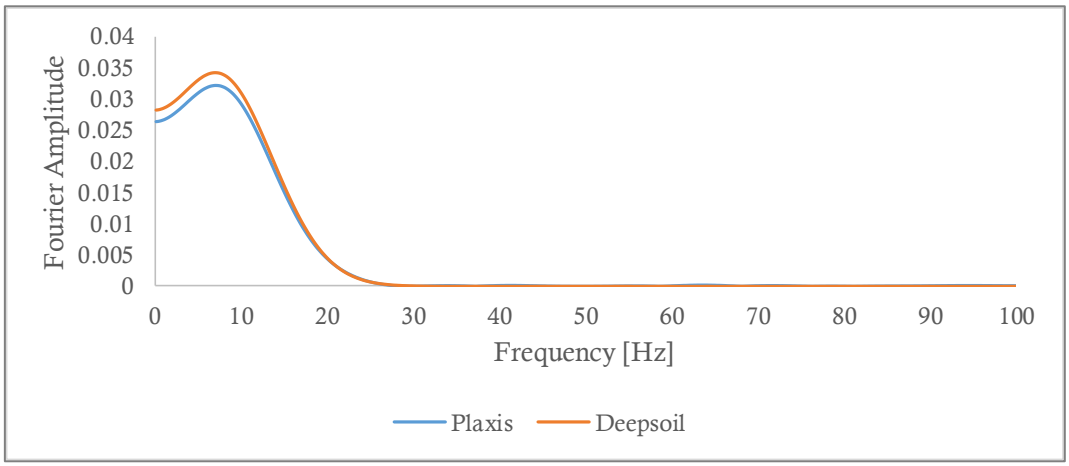




➢ *Bedrock (C)*

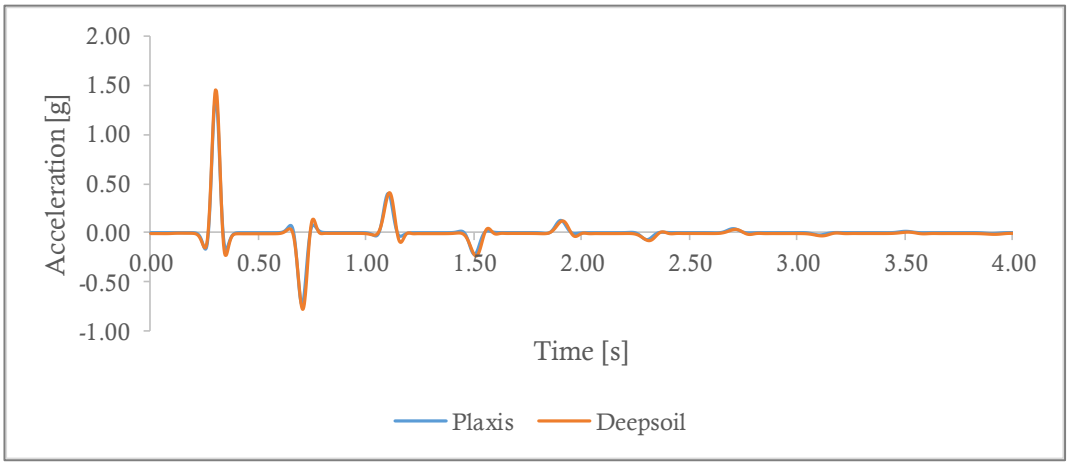

1.20
1.00
0.80
0.60
0.40
0.20
0.00
-0.20
Acceleration [g]
0.00
0.50
1.00
1.50
2.00
2.50
3.00
3.50
4.00
Time [s]
Plaxis
Deepsoil

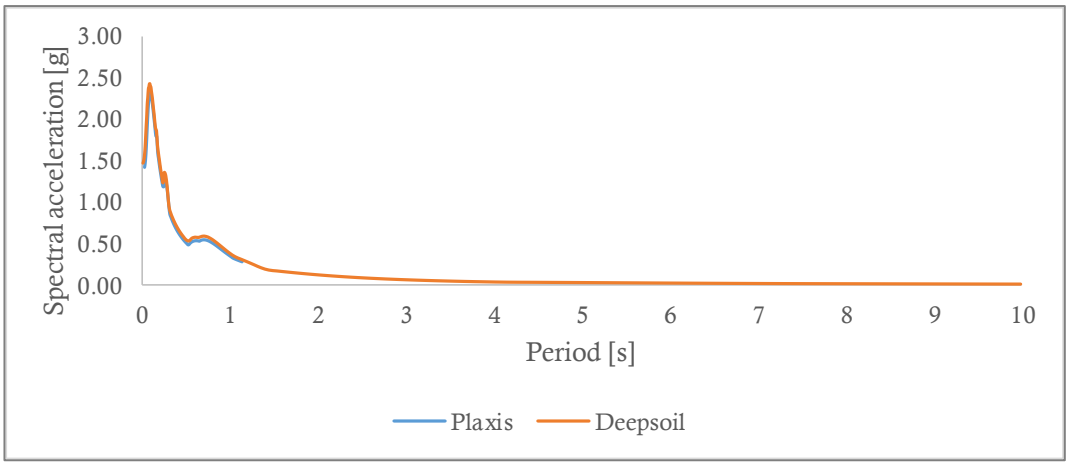

2.0
1.5
1.0
0.5
0.0
Spectral acceleration [g]
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
Period [s]
Plaxis
Deepsoil

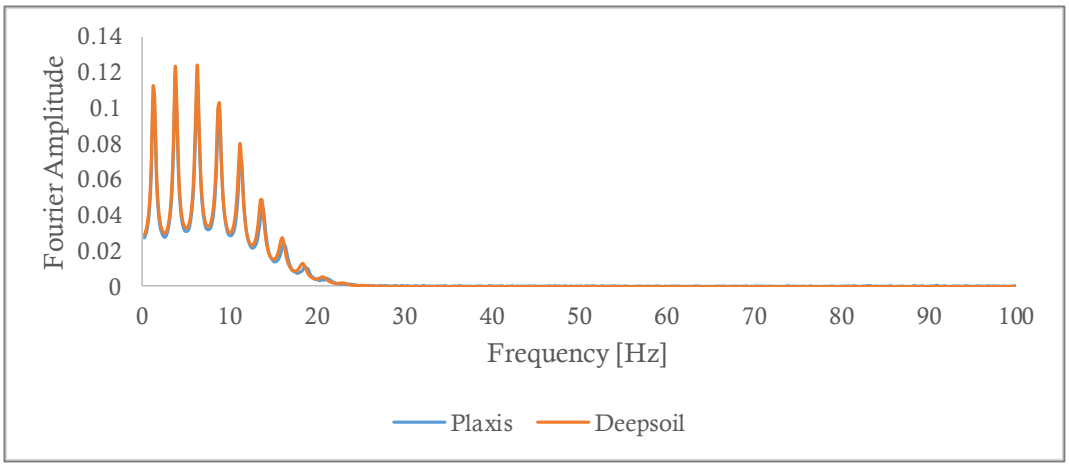

0.04
0.035
0.03
0.025
0.02
0.015
0.01
0.005
0
Fourier Amplitude
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100
Frequency [Hz]
Plaxis
Deepsoil

RISULTATI ANALISI LINEARE 1D RICKER – BEDROCK FLESSIBILE

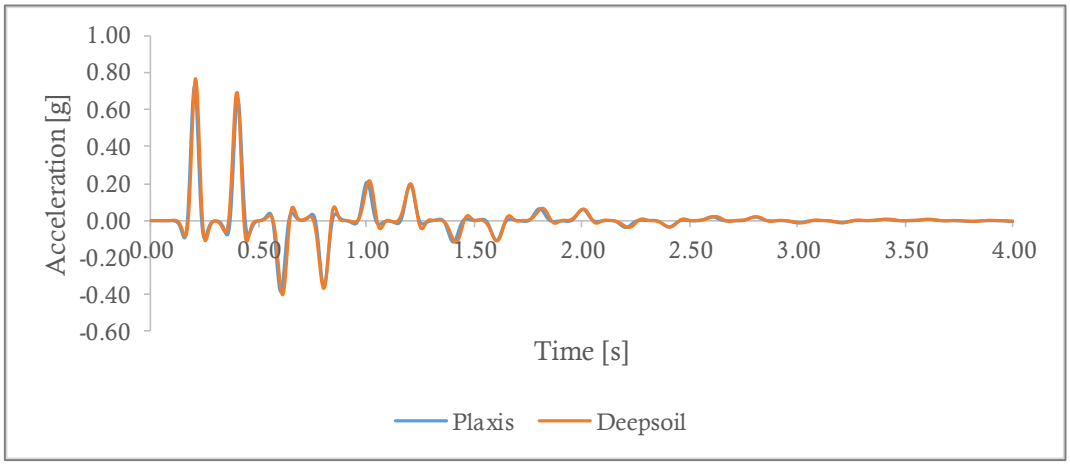
- *Superficie (A)*

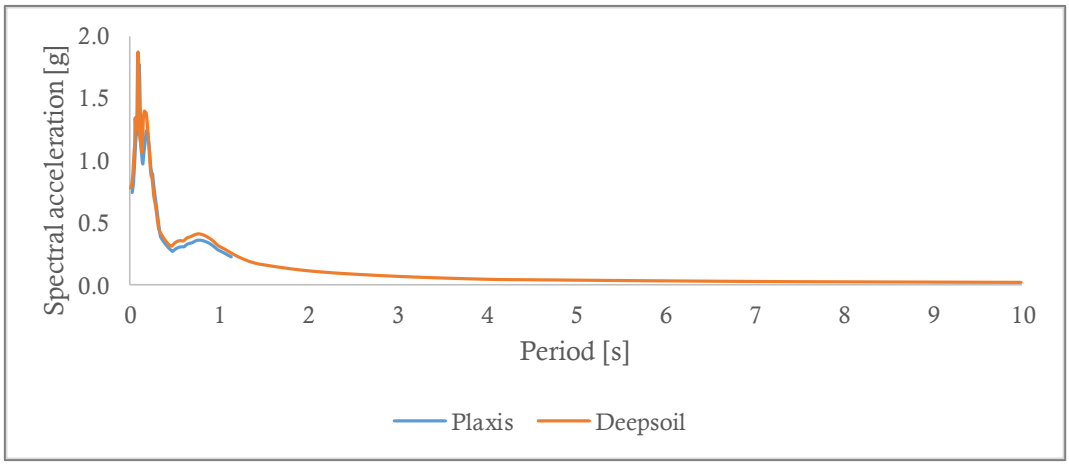


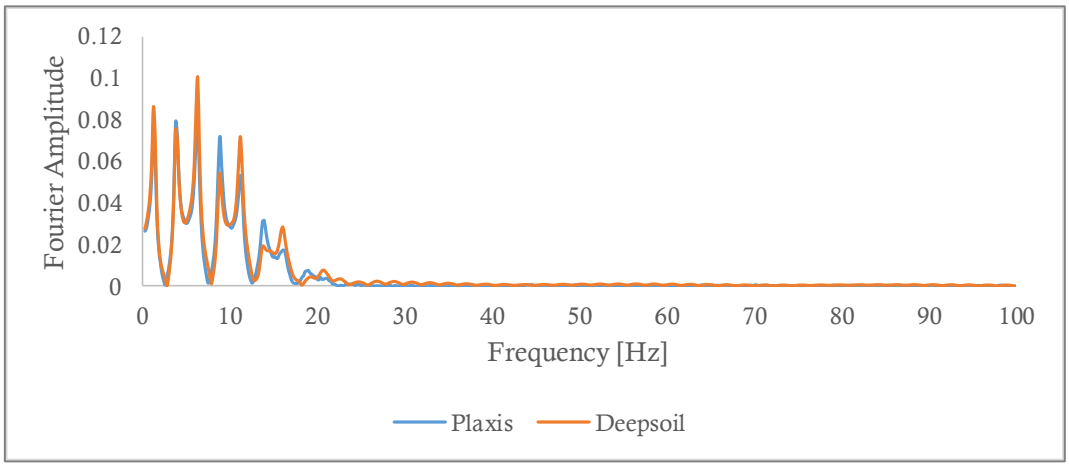




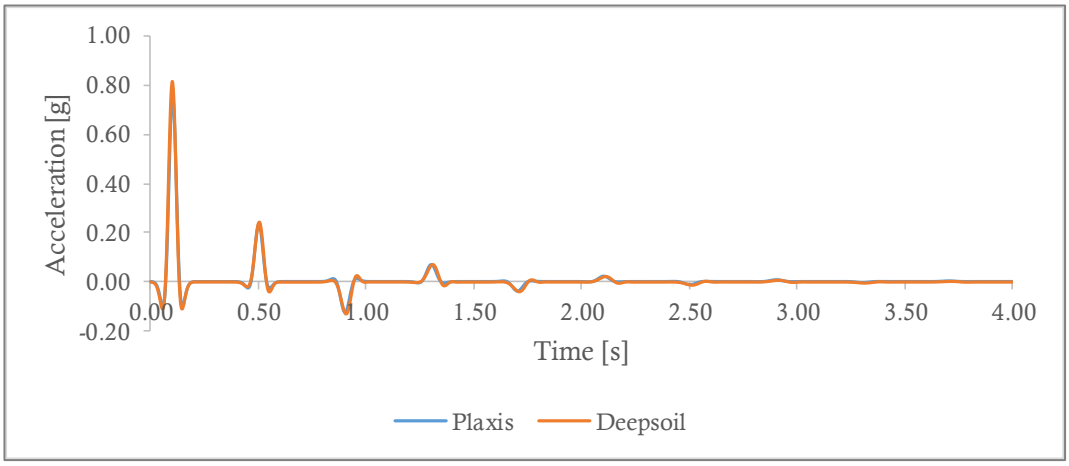
➢ *Metà strato (B)*

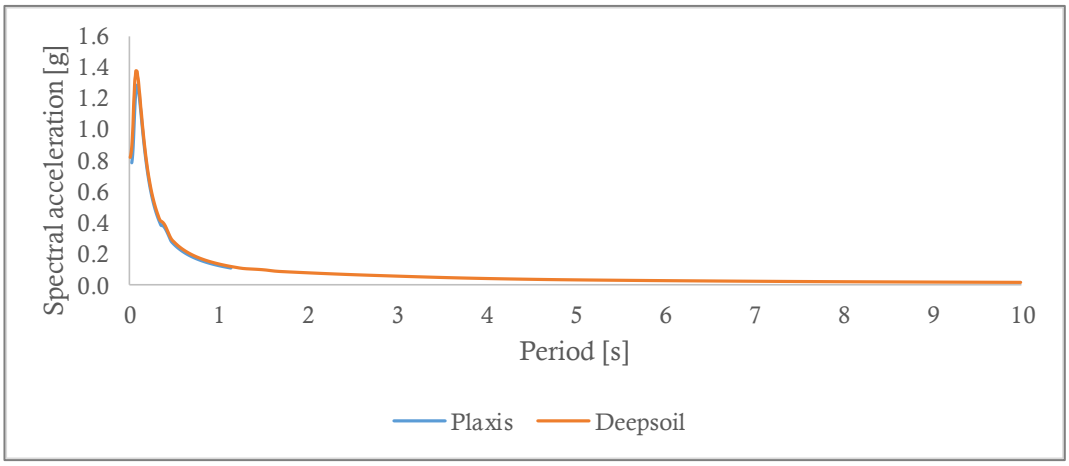


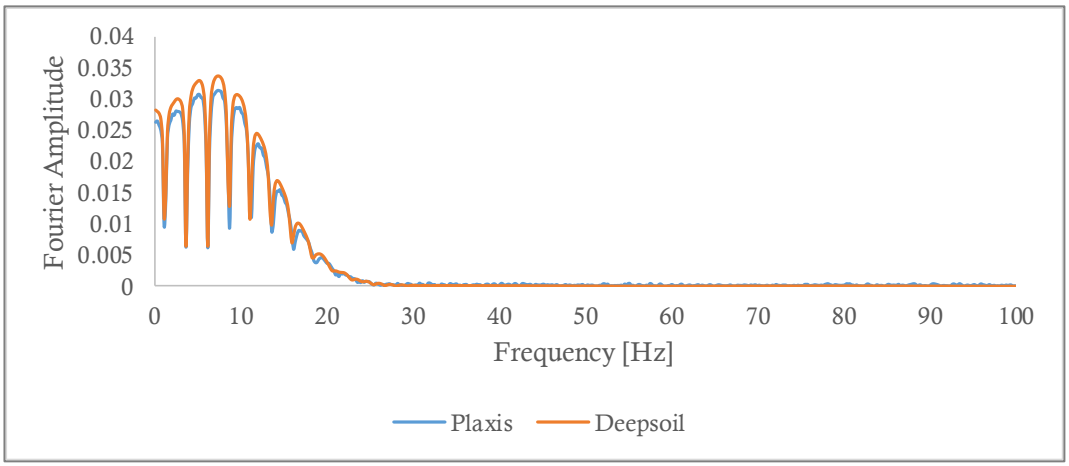




➢ *Bedrock (C)*

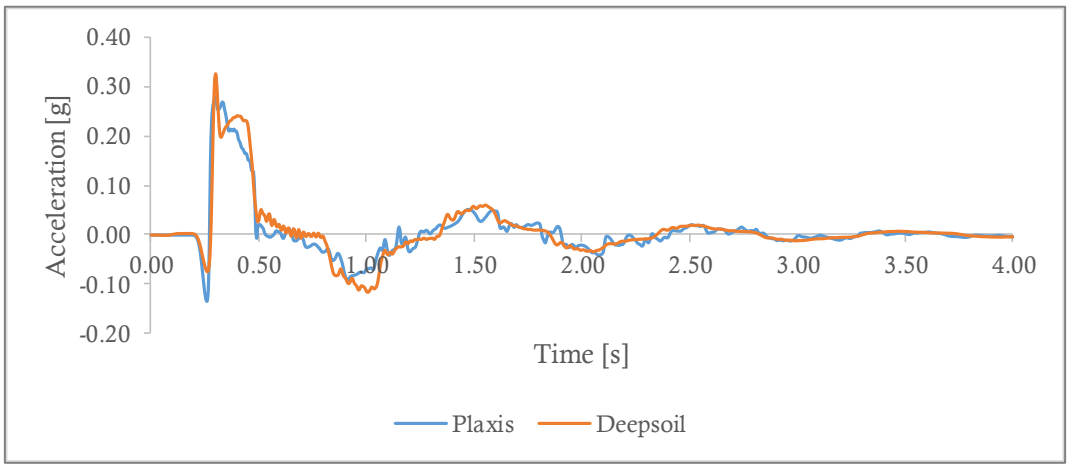

Acceleration [g]
1.00
0.80
0.60
0.40
0.20
0.00
-0.20
0.00
0.50
1.00
1.50
2.00
2.50
3.00
3.50
4.00
Time [s]
Plaxis
Deepsoil

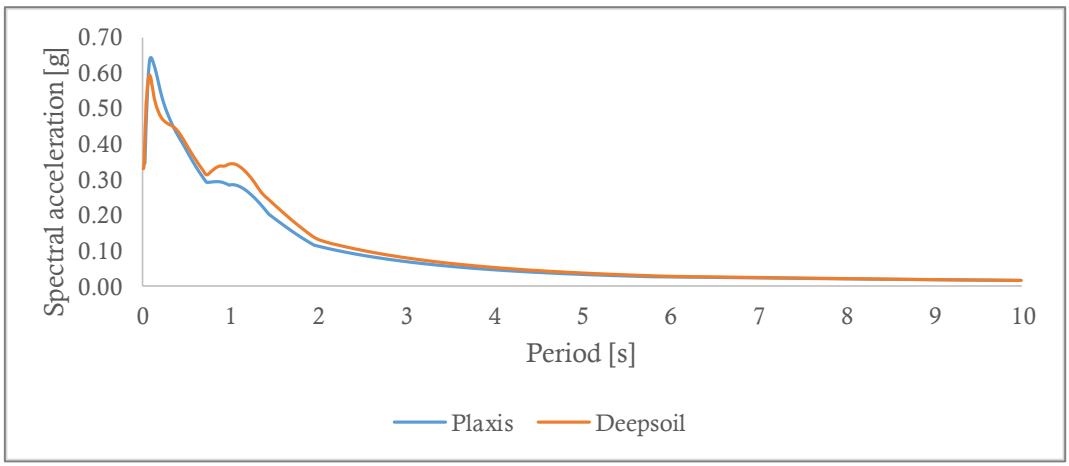

Spectral acceleration [g]
1.6
1.4
1.2
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
Period [s]
Plaxis
Deepsoil

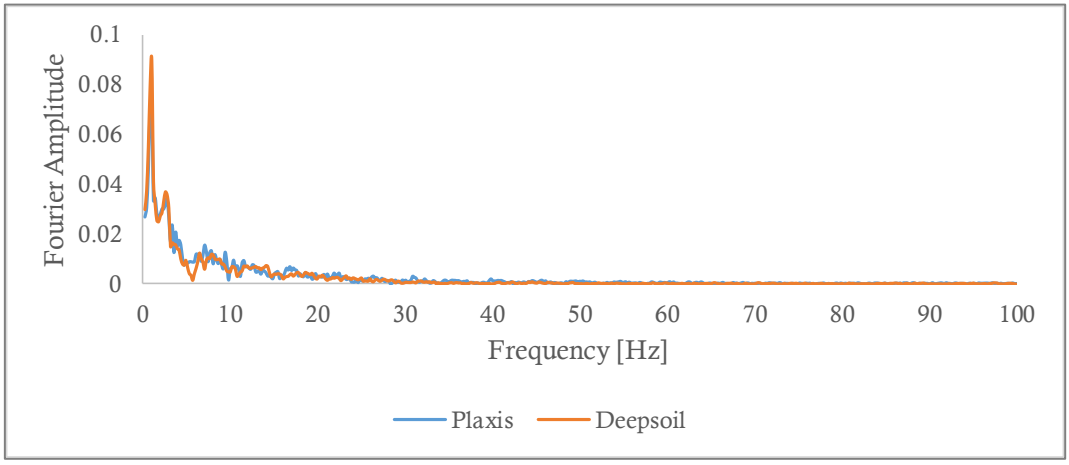

Fourier Amplitude
0.04
0.035
0.03
0.025
0.02
0.015
0.01
0.005
0
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100
Frequency [Hz]
Plaxis
Deepsoil

RISULTATI ANALISI NON LINEARE 1D RICKER – BEDROCK FLESSIBILE

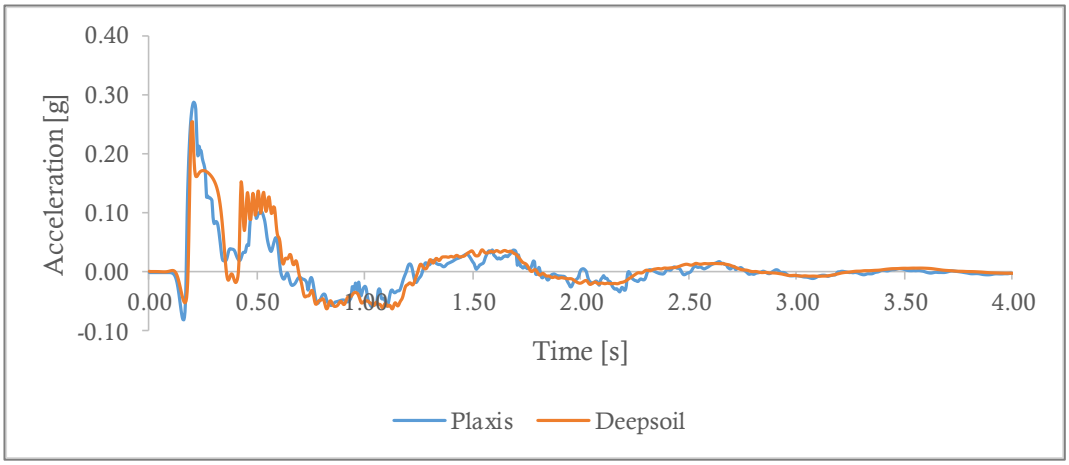
- *Superficie (A)*

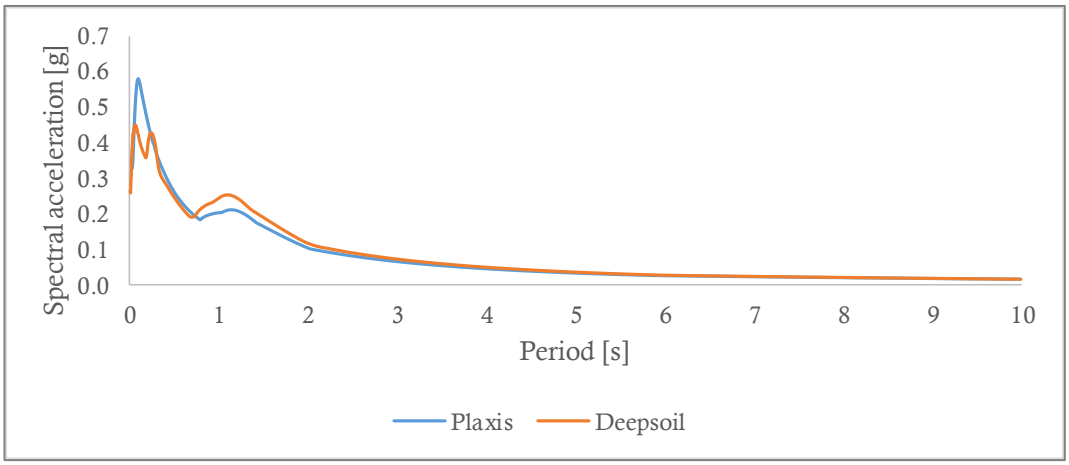


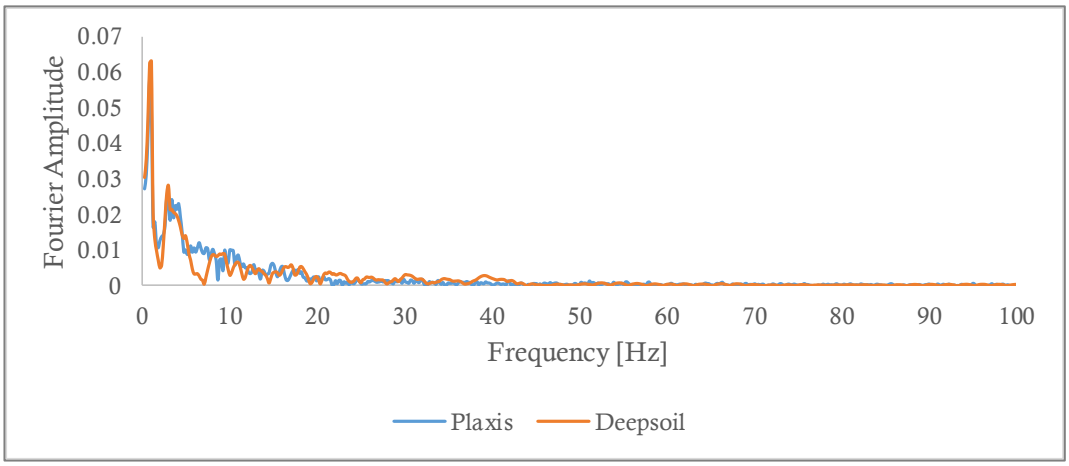




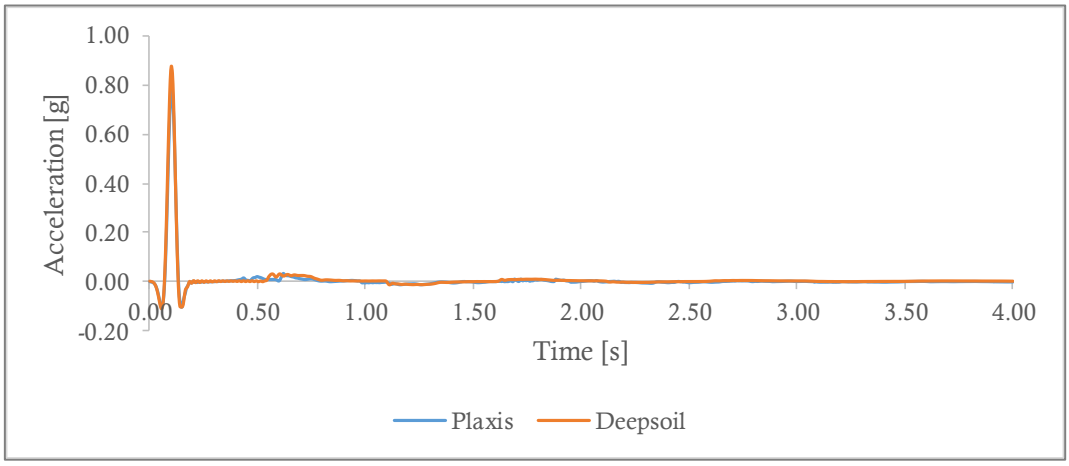
➢ *Metà strato (B)*

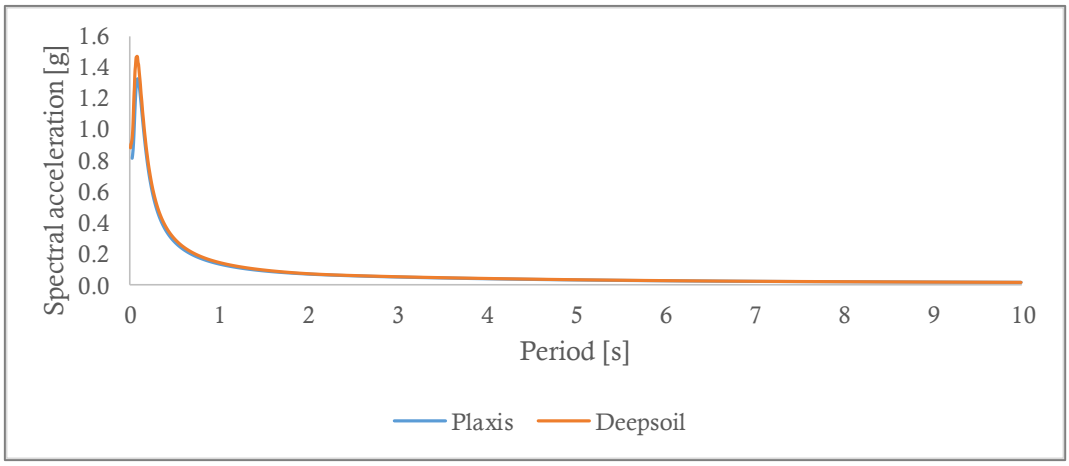


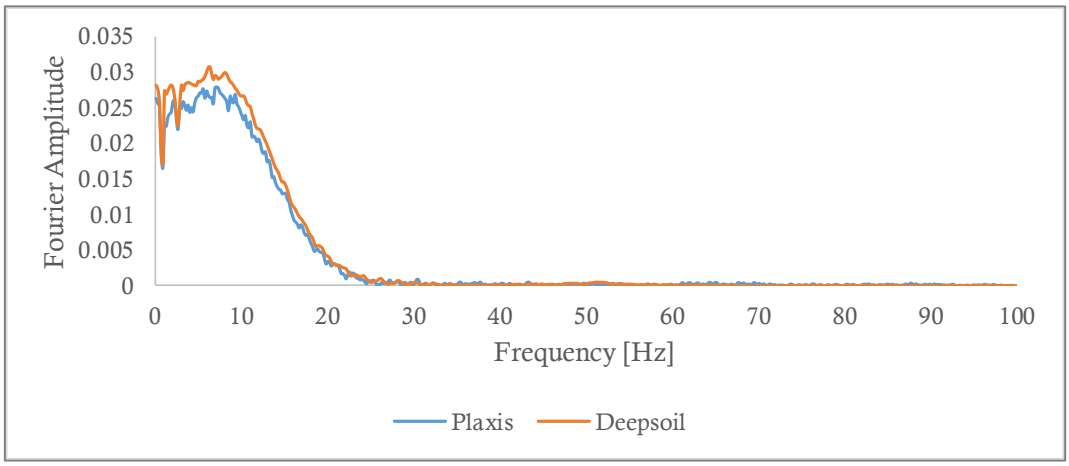




➢ *Bedrock (C)*

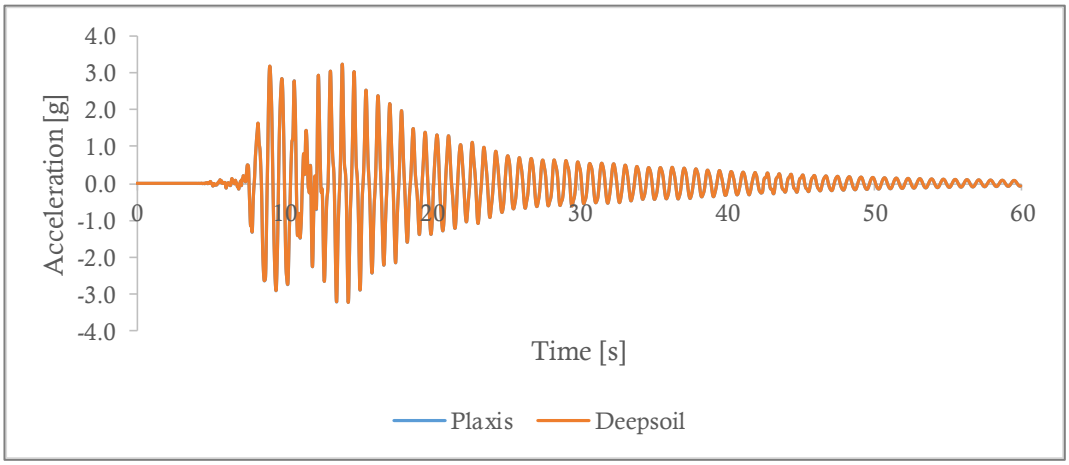

1.00
0.80
0.60
0.40
0.20
0.00
-0.20
Acceleration [g]
0.00
0.50
1.00
1.50
2.00
2.50
3.00
3.50
4.00
Time [s]
Plaxis
Deepsoil

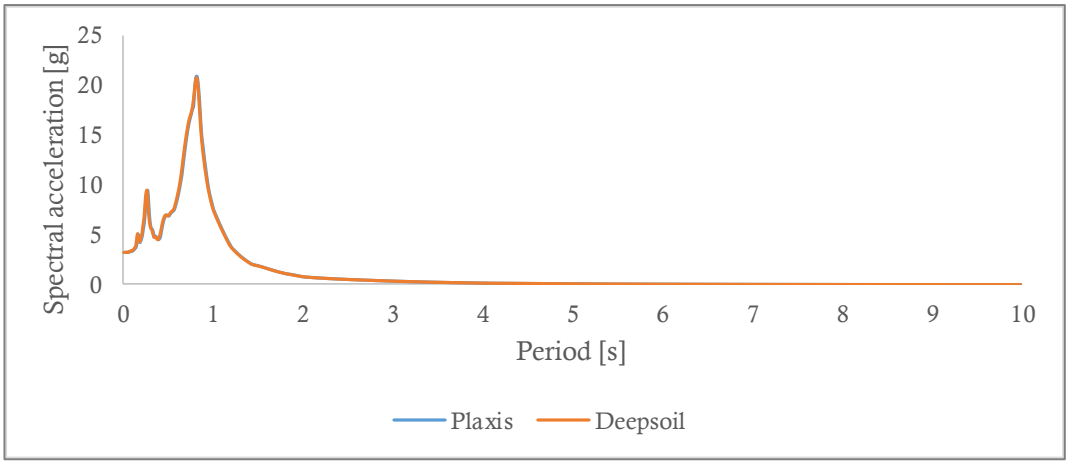

1.6
1.4
1.2
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
Spectral acceleration [g]
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
Period [s]
Plaxis
Deepsoil

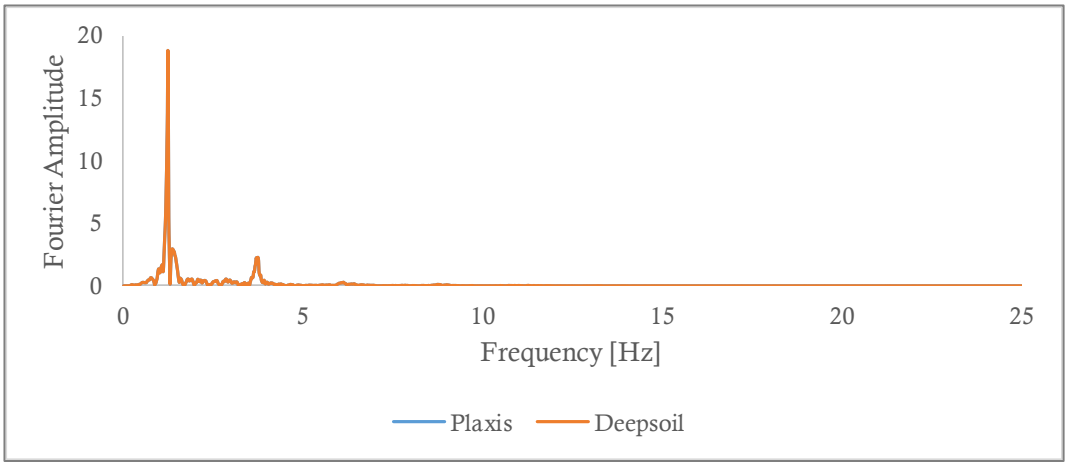

0.035
0.03
0.025
0.02
0.015
0.01
0.005
0
Fourier Amplitude
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100
Frequency [Hz]
Plaxis
Deepsoil

RISULTATI ANALISI LINEARE 1D KOBE – BEDROCK RIGIDO

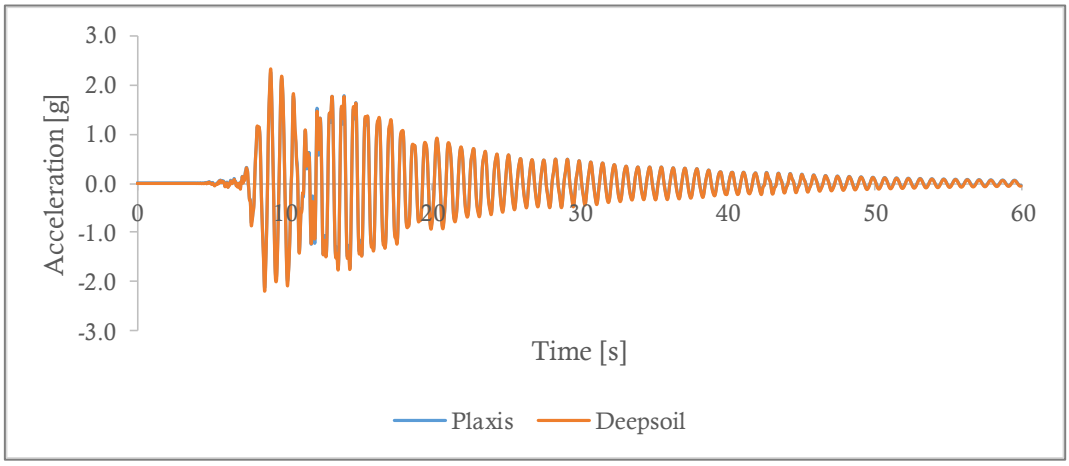
- *Superficie (A)*

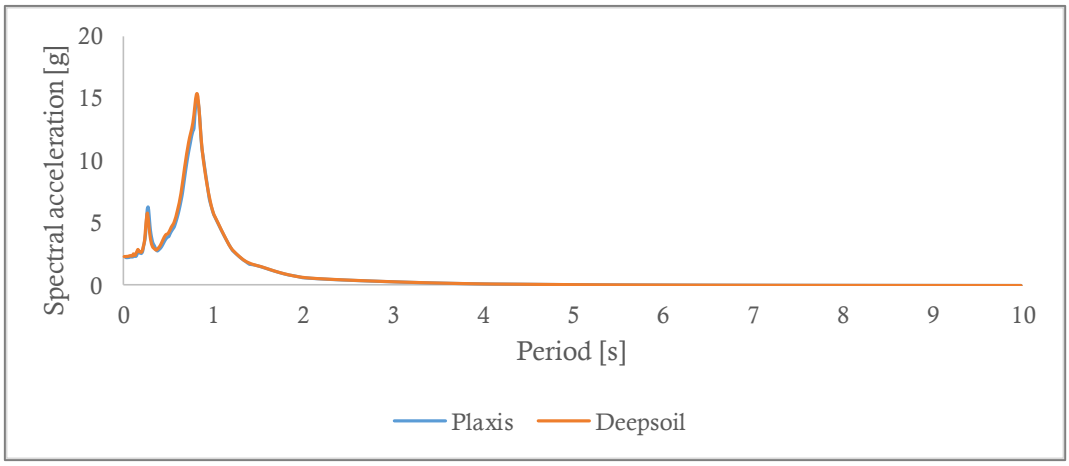


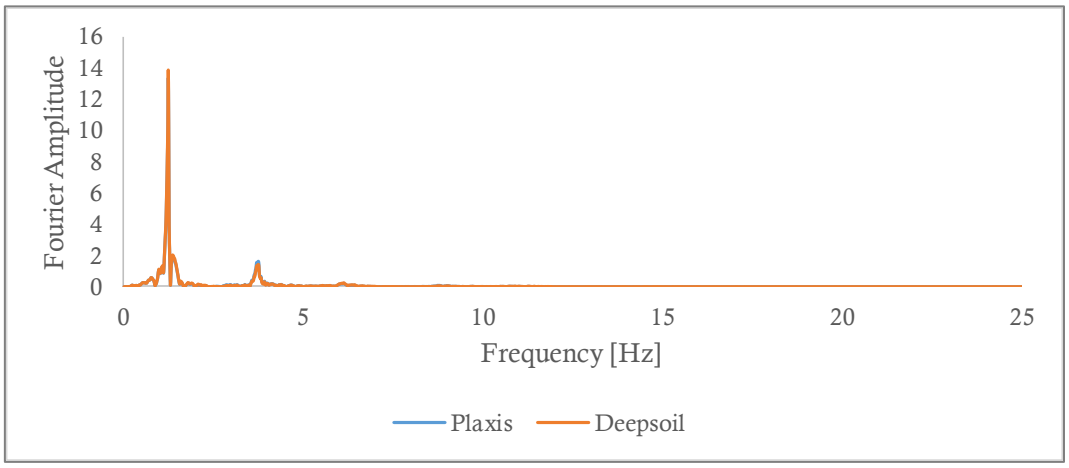




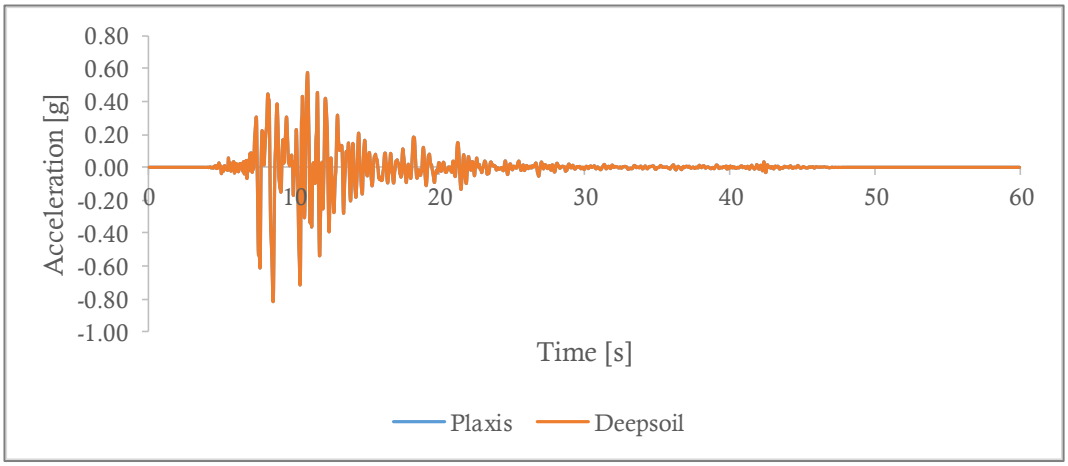
➢ *Metà strato (B)*

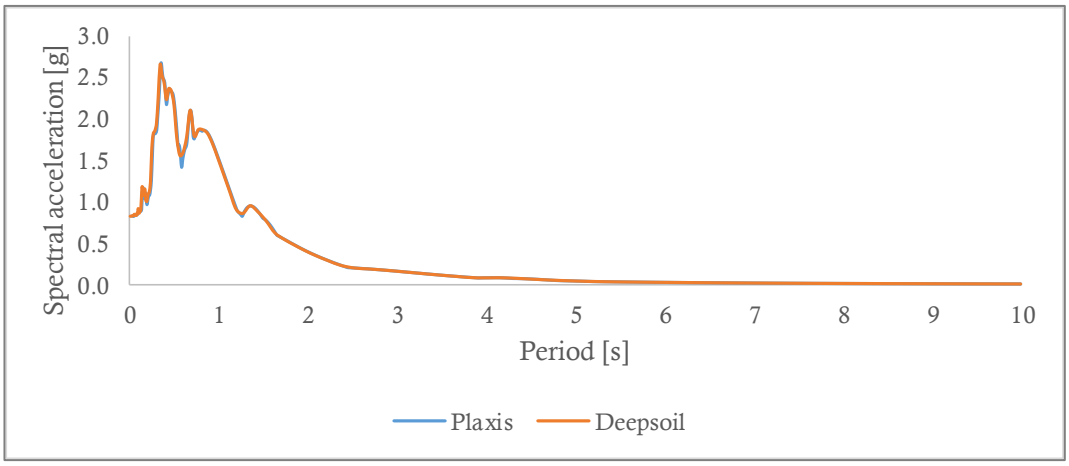


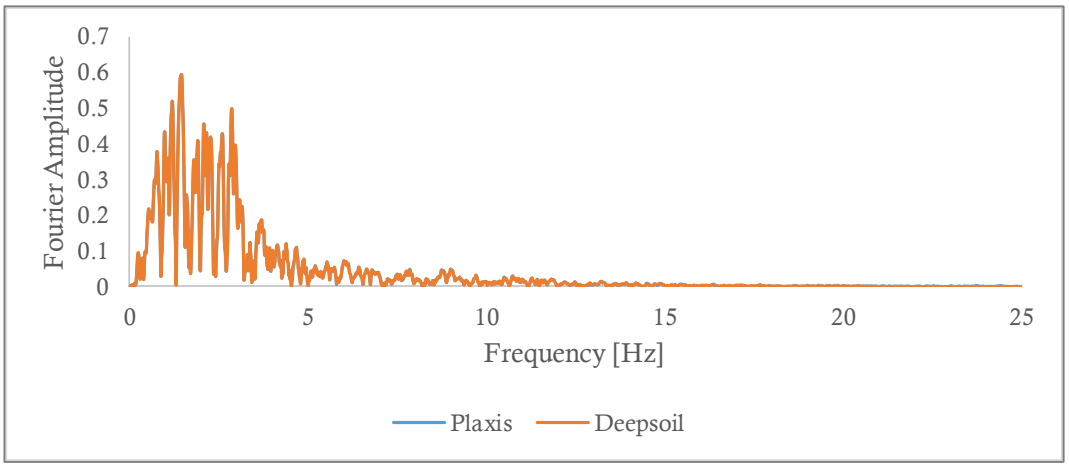




➢ *Bedrock (C)*

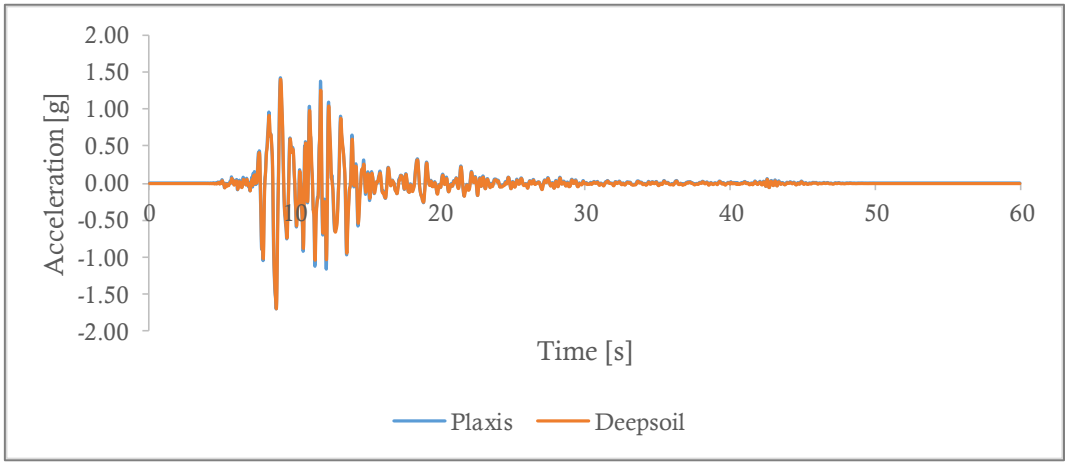

0.80
0.60
0.40
0.20
0.00
-0.20
-0.40
-0.60
-0.80
-1.00
Acceleration [g]
0
10
20
30
40
50
60
Time [s]
Plaxis
Deepsoil

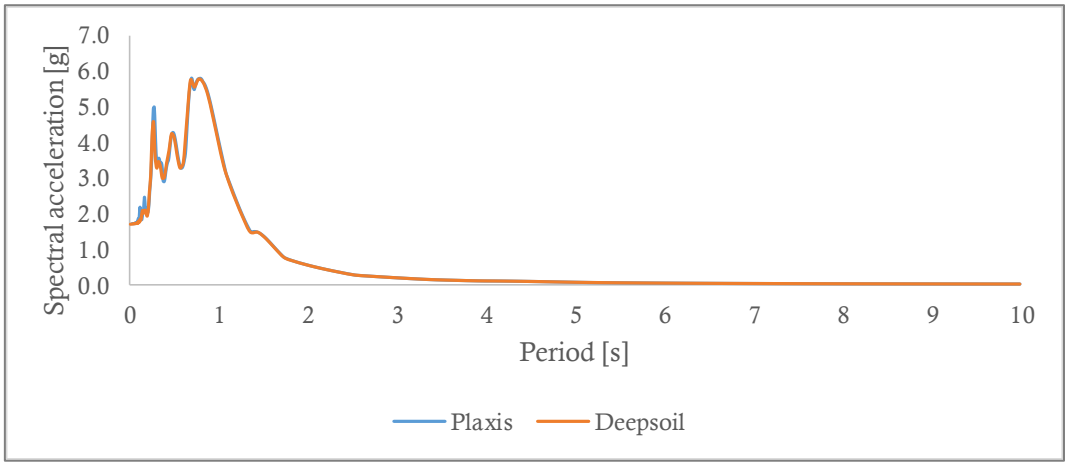

3.0
2.5
2.0
1.5
1.0
0.5
0.0
Spectral acceleration [g]
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
Period [s]
Plaxis
Deepsoil

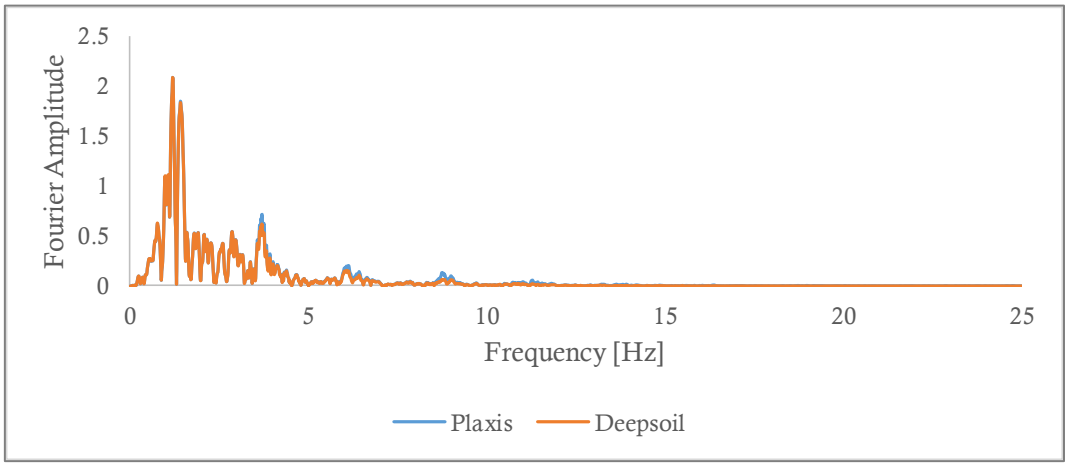

0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
Fourier Amplitude
0
5
10
15
20
25
Frequency [Hz]
Plaxis
Deepsoil

RISULTATI ANALISI LINEARE 1D KOBE – BEDROCK FLESSIBILE

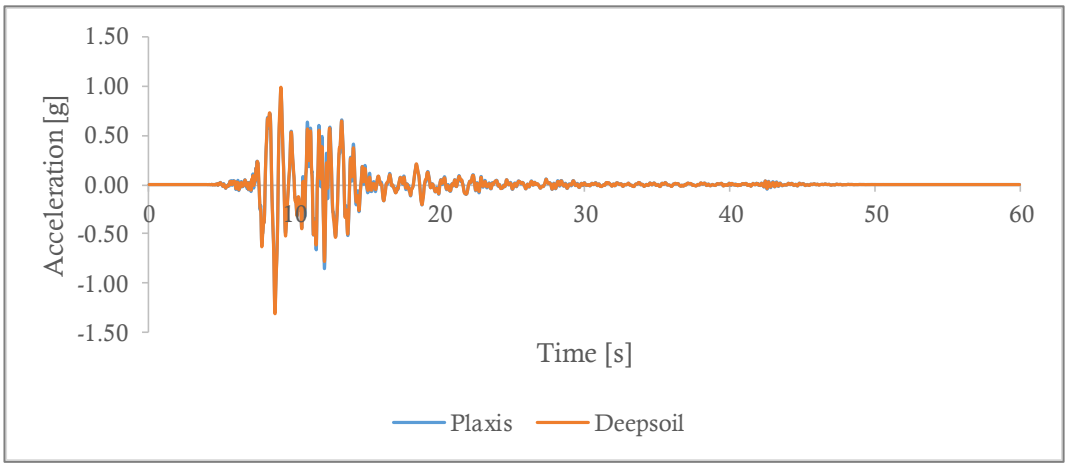
➢ *Superficie (A)*

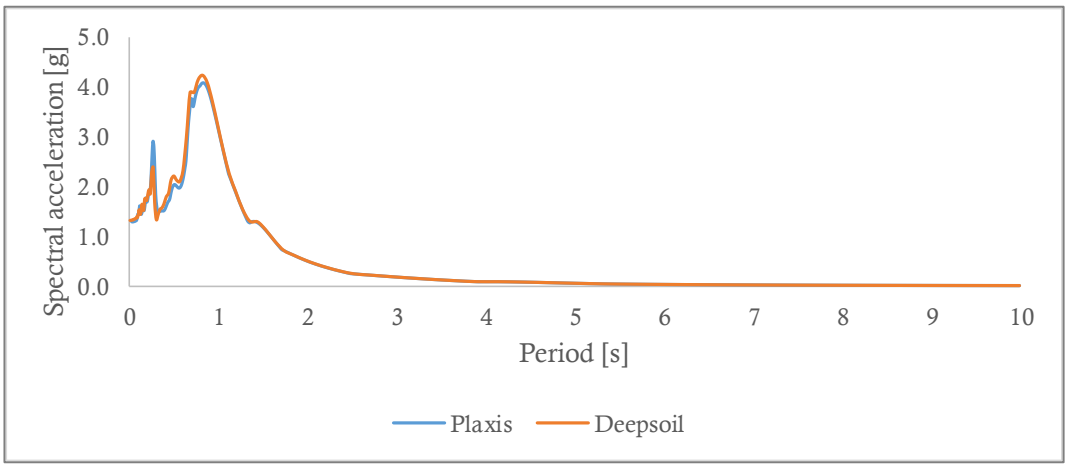


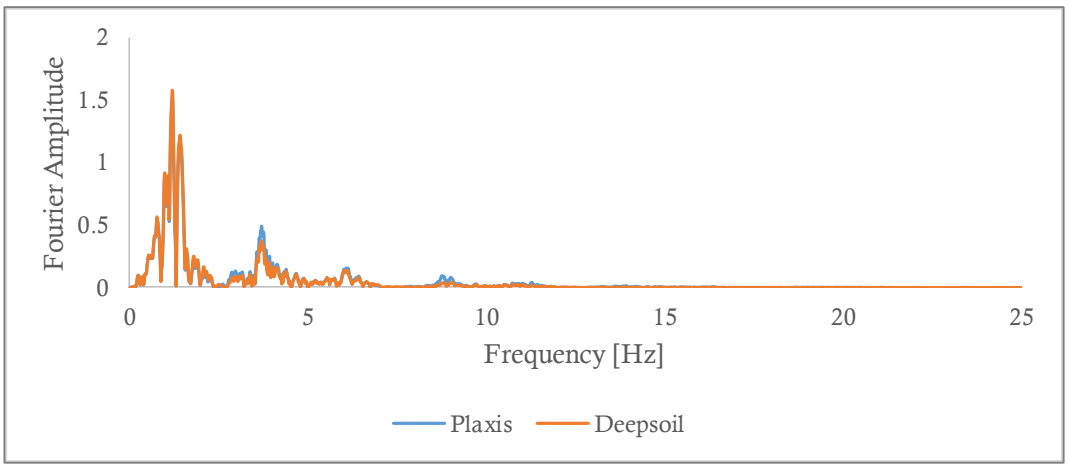




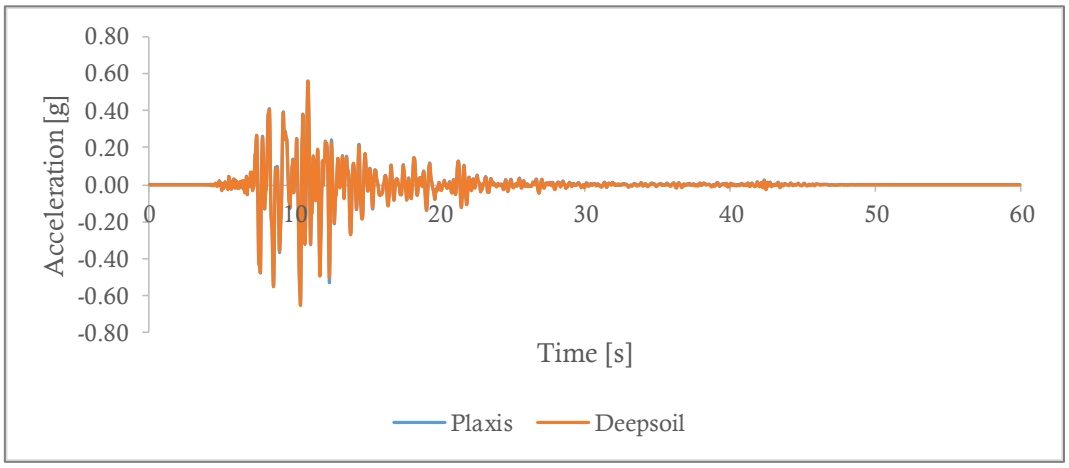
➢ *Metà strato (B)*

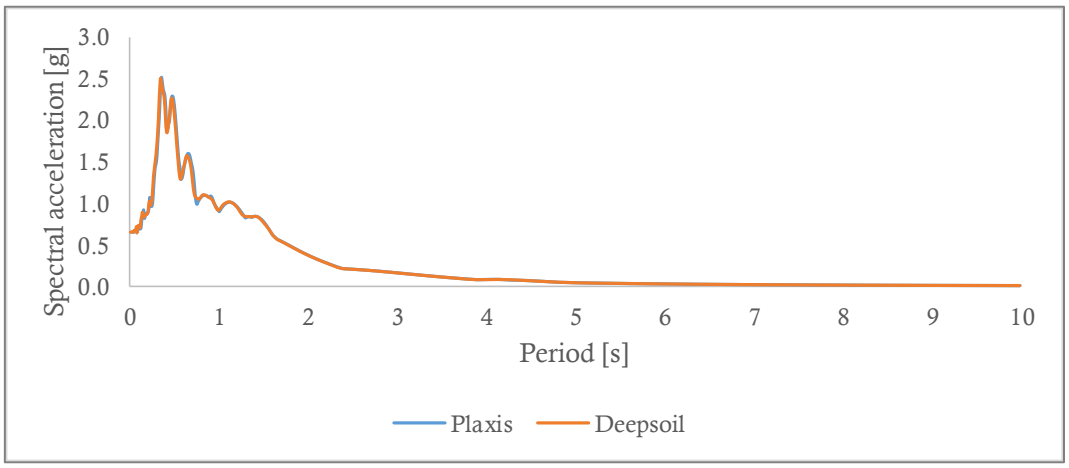


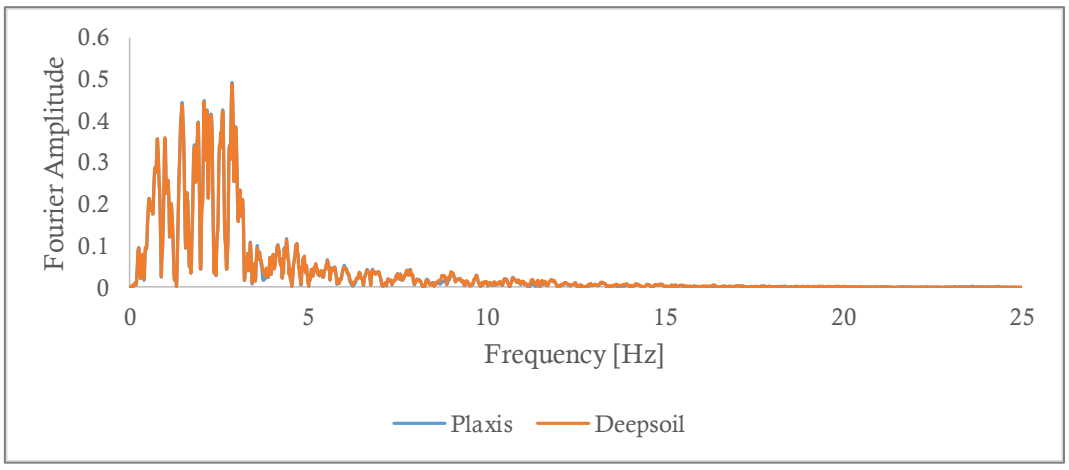




➢ *Bedrock (C)*

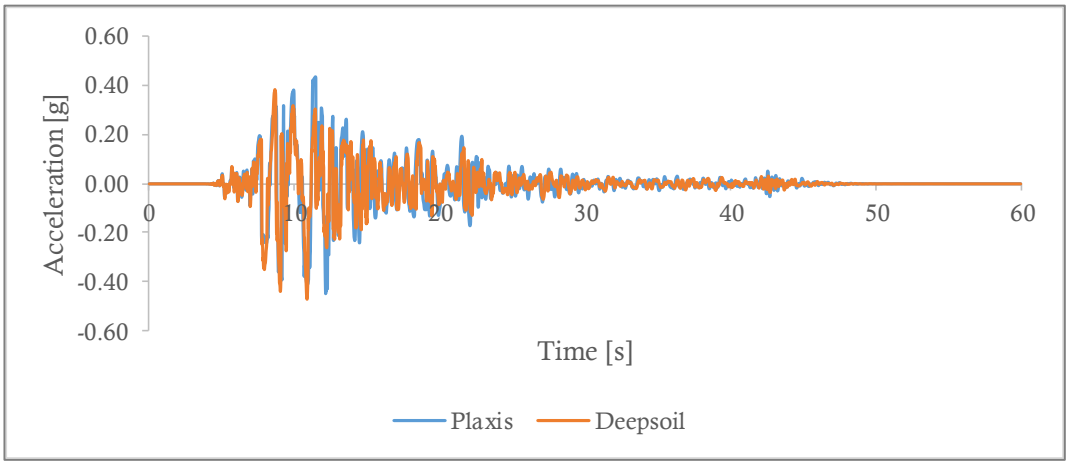

0.80
0.60
0.40
0.20
0.00
-0.20
-0.40
-0.60
-0.80
Acceleration [g]
0
10
20
30
40
50
60
Time [s]
Plaxis
Deepsoil

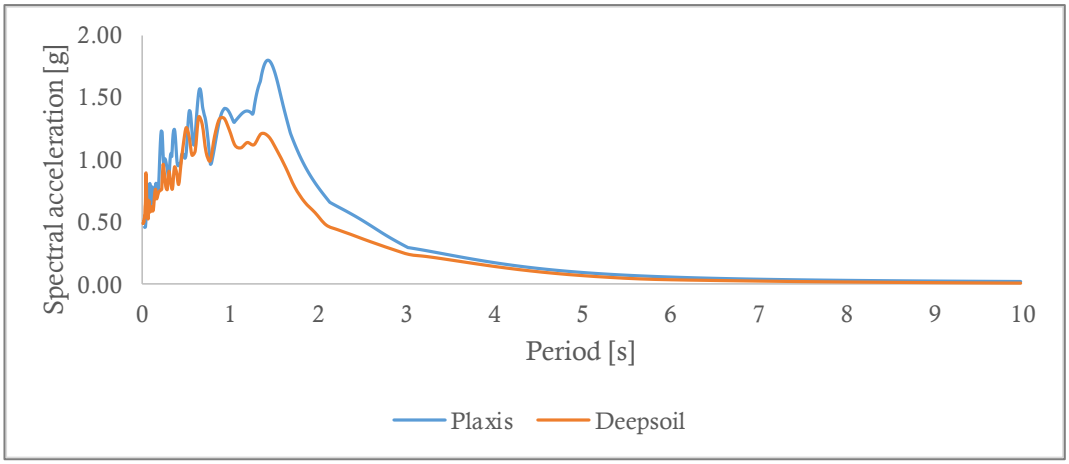

3.0
2.5
2.0
1.5
1.0
0.5
0.0
Spectral acceleration [g]
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
Period [s]
Plaxis
Deepsoil

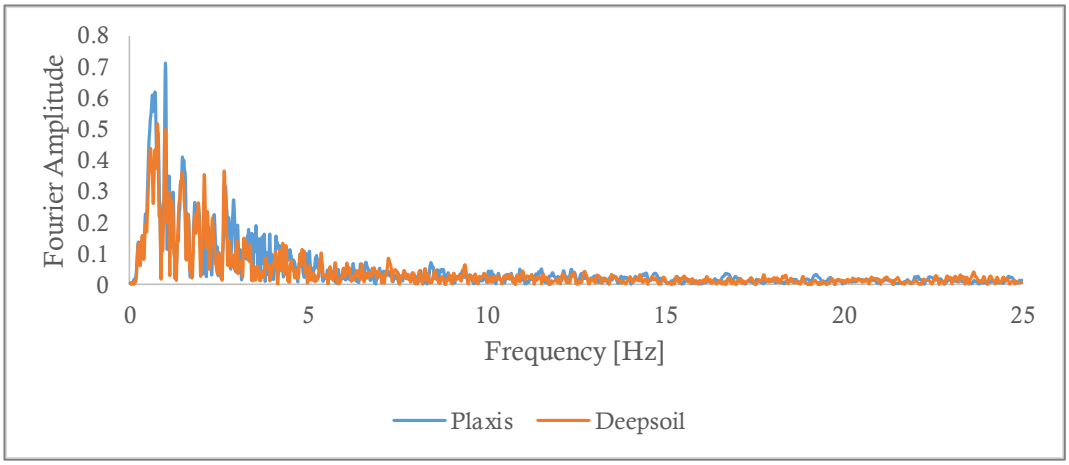

0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
Fourier Amplitude
0
5
10
15
20
25
Frequency [Hz]
Plaxis
Deepsoil

RISULTATI ANALISI NON LINEARE 1D KOBE – BEDROCK FLESSIBILE

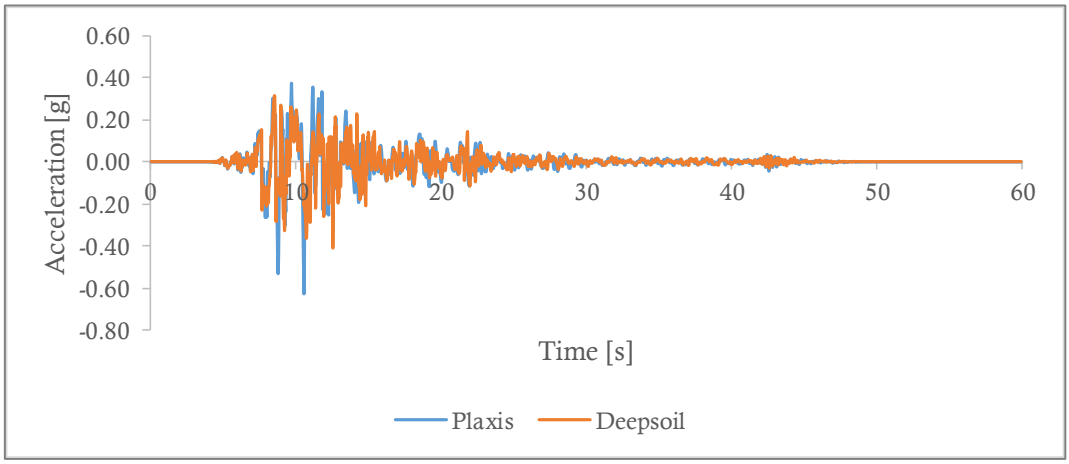
- *Superficie (A)*

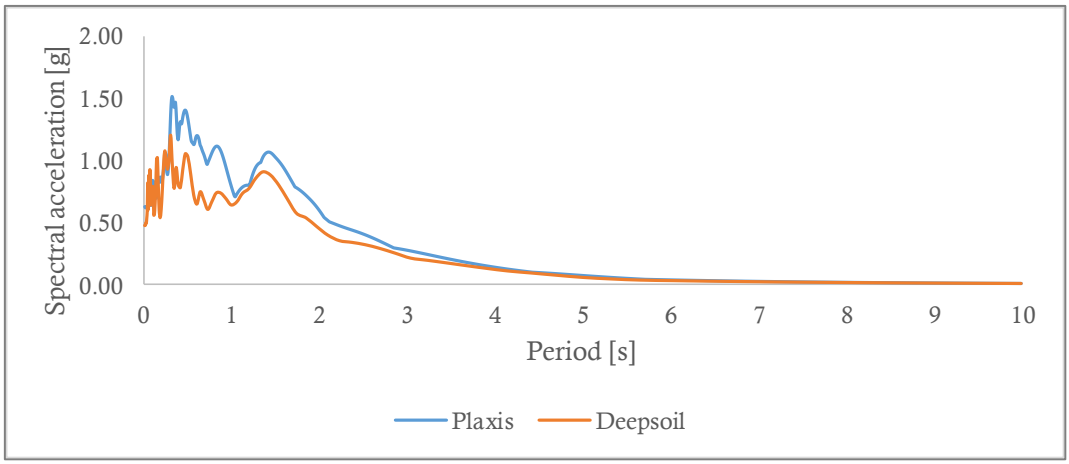


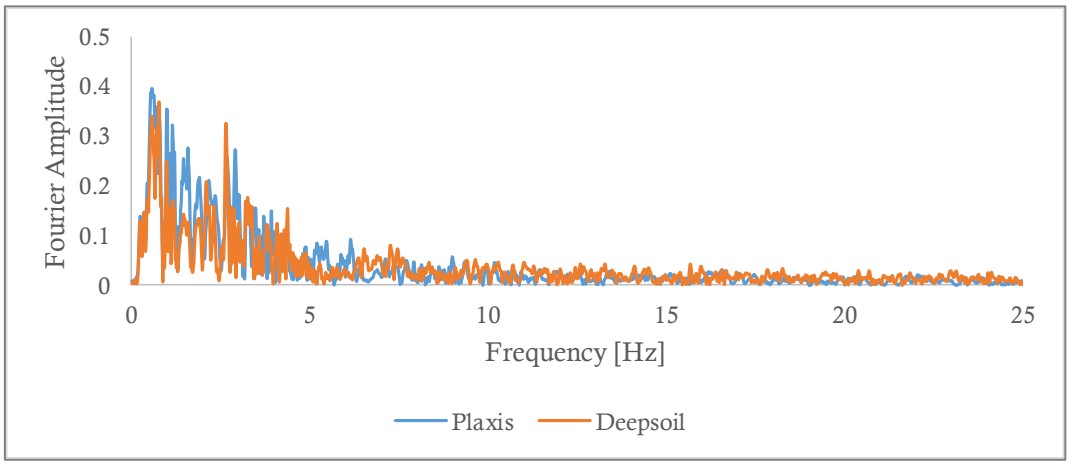




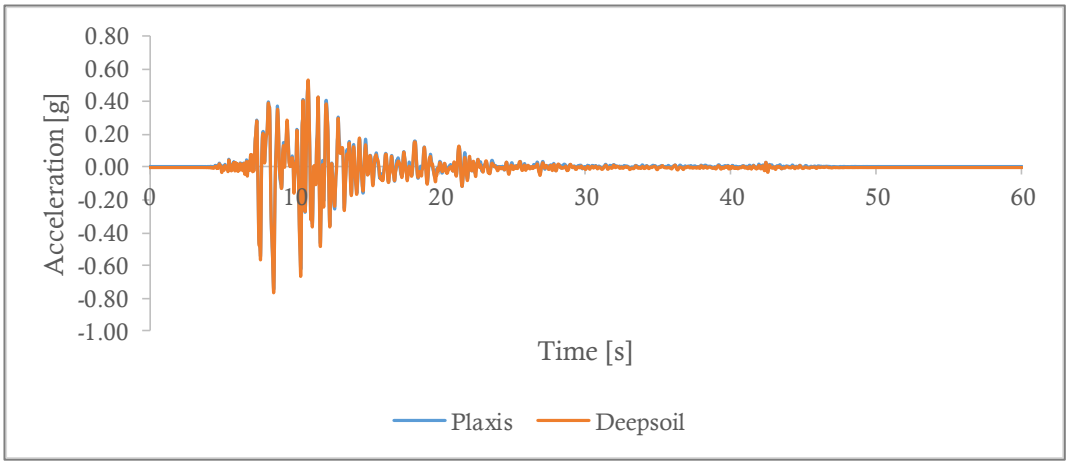
➢ *Metà strato (B)*

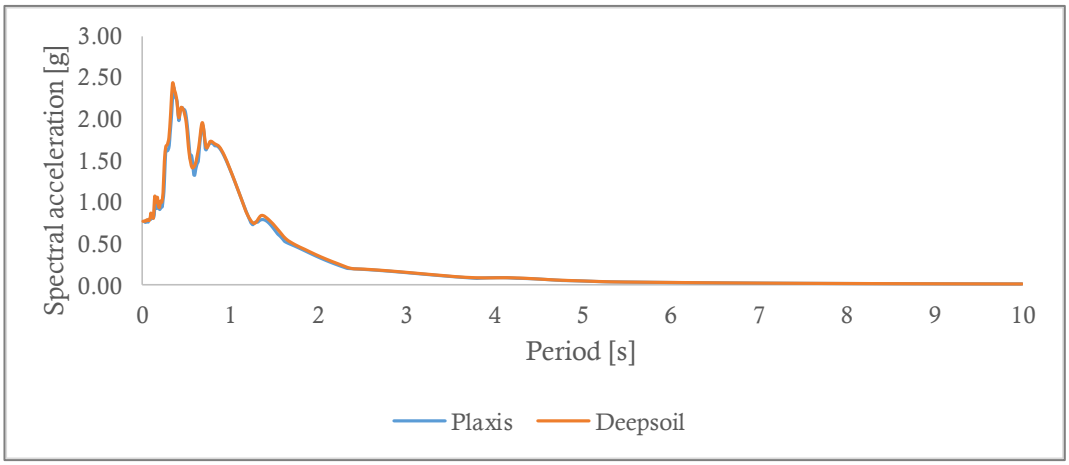


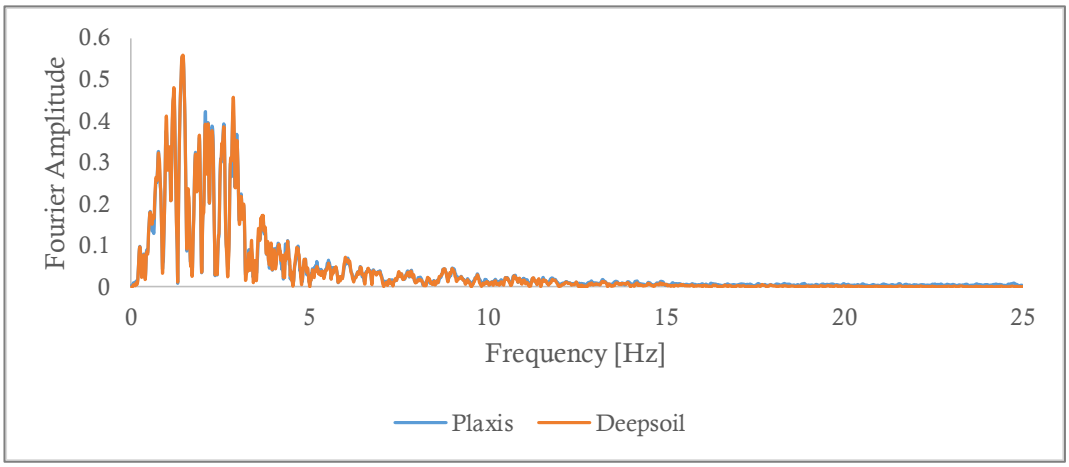




➢ *Bedrock (C)*

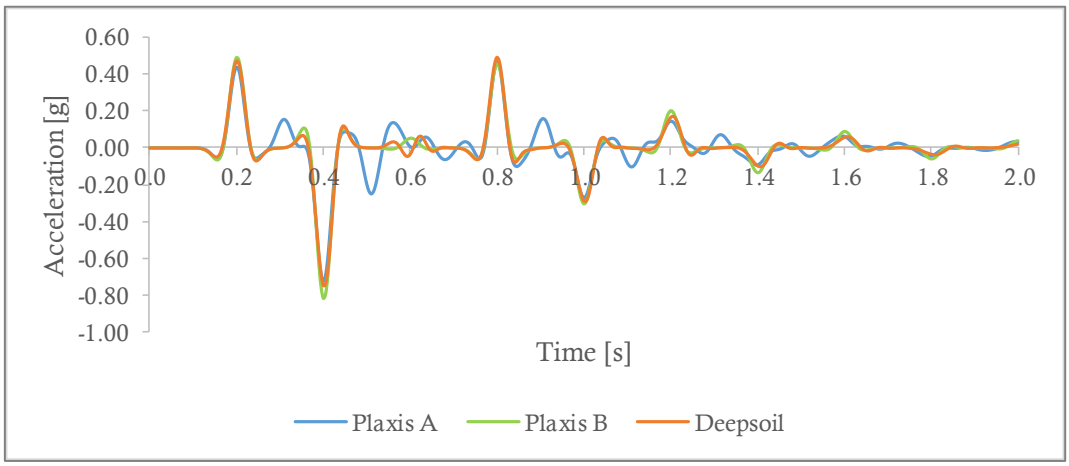

0.80
0.60
0.40
0.20
0.00
-0.20
-0.40
-0.60
-0.80
-1.00
Acceleration [g]
0
10
20
30
40
50
60
Time [s]
Plaxis
Deepsoil

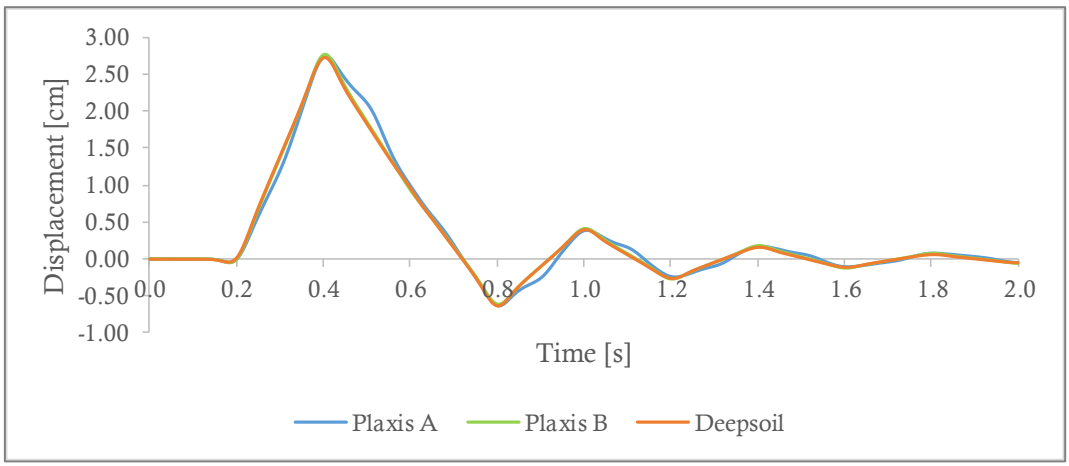

3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
Spectral acceleration [g]
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
Period [s]
Plaxis
Deepsoil

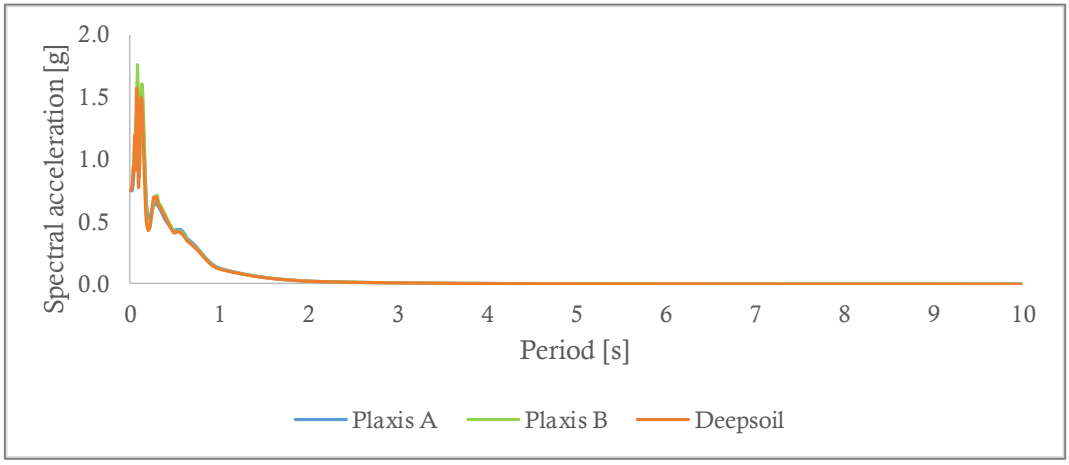

0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
Fourier Amplitude
0
5
10
15
20
25
Frequency [Hz]
Plaxis
Deepsoil

RISULTATI ANALISI LINEARE 2D MONOSTRATO RICKER – BEDROCK FLESSIBILE

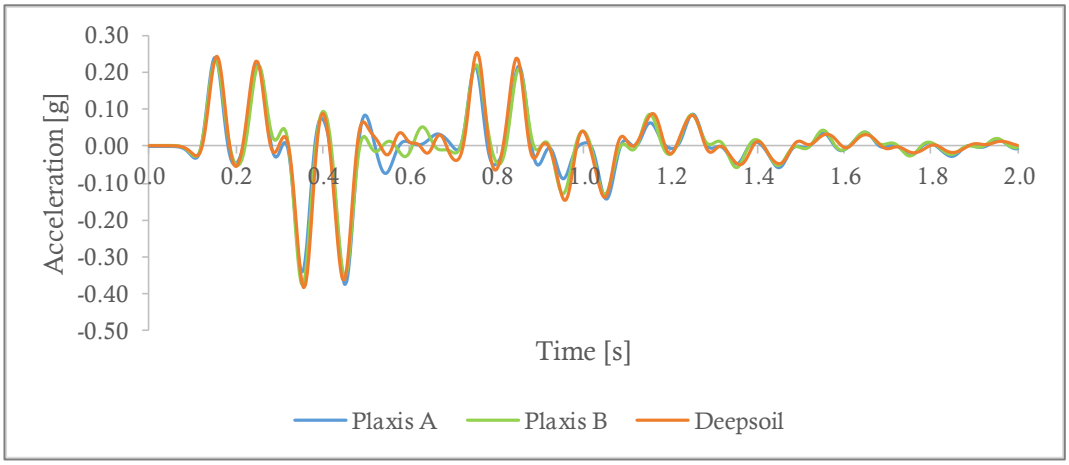
- *Superficie*

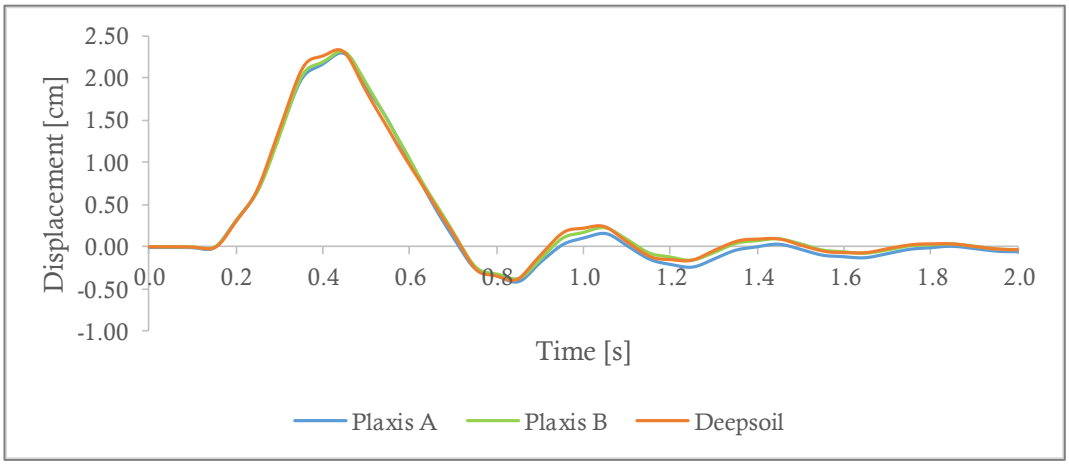


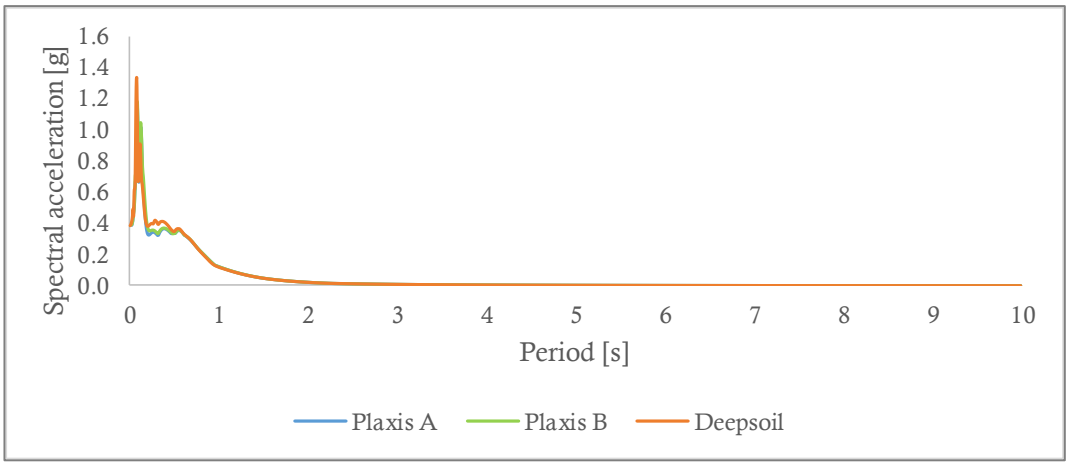




➢ *Metà strato*

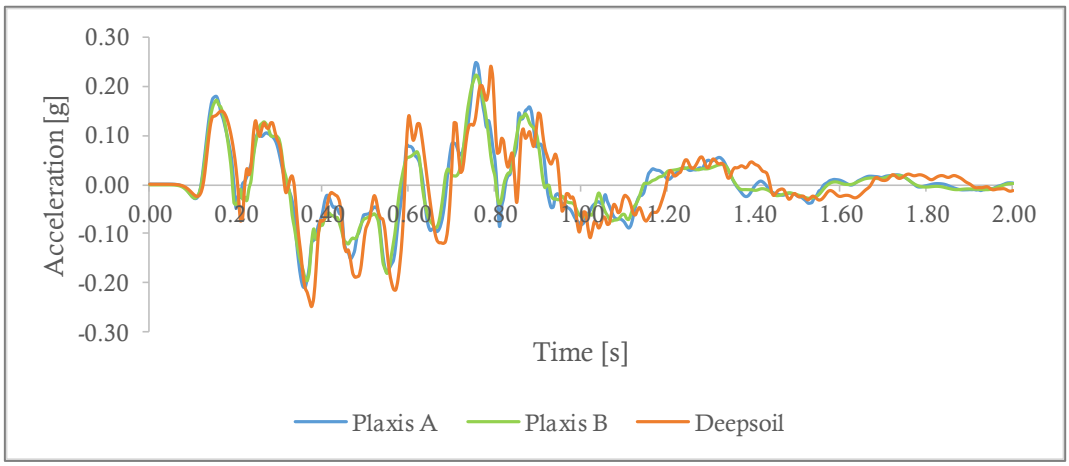

0.30
0.20
0.10
0.00
-0.10
-0.20
-0.30
-0.40
-0.50
Acceleration [g]
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
1.2
1.4
1.6
1.8
2.0
Time [s]
Plaxis A
Plaxis B
Deepsoil

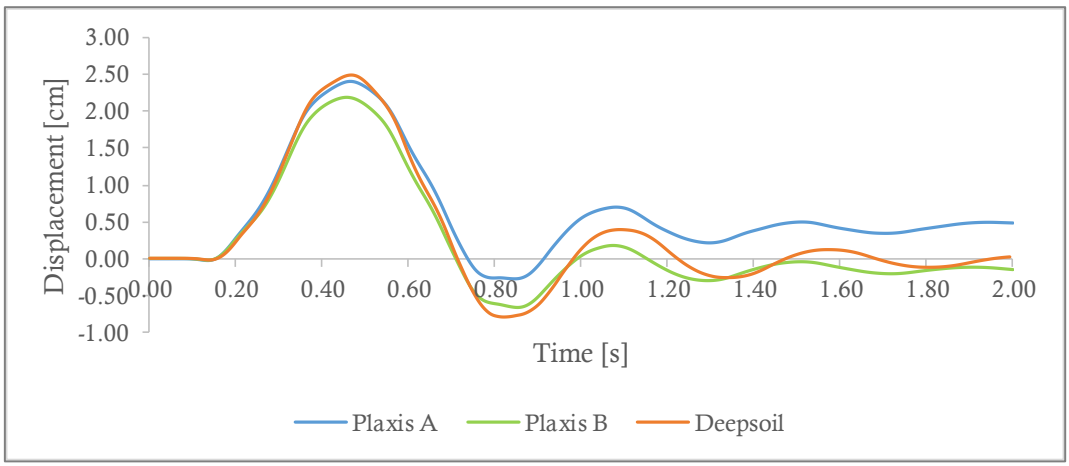

2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
-0.50
-1.00
Displacement [cm]
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
1.2
1.4
1.6
1.8
2.0
Time [s]
Plaxis A
Plaxis B
Deepsoil

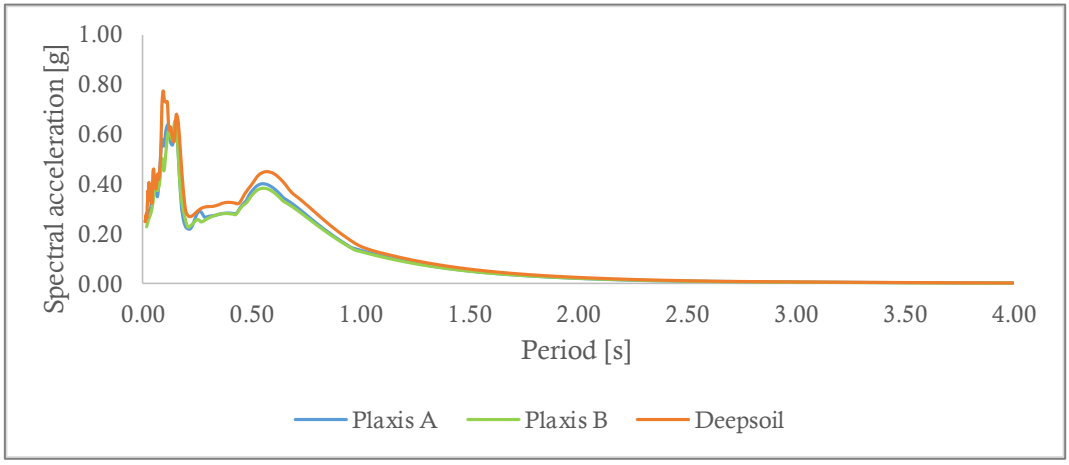

1.6
1.4
1.2
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
Spectral acceleration [g]
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
Period [s]
Plaxis A
Plaxis B
Deepsoil

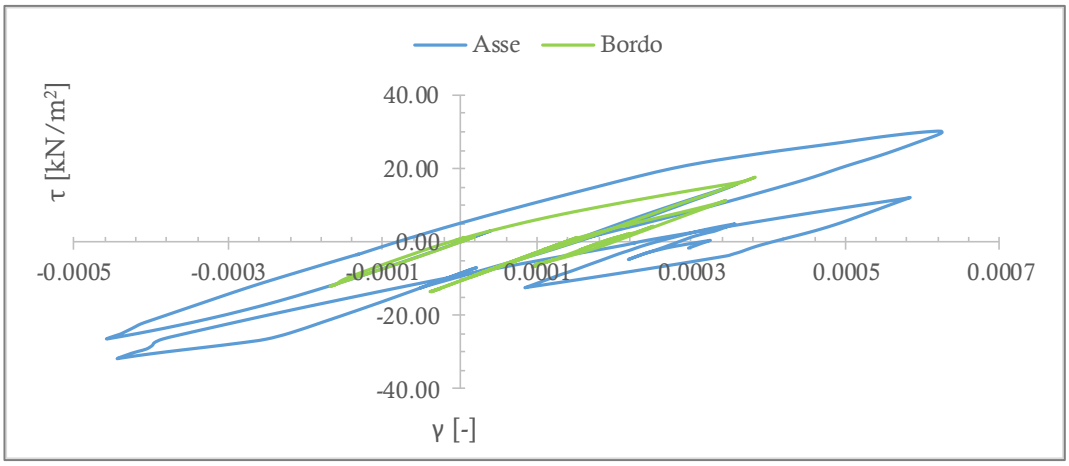
RISULTATI ANALISI NON LINEARE 2D MONOSTRATO RICKER – BEDROCK FLESSIBILE

- *Metà strato*





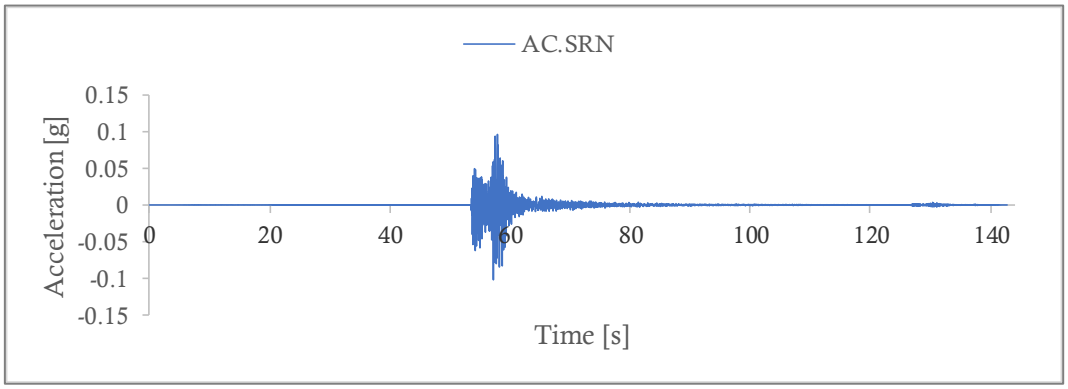


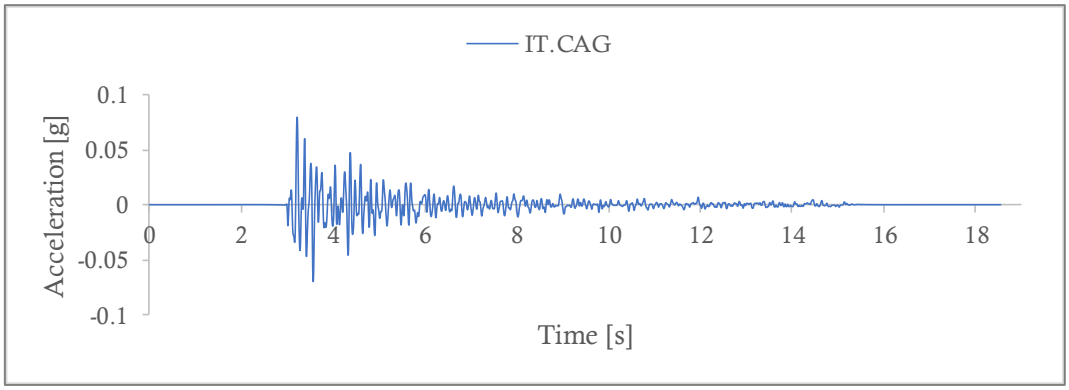

Asse
Bordo
τ [kN/m²]
40.00
20.00
0.00
-20.00
-40.00
-0.0005
-0.0003
-0.0001
0.0001
0.0003
0.0005
0.0007
γ [-]

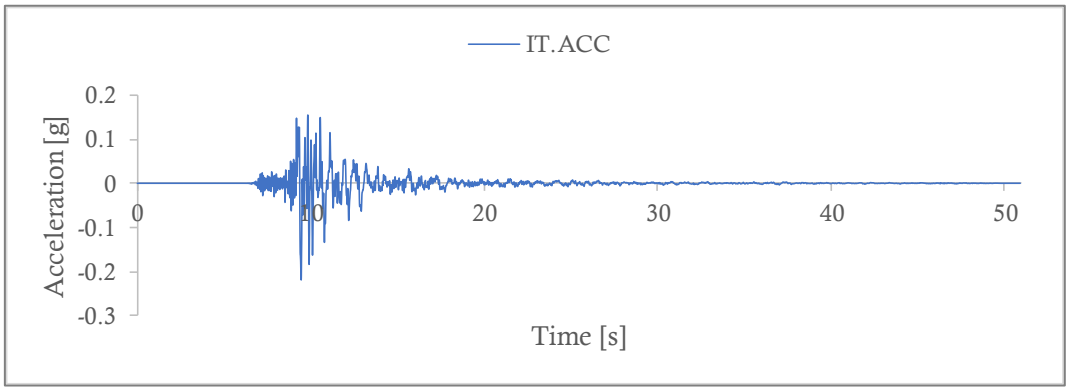
ALLEGATO B

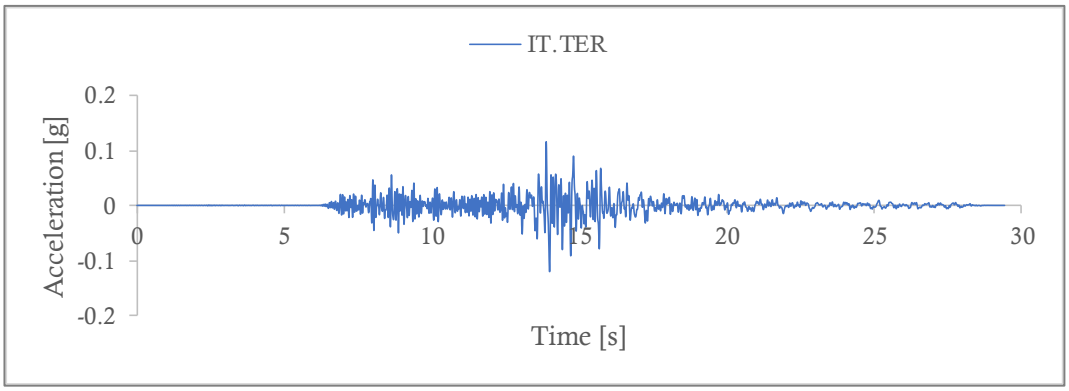
STORIE IN ACCELERAZIONE E SPOSTAMENTO DEI 7 EVENTI SPETTRO-COMPATIBILI CESANA TORINESE (TO)

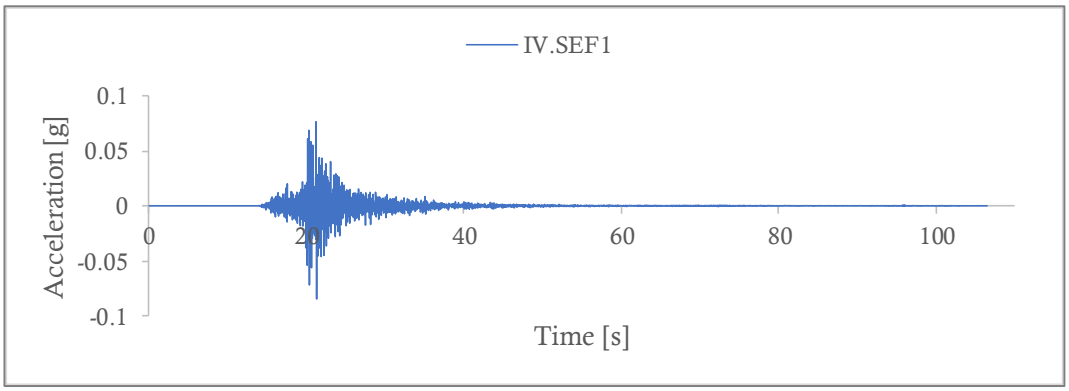
- Accelerogrammi

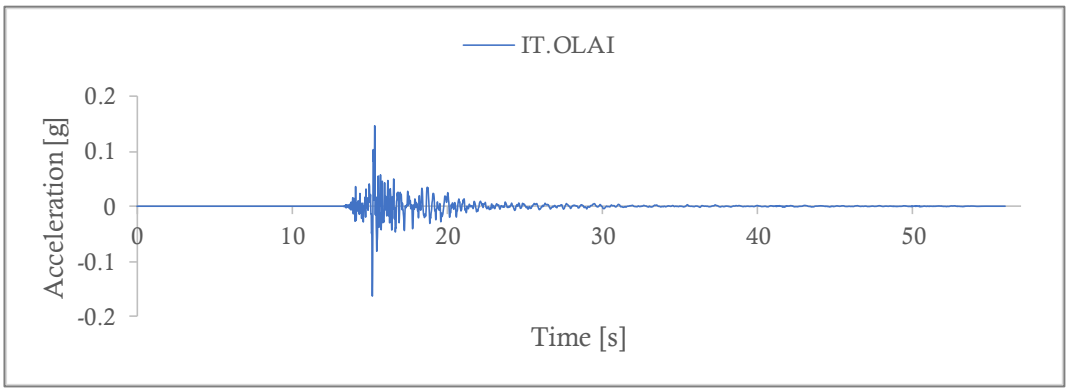


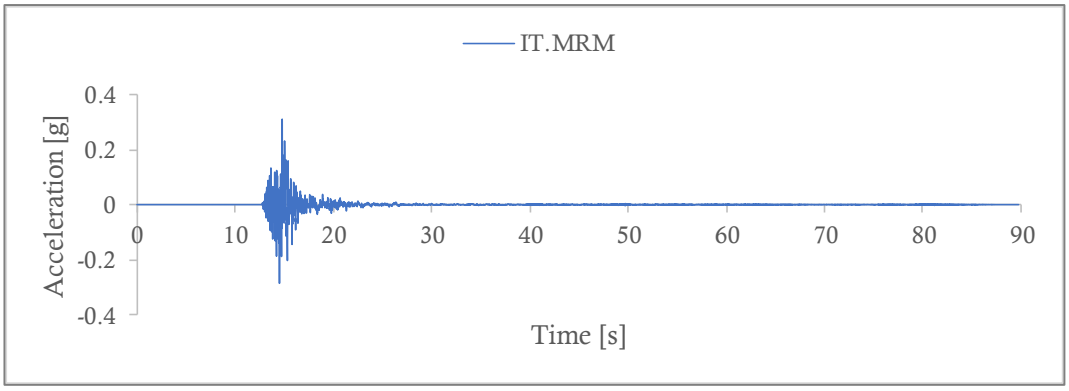




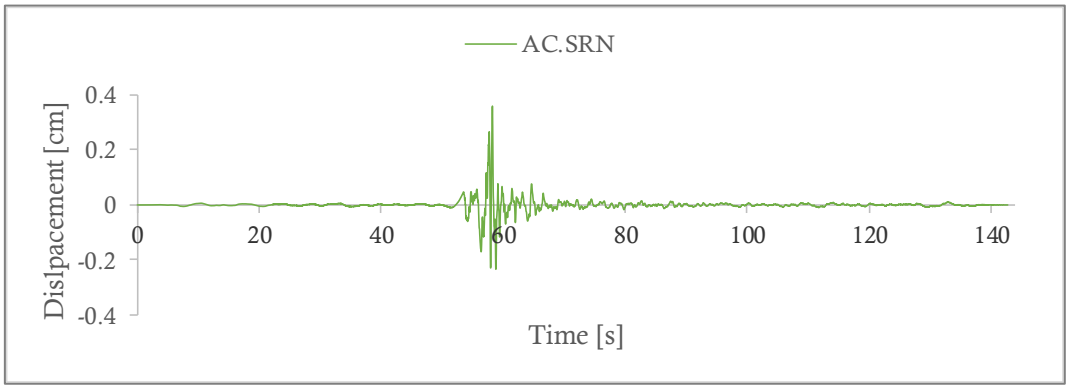

IT.TER
Acceleration [g]
0.2
0.1
0
-0.1
-0.2
0
5
10
15
20
25
30
Time [s]

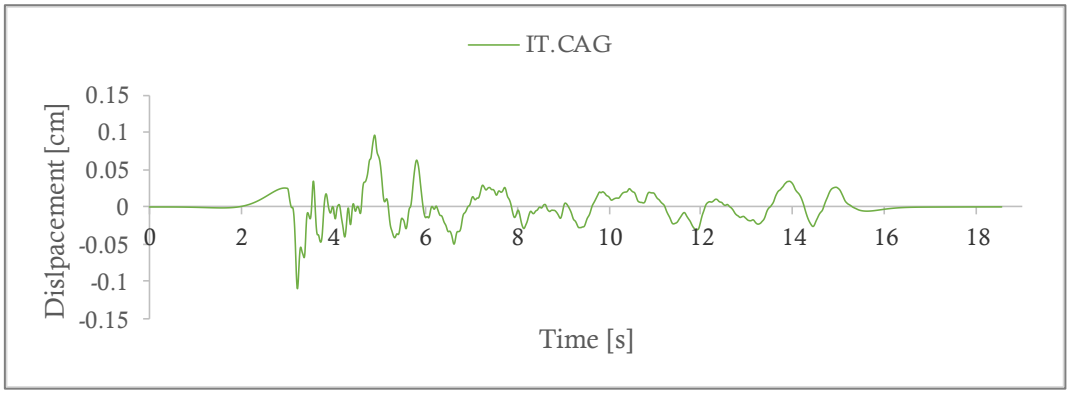

IV.SEF1
Acceleration [g]
0.1
0.05
0
-0.05
-0.1
0
20
40
60
80
100
Time [s]

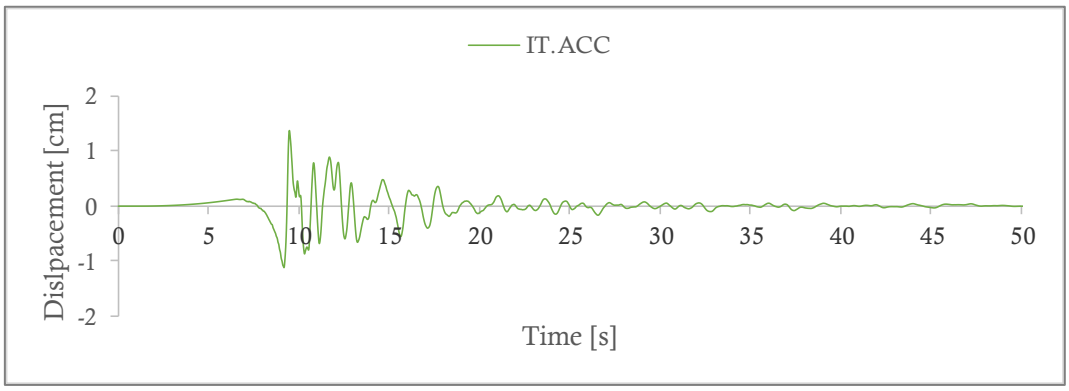

IT.OLAI
Acceleration [g]
0.2
0.1
0
-0.1
-0.2
0
10
20
30
40
50
Time [s]

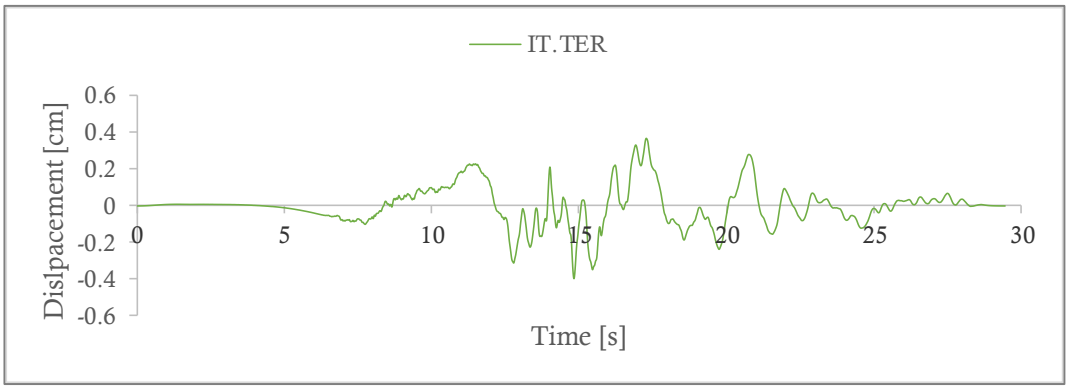

IT.MRM
Acceleration [g]
0.4
0.2
0
-0.2
-0.4
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
Time [s]

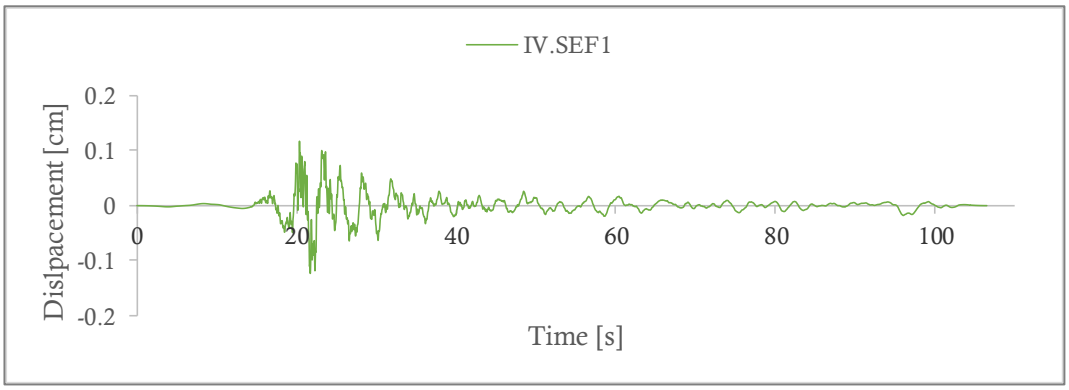
- Storie di spostamento

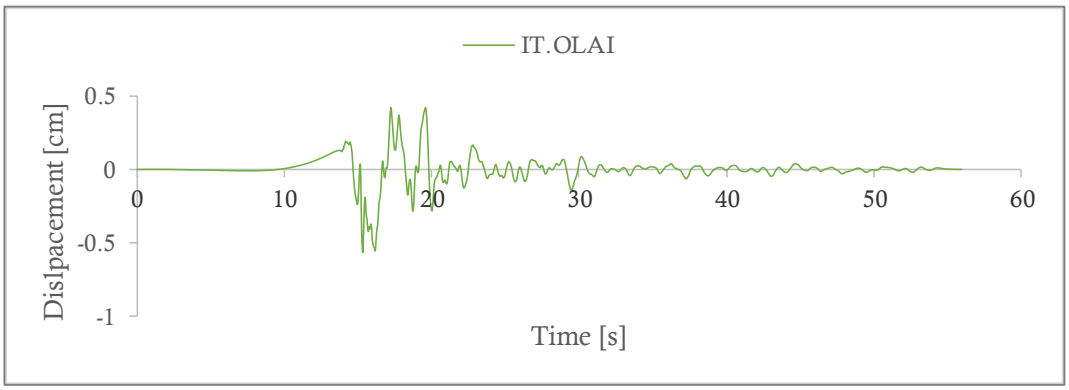


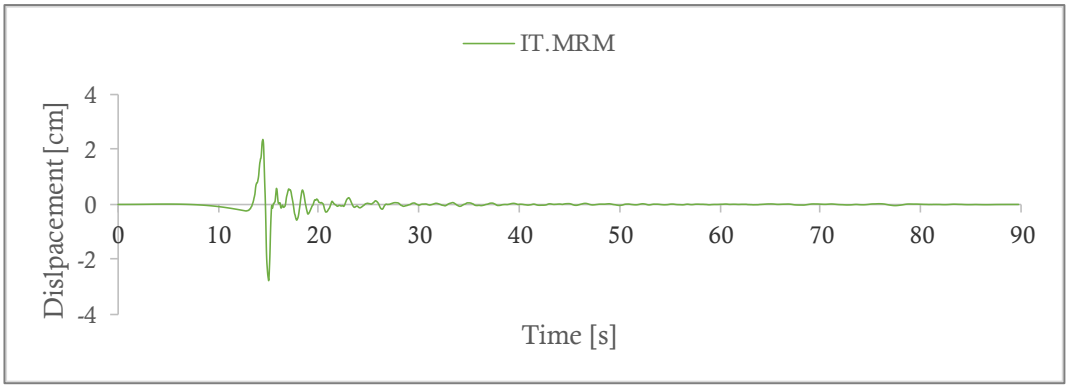





IT.TER
Dislpacement [cm]
0.6
0.4
0.2
0
-0.2
-0.4
-0.6
0
5
10
15
20
25
30
Time [s]


IV.SEF1
Dislpacement [cm]
0.2
0.1
0
-0.1
-0.2
0
20
40
60
80
100
Time [s]

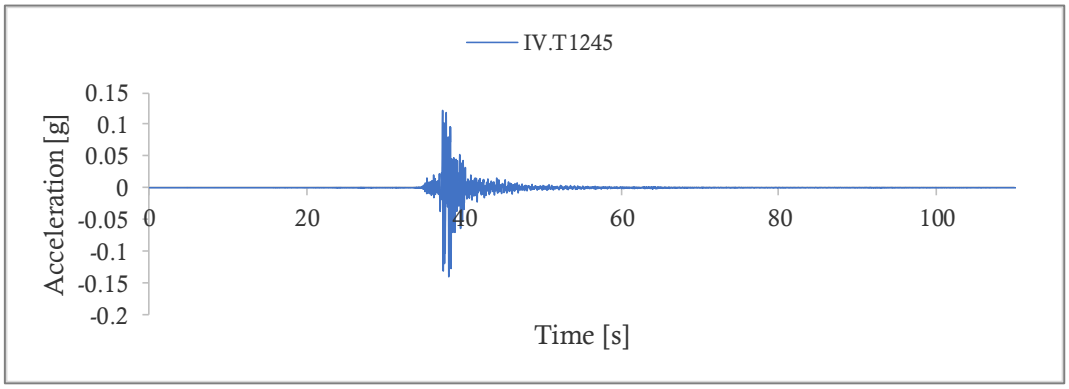

IT.OLAI
Dislpacement [cm]
0.5
0
-0.5
-1
0
10
20
30
40
50
60
Time [s]

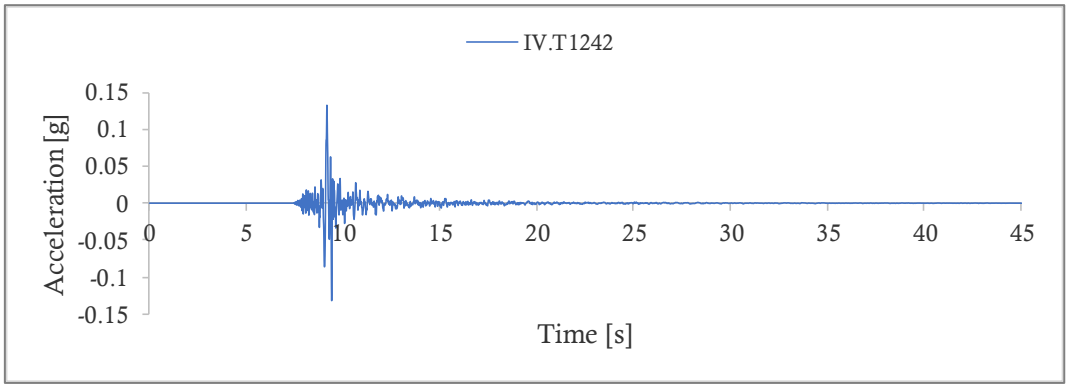

IT.MRM
Dislpacement [cm]
4
2
0
-2
-4
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
Time [s]

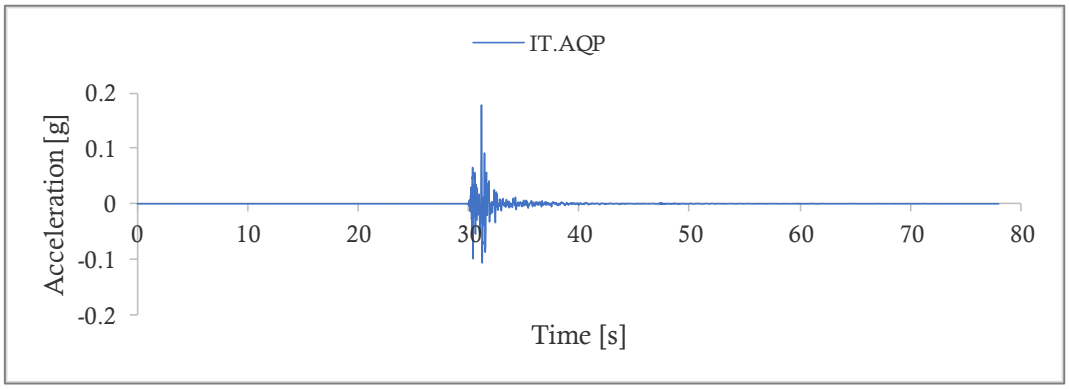
ALLEGATO C

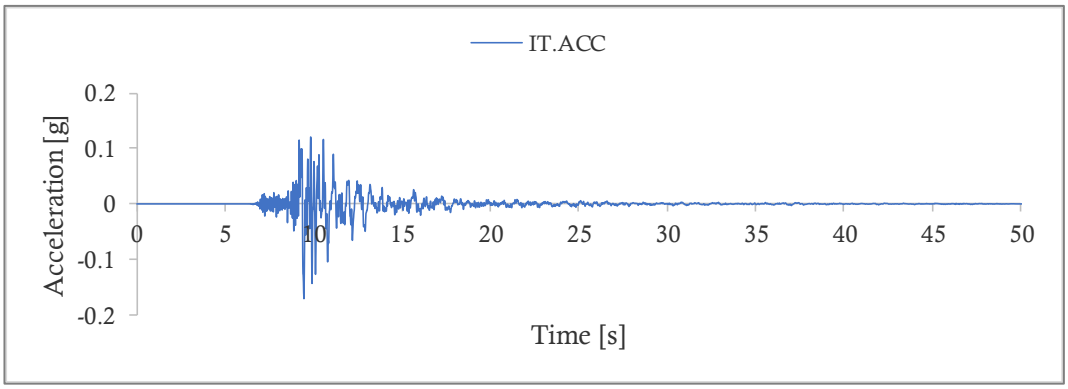
STORIE IN ACCELERAZIONE E SPOSTAMENTO DEI 7 EVENTI SPETTRO-COMPATIBILI BRONDELLO (CN)

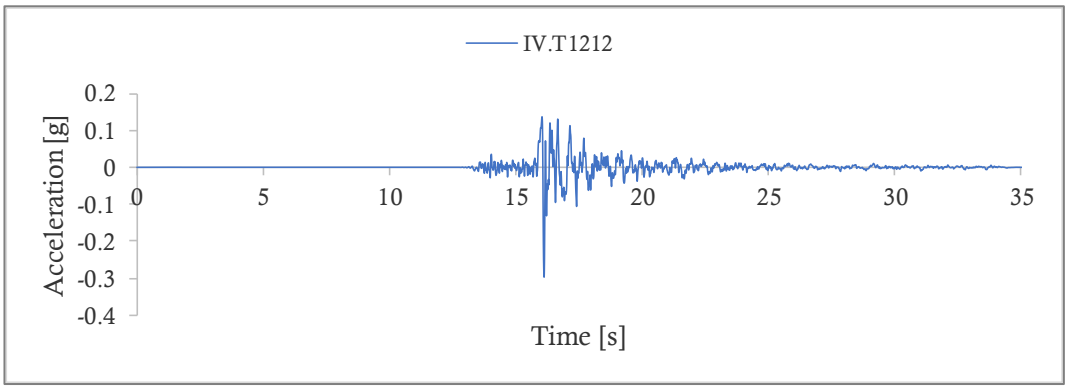
- Accelerogrammi

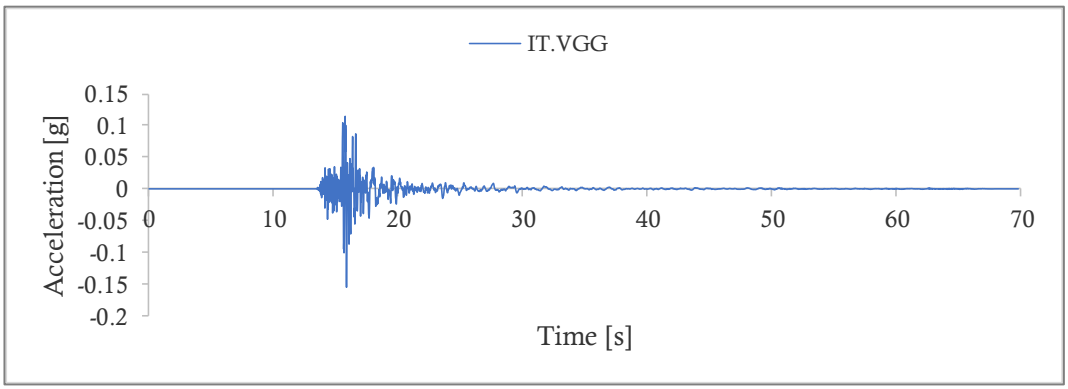


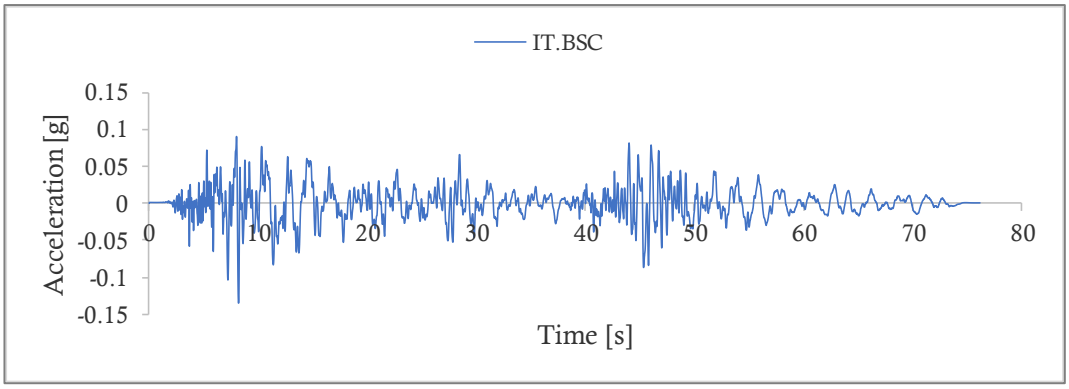




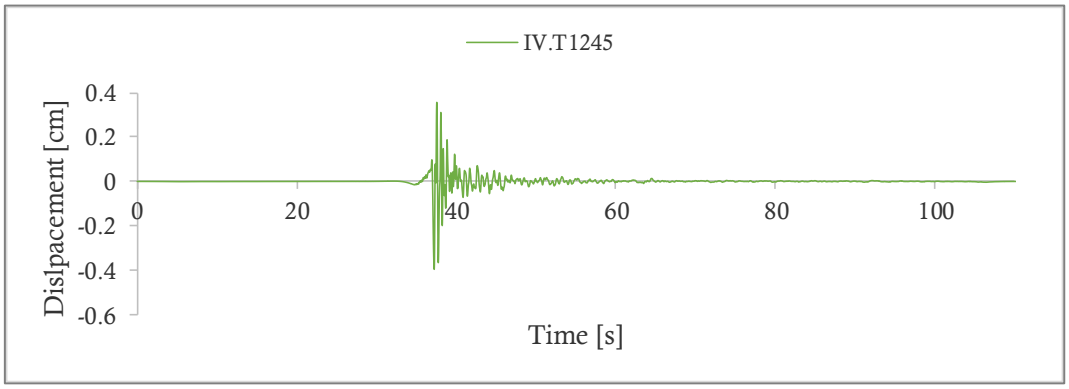

IT.ACC
Acceleration [g]
0.2
0.1
0
-0.1
-0.2
0
5
10
15
20
25
30
35
40
45
50
Time [s]

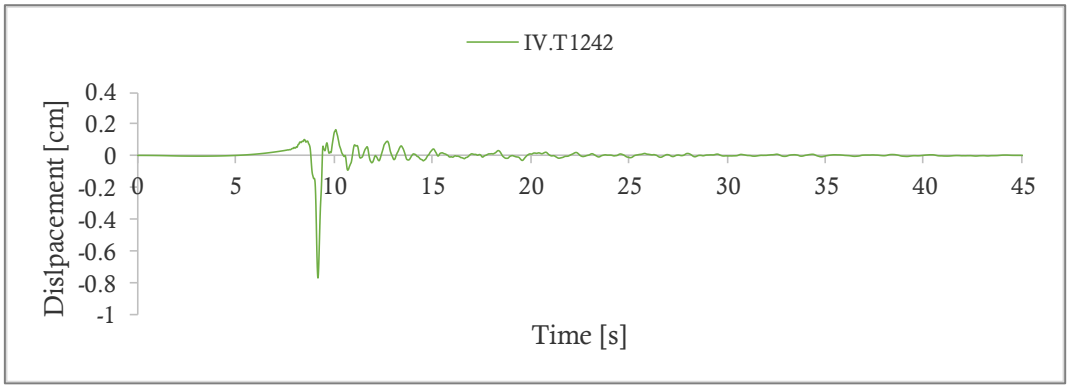

IV.T1212
Acceleration [g]
0.2
0.1
0
-0.1
-0.2
-0.3
-0.4
0
5
10
15
20
25
30
35
Time [s]

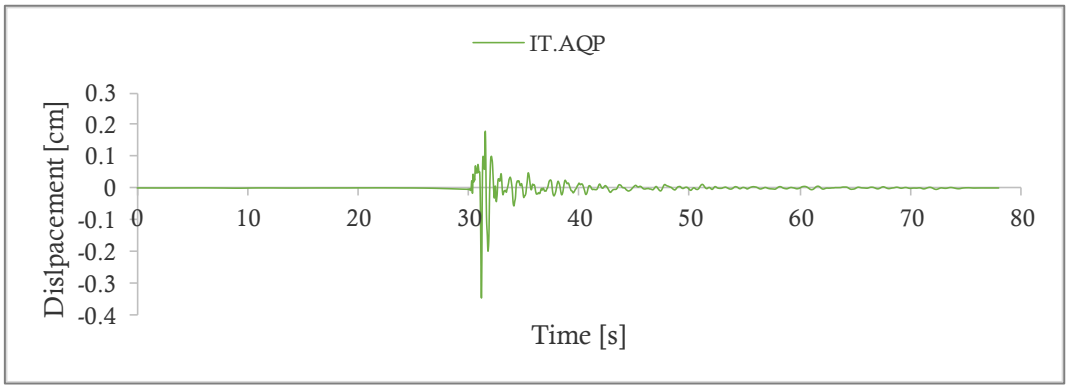

IT.VGG
Acceleration [g]
0.15
0.1
0.05
0
-0.05
-0.1
-0.15
-0.2
0
10
20
30
40
50
60
70
Time [s]

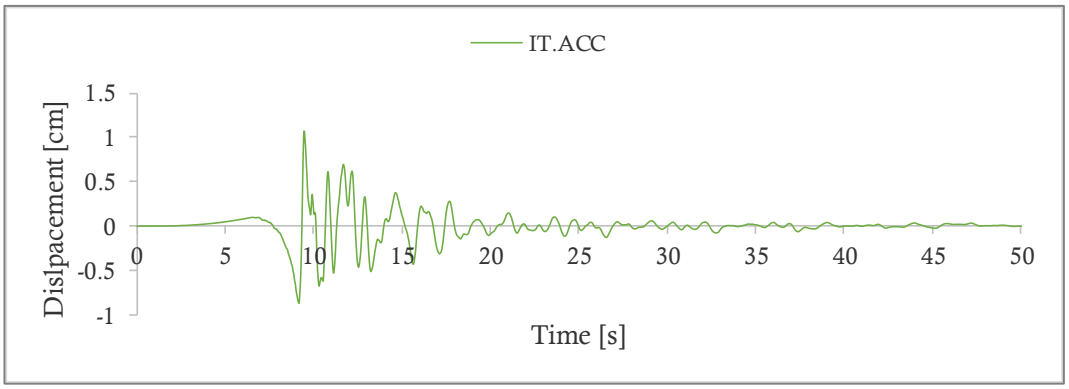

IT.BSC
Acceleration [g]
0.15
0.1
0.05
0
-0.05
-0.1
-0.15
0
10
20
30
40
50
60
70
80
Time [s]

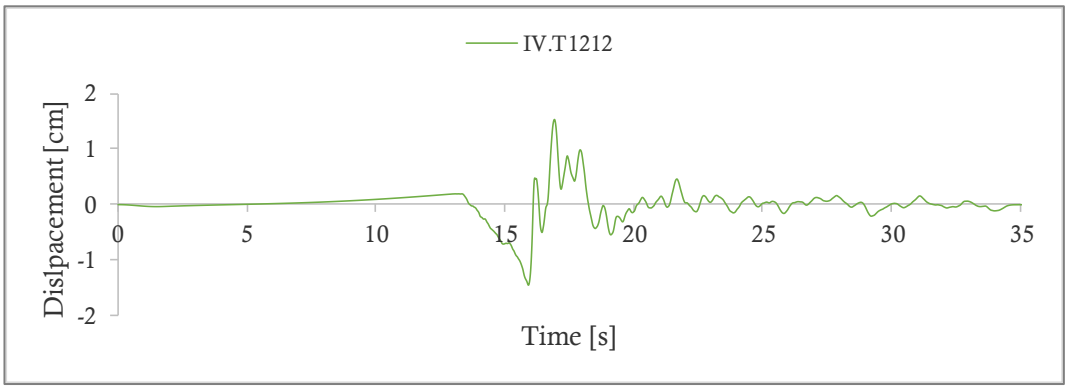
- Storie di spostamento

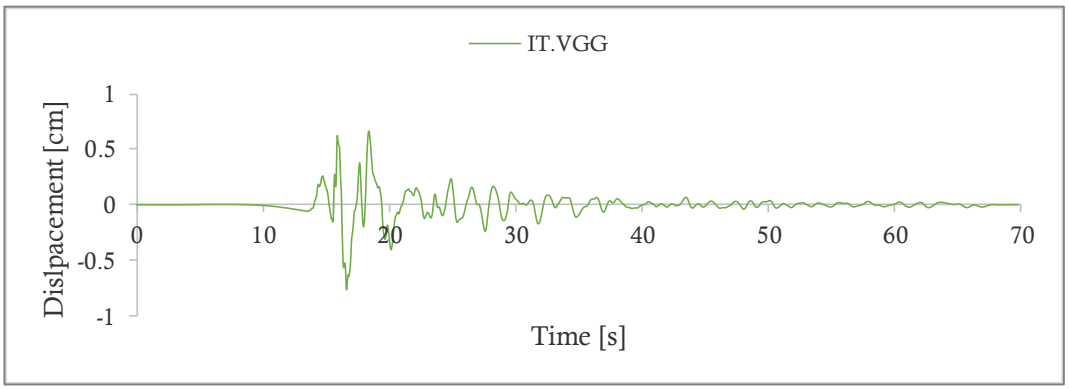


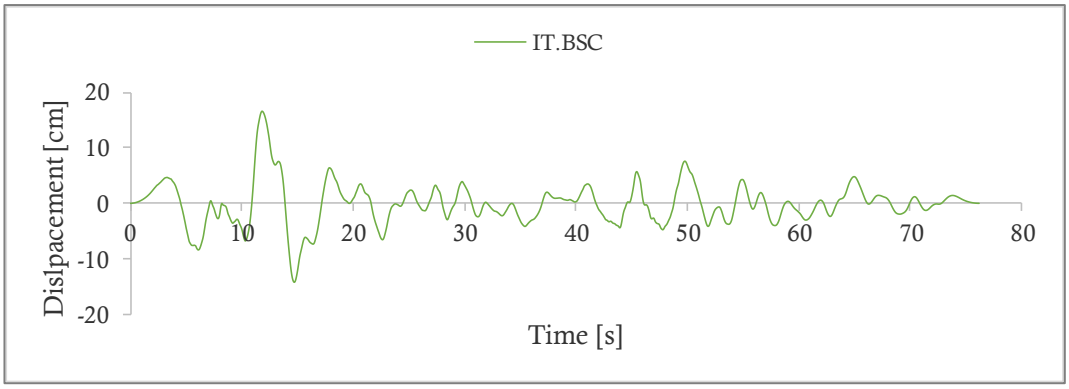





IT.ACC
Dislpacement [cm]
1.5
1
0.5
0
-0.5
-1
0
5
10
15
20
25
30
35
40
45
50
Time [s]


IV.T1212
Dislpacement [cm]
2
1
0
-1
-2
0
5
10
15
20
25
30
35
Time [s]


IT.VGG
Dislpacement [cm]
1
0.5
0
-0.5
-1
0
10
20
30
40
50
60
70
Time [s]


IT.BSC
Dislpacement [cm]
20
10
0
-10
-20
0
10
20
30
40
50
60
70
80
Time [s]

ALLEGATO D

COORDINATE MODELLO DIGA DI ROUGIES

Tabella 42: coordinate per la costruzione del modello della diga di Rougies

Pendio naturale (Fase 0)		Scavo (Fase 1)		Rilevato (Fase 2)	
x [m]	y [m]	x [m]	y [m]	x [m]	y [m]
0	0	0	0	0	0
163	0	163	0	163	0
163	28	163	28	163	31
110	28	129	28	135	31
66	21	115	22	129	28
0	18	106	22	115	22
		97	25.93	106	22
		66	21	97	25.93
		0	18	88	31
				84	31
				70	21.64
				66	21
				0	18

COORDINATE MODELLO DIGA DI BRONDELLO

Pendio naturale (Fase 0)		Rilevato (Fase 1)		Rilevato con argine (Fase 2)	
x [m]	y [m]	x [m]	y [m]	x [m]	y [m]
-10	-1	-10	-1	-10	-1
87	-1	87	-1	87	-1
87	24.25	87	24.25	87	24.25
31.20	24.25	56.42	24.25	56.42	24.25
20.70	21.35	44.65	27.78	44.65	27.78
10	16.50	40.40	30.25	40.40	30.25
-10	16.50	31.20	28.05	31.20	28.05
		30.70	28.05	30.70	28.05
		29.12	21.35	29.12	21.35
		20.70	21.35	20.70	21.35
		10	16.50	20.70	21.60
		-10	16.50	19.50	21.60
				19.50	16
				19.50	17.50
				19.50	16.50
				10	16.50
				-10	16.50