POLITECNICO DI TORINO

Collegio di Ingegneria Civile

Corso di Laurea Magistrale
in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

Valutazione della Risposta Sismica Locale in PUJ Cali

Relatori

prof. Sebastiano Foti
prof. Adrian Rodríguez-Marek

Candidato

Carlos Fernando Grajales Ortiz

Luglio 2018

SOMMARIO

La città colombiana di Santiago di Cali è stata catalogata come zona di alta pericolosità sismica. Diversi scuotimento di alti livelli di intensità nel passato hanno registrato effetti significativi sull'infrastruttura della città. In conseguenza, uno studio di pericolosità sismica è stato fatto dall'Istituto Geologico e di Mine Colombiano (INGEOMINAS), dove diverse zone di comportamento dinamico omogeneo sono state caratterizzate. Per migliorarne la conoscenza sulla risposta del sottosuolo, Otálvaro et al., (2010) hanno sviluppato diverse prove geofisiche nel campus della Pontificia Universidad Javeriana (PUJ Cali), localizzata nella zona omogenea 4e. Come risultato delle prove e dell'analisi di informazione indiretta (pozzi di estrazione nelle vicinanze), un profilo sismo-geotecnico tipico è stato proposto. L'obiettivo della presente ricerca è stato la determinazione della pericolosità in superficie, in termini di Spettro di Risposta a Pericolosità Uniforme (UHS) per la PUJ Cali, conoscendo la pericolosità di base dall'Analisi Probabilistica della Pericolosità Sismica (PSHA) e valutando la Risposta Sismica Locale (RSL) del deposito di terreno.

La metodologia seguita per la definizione dello spettro UHS in superficie intende, prima, la determinazione di un numero sufficiente di accelerogrammi rappresentativi della pericolosità di base per l'analisi del comportamento sismico del deposito di terreno in PUJ Cali, tramite RSL. I risultati dalla RSL si presentano in termini di funzioni di amplificazione, ovvero l'entità dell'amplificazione subita dal profilo di terreno per diversi periodi spettrali, in funzione del livello di scuotimento. Come ultimo passaggio, bisogna integrare tali funzioni con lo spettro UHS in condizioni di riferimento (roccia), dalla PSHA. La strada scelta per questa operazione è stata il Metodo della Convoluzione (Bazzurro & Cornell, 2004b), un metodo consistente con la natura probabilistica della PSHA che intende superare le limitazioni dei "Metodi Ibridi", dove la PSHA si integra con la RSL semplicemente tramite moltiplicazione periodo a periodo dell'UHS in roccia per dei valori deterministici di amplificazione. Inoltre, la variabilità nel profilo delle velocità delle onde di taglio (V_s) è stata introdotta tramite simulazioni Monte Carlo.

I risultati per il presente caso di studio, in termini di UHS per periodi di ritorno di 475 e 1000 anni, segnalano come il metodo della convoluzione, contrario a quanto riportato in letteratura, prevede accelerazioni spettrali consistentemente minori di quelle in corrispondenza dei metodi ibridi. Tale differenza è ancora più significativa all'aumentare del periodo di ritorno. Inoltre, è stato evidenziato come l'effetto della variabilità nel profilo di V_s si tradurre in minori amplificazioni per quasi tutti i periodi spettrali, questo dovuto al fatto della non-linearità indotta nei profili randomizzati meno rigidi. Tuttavia, in termini di UHS, l'inclusione dell'incertezza genera uno spettro più conservativo dello spettro nel caso deterministico poiché il metodo della convoluzione tiene in conto della deviazione standard delle funzioni di amplificazione, significativamente maggiore considerando randomizzazione. Finalmente, è da notare come lo spettro UHS in superficie proposto per PUJ Cali in questo elaborato prevede accelerazioni spettrali minori di quelle corrispondenti agli spettri riportati da INGEOMINAS (2005a) e Otálvaro et al., (2010) sapendo che tali spettri sono inviluppi e non risposte medie.

ABSTRACT

Colombian city Cali has been classified as a high seismic hazard zone. Several recorded ground motions have registered significant effects on the city's infrastructure. In consequence, a seismic hazard analysis was developed by the Institute of Geology and Mines in Colombia (INGEOMINAS), where dynamically homogeneous zones were characterized. To improve the knowledge regarding the seismic response from the soil, Otálvaro et al., (2010) performed a number of geophysical surveys on the campus of Pontificia Universidad Javeriana (PUJ Cali), located on the homogenous zone 4e in Cali. The outcome from the tests and some indirect information was a proposed typical soil profile. This study aims to determine the hazard in surface, in terms of Uniform Hazard Spectrum (UHS) for PUJ Cali, knowing the UHS for rock conditions from the Probabilistic Seismic Hazard Analysis (PSHA) and evaluating the soil's Local Seismic Response (RSL).

The methodology followed to define the UHS in surface consists in first determining enough ground motions coherent with the base hazard for then performing the seismic behavior analysis for the subsoil, by RSL. Results from RSL are presented as amplification functions, that is, the entity of the amplification suffered by the soil for diverse spectral periods, as a function of the level of strain induced. The last step consists in merging said functions with the PSHA. For this operation, the Convolution Method (Bazzurro & Cornell, 2004b) was chosen, a method consistent with the probabilistic nature from the PSHA which aims to overcome the limitations from "Hybrid Methods", where PSHA is merged with RSL by a simple multiplication, period by period, of UHS in rock and deterministic values for amplification. Furthermore, the soil's profile variability is accounted as uncertainty in the shear-wave velocity (V_s) profile, implementing Monte Carlo simulations.

Results, in terms of UHS for return periods of 475 and 1000 years, show how spectral accelerations from the convolution method, contrary as reported in literature, are consistently lower than those corresponding to hybrid methods. This difference becomes more significant as return period increases. Discussing the effect of uncertainty in V_s, it is noted how lower amplifications are experienced for most periods when considering a stochastic situation, this because of non-linearity induced in less rigid randomized profiles. Nevertheless, the UHS considering V_s variability is more conservative than the UHS from the deterministic profile due to the inclusion of standard deviation of amplification functions in the convolution method, significantly higher than those corresponding to the base profile. Finally, it is noted how the UHS proposed for PUJ Cali for this study predicts lower spectral accelerations than those spectrums reported from INGEOMINAS (2005a) and Otálvaro et al., (2010), acknowledging that these last spectrums are envelopes and do not represent a median response.

INDICE

1 INTRODUZIONE 1
2 INQUADRAMENTO TEORICO 3
2.1 Analisi Probabilistica della Pericolosità Sismica (PSHA) 3
2.2 Risposta Sismica Locale (RSL) 4
2.3 Integrazione PSHA con RSL 6
2.4 Risultati da studi precedenti 9
3 SCELTA DEGLI ACCELEROGRAMMI 22
4 FUNZIONI DI AMPLIFICAZIONE 25
4.1 Profilo deterministico di V_s 25
4.2 Profilo di Vs introducendo variabilità 32
5 SPETTRO DI RISPOSTA A PERICOLOSITÀ UNIFORME (UHS) IN SUPERFICIE. 47
5.1 Curve di pericolosità in superficie 47
5.2 UHS Metodo della Convoluzione vs. Metodo Ibrido 51
5.3 Effetto della randomizzazione nell'UHS 56
5.4 Comparazione con studi precedenti 58
6 CONCLUSIONI 61
RINGRAZIAMENTI 63
RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI 64
ALLEGATI 65

LISTA DELLE TABELLE

Tabella 2.1. Sorgenti con maggiore contributo alla pericolosità (INGEOMINAS, 2005a) 16
Tabella 2.2. Accelerogrammi di riferimento per RSL (INGEOMINAS, 2005a) 18
Tabella 2.3. Profilo sismo-geotecnico tipico PUJCali (Otálvaro et al., 2010) 21
Tabella 3.1. Registrazioni scelte per la RSL 23
Tabella 4.1. Coefficienti f1, f2 e sigma per i vari periodi 30
Tabella 4.2. Coefficienti regressione polinomiale per T=1.0s 32
Tabella 4.3. Parametri da Toro (1995) per randomizzazione del profilo di V_s (Rathje et al., 2010) 33
Tabella 4.4. Coefficienti f1, f2 e sigma per modello randomizzato 38
Tabella 4.5. Coefficienti regressione polinomiale per T=1.0s, con randomizzazione 38
Tabella 5.1. Accelerazioni spettrali per diverse probabilità di eccedenza annuale, T=0.01s (Servicio Geologico Colombiano, 2018) 47
Tabella 5.2. Accelerazioni spettrali in superficie per ogni periodo in considerazione, Tr=475 anni 52
Tabella 5.3. Accelerazioni spettrali per ogni periodo in considerazione, profilo randomizzato (Tr = 475 anni) 56

LISTA DELLE FIGURE

Figura 2.1. Curve di decadimento e smorzamento per sabbie (Seed et al., 1986) 5
Figura 2.2. Funzione di amplificazione per i due modelli proposti (Stewart et al., 2014)..... 8
Figura 2.3. Comparazione delle curve di pericolosità dai metodi ibrido e probabilistico in corrispondenza di T=0s (PGA) (Cramer, 2003)..... 10
Figura 2.4. UHS in superficie per a) Tr=72 anni, b) Tr=475 anni, c) Tr=975 anni, d) Tr=2475 anni (Bazzurro & Cornell, 2004b)..... 11
Figura 2.5. Sito in Los Angeles, a) UHS per roccia e superficie con Tr=975 anni, con modificazione della pericolosità, b) Curve di pericolosità per PGA e T=1.0s in deposito blando, c) Curve di pericolosità per PGA e T=1.0s in deposito duro (Stewart et al., 2014).... 12
Figura 2.6. Sito in San Francisco, a) UHS per roccia e superficie con Tr=975 anni, con modificazione della pericolosità, b) Curve di pericolosità per PGA e T=1.0s in deposito blando, c) Curve di pericolosità per PGA e T=1.0s in deposito duro (Stewart et al., 2014).... 13
Figura 2.7. Sito in Sacramento, a) UHS per roccia e superficie con Tr=975 anni, con modificazione della pericolosità, b) Curve di pericolosità per PGA e T=1.0s in deposito blando, c) Curve di pericolosità per PGA e T=1.0s in deposito duro (Stewart et al., 2014).... 14
Figura 2.8. Suite di 5 e 20 scuotimenti scelti per accoppiamento con spettro obiettivo (Rathje et al., 2010)..... 15
Figura 2.9. Influenza delle randomizzazioni di V_s in a) valore medio, b) deviazione standard dello spettro di risposta in superficie (Rathje et al., 2010)..... 15
Figura 2.10. Disaggregazione della pericolosità (INGEOMINAS, 2005a) 16
Figura 2.11. UHS proposto per Cali (INGEOMINAS, 2005a)..... 17
Figura 2.12. Zonazione sismica per la città di Cali (INGEOMINAS, 2005a) 18
Figura 2.13. Localizzazione pozzi di estrazione, down-hole e sondaggi elettrici per campus PUJ Cali (Otálvaro et al., 2010) 19
Figura 2.14. Risultati sondaggi elettrici verticali (Otálvaro et al., 2010)..... 20
Figura 2.15. Risultati prova down-hole (Otálvaro et al., 2010) 20
Figura 2.16. Spettri di risposta (Otálvaro et al., 2010)..... 21
Figura 3.1. Spettro di risposta di ogni registrazione scelta 24
Figura 3.2. Compatibilità spettrale spettro medio (18 registrazioni) con UHS..... 24
Figura 4.1. Profilo di V_s per PUJ Cali in STRATA 25
Figura 4.2. Funzioni di amplificazione per periodi di 0.01, 0.02, 0.03, 0.05, 0.1, 0.2, 0.3, 0.5, 1.0, 2.0 e 3.0s..... 30
Figura 4.3. Funzione polinomiale di amplificazione per 1.0s 31
Figura 4.4. Esempio di profilo di V_s randomizzato (Rathje et al., 2010)..... 33
Figura 4.5. Funzioni di amplificazione per periodi di 0.01, 0.02, 0.03, 0.05, 0.1, 0.3, 0.5, 1.0, 2.0 e 3.0s con randomizzazione del profilo di V_s..... 37
Figura 4.6. Funzione polinomiale di amplificazione per 1.0s, caso randomizzato 38
Figura 4.7. Comparazione funzioni di amplificazione per deviazione standard s=0 e s=0.31. 43
Figura 4.8. Profili randomizzati di Vs..... 44
Figura 4.9. Profilo deformazione per taglio 44
Figura 4.10. Curva di decadimento per limo argilloso..... 45
Figura 4.11. Curva di smorzamento per limo argilloso..... 46
Figura 5.1. Curve di pericolosità in roccia, T=0.01s (Servicio Geologico Colombiano, 2018) 48
Figura 5.2. Curve di pericolosità in roccia, T=0.01, 0.1, 0.2, 0.3, 0.5, 1.0, 2.0 e 3.0s (Servicio Geologico Colombiano, 2018) 48

Figura 5.3. Curve di pericolosità in roccia e superficie per T=0.01, 0.1, 0.2, 0.3, 0.5, 1.0, 2.0 e 3.0s 51
Figura 5.4. Spettro UHS in superficie, Tr=475 anni 52
Figura 5.5. Spettro UHS in superficie, Tr=1000 anni 53
Figura 5.6. Funzione di amplificazione media 54
Figura 5.7. Spettro UHS in superficie con il metodo ibrido in Cramer, in Stewart e metodo della convoluzione, Tr=475 anni 55
Figura 5.8. Spettro UHS in superficie con il metodo ibrido in Cramer, in Stewart e metodo della convoluzione, Tr=1000 anni 56
Figura 5.9. Comparazione spettri di risposta profilo deterministico e randomizzato, Tr=475 anni 57
Figura 5.10. Comparazione spettri di risposta profilo deterministico e randomizzato, Tr=1000 anni 58
Figura 5.11. Comparazione spettro proposto con INGEOMINAS (2005a), Tr=475 anni 59
Figura 5.12. Comparazione spettro proposto con C22 da Otálvaro et al. (2010), Tr=475 anni 59
Figura 5.13. Comparazione spettro proposto con PUJ da Otálvaro et al. (2010), Tr=475 anni 60

LISTA DELLE TABELLE IN ALLEGATI

Tabella A 1. Profilo del sottosuolo impostato su STRATA 65

LISTA DELLE FIGURE IN ALLEGATI

Figura A 1. Curva decadimento modulo per limo e transizione 65
Figura A 2. Curva smorzamento per limo e transizione..... 66
Figura A 3. Curva decadimento del modulo per grave 66
Figura A 4. Curva smorzamento per grave 67
Figura A 5. Curva decadimento del modulo per limo argilloso 67
Figura A 6. Curva smorzamento per limo argilloso 68
Figura A 7. Curve di pericolosità in superficie e roccia per profili randomizzati, per periodi di 0.01, 0.1, 0.2, 0.3, 0.5, 1.0, 2.0 e 3.0s..... 71

1 INTRODUZIONE

Il campus della Pontificia Universidad Javeriana (PUJ Cali) è localizzato al sud della città di Santiago de Cali, Colombia. La città si trova nella regione Andina, fra le catene montuose Cordillera Central e Cordillera Occidental, nella valle che forma il fiume Rio Cauca. Tale zona è stata catalogata come di alta pericolosità sismica, con un'accelerazione picco in suolo di riferimento di circa 0.21g corrispondente ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni (INGEOMINAS, 2005a).

Nella città ci sono documenti che riportano movimenti sismici da 1566. Tuttavia, gli scuotimenti più importanti datano di gennaio di 1906, sentito in tutta la costa occidentale colombiana, novembre di 1979, con un'intensità estimata di VII (dannoso) secondo la Scala Macrosismica Europea del 1992 (EMS-92), e novembre di 1995, corrispondente anche ad un livello di intensità VII EMS-92, generato nell'oceano Pacifico. Questo ultimo evento, conosciuto come sismo di Pizarro, causò significativi danni a edifici di mediana altura, maggiormente nella zona del fiume Cañaveralejo. In ragione della risposta differenziale nella città, e come risultato dello studio di Micro-Zonazione Sismica di Cali (MZSC) (INGEOMINAS, 2005b), l'area urbana della città è stata suddivisa in 10 zone omogenee, dal punto di vista di risposta dinamica di sito. Il campus dell'Università si trova all'interno della zona 4e, Abanico de Pance.

Nella ricerca di migliorarne la conoscenza sul sottosuolo nel campus, diverse prove in sito sono state sviluppate (Down-Hole, Sismica a Rifrazione, Sondaggi Elettrici Verticali), così come una revisione sull'informazione di pozzi di estrazione di acque sotterranee nelle vicinanze. Come risultato Otálvaro et al. (2010) riportano nel suo articolo la definizione del profilo sismo-geotecnico tipico del campus.

Il presente elaborato ha lo scopo di valutare in una maniera integrale la risposta sismica del deposito di terreno previamente presentato, seguendo la metodologia proposta da Stewart et al. (2014) per il Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). La scelta degli accelerogrammi di riferimento, oltre lo sviluppo di funzioni di amplificazione seguendo diversi modelli sono il centro dell'analisi della risposta del deposito di terreno (RSL, per Risposta Sismica Locale).

Come risultato, si intende di proporre uno spettro di risposta in superficie, dove si incorpori l'informazione proveniente dall'Analisi Probabilistica della Pericolosità Sismica (PSHA, per Probabilistic Seismic Hazard Analysis, in inglese), sviluppata da INGEOMINAS, con la RSL. Dai metodi disponibili in letteratura per fare questa operazione, si sceglie di implementare l'approccio della convoluzione (Bazzurro & Cornell, 2004a), un metodo interamente probabilistico che pretende superare il disaccoppiamento del metodo noto come ibrido (dove semplicemente si moltiplica lo spettro in roccia per un fattore medio di amplificazione periodo a periodo, in modo deterministico) con il PSHA.

Da un'altra parte si vuole prendere in considerazione l'effetto dell'introduzione della variabilità nelle proprietà del terreno richieste per lo sviluppo della RSL, nel presente caso come incertezza nel profilo di velocità delle onde di taglio (V_s) tramite simulazioni Monte Carlo. L'influenza delle simulazioni si valuta con il confronto fra risultati (amplificazione del deposito di terreno, spettri di risposta) con e senza incertezza nel profilo V_s.

Le basi teoriche, la metodologia ed i risultati si discutono in dettaglio nei seguenti titoli.

Il titolo 1, Introduzione, presenta una panoramica del problema in questione. Il titolo riassume il contenuto e gli obiettivi di questo elaborato.

Il titolo 2, Inquadramento Teorico, introduce in modo generale i concetti a trattare, tali come l'analisi probabilistico della pericolosità sismica e l'analisi degli effetti di sito tramite RSL. Inoltre, si presentano i risultati ottenuti da studi precedenti.

Il titolo 3, Scelta degli Accelerogrammi, discute i criteri per scegliere gli accelerogrammi di riferimento e presenta gli eventi scelti per rappresentare la risposta prevista del deposito di terreno.

Il titolo 4, Funzioni di Amplificazione, fornisce le relazioni di amplificazione del deposito di terreno, prendendo anche in considerazione la variabilità nel profilo di V_s.

Il titolo 5, Spettro di Risposta a Pericolosità Uniforme (UHS) in Superficie, espone il risultato dell'integrazione della PSHA fornita da INGEOMINAS con la RSL sviluppata attraverso questo elaborato, seguendo la metodologia proposta da Bazzurro e Cornell, e compara i risultati con altri metodi proposti in letteratura. Allo stesso modo, si comparano i risultati tenendo in conto l'incertezza nel profilo V_s e con rispetto a altri spettri in superficie proposti.

Il titolo 6, Conclusioni e Raccomandazioni, riassume e discute i risultati, presentando le maggiori conclusioni di questo elaborato. Concludendo, si elencano delle raccomandazioni per progetti nel futuro.

2 INQUADRAMENTO TEORICO

2.1 Analisi Probabilistica della Pericolosità Sismica (PSHA)

L'analisi della pericolosità sismica permette la valutazione delle decisioni nel riguardo della progettazione di infrastruttura localizzata in aree esposte all'azione sismica. L'obiettivo di tale analisi è fondamentalmente ottenere uno scuotimento di progetto in termini di una misura di intensità (spesso accelerazione spettrale). Due approcci per valutare tale pericolosità sismica si descrivono di seguito:

- Analisi deterministica di pericolosità sismica (Deterministic Seismic Hazard Analysis, DSHA): Questo approccio individua scenari sismici individuali (magnitudo, distanza) per ogni sorgente. La misura di intensità più grande da qualunque scenario considerato si implementa per lo scuotimento di progetto.

- Analisi probabilistica di pericolosità sismica (Probabilistic Seismic Hazard Analysis, PSHA): Invece, la PSHA considera tutti i possibili scenari (tutte le combinazioni di magnitudo e distanza) per ogni sorgente. La scelta dello scuotimento che deva usarsi per la progettazione dipende soltanto dal livello di rischio che si dispone ad accettare.

La metodologia della PSHA comprende i seguenti passaggi:

1. Identificazione e caratterizzazione delle sorgenti sismiche, in termini di leggi di ricorrenza. Bisogna progettare per tutti i possibili terremoti. Intende determinare la probabilità di verificarsi una magnitudo generica M_i alla sorgente.

2. Stabilimento delle distribuzioni di ricorrenza e magnitudo.

3. Selezione delle equazioni predittive dello scuotimento (Ground Motion Prediction Equations, GMPE).

4. Calcolo della pericolosità sismica.

La PSHA implementa il teorema totale della probabilità per calcolare la probabilità di eccedenza di un valore particolare "a" di un parametro (spesso accelerazione spettrale, Sa), data l'occorrenza di un terremoto. Le variabili per determinare l'occorrenza di un terremoto (scenario) in particolare sono generalmente la magnitudo (M) e la distanza (R). In modo discreto, l'eccedenza del valore "a" per Sa si può scrivere come segue:

$$P[Sa > a] = \sum_{tutti\ gli\ scenari} P[Sa > a\ |M_i, R_i] * P_{scenario} \quad (2.1)$$

La probabilità dello scenario in considerazione si può scrivere come:

$$P_{scenario} = P_M[M = M_i] * P_R[R = R_i] * P_{Terremoto} \quad (2.2)$$

Dunque, l'equazione (2.1) si legge come, la probabilità che l'accelerazione spettrale superi un valore soglia "a" è pari alla somma della probabilità dell'eccedenza di "a" in n possibili scenari moltiplicato per la probabilità di ogni scenario, cioè, la probabilità del verificarsi la magnitudo M_i dello scenario i-esimo contemporaneamente alla distanza R_i. La magnitudo ha una sua distribuzione di frequenza conoscendo la legge di ricorrenza (probabilità di trovare M_i alla sorgente), mentre la distanza è variabile al considerare diverse longitudini di rottura nella faglia, così come diversi misure dalla faglia al sito secondo il punto di rottura in considerazione.

Considerando più di una sorgente, la formulazione diventa:

$$P[Sa > a] = \sum_{tutti\ i\ sorgenti} P[Sa > a]_i \quad (2.3)$$

Attenzione al fatto che si sommano soltanto i contributi di ogni i-esima sorgenti, non probabilità.

I risultati della PSHA sono espressi tipicamente come una disaggregazione della pericolosità, che identifica come interviene ogni parametro nella pericolosità (spesso magnitudo e distanza), e curve di pericolosità, cioè, rappresentazioni della probabilità di eccedenza delle soglie "a" contro i valori di "a" stesse, per diverse periodi spettrali. Definendo un livello probabilistico (oppure in termini di periodo di ritorno), è possibile costruire uno Spettro di Risposta a Pericolosità Uniforme (Uniform Hazard Spectrum, UHS).

2.2 Risposta Sismica Locale (RSL)

Le GMPE, sviluppate per la PSHA, prevedono la considerazione dei fattori fisici che alterano gli scuotimenti. Si elencano come i 3 contributi generali gli effetti di sorgente, gli effetti di percorso e le condizioni locali.

Gli effetti che riguardano la sorgente sono spesso messi in funzione della magnitudo (misura dell'energia rilasciata) ed il tipo di faglia (diversi tipologie di faglia scalano i movimenti in modo diverso). Il percorso, invece, prende in considerazione gli effetti di attenuazione (geometrica, per i fronti di onda crescenti, ed anelastica, smorzamento intrinseco della crosta terreste). Normalmente, nello sviluppo delle GMPE locali, si tengono in conto questi due grandi effetti.

Da un'altra parte le condizioni locali, chiamate spesso effetti di sito, sono più complessi di implementare nelle GMPE. Gli effetti di sito nel modello di propagazione monodimensionale si possono dividere in effetti di impedenza (contrasto di rigidezza tra gli strati di terreno, anche dipendenza della rigidezza con la deformazione), gli effetti di smorzamento (attenuazione di onde, non-linearità del suolo) ed effetti di risonanza (interazione costruttiva delle onde nel deposito di terreno). Il profilo del sottosuolo varia molto marcatamente anche a livello di decametri quadri, ragione per cui prendere in considerazione tutti questi effetti nello sviluppo di una equazione valida per un pezzo specifico di terreno sembra molto complesso.

In ragione di quanto espresso, per prendere in considerazione gli effetti locali, si fa riferimento alla Risposta Sismica Locale (RSL). Diversi metodi di analisi sono disponibili per simulare la RSL, questi differiscono in materia di modello costitutivo del materiale (lineare equivalente, non-lineare), e propagazione mono, bi e tridimensionale delle onde. Nella pratica, l'approccio

monodimensionale con il modello delle proprietà lineari equivalenti (EQL) è il più comune, ha garantito efficienza e accuratezza, nonostante le sue limitazioni.

Facendo sempre riferimento ad un modello monodimensionale EQL, la RSL intende l'integrazione delle equazioni che governano la propagazione, stimando così la risposta in superficie. In altre parole, si ha un Input (segnale in roccia) ed un sistema governato da un modello matematico (deposito di terreno), che produce un Output (segnale in uscita). Nel dominio delle frequenze, tramite Trasformata di Fourier, questa integrazione diventa semplicemente una moltiplicazione.

$$Output\ (f) = H(f) * Input(f) \quad (2.4)$$

In equazione (2.4), il modello matematico si definisce tramite la Funzione di Trasferimento H, dipendente dallo smorzamento e l'impedenza del deposito di terreno. La determinazione del profilo di V_s, tramite prove in sito (down-hole, cross-hole, etc.), permette di conoscere le rigidezze degli strati di terreno, che ne determinano l'impedenza.

Nella realtà, per vari numero di cicli, la risposta diventa marcatamente non-lineare. C'è una riduzione del modulo di rigidezza, così come un incremento dello smorzamento, all'aumentare della deformazione tangenziale (γ). Per questo motivo, il metodo EQL diventa una procedura iterativa, variando il modulo secante (G) e lo smorzamento (D) in corrispondenza di curve di decadimento e smorzamento, sviluppate in laboratorio. In Figura 2.1 si presenta un esempio di queste curve, nel caso delle sabbie, proposte da Seed et al., (1986). Solitamente, le curve di decadimento si presentano in termini di G/G_{max} (modulo di taglio in relazione al modulo a piccole deformazioni o massimo), perché il grado di alterazione del campione non permette ottenere risultati attendibili di G. Dunque, per determinare l'andamento delle curve in termini di G, si ricava G_{max} da prove in sito dove il grado di disturbo indotto al terreno non è significativo.

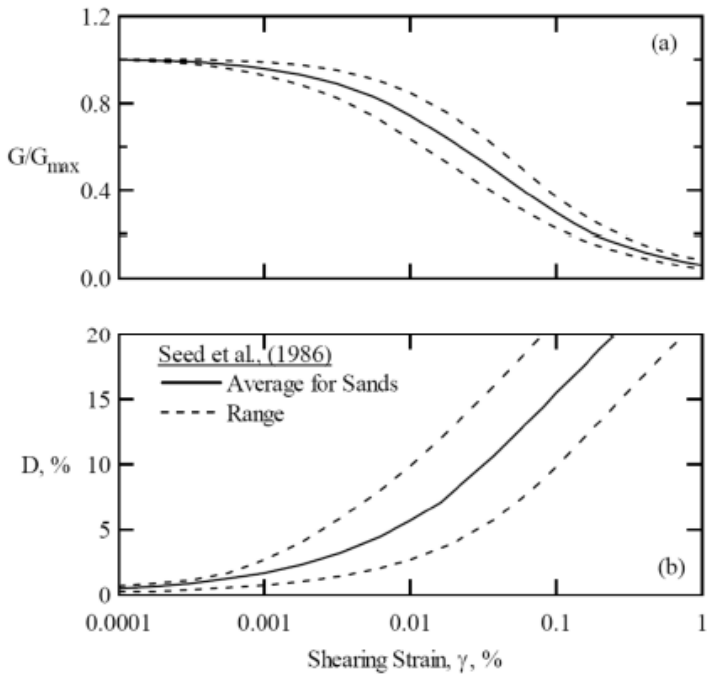


Figura 2.1. Curve di decadimento e smorzamento per sabbie (Seed et al., 1986)

Normalmente, le curve per terreni a grana fine sono funzione dell'indice di plasticità, mentre per terreni a grana grossa dipendono dalla tensione di confinamento. Spesso, in ragione delle difficoltà nel realizzare le prove in laboratorio (campione inalterato, costo), si prendono curve riportate in letteratura come riferimento. In funzione di quanto discusso, le principali incertezze legati alla caratterizzazione delle proprietà del terreno sono nel riguardo del profilo di V_s, proveniente dalle prove in sito, e le curve di decadimento e smorzamento (Rathje et al., 2010).

Comunque, l'approccio EQL, così come tante formulazioni in ingegneria, comprende delle semplificazioni. Le principali limitazioni del metodo sono:

- Modulo secante (G) e smorzamento (D) costanti nella simulazione. In realtà, la deformazione tangenziale (γ) è funzione del tempo. C'è una influenza importante sulle alte frequenze, il metodo le taglia.

- In materiali molto deformabili con alte deformazioni cicliche c'è una sovrastima del rapporto di smorzamento (sottostima dell'azione sismica).

- Critico per terreni di spessore elevato (può sovrastimare D).

- Analisi in tensioni totali (senza pressioni interstiziali). In realtà, c'è un accoppiamento di γ con il cambio volumetrico (ΔV).

- Impossibilità di tener conto della degradazione nel tempo (ad es., effetto del numero di cicli).

Come possibilità alternativa, sempre nella propagazione monodimensionale, l'analisi non lineare cerca di riprodurre il comportamento sforzo di taglio (τ) con la deformazione tangenziale (γ). Imponendo la storia di velocità, imposto uno stato tensionale, si integrano le equazioni del moto. Si riproduce l'onda istante per istante e si stabiliscono delle regole per tornare indietro, simulando tutto il ciclo d'isteresi.

2.3 Integrazione PSHA con RSL

Avendo già definito la RSL come una metodologia per completare la PSHA, introducendo gli effetti legati alla propagazione delle onde attraverso il deposito di terreno di interesse (effetti di sito), bisogna integrare le due procedure per, alla fine, trovare lo spettro di progetto in superficie, lo strumento fondamentale per la progettazione.

L'approccio tradizionale consiste nel definire uno Spettro di Risposta a Pericolosità Uniforme (UHS) in condizioni di riferimento (roccia). Tale spettro si utilizza per scegliere gli accelerogrammi di riferimento, che servono a fare riferimento a seri temporali. Gli accelerogrammi possono essere:

- Artificiali: Si cerca un'unica storia che riproduca quanto meglio lo spettro UHS. Non è reale, fisicamente non può esistere. I contenuti in frequenza e durata non sono realistiche.

- Sintetici: Si deve caratterizzare una singola sorgente. È una procedura deterministica. Si simula la propagazione. È molto oneroso.

- Reali Spettro-compatibili: Sono accelerogrammi reali rappresentativi del proprio contesto e l'azione. Si calcola ogni spettro e si compara lo spettro medio con lo spettro UHS. Nel caso di accelerogrammi reali spetro-compatibili, questi devono riferire a condizioni di affioramento roccioso, stesso discorso dell'UHS. Frequentemente, fattori di scala fra 0.25 e 4 si implementano in queste registrazioni, nel favorire la compatibilità spettrale.

Attorno il numero di accelerogrammi di riferimento, tale scelta dipende soltanto dello scopo dell'analisi, se si pretende predire solo la risposta media oppure si vuole anche quantificare la variabilità nella risposta. Stewart et al., (2014) propongono l'implementazione di un minimo di 7, preferibilmente 11 registrazioni per valutare la risposta media per un livello di pericolosità. Per diversi livelli di pericolosità, suite aggiuntive di 7-11 registrazioni si raccomandano. Rathje et al., (2010) hanno valutato l'effetto dell'includere suite di 5, 10 e 20 accelerogrammi scalati per quantificarne l'effetto nella risposta. Secondo il loro articolo, più registrazioni migliorano leggermente la compatibilità con lo spettro obiettivo, ed hanno un contributo significativo nel accoppiamento con la deviazione standard obiettivo. Un numero minimo di 10 eventi sono stati raccomandati da loro.

Il passo successivo tenendo già definiti gli accelerogrammi di riferimento, seguendo la metodologia proposta da Stewart et al., (2014) consiste nello sviluppo di relazioni di amplificazione. Bazzurro & Cornell (2004), nel suo articolo, hanno investigato la dipendenza del fattore di amplificazione a diversi periodi spettrali (AF) con 5 parametri dello scuotimento: magnitudo, distanza dalla sorgente, accelerazione picco al suolo (PGA), accelerazione spettrale (S_a in roccia) ed accelerazione spettrale alla frequenza iniziale del sito. Come risultato, loro propongono che AF può essere predetta in un modo accurato conoscendo solo S_a in roccia. Allo stesso modo, una relazione lineare predittiva di AF è stata proposta.

$$\ln \overline{AF}(f) = c_1 + c_2 \ln S_{a,r} \quad (2.5)$$

I coefficienti c_1 e c_2 si ricavano da regressione. Particolare attenzione si deve avere in c_2, che rappresenta la non-linearità del deposito de terreno, tipicamente negativa. Tuttavia, Stewart et al., (2014) postulano che questa relazione non sia attendibile fisicamente per bassi valori di $S_{a,r}$, sapendo che l'amplificazione deve convergere ad una tendenza piatta in corrispondenza di condizioni lineari. Dunque, loro propongono una relazione non-lineare con 3 coefficienti, come se presenta in equazione (2.6). In questo caso, f_2 rappresenta la non-linearità, f_1 rappresenta l'amplificazione lineare (scuotimenti deboli) e f_3 il limite superiore al quale AF ha una tendenza lineare.

$$\ln \overline{AF}(f) = f_1 + f_2 \ln\left(\frac{S_{a,r} + f_3}{f_3}\right) \quad (2.6)$$

Un confronto fra i risultati dei due modelli di AF è stato presentato da Stewart et al., (2014), in Figura 2.2. In questo caso, il periodo di riferimento e pari a 0 (accelerazione picco al suolo, PGA), mentre AF prende la lettera Y, così come $S_{a,\,r}$ il termine $X_{IM,\,REF,}$ facendo riferimento all'input motion, cioè, l'amplitudine dello scuotimento in condizioni di riferimento. Come si può osservare, la tendenza lineare non riesce a catturare la forma reale della funzione di amplificazione del deposito di terreno, mentre la funzione non-lineare sì.

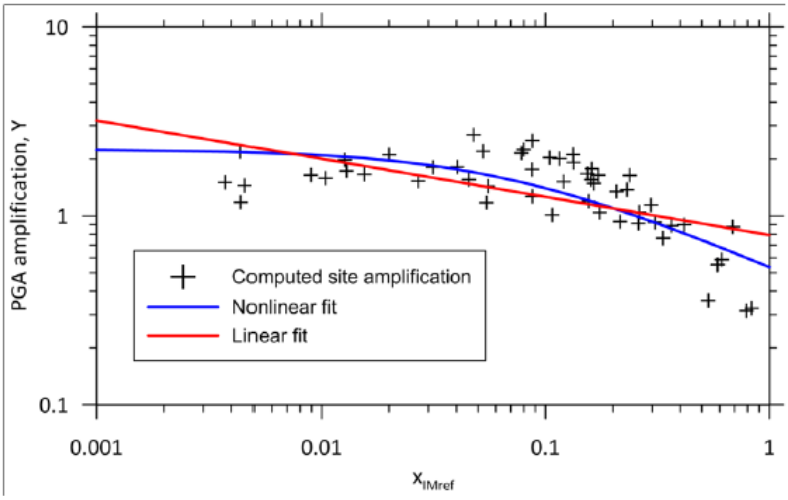


Figura 2.2. Funzione di amplificazione per i due modelli proposti (Stewart et al., 2014)

Dopo la costruzione della funzione di amplificazione AF, bisogna implementare un metodo che permetta l'integrazione di queste funzioni con i risultati della PSHA. Fra i metodi proposti in letteratura, il presente elaborato fa riferimento al metodo ibrido (Hybrid Method) ed il metodo della convoluzione (Convolution Method), due dei metodi più implementati nella pratica.

Il metodo ibrido, come riferito in Cramer (2003), fa riferimento al metodo più conveniente ed implementato nel passato, dove il calcolo di uno scuotimento specifico di un sito si calcolava tramite la moltiplicazione di uno scuotimento proveniente da uno studio probabilistico, in roccia, per un fattore deterministico di amplificazione del sito. L'autore postula che, se l'amplificazione fosse un singolo valore, si negherebbe un'incertezza nel calcolo, e lo scuotimento calcolato nel sito sarebbe tuttavia un risultato probabilistico. Essendoci incertezza nella stima dell'amplificazione, l'implemento di un fattore medio non è congruente con la PSHA, cioè, lo scuotimento risultante è una risposta ibrida, non è più interamente probabilistica.

Stewart et al., (2014), introducendo la dipendenza della funzione di amplificazione dall'accelerazione spettrale in roccia, propongono l'equazione (2.7) per il metodo ibrido.

$$\ln S_{a,soil} = \ln S_{a,rock} + \ln\left(\overline{AF}\middle|S_{a,rock}\right) \quad (2.7)$$

Dall'altra parte, Bazzurro & Cornell (2004b) propongono il metodo della convoluzione per combinare la funzione di amplificazione con le curve di pericolosità in roccia per stimare le curve di pericolosità in superficie. In contraste con il metodo ibrido, il metodo della convoluzione fa esplicitamente riferimento alla variabilità di registrazione a registrazione di AF, diventando il processo congruente con il PSHA. Prendendo le variabili Z = $S_{a,\,surface}$ (f), X = $S_{a,\,rock}$ (f) e Y = AF (f), la convoluzione si scrive come segue:

$$P(Z > z) = \int_0^\infty P\left[Y \geq \frac{z}{x}\middle|x\right] f_x(x)dx \quad (2.8)$$

In equazione (2.8), f_x (x) rappresenta il valore assoluto della pendenza della curva di pericolosità. In termini più semplici, si può vedere come, se la variabile X prende un valore x (ad es., 0.25g), allora Z eccederà il valore z (ad es., 0.5g) se e solo se Y prende un valore $y \geq z/x = 2$. In forma discretizzata, l'equazione diventa come segue:

$$P(Z > z) = \sum_{all\, x_j} P\left[Y \geq \frac{z}{x} \middle| x\right] p_x(x_j) \quad (2.9)$$

Il termine p_x (x_j) in equazione (2.9) rappresenta la probabilità che lo scuotimento in roccia sia uguale a (o meglio, nelle vicinanze di) x_j. La probabilità $P[Y \geq z/x|x]$ richiede l'assunzione di una distribuzione di probabilità (log-normale, in questo caso), la media e la deviazione standard della funzione di amplificazione. Le limitazioni del metodo si elencano di seguito (Stewart et al., 2014):

- Il calcolo della pericolosità si basa sulla deviazione standard dello scuotimento in roccia e non può prevedere cambi (riduzioni, in generale) associati alla non-linearità.

- La distribuzione delle sorgenti che controllano la pericolosità si basa in una condizione di riferimento (roccia). Il contributo relativo delle diverse sorgenti cambia generalmente da sito a sito.

- Le tipiche limitazioni dei modelli 1D di propagazione causerà errori quando il metodo sia implementato.

2.4 Risultati da studi precedenti

Cramer (2003) ha proposto un metodo interamente probabilistico per superare le limitazioni del metodo cosiddetto ibrido. Il sito di riferimento è stato localizzato vicino a Paducah, Kentucky, negli Stati Uniti. Secondo i suoi risultati, quando uno scuotimento probabilistico riferito ad un sito è richiesto, la distribuzione completa di probabilità deve implementarsi al posto del solito valore medio deterministico, particolarmente per scuotimenti più significativi (>0.5g). La scelta del metodo di analisi può significare una differenza di 0.1g o maggiore, come visto in Figura 2.3.

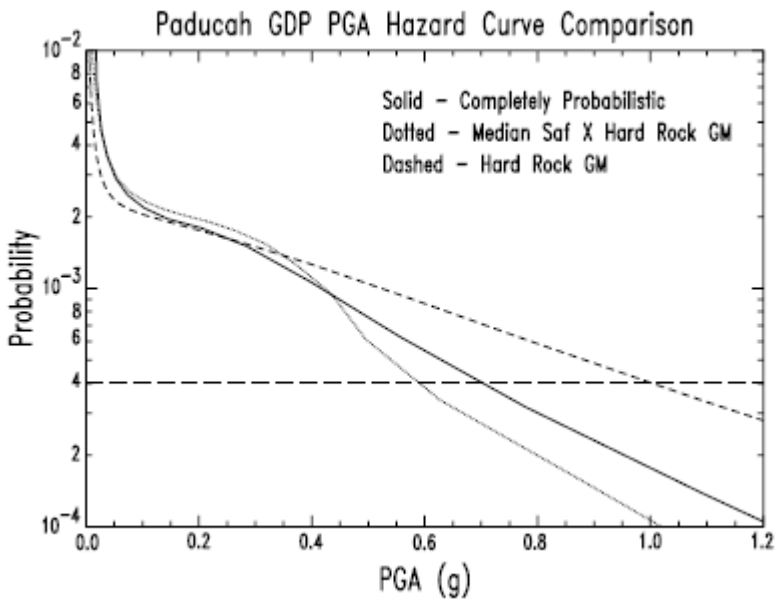


Figura 2.3. Comparazione delle curve di pericolosità dai metodi ibrido e probabilistico in corrispondenza di T=0s (PGA) (Cramer, 2003)

Bazzurro & Cornell (2004b) hanno investigato l'influenza del metodo di integrazione della pericolosità di base con la risposta sismica in due siti, un deposito di terreno argilloso (clayey) ed uno sabbioso (sandy), entrambi localizzati nello stesso sito, Santa Barbara Channel.

Loro hanno concluso che, ad ogni periodo spettrale (oppure in termini di frequenza) e ad ogni periodo di ritorno, il metodo ibrido (come detto in Cramer, 2003) tende ad essere non conservativo con rispetto al metodo della convoluzione, in maniera più significativa con l'aumento del periodo di ritorno, come visto in Figura 2.4.

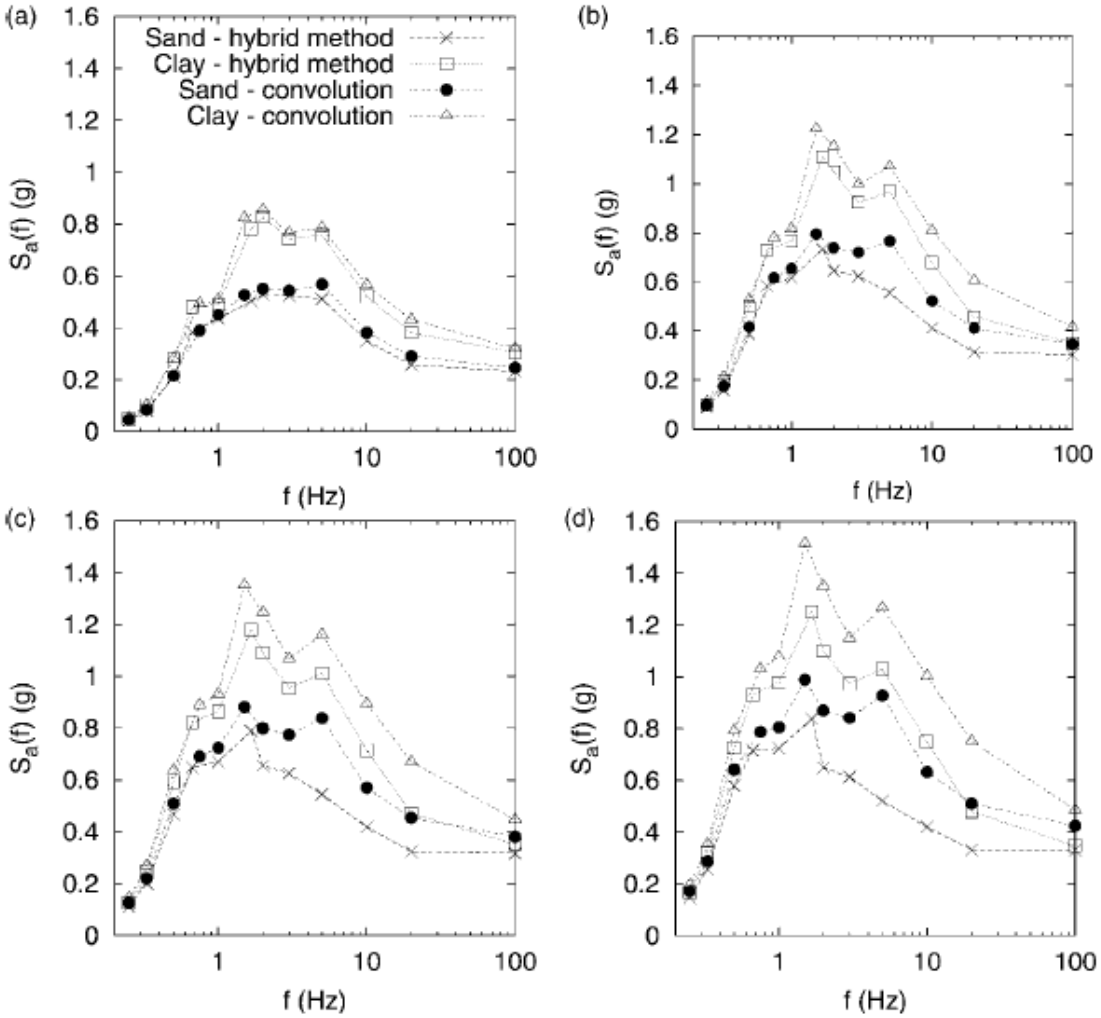


Figura 2.4. UHS in superficie per a) Tr=72 anni, b) Tr=475 anni, c) Tr=975 anni, d) Tr=2475 anni (Bazzurro & Cornell, 2004b)

Stewart et al., (2014) hanno valutato gli effetti di 3 procedure semplificate di integrazione PSHA con RSL: metodo della convoluzione, metodo ibrido dipendente da $S_{a,\ rock}$, e metodo ibrido modificato, una loro formulazione propria. Insieme ai risultati ottenuti dai metodi approssimati, hanno implementato una procedura completamente probabilistica di riferimento, seguendo una modificazione della media e deviazione standard entro l'integrale della pericolosità. Questa espressione più robusta richiede un parametro in più, chiamato da loro F, dove F=0 indica una non confidenza che i fattori di amplificazione rimuovano effetti specifici di sito oltre le capacità di termini generici di sito in GMPE. Dall'altro lato, un fattore F=1 corrisponde alle condizioni ideali dove la variabilità da sito a sito è completamente rimossa.

Loro riferiscono il suo studio a 3 localizzazioni (Los Angeles, San Francisco e Sacramento), in ogni sito considerando due condizioni: deposito blando di terreno ($V_{s,\ 30}$=197m/s) e deposito duro di terreno ($V_{s,\ 30}$=300m/s). Per ogni sito, si presentano i loro risultati, dalla Figura 2.5 alla Figura 2.7, in termini di UHS, con la formulazione più robusta, e le curve di pericolosità per periodi spettrali T=0 (PGA) e T=1.0s, implementando i metodi approssimati e comparandoli con la formulazione previamente descritta, più dettagliata. Stewart et al., (2014), hanno trovato che, per la condizione di deposito duro di terreno, i risultati dei metodi semplificati sono vicini al metodo di modificazione della pericolosità con F=0, e la sensibilità a F è più importante che

la variabilità tra metodi approssimati. Tale mancanza di sensibilità potrebbe essere prodotta dalla relativamente modesta non-linearità indotta al deposito duro. Nel caso del deposito blando di terreno, i metodi approssimati esibiscono notevoli differenze con rispetto al metodo di modificazione della pericolosità. Per i siti di relativa alta pericolosità di Los Angeles e San Francisco, la curva di pericolosità corrispondente a PGA è sottostimata, mentre in corrispondenza di un periodo di 1.0s si sovrastima l'azione. Nei casi dove i metodi ibrido e convoluzione differiscono, il metodo della convoluzione presenta curve più vicine alle curve di riferimento oppure una sovrastima dell'azione, come nel caso di deposito di terreno blando in Sacramento, dove il metodo ibrido sottostima la pericolosità.

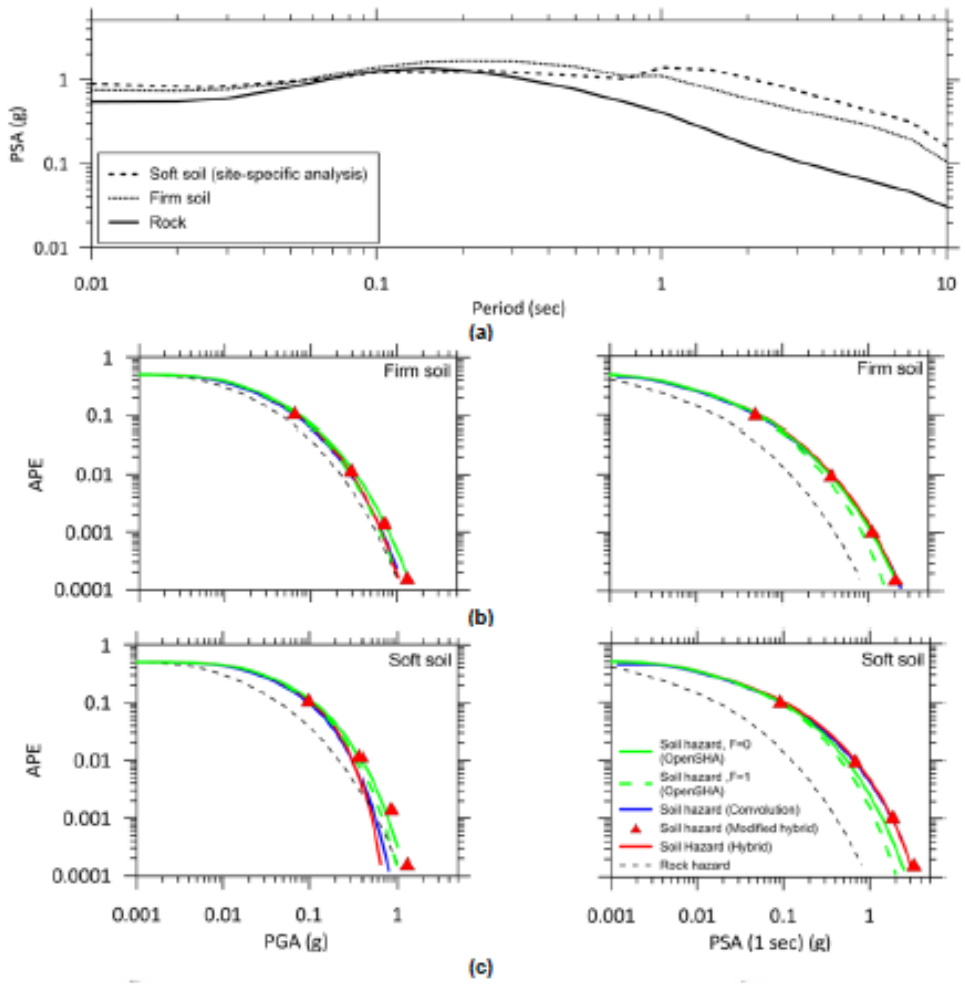


Figura 2.5. Sito in Los Angeles, a) UHS per roccia e superficie con Tr=975 anni, con modificazione della pericolosità, b) Curve di pericolosità per PGA e T=1.0s in deposito blando, c) Curve di pericolosità per PGA e T=1.0s in deposito duro (Stewart et al., 2014)

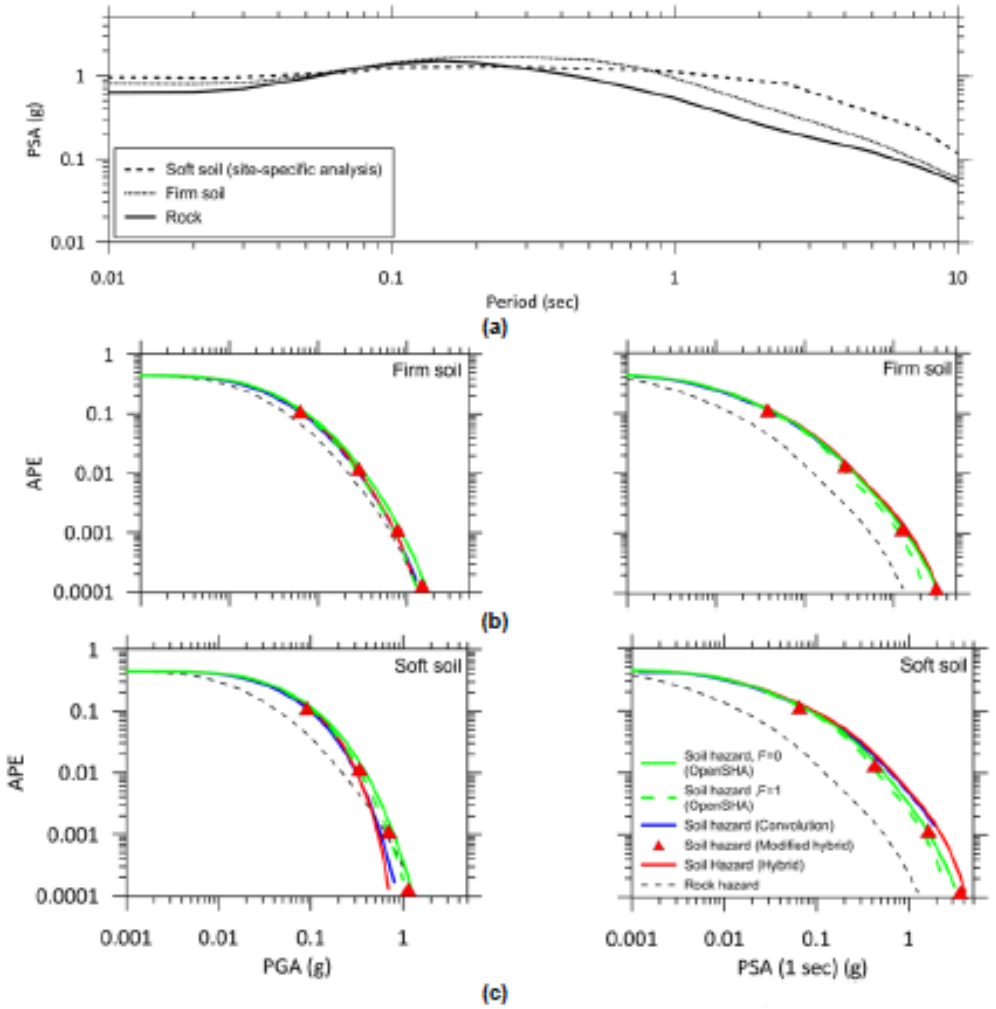


Figura 2.6. Sito in San Francisco, a) UHS per roccia e superficie con Tr=975 anni, con modificazione della pericolosità, b) Curve di pericolosità per PGA e T=1.0s in deposito blando, c) Curve di pericolosità per PGA e T=1.0s in deposito duro (Stewart et al., 2014)

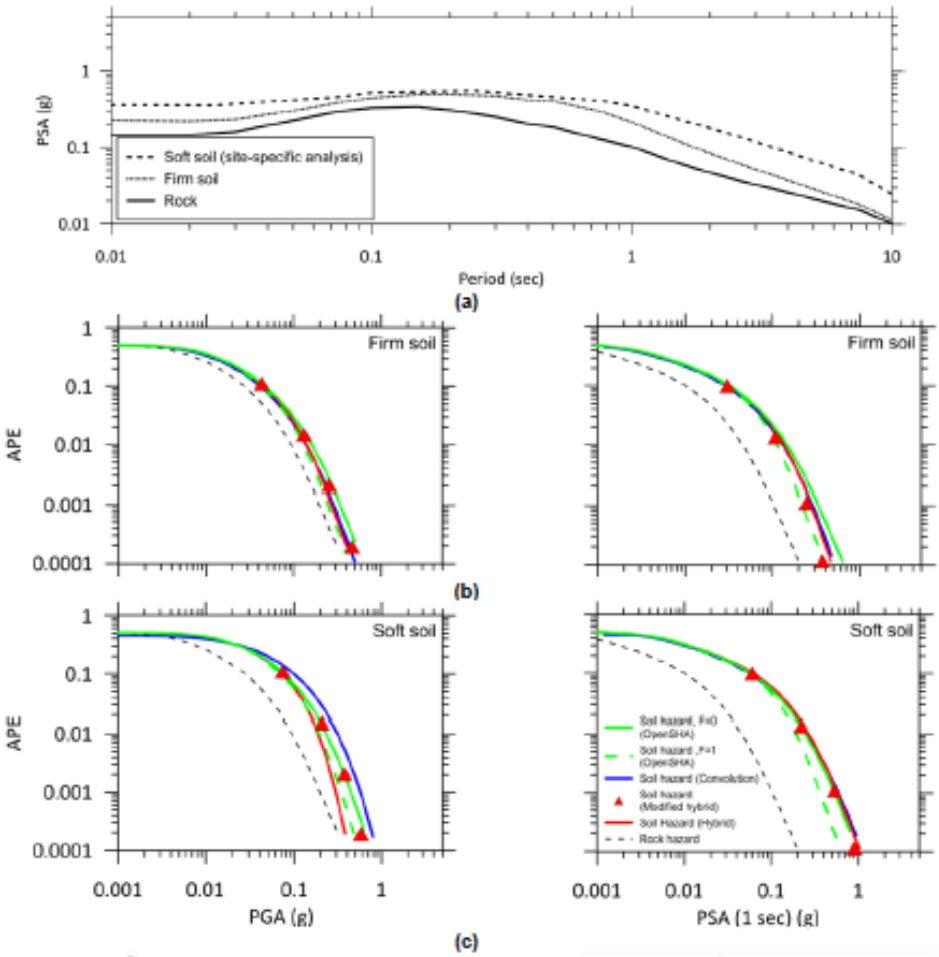


Figura 2.7. Sito in Sacramento, a) UHS per roccia e superficie con Tr=975 anni, con modificazione della pericolosità, b) Curve di pericolosità per PGA e T=1.0s in deposito blando, c) Curve di pericolosità per PGA e T=1.0s in deposito duro (Stewart et al., 2014)

Rathje et al., (2010) hanno investigato l'influenza del numero di accelerogrammi da implementare e la variabilità delle proprietà de sito nella risposta sismica locale. Le simulazioni numeriche sono state eseguite con il metodo EQL, in un'analisi monodimensionale. Il loro sito di riferimento consiste in un deposito profondo alluvionale, basato nella caratterizzazione di Sylmar County Hospital in California del Sud.

In termini di scuotimenti di riferimento in roccia, seguendo la loro metodologia, suite di 5, 10 e 20 eventi sono stati scelti e scalati per accoppiarsi allo stesso spettro di risposta obiettivo. Secondo i loro risultati, l'inclusione di più scuotimenti migliora leggermente l'accoppiamento con lo spettro obiettivo e migliora significativamente l'accoppiamento con la deviazione standard obiettivo, come si può vedere in Figura 2.8.

Inoltre, per quantificare la variabilità delle proprietà del terreno (profilo di V_s, curve di decadimento e smorzamento), loro hanno implementato simulazioni Monte Carlo. I loro risultati esibiscono che l'inclusione di incertezze in velocità delle onde di taglio e proprietà non-lineari consistentemente risulta in una stima minore dello scuotimento in superficie medio e l'amplificazione del sito, come presentato in Figura 2.9.

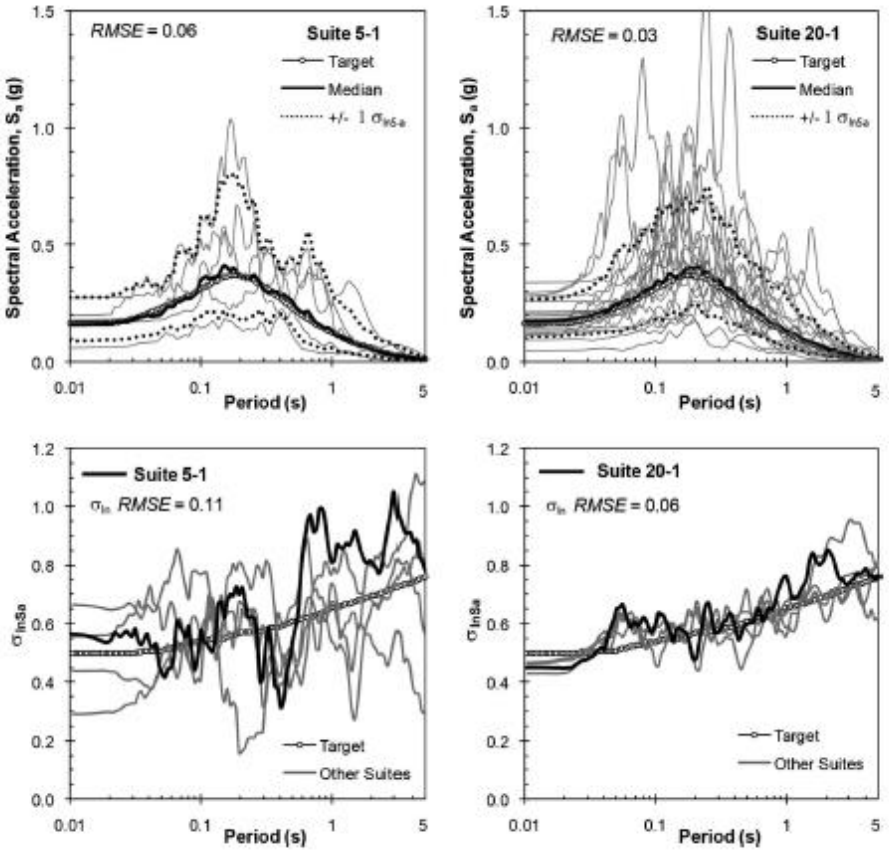


Figura 2.8. Suite di 5 e 20 scuotimenti scelti per accoppiamento con spettro obiettivo (Rathje et al., 2010)

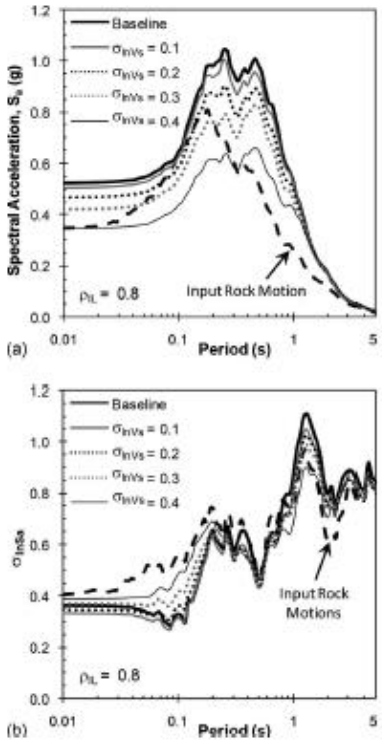


Figura 2.9. Influenza delle randomizzazioni di V_s in a) valore medio, b) deviazione standard dello spettro di risposta in superficie (Rathje et al., 2010)

INGEOMINAS (2005a) presenta lo studio di Micro-zonazione Sismica della città di Santiago de Cali (MZSC), tramite un'analisi probabilistico della pericolosità sismica (PSHA). In termini di tipologia di sorgenti, scenari corticali, di subduzione profonda e subduzione superficiale sono stati considerati. In totale, loro prendono i 10 sorgenti che contribuiscono di più alla pericolosità della città come visto in Tabella 2.1.

Tabella 2.1. Sorgenti con maggiore contributo alla pericolosità (INGEOMINAS, 2005a)

No.	FUENTE	Código Fuente	Mwmax	Dist. Media (km)	PGA (cm/seg²)
1	Zona de Benioff, segmento Centro	BENI	7,8	104,03	157,80
2	S. F. Cali-Patía, sector Cali	CAP2	6,7	14,41	116,46
3	F. Dagua-Calima	DACR	6,8	39,78	89,83
4	F. Guavas-Pradera	GUPA	6,7	25,81	81,60
5	F. Buenaventura	BUEN	6,9	63,33	66,92
6	Zona Axial Cordillera Central	AXCC	6,9	68,56	62,90
7	F. Bellavista-Río Bravo	BERB	6,9	40,70	62,94
8	F. Palmira-Buga	PABU	6,9	36,67	63,93
9	Zona de Subducción, segmento Sur	SUBS	8,8	300,68	64,37
10	Zona de Subducción, segmento Centro	SUBC	7,8	224,09	62,56

Parlando di disaggregazione della pericolosità, loro presentano i risultati in forma grafica. In Figura 2.10, sull'asse delle ascisse riporta i valori di magnitudo (moment magnitude Mw), mentre sull'asse delle ordinate i valori di distanza, in km. La scala cromatica, da 0 a 400, rappresenta la contribuzione alla pericolosità.

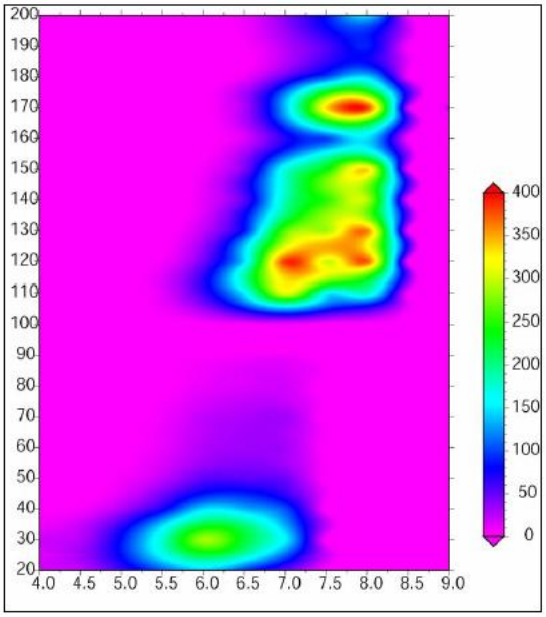


Figura 2.10. Disaggregazione della pericolosità (INGEOMINAS, 2005a)

La pericolosità di base di riferimento, così come la disaggregazione, si basa sulla PSHA. Come discusso anteriormente, oltre alla disaggregazione, lo spettro a pericolosità uniforme UHS è il risultato fondamentale dell'analisi. La metodologia seguita per la determinazione dell'UHS comprende l'implementazione di 5 GMPE: Ambraseys (1996), Boore (1997), Campbell (1997), Sadigh (1997) ed una GMPE sviluppata particolarmente per Colombia. INGEOMINAS (2005a) propone l'inviluppo dei 4 modelli come lo spettro di progetto. In Figura 2.11 si presenta lo spettro di progetto per un periodo di ritorno (Tr) di 475 anni (probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni), con il periodo, in secondi, sull'asse delle ascisse e l'accelerazione spettrale, in g, sull'asse delle ordinate.

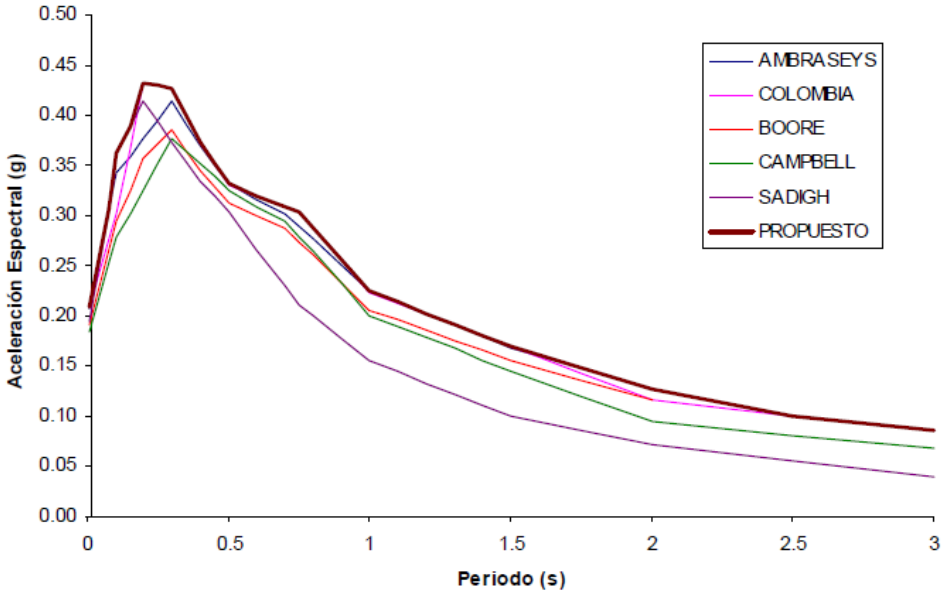


Figura 2.11. UHS proposto per Cali (INGEOMINAS, 2005a)

Secondo l'analisi di pericolosità, l'accelerazione picco al suolo (di riferimento) prevista, per un Tr di 475 anni è di circa 0.21g, mentre l'accelerazione massima prevista, riportata per un periodo di 0.3s, corrisponde a circa 0.43g.

Finalmente, per la loro risposta sismica locale, hanno scelto 10 accelerogrammi di riferimento, in funzione della disaggregazione (coppie magnitudo-distanza), accelerazione picco al suolo (PGA) e regime tettonico, come visto in Tabella 2.2.

Tabella 2.2. Accelerogrammi di riferimento per RSL (INGEOMINAS, 2005a)

No	Origen	Año	Mes	Día	Fuente	PGA (g)	Periodo Pico Tp (s)	Periodo Promedio Tm (s)	Código	Tipo	Modelado
1	Irán	2002	6	22	Cortical	0.164	0.280	0.385	01IRAN	TC	1D
2	Japón	2005	3	20	Cortical	0.251	0.100	0.163	02JAPA	TL	1D
3	Nueva Zelanda	1991	1	28	Cortical	0.167	0.380	0.513	03NEWZ	TL	1D
4	Italia	1997	9	26	Cortical	0.172	0.160	0.258	04ITAL	TC	1D y 2D
5	México	1985	9	19	Subducción Superficial	0.153	0.340	0.492	05MEXI	TL	1D y 2D
6	México	1985	9	21	Subducción Superficial	0.223	0.060	0.162	06MEXI	TC	1D
7	Nueva Zelanda	2003	8	21	Subducción Superficial	0.113	0.240	0.264	07NEWZ	TC	1D
8	Japón	2003	5	26	Subducción Profunda	0.175	0.100	0.786	08JAPA	TL	1D
9	Perú	1974	1	5	Subducción Profunda	0.149	0.080	0.139	09PERU	TC	1D
10	Chile	2005	6	13	Subducción Profunda	0.222	0.120	0.205	10CHIL	TL	1D y 2D

In base alla risposta differenziale dei depositi di terreno, loro hanno suddiviso la città in 10 zone omogenee, dal punto di vista di risposta dinamica di sito, presentate in Figura 2.12. Come menzionato prima, il campus dell'Università si trova all'interno della zona 4e, Abanico de Pance.

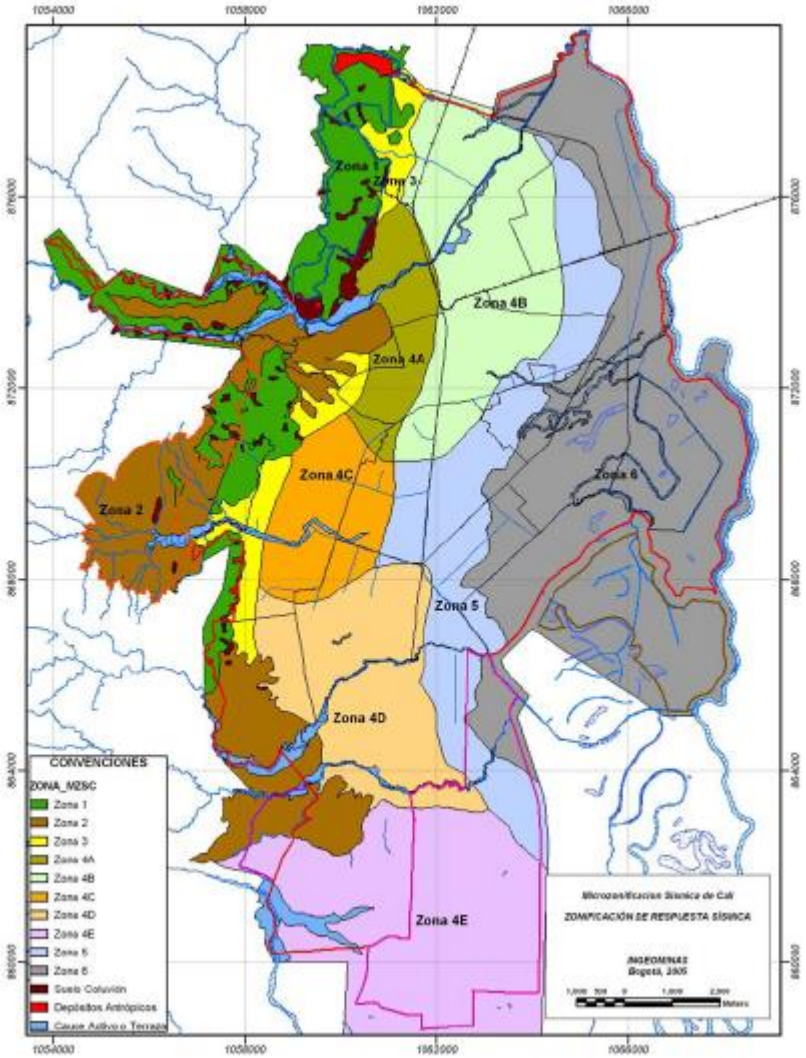


Figura 2.12. Zonazione sismica per la città di Cali (INGEOMINAS, 2005a)

Otálvaro et al. (2010) hanno fatto una caratterizzazione degli effetti sismici locali in Comuna 22, Santiago de Cali, dove si localizza il campus di PUJ Cali. Loro hanno raccolto informazione da pozzi di estrazione d'acqua nelle vicinanze ed hanno sviluppato una prova down-hole, 4 sondaggi elettrici verticali e 1 linea di sismica a rifrazione per la costruzione del profilo sismo-geotecnico tipico. La localizzazione di alcune di queste prove si presenta in Figura 2.13.

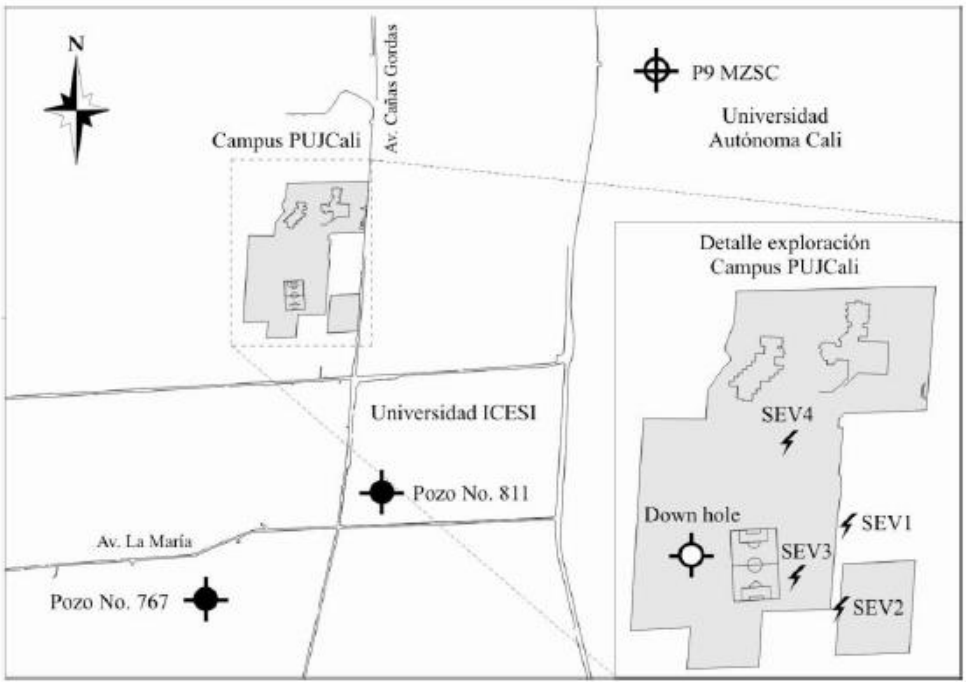


Figura 2.13. Localizzazione pozzi di estrazione, down-hole e sondaggi elettrici per campus PUJ Cali (Otálvaro et al., 2010)

In Figura 2.14 e Figura 2.15 si presentano invece i risultati dai sondaggi elettrici verticale ed il down-hole, rispettivamente. Dalla resistività degli strati di terreno, si nota la presenza di uno strato blando a circa 30m di profondità entro la matrice di materiale duro, un livello di suolo non percepito da INGEOMINAS nella loro relazione finale, per causa delle difficoltà nello scavo (Otálvaro et al., 2010).

Da un'altra parte, gli autori segnalano dalla prova down-hole l'aumento della V_s con la profondità, con velocità dell'ordine di 200m/s negli strati più superficiali, incrementando da 6m ed arrivando a più di 400m/s a circa 400m/s. Addizionalmente, una misura della relazione di Poisson è stata realizzata.

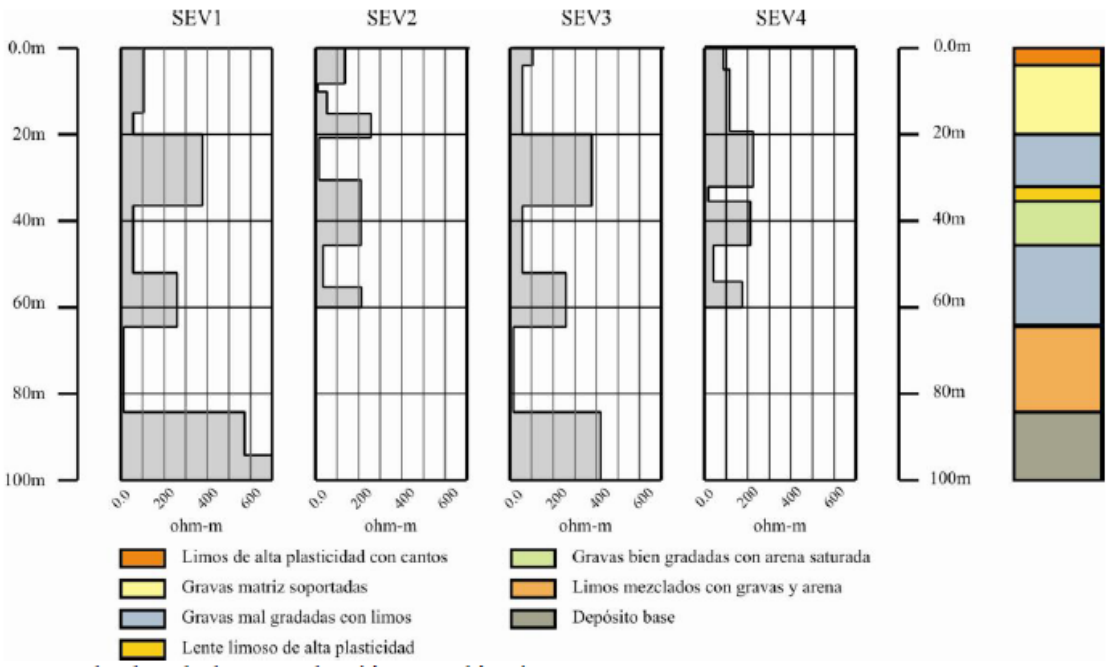


Figura 2.14. Risultati sondaggi elettrici verticali (Otálvaro et al., 2010)

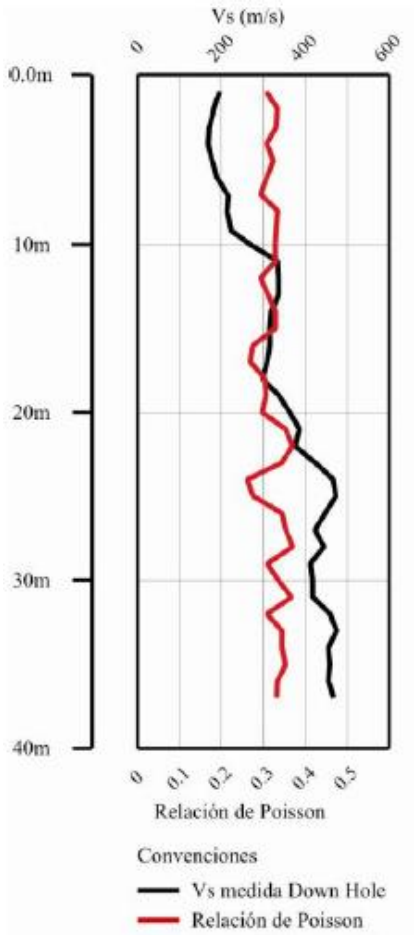


Figura 2.15. Risultati prova down-hole (Otálvaro et al., 2010)

Alla fine, a partire dell'informazione precedente hanno definito un profilo tipico, in Tabella 2.3, con un periodo naturale di vibrazione di 0.72s, così come una velocità delle onde di taglio nei 30m più superficiali $V_{s,30}$ pari a 318m/s.

Tabella 2.3. Profilo sismo-geotecnico tipico PUJCali (Otálvaro et al., 2010)

Prof. (m)	Descrizione	γ_h (kN/m3)	Vs (m/s)	Curve di decadimento
0-4	Limi	17.0	204	Curva 6 PVSUR20
4-8	Transizione	17.5	272	Curva 6 PVSUR20
8-22	Grava con limi	18.0	335	Grava Rollins et al. (1998)
22-26	Grava GP	18.5	452	Grava Rollins et al. (1998)
26-31	Limo argilloso	18.0	423	Argilla IP=30 Dobry e Vucetic (1991)
31-37	Grava GW/GP	18.5	462	Grava Rollins et al. (1998)
37-46	Grava GP	19.0	480	Grava Rollins et al. (1998)
46-82	Grava GP	20.0	550	Grava Rollins et al. (1998)
>82	Deposito base	21.0	700	Roccia Seed e Idriss (1970)

Alla fine, loro propongono uno spettro di risposta come risultato della loro ricerca, tramite il metodo ibrido (in Cramer), comparandolo con lo spettro proposto nella stessa zona da INGEOMINAS ed un loro elaborato nel passato (in Comuna 22, Santiago de Cali). Il confronto si presenta in Figura 2.16. È da notare che tutti questi spettri sono inviluppi e non risposte medie del deposito di terreno.

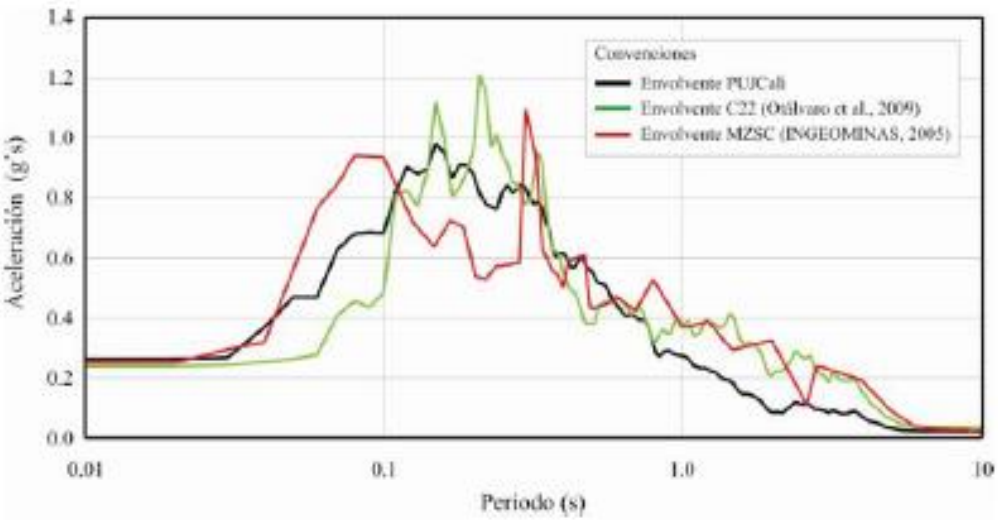


Figura 2.16. Spettri di risposta (Otálvaro et al., 2010)

3 SCELTA DEGLI ACCELEROGRAMMI

Come segnalato prima, la scelta degli accelerogrammi di riferimento è piuttosto importante. La strada scelta da percorrere è quella riferita ad accelerogrammi reali spettro-compatibili, sapendo che questi rappresentano eventi reali, e mediamente seguono l'andamento della pericolosità di base. Bisogna scegliere un numero sufficiente di registrazioni per considerare la variabilità da evento a evento, così come un adeguato accoppiamento con lo spettro obiettivo.

I criteri seguiti per scegliere gli accelerogrammi sono:

1. Uguagliare il range di magnitudo

2. Uguagliare il range di distanza sorgente-sito

3. Mediamente uguagliare lo spettro obiettivo

I range di magnitudo e distanza, come già detto, provengono dalla disaggregazione della pericolosità tramite PSHA. Tali range rappresentano in sostanza gli eventi che contribuiscono di più alla pericolosità di base. Da Figura 2.10, si ricavano i range magnitudo-distanza che ne contribuiscono di più:

- Magnitudo da Mw 5.5 a 6.7 e distanza da 0 a 40km.

- Magnitudo da Mw 7.0 a 8.5 e distanza da 110 a 180km.

Conoscendo i range di magnitudo e distanza, bisogna trovare un elenco di scuotimenti da dove scegliere gli accelerogrammi di riferimento da implementare. In questo caso, si sceglie di lavorare con l'elenco del database del Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), NGA-West2. Tale banca dati include un grande numero di scuotimenti registrati a livello mondiale in regime tectonico crostale superficiale (University of California, 2018).

Un altro parametro richiesto per trovare registrazioni attendibili per questo esercizio e la velocità delle onde di taglio nei 30m superficiali ($V_{s,30}$) del sito di registrazione. Come è stato già discusso, le registrazioni devono corrispondere ad una condizione di riferimento (roccia), comunemente con $V_{s,30}$ fra i 800m/s. Tuttavia, sapendo le difficoltà nel trovare un numero sufficiente di eventi registrati in queste limiti, condizioni di $V_{s,30}$ di 500m/s e maggiori si presentano come attendibili. Un totale di 39 registrazioni hanno soddisfatto le condizioni di magnitudo, distanza e $V_{s,30}$ richieste.

Ora bisogna scalare e comparare gli scuotimenti riportati dal PEER con lo spettro obiettivo. Per fare questa operazione, si utilizza il software SigmaSpectra (Kottke & Rathje, 2012), che tramite la definizione dello spettro obiettivo con la sua corrispondente deviazione standard, prende una suite di scuotimenti, li scala e compara la risposta media e la deviazione standard con l'obiettivo. Come postulato anteriormente, si considerano fattori di scala fra 0.25 e 4 come attendibili. Inoltre, si prendono le indicazioni dell'Eurocodice 8 (European Committee for Standardization, 2006), che definisce un rango del 30% al di sopra e 10% al di sotto dello spettro obiettivo.

Nel software SigmaSpectra, si sceglie di lavorare con una sola direzione per stazione di registrazione, sempre orizzontale. Oltre a questo, si sa che l'UHS non ha deviazione standard, per cui si prende un valore basso di riferimento (0.3g). SigmaSpectra riporta come risultato un elenco di registrazioni, il loro fattore di scala, accelerazione picco al suolo (PGA), velocità picco al suolo (PGV), spostamento picco al suolo (PGD), e durata. In Tabella 3.1 si presentano gli accelerogrammi risultanti scelti (18) per la modellazione.

Tabella 3.1. Registrazioni scelte per la RSL

Nome	Fattore Scala	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)	Dur. 5-75 (s)	Dur. 5-95 (s)
"Chi-Chi Taiwan-03\TCU076\N	1.48	0.24	30.93	14.73	3.70	12.49
"Chi-Chi Taiwan-03\TCU084\N	2.56	0.17	34.79	19.86	7.46	15.59
"Chi-Chi Taiwan-03\TCU138\E	1.17	0.16	26.99	14.95	5.30	9.32
"Chi-Chi Taiwan-04\CHY042\N	2.79	0.23	19.54	11.40	4.12	11.04
"Chi-Chi Taiwan-06\TCU102\N	2.81	0.15	30.32	12.41	7.16	18.83
"Chi-Chi Taiwan\TAP046\W	2.53	0.21	30.65	23.68	18.35	26.46
"Coyote Lake\Gilroy Array #1\320	2.76	0.32	29.85	8.12	1.97	5.78
"Coyote Lake\Gilroy Array #6\230	0.72	0.31	32.12	9.01	0.89	3.22
"Kocaeli Turkey\Eregli\180	2.10	0.18	34.85	20.34	6.37	18.75
"L'Aquila Italy\Celano\NORTH	3.54	0.32	23.61	6.40	3.93	7.95
"L'Aquila Italy\L'Aquila - Parking\NORTH	0.62	0.22	22.39	8.40	5.01	10.65
"L'Aquila Italy\L'Aquila - V. Aterno -Colle Grilli\EAST	0.75	0.36	23.27	4.44	4.24	8.14
"Niigata Japan\NIG023\NS	0.95	0.38	23.53	6.62	1.36	6.60
"Northridge-01\LA - Chalon Rd\160	1.06	0.19	31.93	5.83	4.98	6.81
"Northridge-01\LA Dam\334	0.55	0.18	25.93	13.45	4.04	6.50
"Northridge-01\Santa Susana Ground\0	1.03	0.24	16.39	6.55	4.37	7.36
"San Fernando\Lake Hughes #12\291	1.84	0.52	23.10	3.99	2.44	11.96
"San Simeon CA\Diablo Canyon Power Plant\H2	3.61	0.17	31.61	20.03	5.89	14.68

Da l'altra parte, in Figura 3.1 si riporta lo spettro di risposta corrispondente a ciascun accelerogramma scalato.

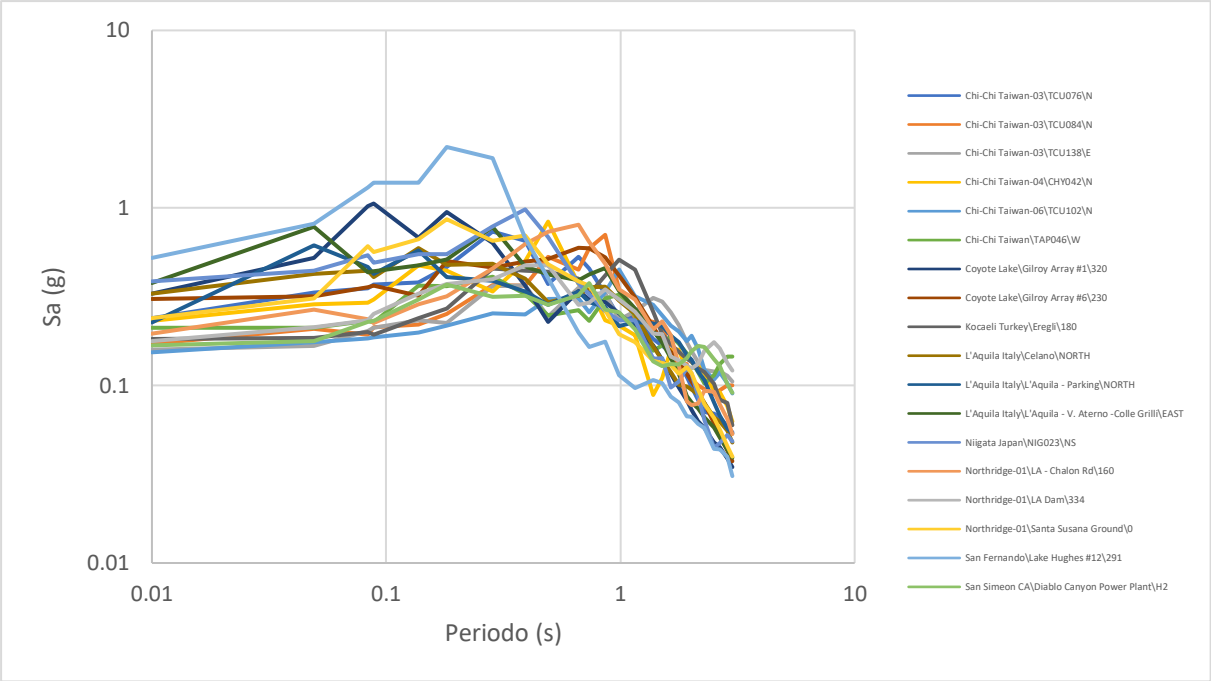


Figura 3.1. Spettro di risposta di ogni registrazione scelta

Adesso, in Figura 3.2 si presenta la verifica di compatibilità spettrale della risposta media degli 18 accelerogrammi in corrispondenza dello spettro obiettivo, l'UHS risultante dalla PSHA sviluppata da INGEOMINAS, seguendo i limiti proposti dall'Eurocodice 8. Come si può osservare, lo spettro medio rispetta i limiti di compatibilità fino a circa 1.7s, da dove la risposta media è leggermente minore del limite. Tuttavia, tale differenza non è ingegneristicamente significativa (di circa 11%, nel tratto con minore accelerazione spettrale), ragione per cui si prende lo spettro medio dai 18 accelerogrammi scelti come rappresentativo della pericolosità di base.

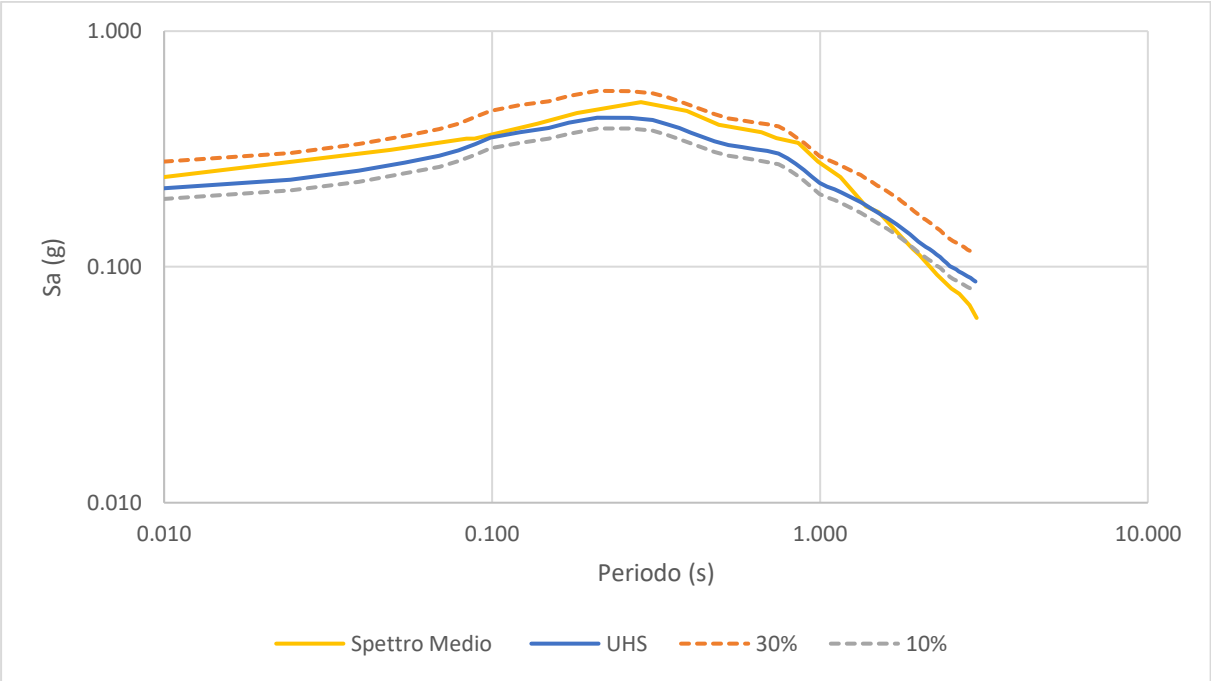


Figura 3.2. Compatibilità spettrale spettro medio (18 registrazioni) con UHS

4 FUNZIONI DI AMPLIFICAZIONE

4.1 Profilo deterministico di V_s

Dopo avere determinato gli accelerogrammi che rappresentano la pericolosità prevista, è possibile modellare la risposta dinamica del deposito di terreno, tramite RSL. In prima battuta, si fa riferimento ad un profilo di Vs deterministico, cioè, si prendono i valori risultanti dalla prova down-hole realizzata nel campus dell'Università, riportati da Otálvaro et al. (2010). Per la modellazione, si implementa un'analisi monodimensionale con il metodo lineare-equivalente (EQL), sapendo che, nonostante le sue limitazioni, produce risultati attendibili ed è il metodo più implementato nella pratica. Il software scelto per questa procedura è stato STRATA (Rathje & Kottke, 2013). In Figura 4.1 si presentano le impostazioni del profilo introdotto sul software, seguendo le indicazioni sul profilo di Vs e le curve di decadimento presentate con anteriorità in Tabella 2.3. Le impostazioni in dettaglio sul software si presentano in Allegati, in Tabella A 1 e da Figura A 1 a Figura A 6.

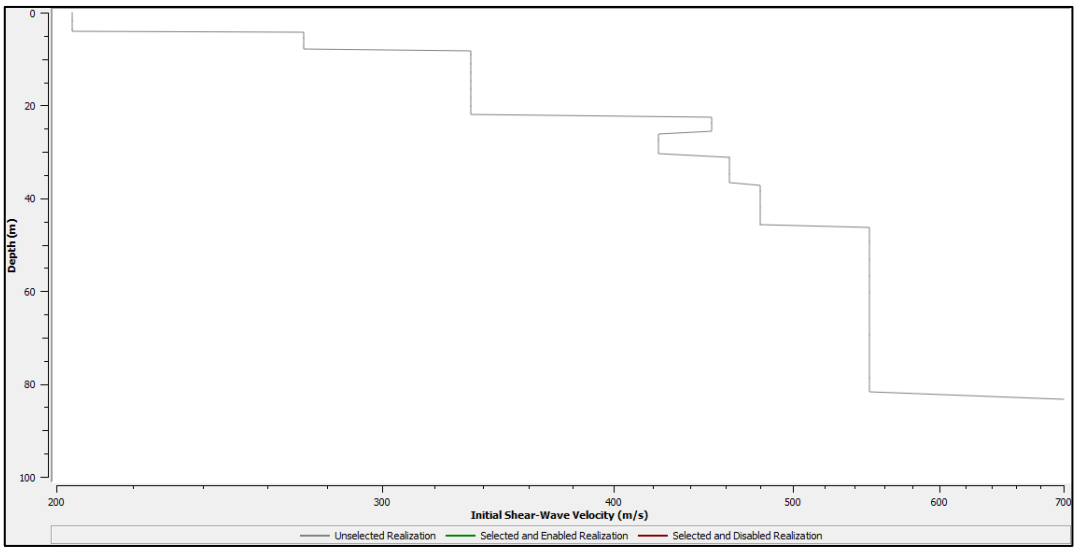


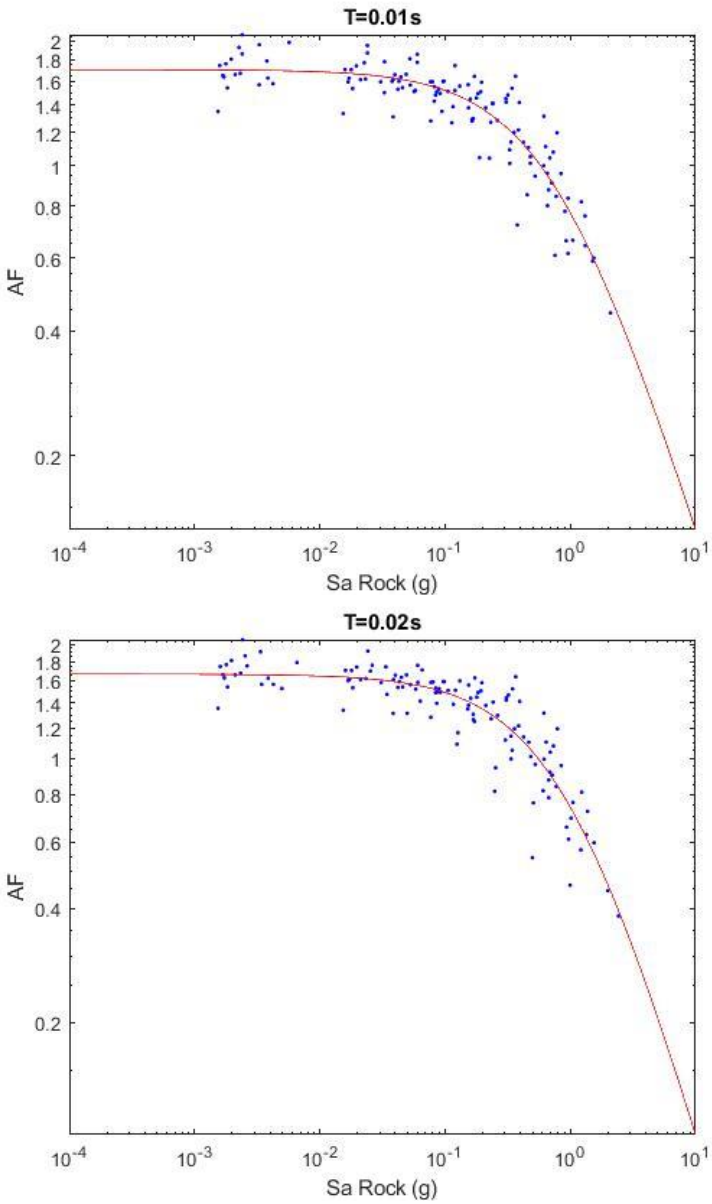
Figura 4.1. Profilo di V_s per PUJ Cali in STRATA

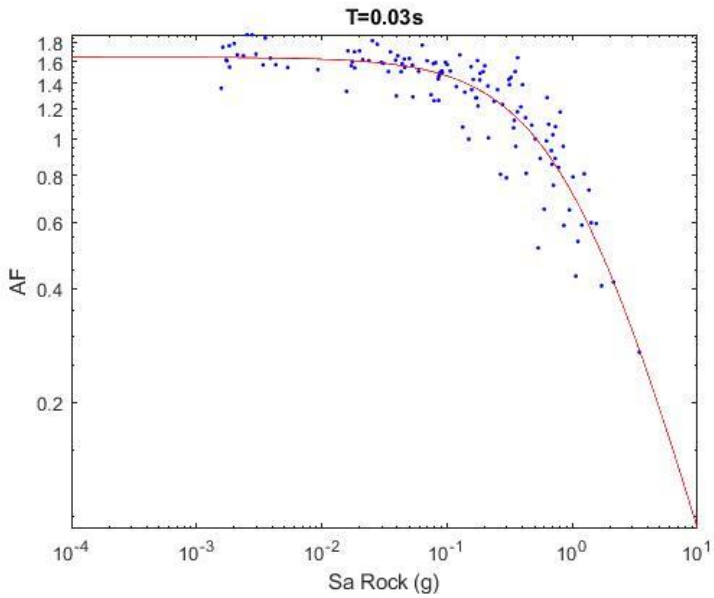
L'altro parametro di input importante è l'Effective Stress Ratio (R), che rappresenta una semplificazione, sapendo che la deformazione per taglio varia nel tempo. La deformazione massima infatti non è rappresentativa del comportamento del terreno in tutta la durata dello scuotimento, ragione per cui si moltiplica per il fattore riduttivo R per trovare una deformazione effettiva. Spesso si prende un valore di R pari a 0.65, stimato sulla liquefazione. Tale valore è stato adottato nel presente caso. La deformazione di taglio varia anche nello spazio, ragione per cui bisogna discretizzare gli strati di terreno in modo tale che il valore calcolato in mezzeria sia rappresentativo.

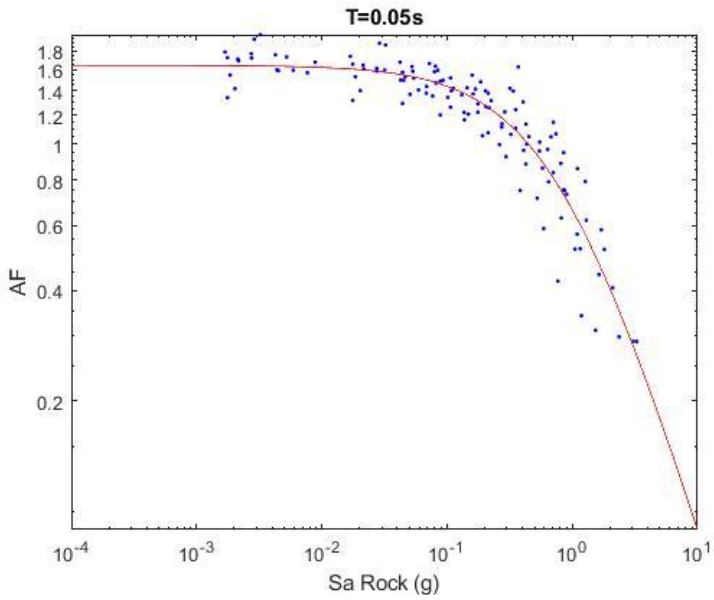
Avendo già impostato il profilo nel software, è possibile simulare la propagazione delle onde attraverso il profilo di terreno. Come risultato, spettri di risposta in superficie possono essere ricavati. Si definisce la funzione di amplificazione (AF) come la relazione, periodo a periodo, dell'accelerazione spettrale in superficie con rispetto all'accelerazione spettrale alla base del deposito (bedrock).

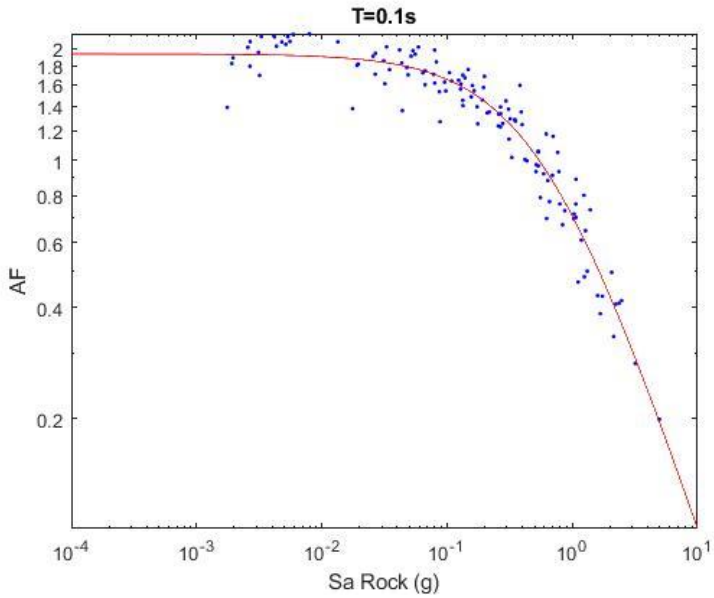
Tuttavia, siccome si vuole determinare l'andamento della funzione di amplificazione in un range largo di accelerazione spettrale in roccia (da scuotimenti deboli a scuotimenti forti), si è deciso di scalare ulteriormente i 18 accelerogrammi per permettere lo sviluppo di queste funzioni, ed una predizione più robusta. Fattori di scala di 0.01, 0.1, 0.25, 0.5, 2 e 4 si adottano per questa operazione, ottenendo un totale di 126 scuotimenti rappresentando diversi livelli di pericolosità.

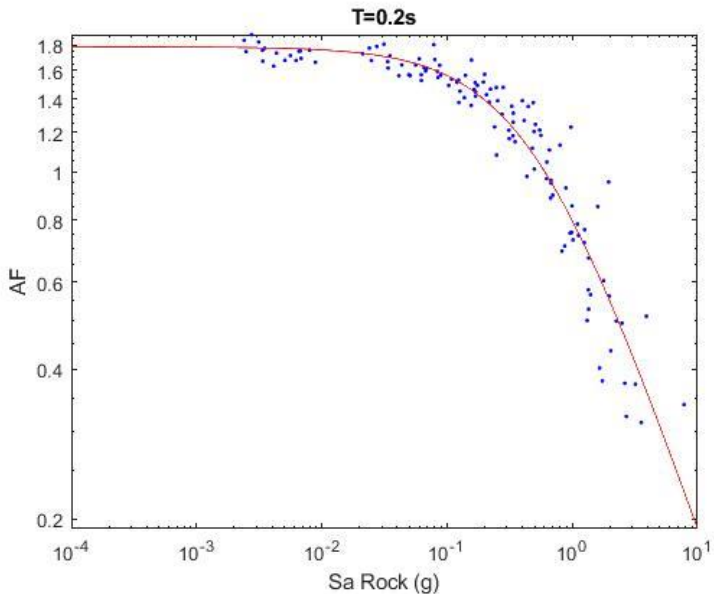
In primo approccio, il modello proposto da Stewart et al., (2014) è stato implementato per trovare le funzioni di amplificazioni corrispondenti ai periodi 0.01, 0.02, 0.03, 0.05, 0.1, 0.2, 0.3, 0.5, 1.0, 2.0 e 3.0s. I risultati si presentano in Figura 4.2.

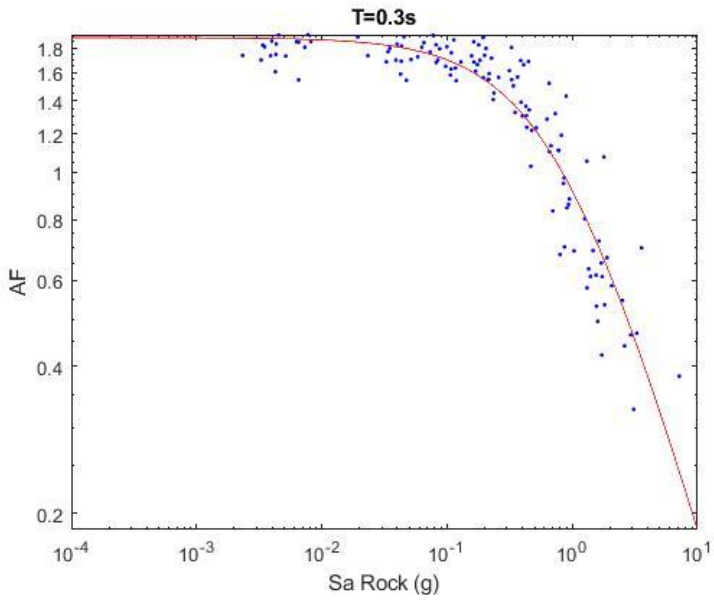


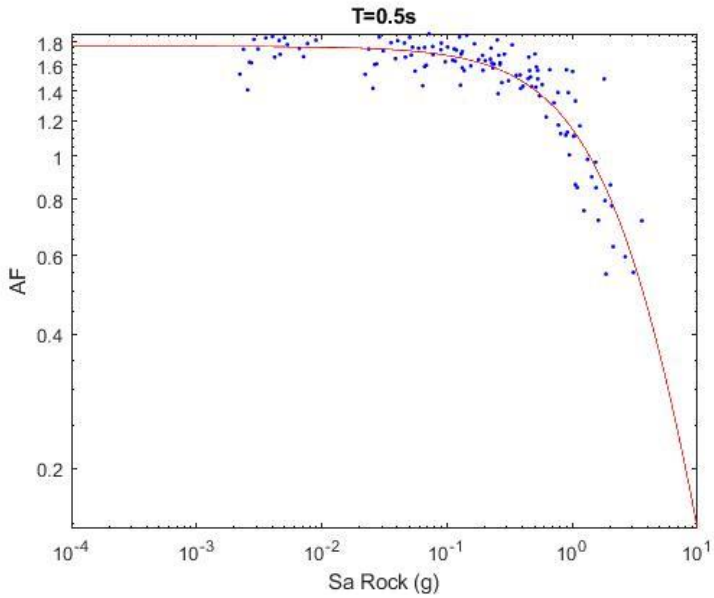

T=0.03s
AF
Sa Rock (g)

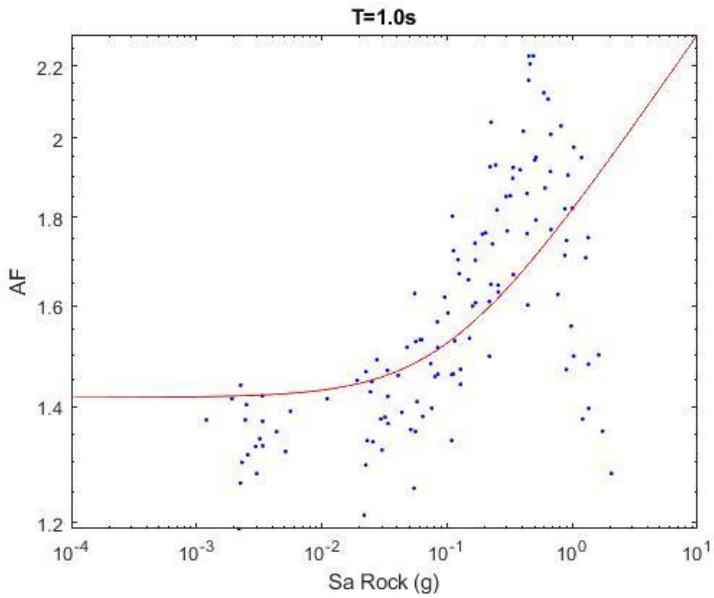

T=0.05s
AF
Sa Rock (g)

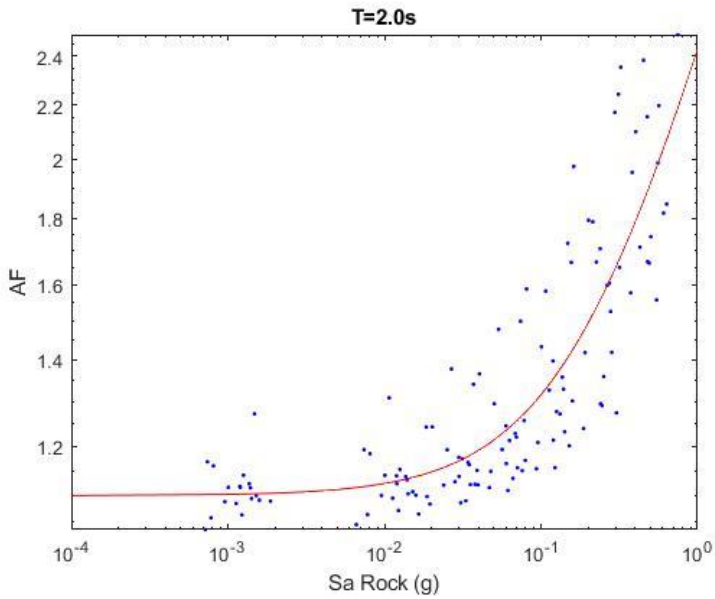

T=0.1s
AF
Sa Rock (g)


T=0.2s
AF
Sa Rock (g)


T=0.3s
AF
Sa Rock (g)


T=0.5s
AF
Sa Rock (g)


T=1.0s
AF
Sa Rock (g)
2.2
2
1.8
1.6
1.4
1.2
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
10^{1}


T=2.0s
AF
Sa Rock (g)
2.4
2.2
2
1.8
1.6
1.4
1.2
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}

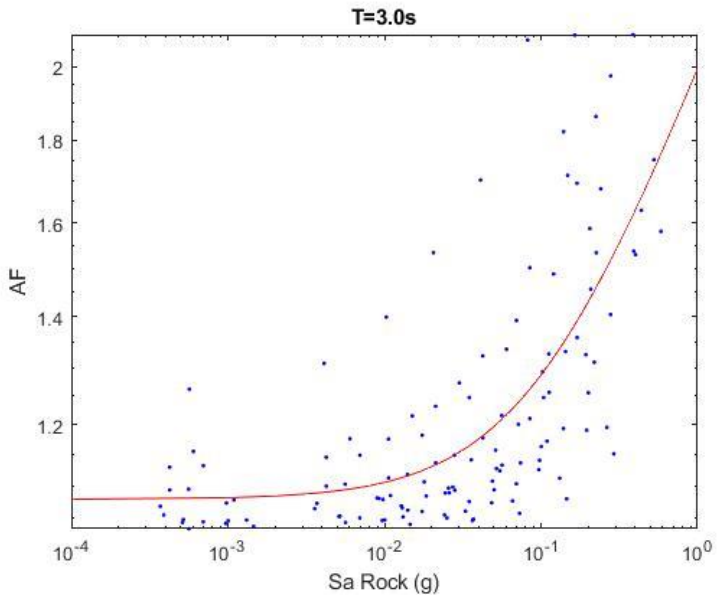


Figura 4.2. Funzioni di amplificazione per periodi di 0.01, 0.02, 0.03, 0.05, 0.1, 0.2, 0.3, 0.5, 1.0, 2.0 e 3.0s

Si indicano, inoltre, i coefficienti f_1, f_2 ed f_3 per ogni periodo in considerazione, insieme alla deviazione standard (nello spazio log-normale), seguendo sempre le indicazioni di Stewart et al., (2014), in Tabella 4.1.

Tabella 4.1. Coefficienti f1, f2 e sigma per i vari periodi

T (s)	f1	f2	f3	σln
0.01	0.536	-0.985	0.800	0.123
0.02	0.514	-1.174	1.000	0.136
0.03	0.499	-1.203	1.000	0.147
0.05	0.501	-1.126	0.800	0.148
0.1	0.669	-1.037	0.600	0.126
0.2	0.572	-0.727	0.500	0.124
0.3	0.620	-0.875	0.800	0.145
0.5	0.560	-2.096	4.500	0.113
1	0.325	0.117	0.100	0.111
2	0.097	0.440	0.200	0.100
3	0.075	0.257	0.100	0.111

Da Figura 4.2, si può vedere una chiara tendenza fino ad un periodo di 0.5s, indicata anche dal segno di f_2. In valore assoluto, l'effetto maggiore si presenta proprio a 0.5s, dove più improvvisamente diminuisce il fattore di amplificazione. L'effetto della non-linearità del deposito del terreno comporta ad una diminuzione dell'amplificazione in corrispondenza di forti scuotimenti (S_a in roccia più elevata). Guardando il comportamento al laboratorio dei suoli, tale tendenza si spiega dall'incremento nello smorzamento all'aumentare i livelli deformativi. Invece, nei periodi lunghi (2.0 e 3.0s), c'è una crescita dell'amplificazione del deposito di terreno all'aumentare dell'accelerazione in roccia. Questo incremento della risposta del deposito di terreno è anche associato all'aumento dello smorzamento e decadimento del modulo, ma con l'allungamento del periodo l'inclinazione dal suolo ad abbassare l'azione si ribalta, producendo invece amplificazione (Rathje et al., 2010). Da un'altra parte il coefficiente

f_3 segnala come, per periodi corti (anche fino a 0.5s), l'effetto della non-linearità si comincia ad evidenziare in corrispondenza di $S_{a,\ rock}$ maggiori in comparazione con gli alti periodi spettrali.

Tuttavia, è pure osservabile che il modello implementato non descrive giustamente il comportamento del deposito di terreno a 1.0s. Per tale periodo, il fattore di amplificazione per bassi S_a in roccia non è rappresentato dalla curva di tendenza, neanche il tratto di crescita per arrivare alla massima amplificazione. Per queste ragioni, un altro modello, polinomiale nel presente caso, è stato introdotto, come presentato in Figura 4.3. Il miglioramento nell'adattazione delle curve è visibilmente chiaro, ma anche in termini di deviazione standard.

Infine, si potrebbe dire che l'amplificazione media dal deposito di terreno, in condizione di livello deformativo basso (tratto lineare), è di circa 1.7, raggiunta da 0.01 e 0.5s. In tale range si raggiunge un valore massimo di amplificazione pari a 1.95, a 0.1s. A 1.0s, invece, si presenta un'amplificazione picco di circa 1.9, corrispondente ad un'accelerazione spettrale intorno ai 0.6g. Questa grande amplificazione si trova intorno al periodo proprio del profilo sismo-geotecnico del campus (0.72s), come segnalato anche da Rathje et al., (2010). Dall'altra parte, la funzione di amplificazione raggiunge i valori minimi per i livelli deformativi più bassi a 2.0 e 3.0s, con fattori intorno a 1.1.

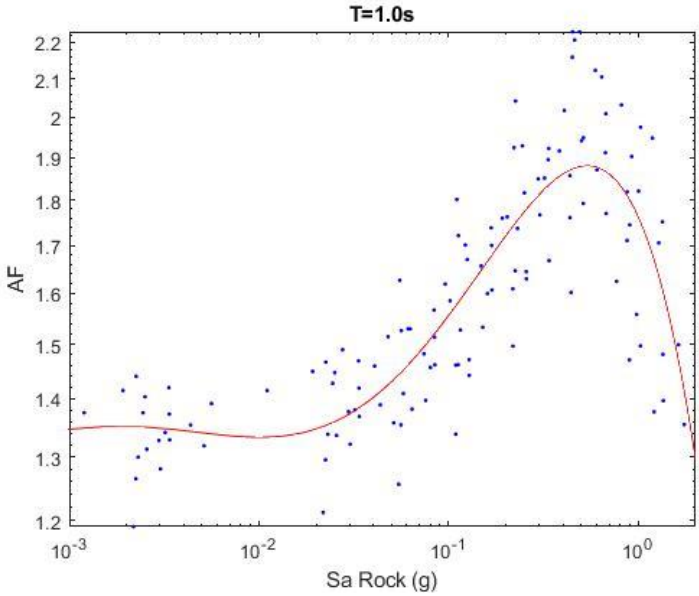


Figura 4.3. Funzione polinomiale di amplificazione per 1.0s

Con il nuovo modello per 1.0s, la deviazione standard è di 0.0784, significativamente minore di quella ricavata con il modello precedente (0.130). In questo caso, l'equazione (4.1) descrive la forma polinomiale, mentre i coefficienti di regressione p_i si presentano di seguito, in Tabella 4.2.

$$\ln AF = \sum_{i=1}^{6} p_i * \ln\left(S_{a,rock}\right)^{n-1} \quad (4.1)$$

Tabella 4.2. Coefficienti regressione polinomiale per T=1.0s

p_1	-3.44E-04
p_2	-0.008214
p_3	-0.0705
p_4	-0.2481
p_5	-0.2342
p_6	0.5662

4.2 Profilo di Vs introducendo variabilità

Come discusso previamente, le proprietà più critiche implementate nell'analisi della risposta sismica di un deposito di terreno sono il profilo di velocità delle onde di taglio e le curve di decadimento e smorzamento. Considerare la variabilità nelle proprietà del terreno obbedisce a diverse ragioni, dalla variabilità spaziale del terreno in ogni sito in funzione di processi geologici alle incertezze epistemiche intrinseche alle misure delle proprietà in campo (Rathje et al., 2010). Nel presente elaborato si investiga l'effetto della variabilità nel profilo di V_s nella risposta sismica del deposito di terreno.

Rathje et al., (2010) propongono, ad esempio, la misura di multipli profili di V_s per quantificare la variabilità spaziale aleatoria di questa proprietà. Tuttavia, nella pratica, un numero elevato di prove in sito risulterebbe in un costo extra molto significativo. Per tale ragione diversi ricercatori, come Toro (1995), hanno sviluppato dei modelli statistici per quantificarne la variabilità in funzione del tipo di sottosuolo.

Secondo il modello di Toro (1995), la velocità di taglio del generico strato di terreno si può determinare assumendo una funzione di distribuzione (log-normale), conoscendo il valore probabile ($V_{s,0}$, che rappresenta la media nello spazio log-normale), la deviazione standard del logaritmo naturale di V_s ($\sigma_{ln,\ Vs}$), ed una variabile aleatoria normale per il generico strato Z_i, dipendenti di una serie di parametri di correlazione fra strati (ρ_{200}, d_0, b_0, ρ_0 e Δ) (Rathje et al., 2010).

In Tabella 4.3 si presentano i parametri proposti da Toro (1995), da 557 profili di V_s di studio, in funzione della velocità delle onde di taglio nei 30m superficiali ($V_{s,\ 30}$). Nel presente caso di studio, la $V_{s,30}$ è pari a 318m/s. Invece, in Figura 4.4, si presenta un esempio della randomizzazione del profilo delle velocità delle onde di taglio, tutto dall'articolo di Rathje et al. (2010).

Tabella 4.3. Parametri da Toro (1995) per randomizzazione del profilo di V_s (Rathje et al., 2010)

	V_{s30}			
Parameter	>750 m/s	360–750 m/s	180–360 m/s	<180 m/s
$\sigma_{\ln Vs}$	0.36	0.27	0.31	0.37
ρ_{200}	0.42	1.00	0.98	0.50
d_o	0.0	0.0	0.0	0.0
b	0.063	0.293	0.344	0.744
ρ_0	0.95	0.97	0.99	0.00
Δ	3.4	3.8	3.9	5.0

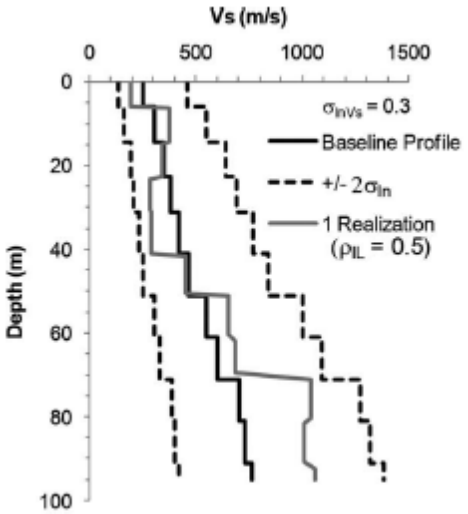
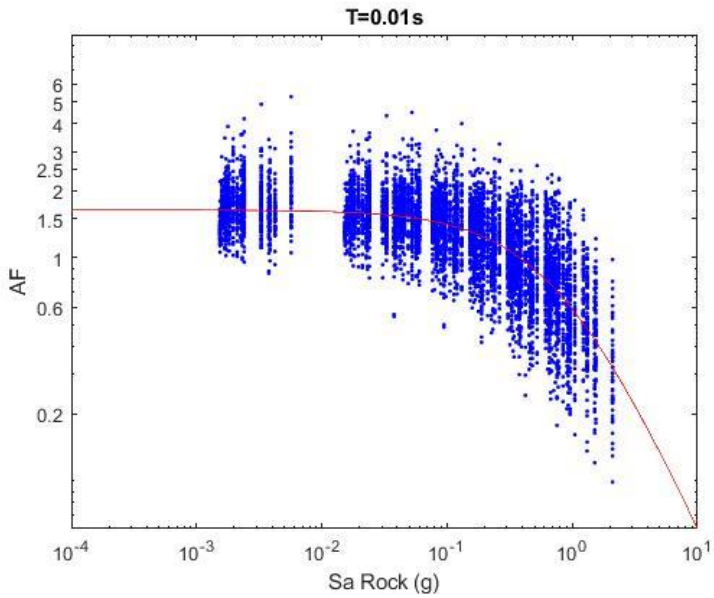
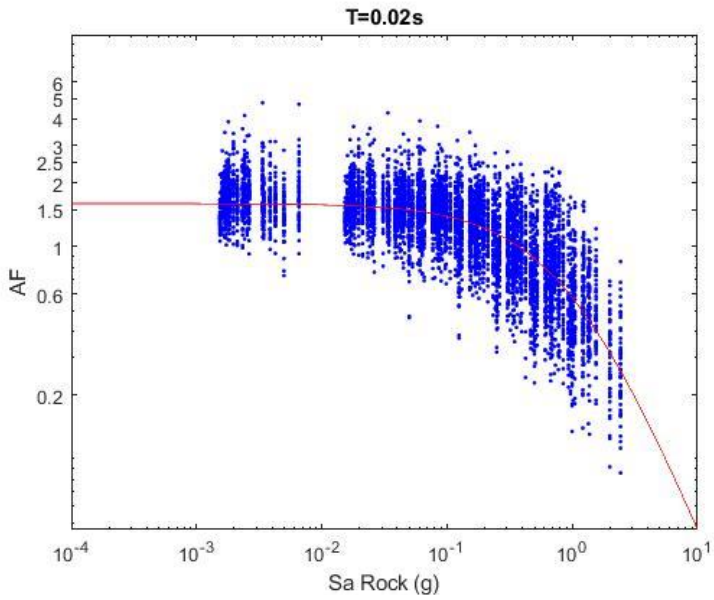
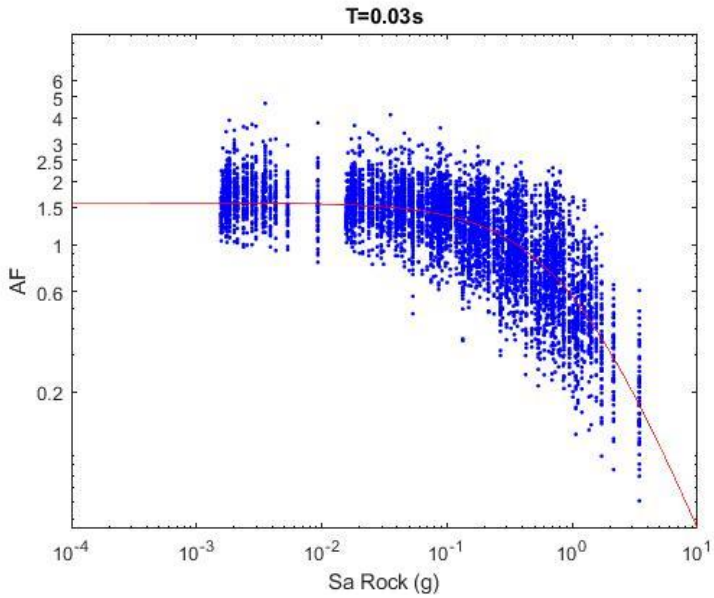


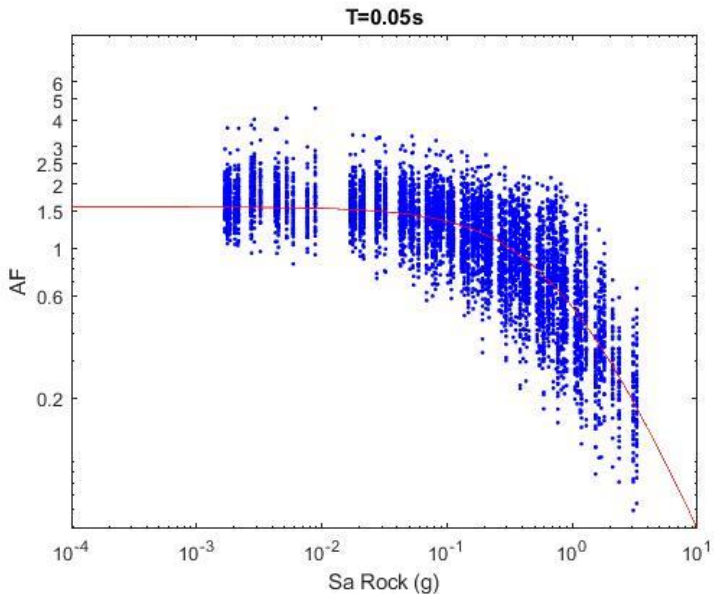
Figura 4.4. Esempio di profilo di V_s randomizzato (Rathje et al., 2010)

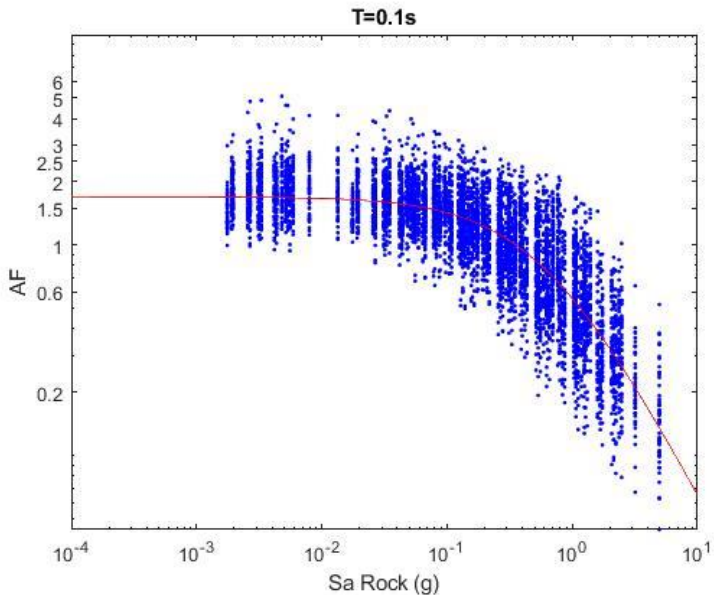
Dunque, non avendo la possibilità di conoscere direttamente i parametri di variabilità spaziale del profilo di V_s, si adottano i valori proposti da Toro (1995) per un deposito di terreno con $V_{s,30}$ fra 180 e 360m/s. Anche in questo caso, per la modellazione della risposta del deposito di terreno, si implementa il software Strata (Rathje & Kottke, 2013), che permette simulazioni Monte Carlo per randomizzare il profilo di V_s, in corrispondenza dei parametri già discussi. Un totale di 6300 realizzazioni (50 profili di V_s per ogni scuotimento scalato a 0.01, 0.1, 0.25, 0.5, 1, 2 e 4) sono stati modellati per valutarne la risposta. I risultati si esibiscono in Figura 4.5, seguendo sempre il modello di Stewart et al. (2014).

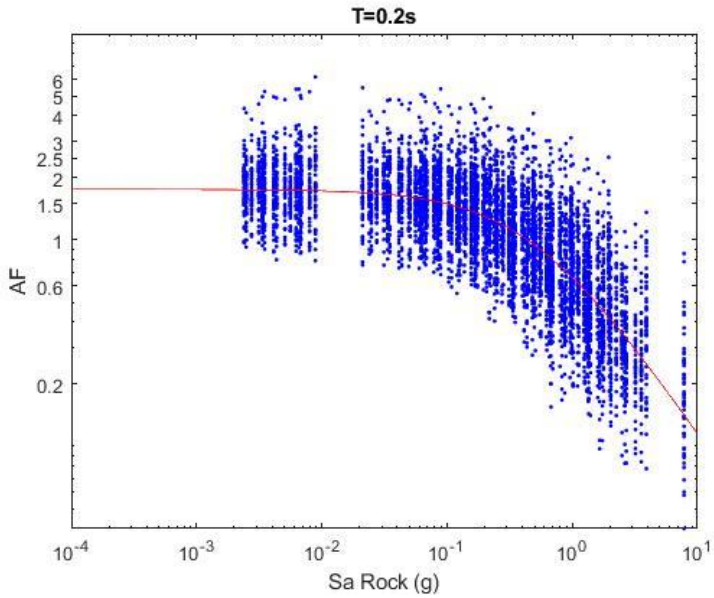

T=0.01s
AF
Sa Rock (g)

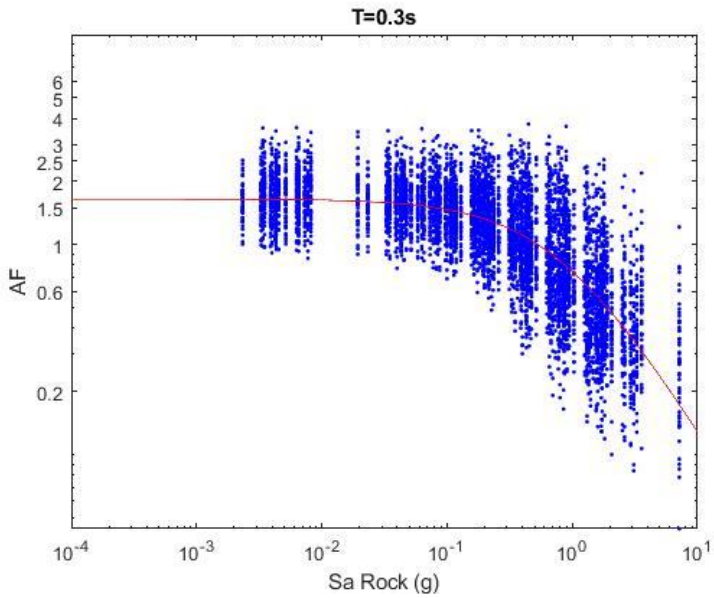

T=0.02s
AF
Sa Rock (g)

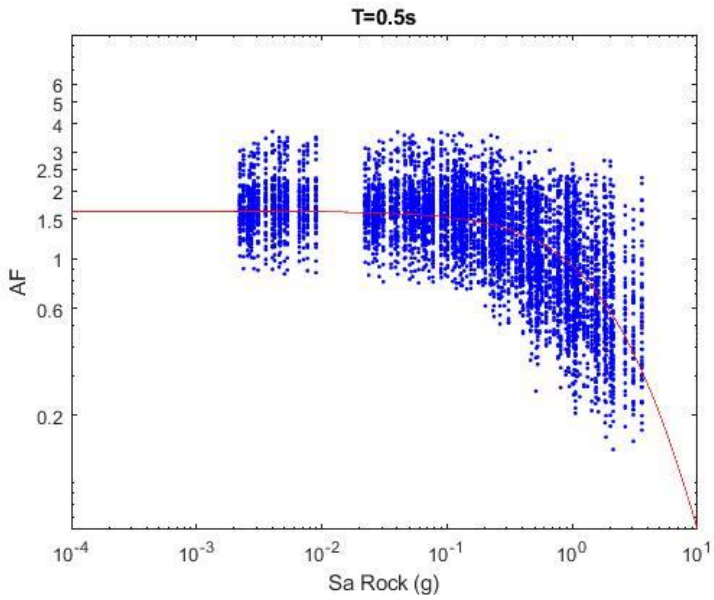

T=0.03s
AF
Sa Rock (g)

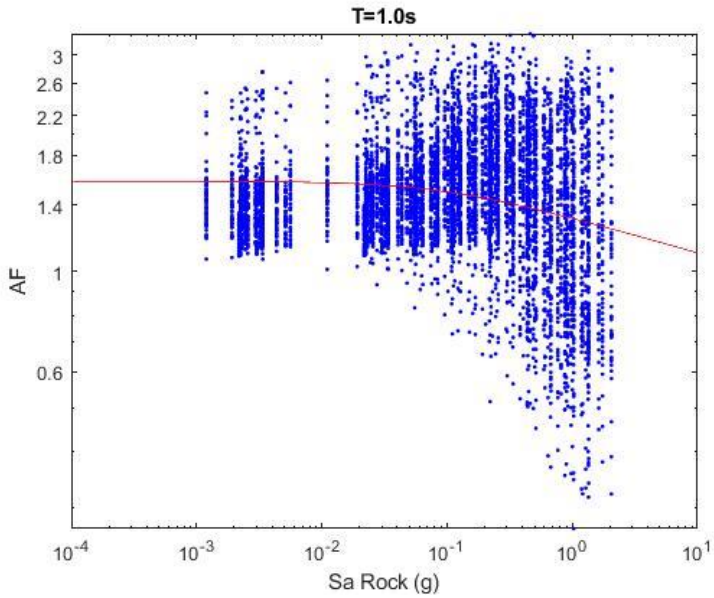

T=0.05s
AF
Sa Rock (g)


T=0.1s
AF
Sa Rock (g)


T=0.2s
AF
Sa Rock (g)


T=0.3s
AF
Sa Rock (g)


T=0.5s
AF
Sa Rock (g)


T=1.0s
AF
Sa Rock (g)

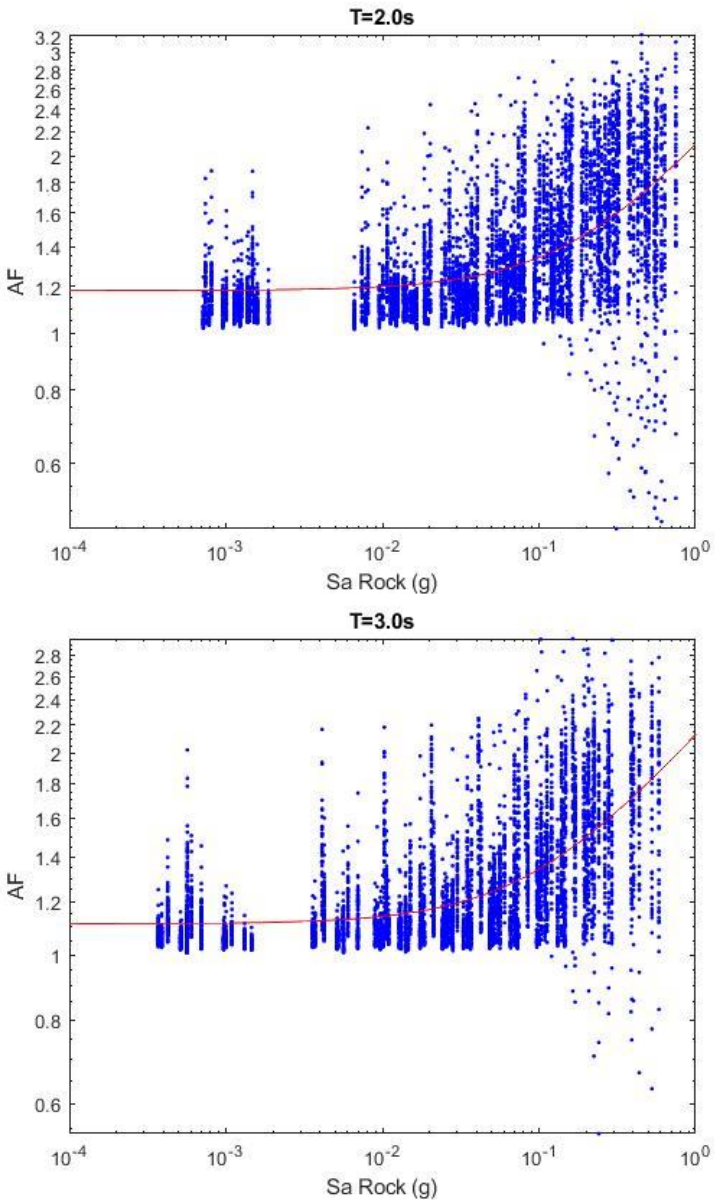


Figura 4.5. Funzioni di amplificazione per periodi di 0.01, 0.02, 0.03, 0.05, 0.1, 0.3, 0.5, 1.0, 2.0 e 3.0s con randomizzazione del profilo di V_s

Allo stesso modo di prima, si presenta in Tabella 4.4 un riassunto dei coefficienti trovati, insieme alla deviazione standard nello spazio log-normale.

Tabella 4.4. Coefficienti f1, f2 e sigma per modello randomizzato

T (s)	f1	f2	f3	σln
0.01	0.494	-1.263	0.800	0.334
0.02	0.470	-1.477	1.000	0.343
0.03	0.457	-1.485	1.000	0.346
0.05	0.448	-1.331	0.800	0.356
0.1	0.530	-1.137	0.600	0.366
0.2	0.566	-0.897	0.500	0.431
0.3	0.500	-0.982	0.800	0.417
0.5	0.486	-2.799	4.500	0.397
1	0.457	-0.079	0.100	0.319
2	0.166	0.320	0.200	0.204
3	0.106	0.271	0.100	0.165

Ancora una volta, il modello proposto non corrisponde alla risposta del deposito di terreno a 1.0s, cioè, bisogna implementare una forma polinomiale come visto in Figura 4.6. Un polinomio di grado 7, con la forma presentata anteriormente in equazione (4.1), con una deviazione standard nello spazio log-normale di 0.3071, si è adottato. I coefficienti corrispondenti si riportano in Tabella 4.5.

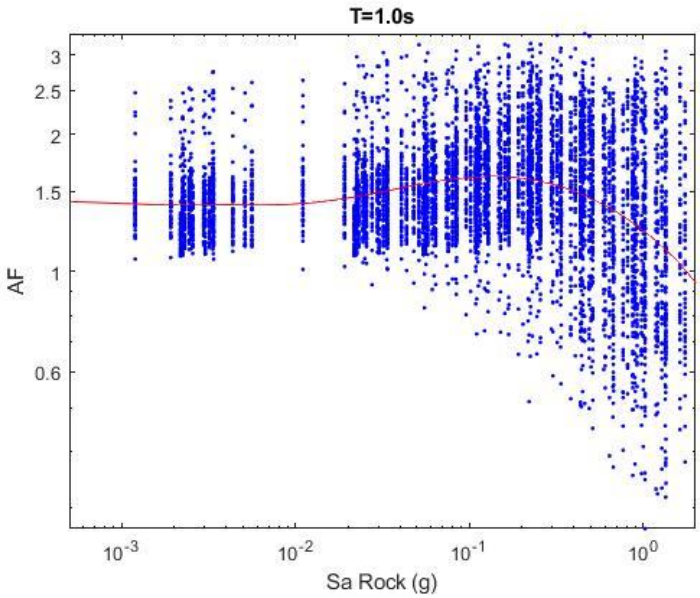


Figura 4.6. Funzione polinomiale di amplificazione per 1.0s, caso randomizzato

Tabella 4.5. Coefficienti regressione polinomiale per T=1.0s, con randomizzazione

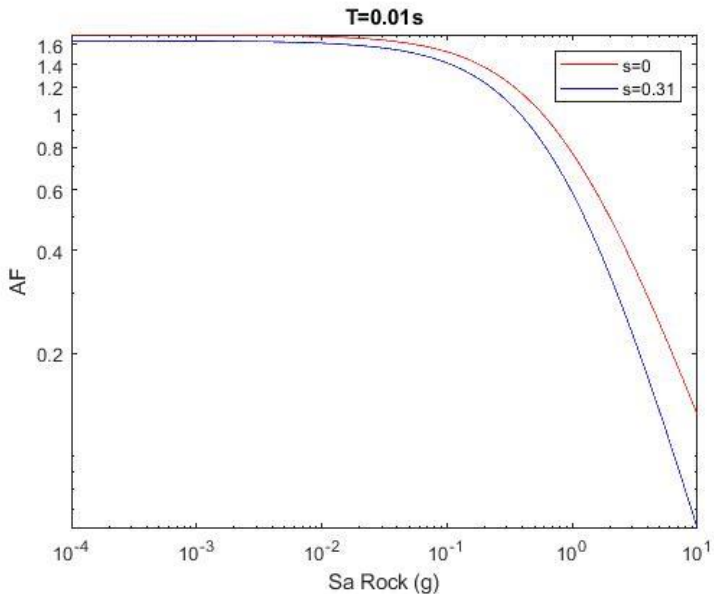
p1	-0.00002252
p2	-0.0004974
p3	-0.003906
p4	-0.01299
p5	-0.02491
p6	-0.1017
p7	-0.2965
p8	0.2073

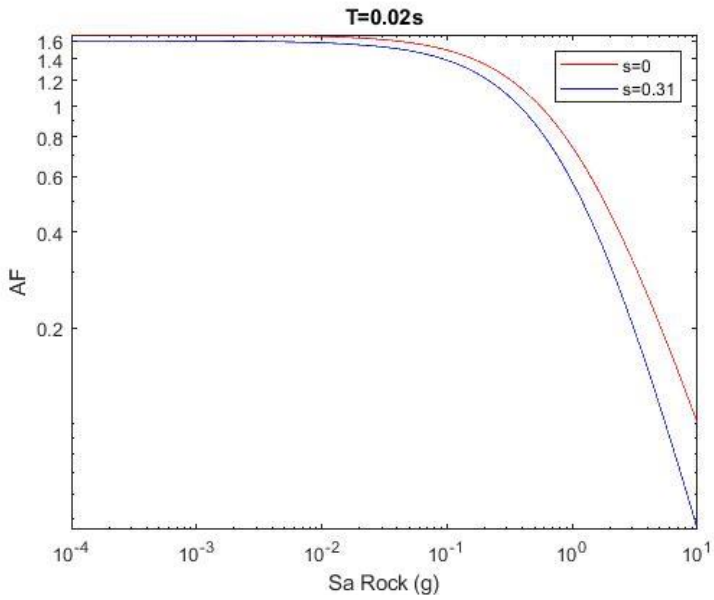
La prima cosa da osservare è la diminuzione del coefficiente f_1 per tutti i periodi spettrali in considerazione fino a 0.5s, ovvero sia, minore amplificazione a bassi livelli deformativi. Contrariamente, il coefficiente f_2, in valore assoluto, cresce al considerare l'incertezza nei profili di V_s, cioè, una pendenza più marcata della fase non-lineare. A 2.0 e 3.0s, invece, il comportamento della funzione si ribalta, producendo maggiori amplificazioni per bassi accelerazioni spettrali in roccia e una non-linearità meno marcata in corrispondenza del caso stocastico. Un'altra tendenza evidenziabile è l'incremento della deviazione standard in tutti i casi, ovverosia, c'è una dispersione maggiore dei dati, attendibile dato che si implementano tanti profili di V_s generando diverse amplificazione in funzione della propria accelerazione spettrale in roccia.

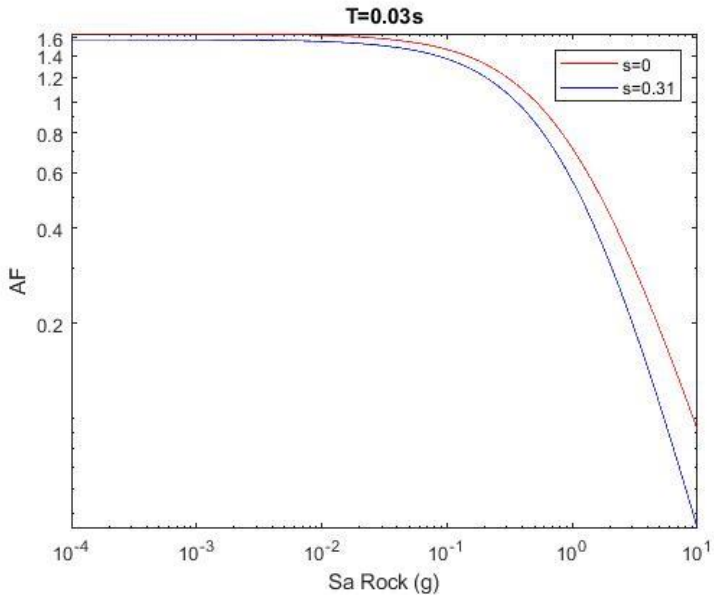
Infine, a modo di contrasto, si presenta in Figura 4.7 la funzione di amplificazione con i profili deterministico (deviazione standard in spazio log-normale "s" pari a 0) e randomizzato ("s" pari a 0.31) per i vari periodi.

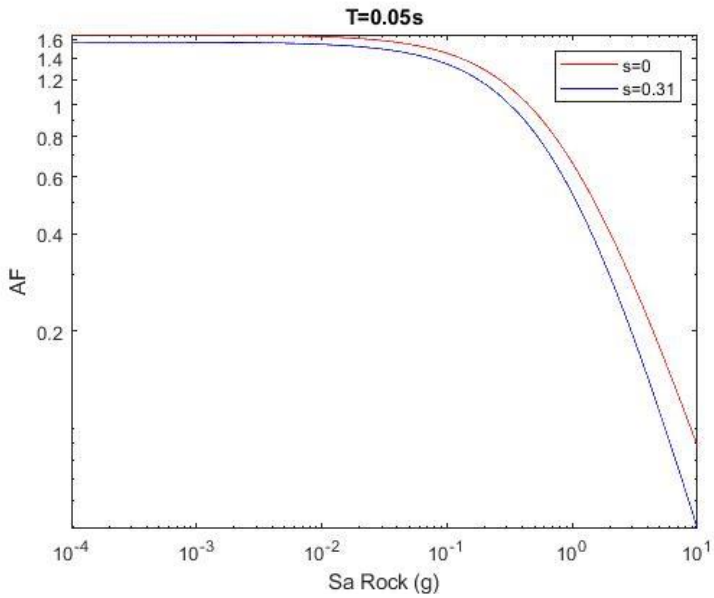
In Figura 4.7 si può evidenziare meglio la diminuzione della funzione di amplificazione per i diversi valori di $S_{a,\ rock}$ in corrispondenza di tutti i periodi fino a 0.5s del caso randomizzato relativo al profilo iniziale, deterministico. Infatti, tali risultati sono congruenti con la letteratura, dove si postula che la riduzione in amplificazione è causata da realizzazioni dove si includono strati blandi oppure grandi contrasti di velocità, i cui accumulano più deformazione e subiscono più smorzamento e minore amplificazione durante lo scuotimento. L'inclusione di strati duri può risultare in un'amplificazione maggiore, ma non tanto grande per contrastare gli effetti degli strati più soffici (Rathje et al., 2010).

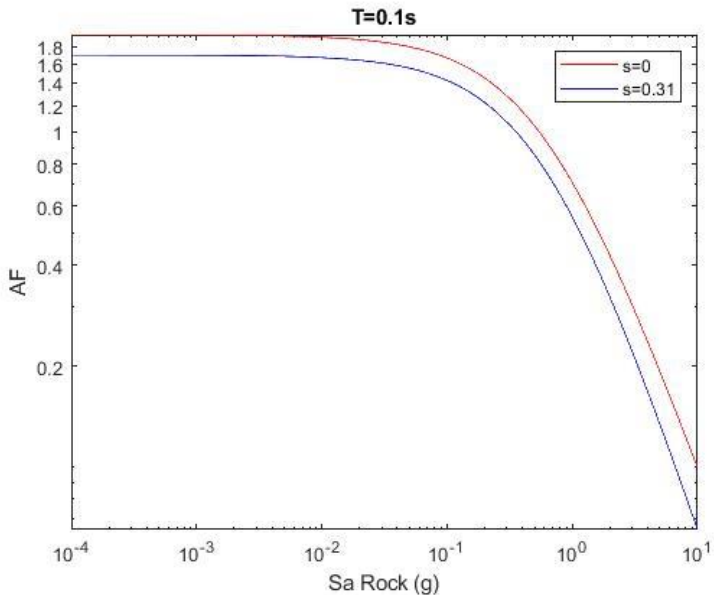
Tuttavia, a 1.0 e 2.0s si osserva una tendenza diversa, dove per bassi livelli di scuotimento prevale il caso con l'inclusione della variabilità in V_s, mentre da un'accelerazione spettrale di circa 0.1g è nel caso deterministico dove si subiscono maggiori amplificazioni. Finalmente, a 3.0s il caso base, senza tener conto dell'incertezza, presenta maggiori valori di amplificazione in tutto il dominio di $S_{a,\ rock}$ in considerazione.

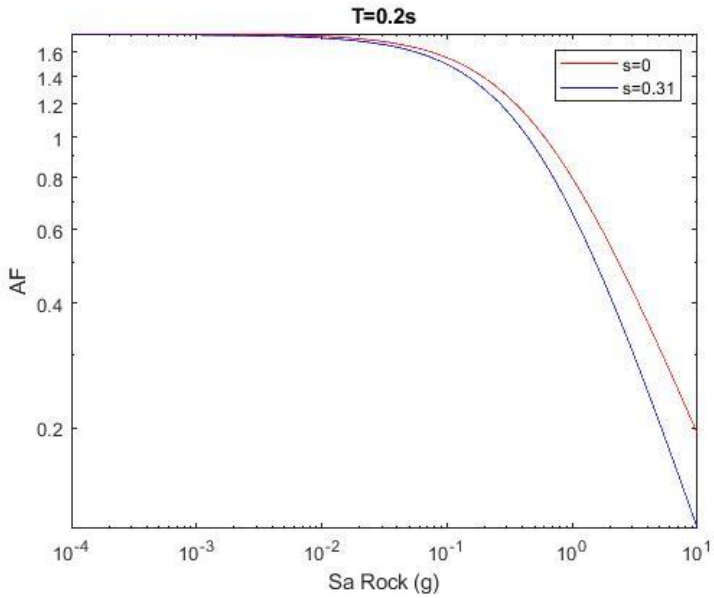

T=0.01s
s=0
s=0.31
AF
Sa Rock (g)

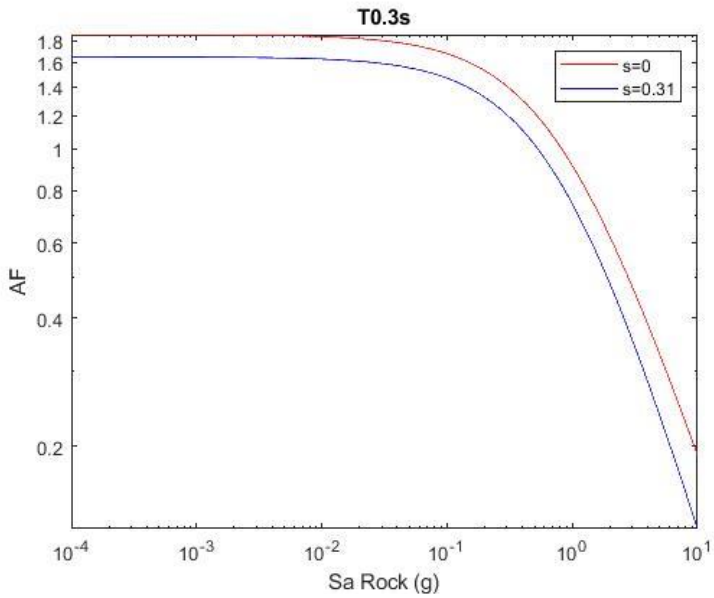

T=0.02s
s=0
s=0.31
AF
Sa Rock (g)

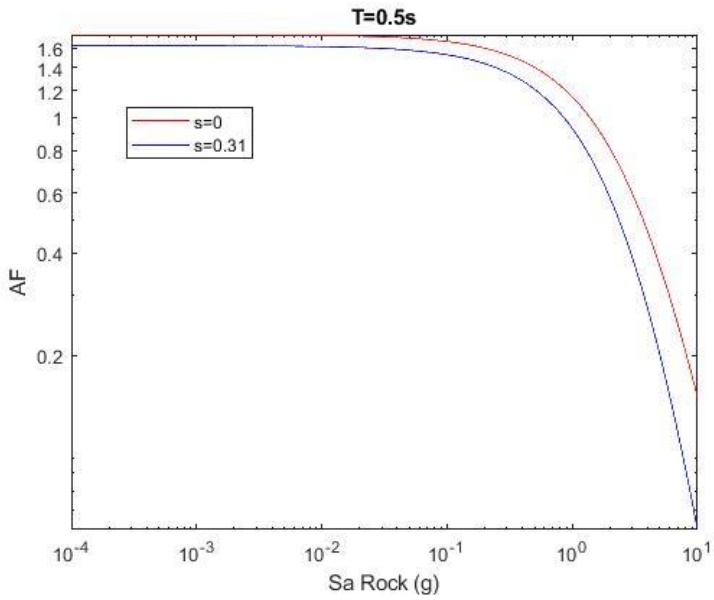

T=0.03s
s=0
s=0.31
AF
Sa Rock (g)

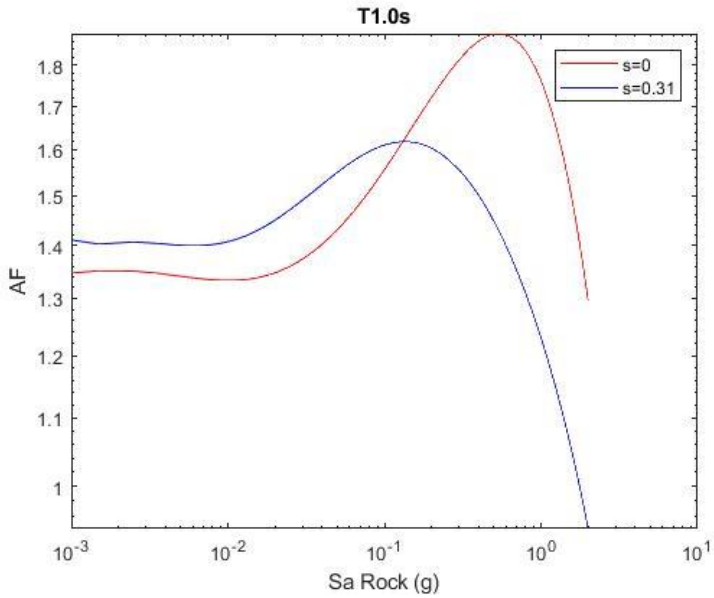

T=0.05s
s=0
s=0.31
AF
Sa Rock (g)


T=0.1s
s=0
s=0.31
AF
Sa Rock (g)


T=0.2s
s=0
s=0.31
AF
Sa Rock (g)


T0.3s
s=0
s=0.31
AF
Sa Rock (g)


T=0.5s
s=0
s=0.31
AF
Sa Rock (g)


T1.0s
s=0
s=0.31
AF
Sa Rock (g)

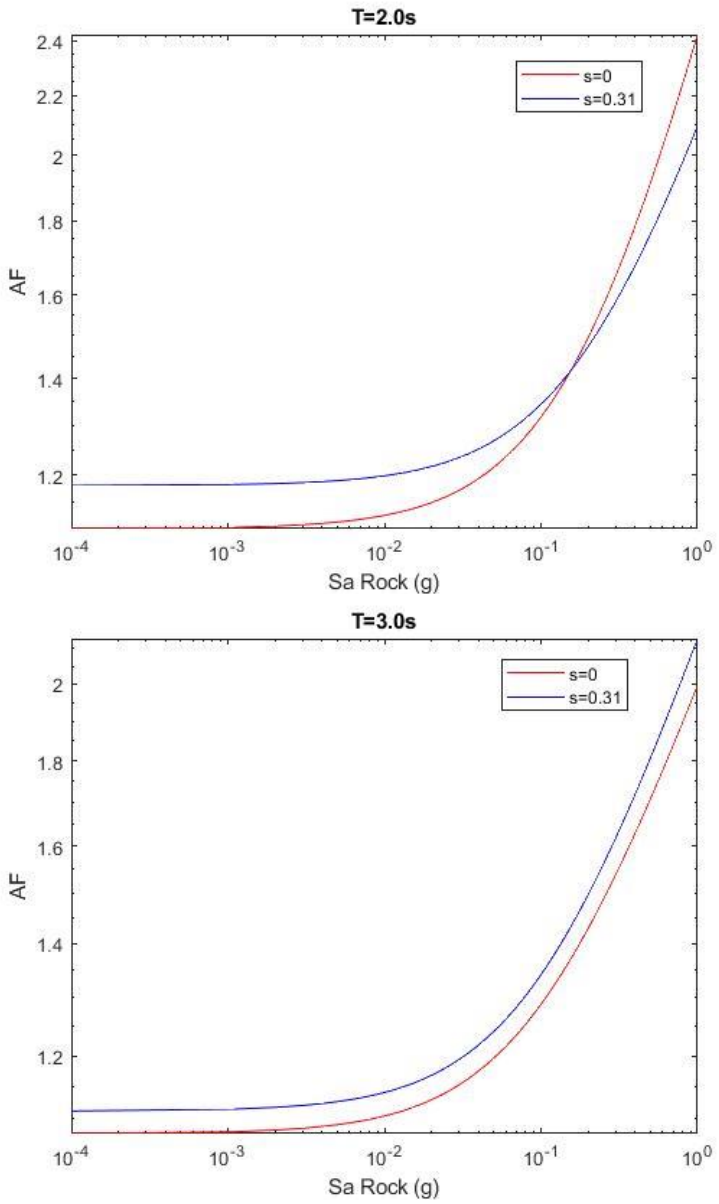


Figura 4.7. Comparazione funzioni di amplificazione per deviazione standard s=0 e s=0.31

L'effetto della randomizzazione può essere meglio visto prendendo uno scuotimento aleatorio (ad es., San Fernando, stazione Lake Hughes), 3 profili di Vs seguendo i parametri di randomizzazione già presentati, come visto in Figura 4.8, ed uno strato di terreno di riferimento (ad es., lo strato di limo argilloso a 26m di profondità).

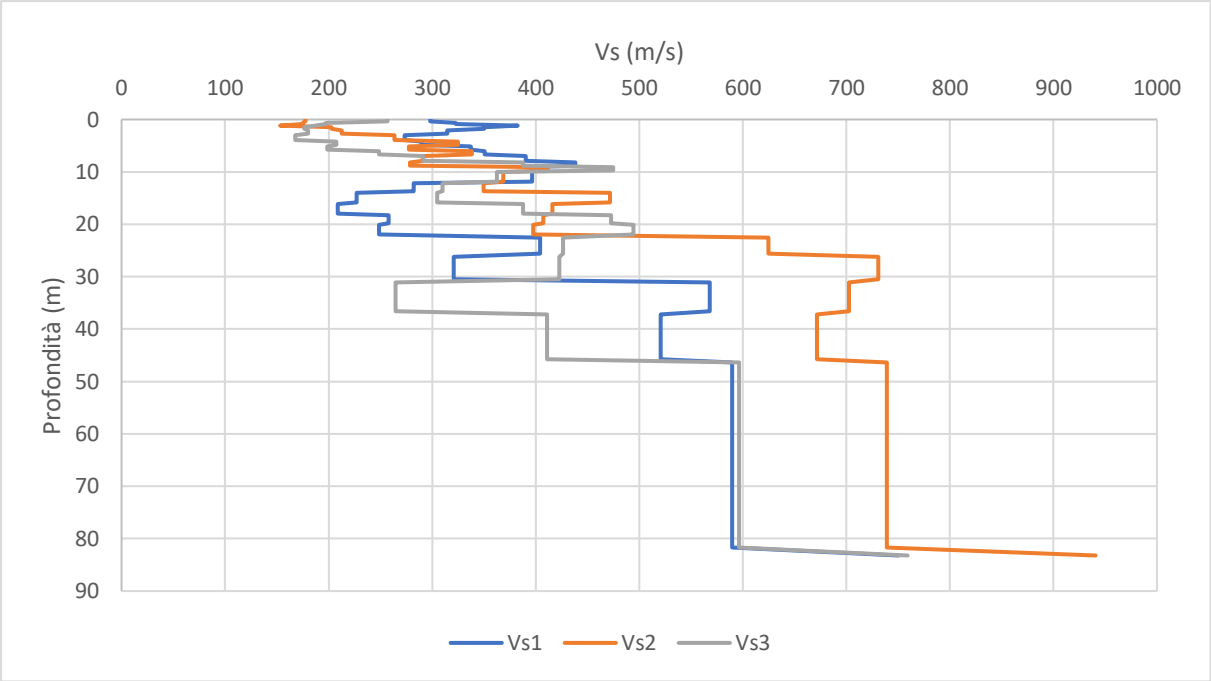


Figura 4.8. Profili randomizzati di Vs

In relazione allo strato in analisi, da 26m a 31m, le velocità delle onde di taglio sono pari a 320.6, 730.9 e 422.7m/s, relative ai profili Vs1, Vs2 e Vs3, corrispondentemente. Tramite il software Strata, si ricava il profilo della deformazione per taglio, come visto in Figura 4.9. Facendo riferimento allo stesso strato di suolo, le deformazioni per taglio sono circa 0.133, 0.025 e 0.054% per i profili in considerazione (Vs1, Vs2 e Vs3 rispettivamente). Come previsto, lo strato con minore V_s subisce una deformazione più grande, mentre allo strato più rigido corrisponde la minore deformazione.

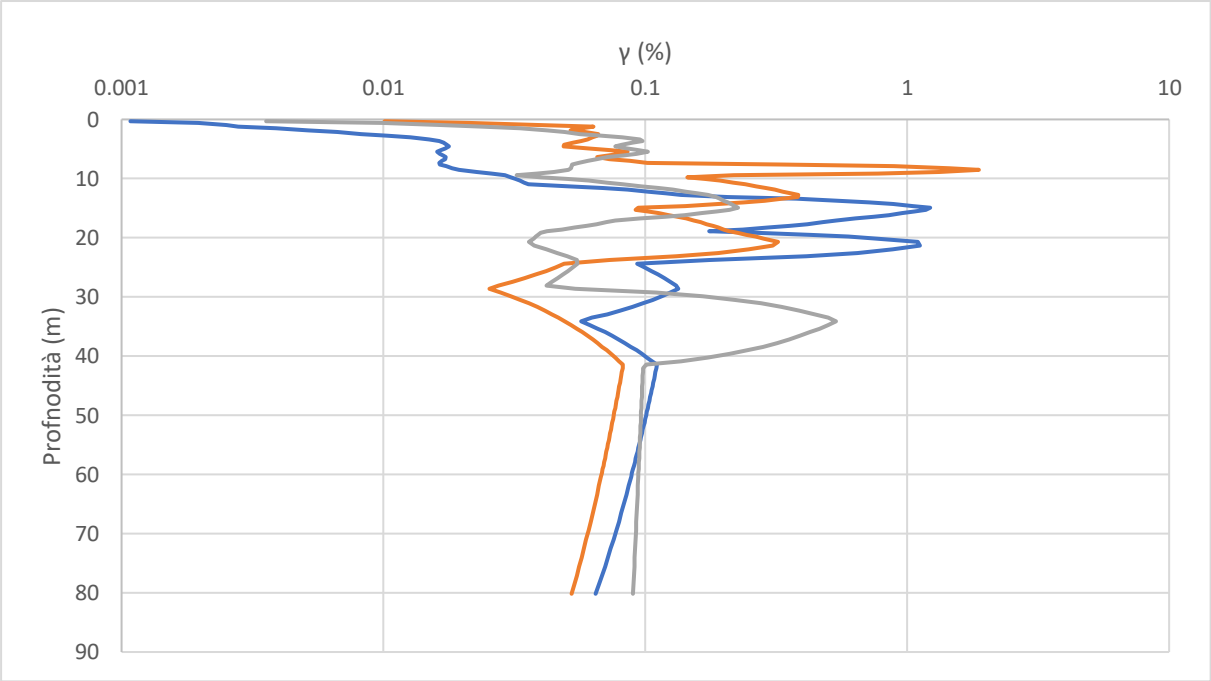


Figura 4.9. Profilo deformazione per taglio

Adesso, prendendo in considerazione le curve di decadimento e smorzamento riferiti allo strato sotto analisi, è possibile determinare la relazione G/Go e lo smorzamento associati al livello deformativo determinato, come visto in Figura 4.10 e Figura 4.11. Considerando come riferimento il profilo Vs3, dove la velocità delle onde di taglio per lo strato corrisponde a quella più probabile (dal profilo deterministico), due aspetti sono da notare. Prima, il profilo Vs2, decisamente più rigido (dell'ordine di 73% in termini di V_s), presenta un incremento nella relazione G/Go di circa 23%, mentre nel profilo Vs1, con una V_s circa 24% più bassa del profilo Vs2, G/Go diminuisce circa del 23%. Secondo, lo smorzamento subito dal profilo Vs1 è circa 36% maggiore dello smorzamento in corrispondenza di Vs3, mentre in Vs2 lo smorzamento decresce circa 21%, sempre in relaziona a Vs3.

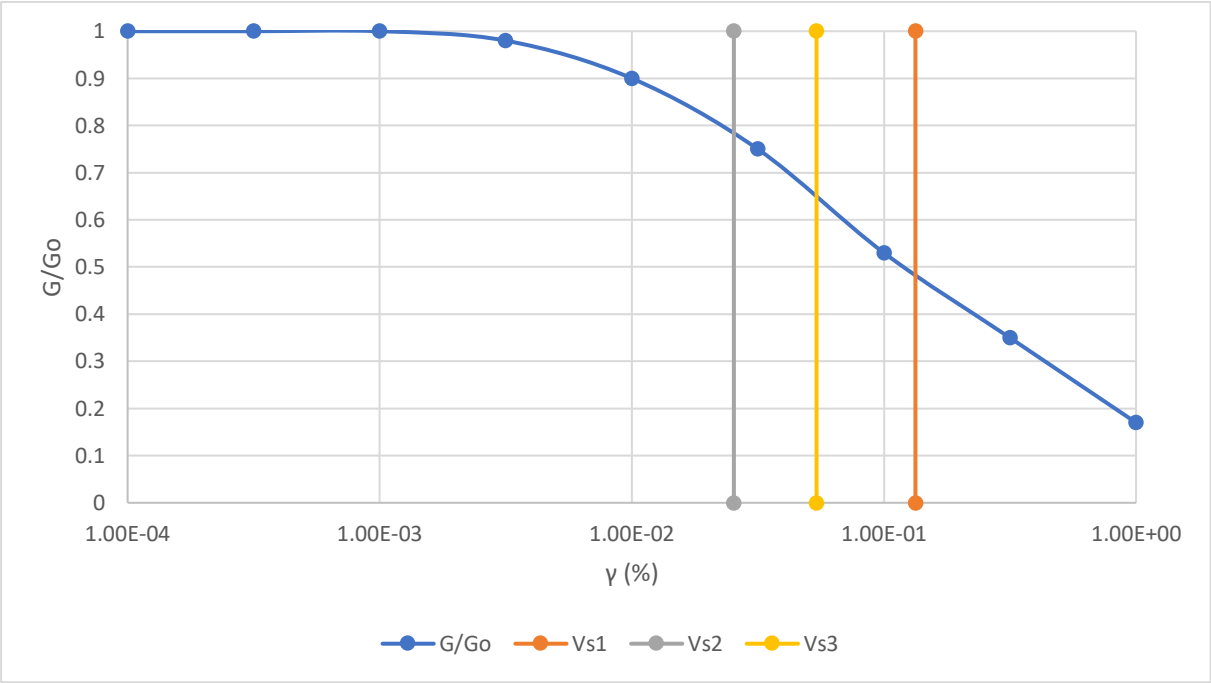


Figura 4.10. Curva di decadimento per limo argilloso

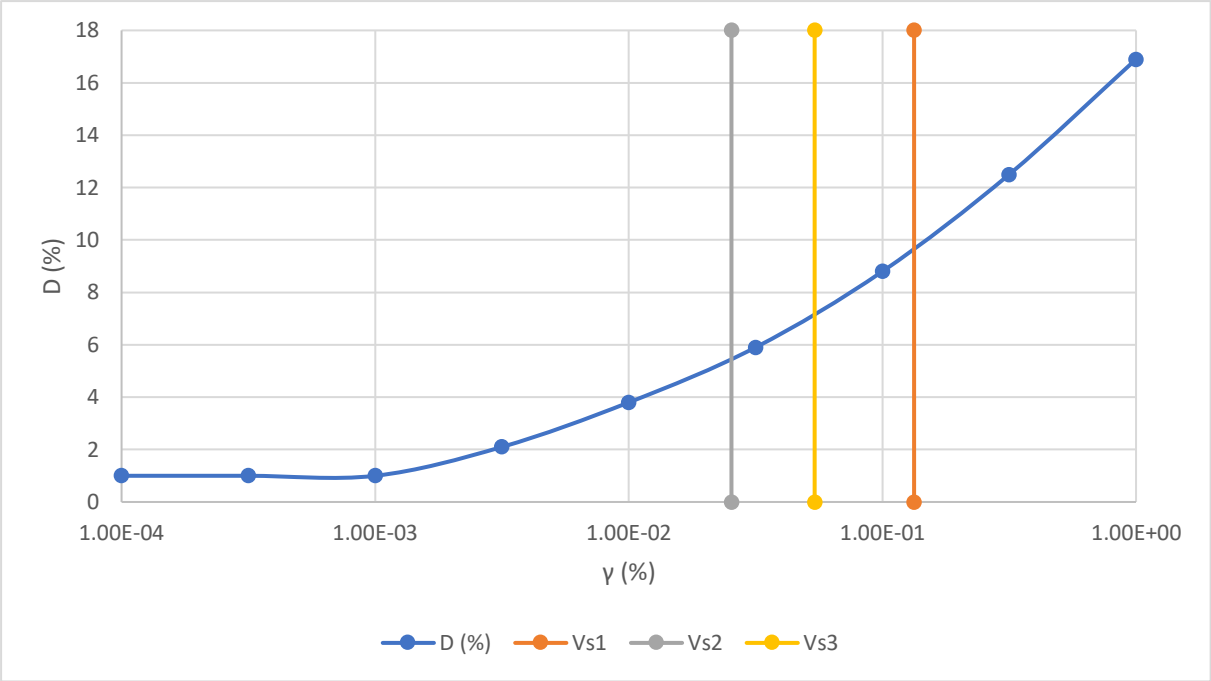


Figura 4.11. Curva di smorzamento per limo argilloso

Il precedente ragionamento spiega la differenza nel comportamento dei vari profili generati di terreno. Una realizzazione di V_s anche molto più rigida di quella di base non riesce a contrastare l'effetto della non-linearità indotta in un profilo più blando. Nel caso in analisi, uno strato di terreno decisamente più rigido subisce una minore differenza di smorzamento in relazione al caso di base che lo strato più blando, cioè, la non-linearità indotta nello strato di minore rigidezza tenderebbe ad abbassare l'effetto dello scuotimento molto di più in relazione alla tendenza dello strato più rigido di ingrandire l'effetto dello scuotimento.

Seguendo la stessa linea di pensiero, una randomizzazione dove si generino sia profili di minore rigidezza che profili di maggiore rigidezza della stessa quantità non sarà conservativa, in corrispondenza di elevati livelli deformativi, per l'effetto della non-linearità indotta al deposito di terreno.

5 SPETTRO DI RISPOSTA A PERICOLOSITÀ UNIFORME (UHS) IN SUPERFICIE

5.1 Curve di pericolosità in superficie

Conoscendo il comportamento delle funzioni di amplificazioni per i periodi scelti, il passaggio successivo per l'implementazione del metodo della convoluzione per ricavare lo Spettro di Risposta a Pericolosità Uniforme (Uniform Hazard Spectrum, UHS) in superficie consiste nella determinazione delle curve di pericolosità in superficie. Seguendo la metodologia proposta da Bazzurro & Cornell (2004b), gli elementi necessari per questa operazione sono la funzione di amplificazione, con il suo valore medio e deviazione standard nello spazio log-normale, e le curve di pericolosità in roccia.

Siccome le curve di pericolosità non sono state esplicitate nella relazione finale della PSHA (INGEOMINAS, 2005a), una richiesta di informazione è stata presentata all'organizzazione, adesso con la denominazione Servicio Geologico Colombiano (SGC). Allo stesso modo che con l'UHS, si implementano i 5 GMPE e si prende l'inviluppo come l'andamento di progetto delle curve di pericolosità. In Tabella 5.1 si presenta, a maniera di esempio, l'informazione provista in corrispondenza di un periodo spettrale di 0.01s.

Tabella 5.1. Accelerazioni spettrali per diverse probabilità di eccedenza annuale, T=0.01s (Servicio Geologico Colombiano, 2018)

T (s)	0.01	Sa (g)					
Tr (anni)	Prob. Eccedenza	Colombia	Boore	Campbell	Ambraseys	Sadigh	Inviluppo
50	0.0200	0.091	0.093	0.075	0.098	0.083	0.098
100	0.0100	0.120	0.117	0.102	0.125	0.110	0.125
200	0.0050	0.155	0.146	0.134	0.158	0.144	0.158
475	0.0021	0.209	0.191	0.183	0.207	0.194	0.209
1000	0.0010	0.264	0.239	0.234	0.258	0.246	0.264

Invece, in Figura 5.1, si presentano gli stessi dati in modo grafico. Tali dati sono stati forniti per periodi spettrali pari a 0.01, 0.1, 0.2, 0.3, 0.5, 1.0, 2.0 e 3.0s. L'insieme delle curve di pericolosità in roccia si presentano in Figura 5.2. Come è stato già detto, fissando un livello probabilistico (oppure in termini di periodo di ritorno), è possibile intersecare tutte queste curve e ricavare uno spettro a pericolosità uniforme (UHS) in condizioni di riferimento, cioè, roccia.

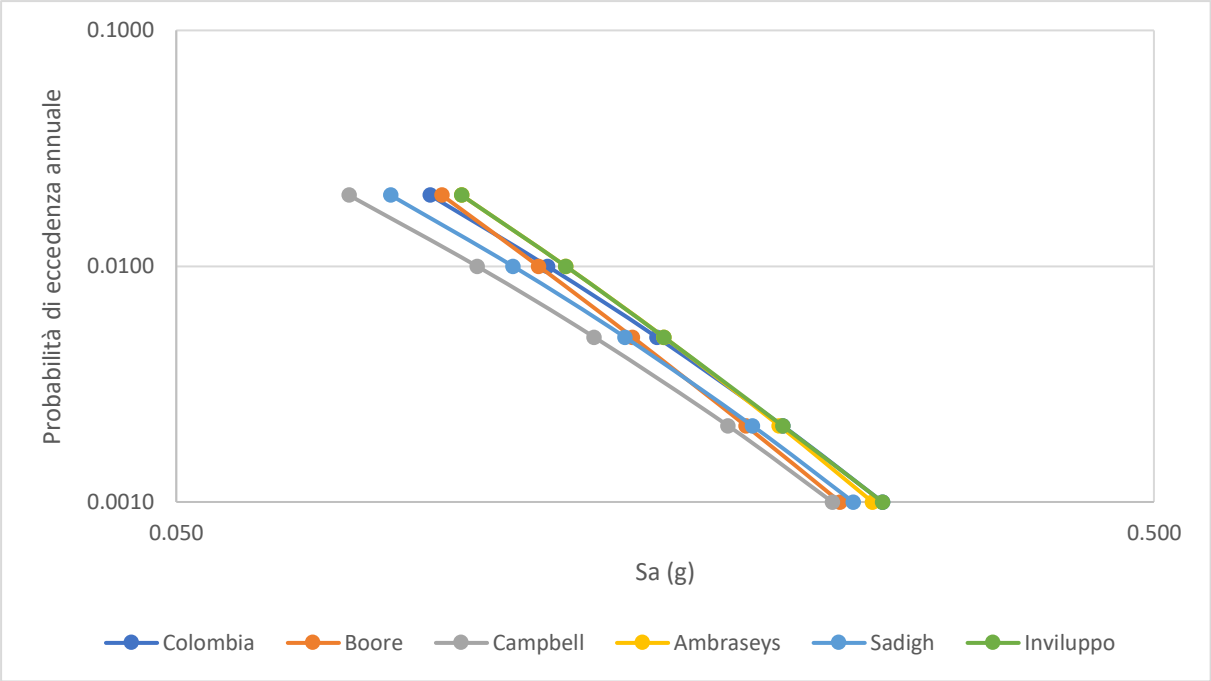


Figura 5.1. Curve di pericolosità in roccia, T=0.01s (Servicio Geologico Colombiano, 2018)

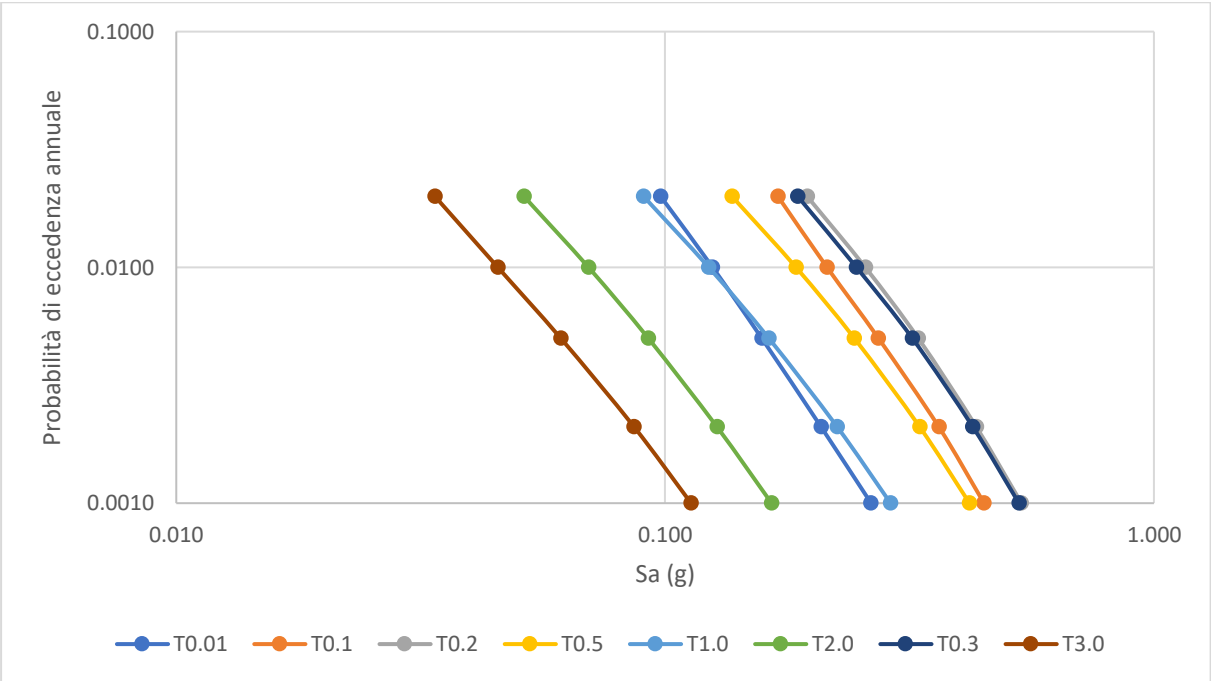
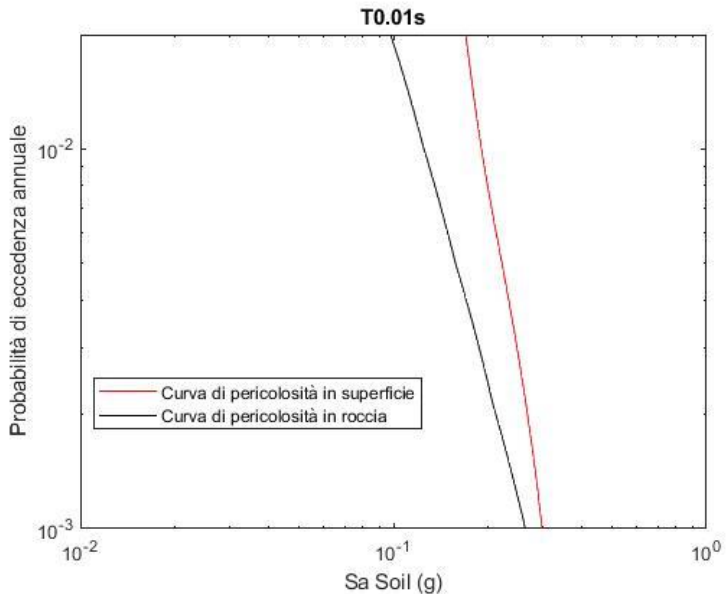
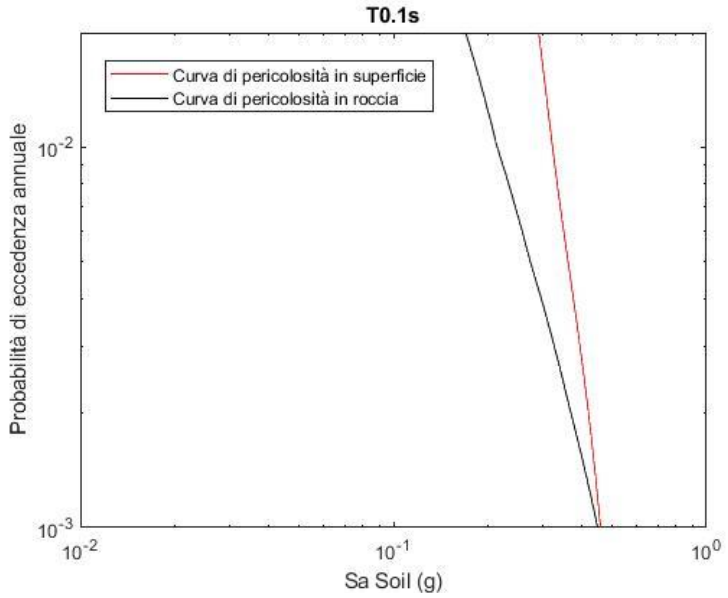
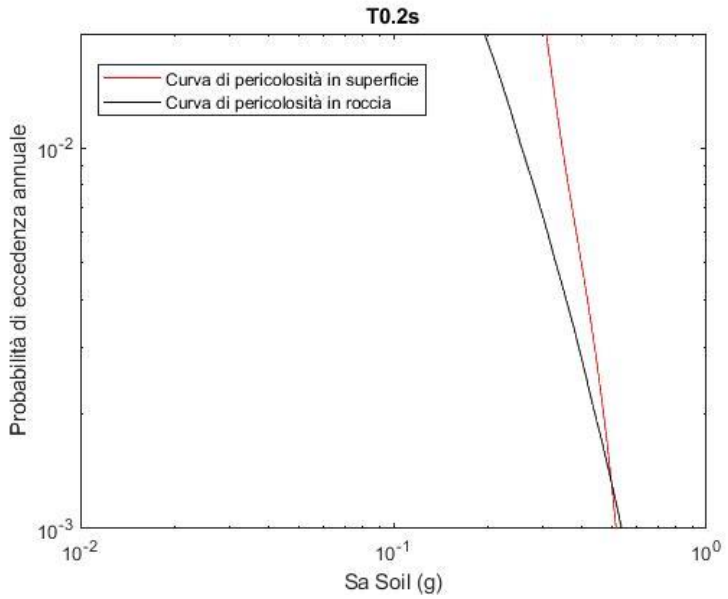


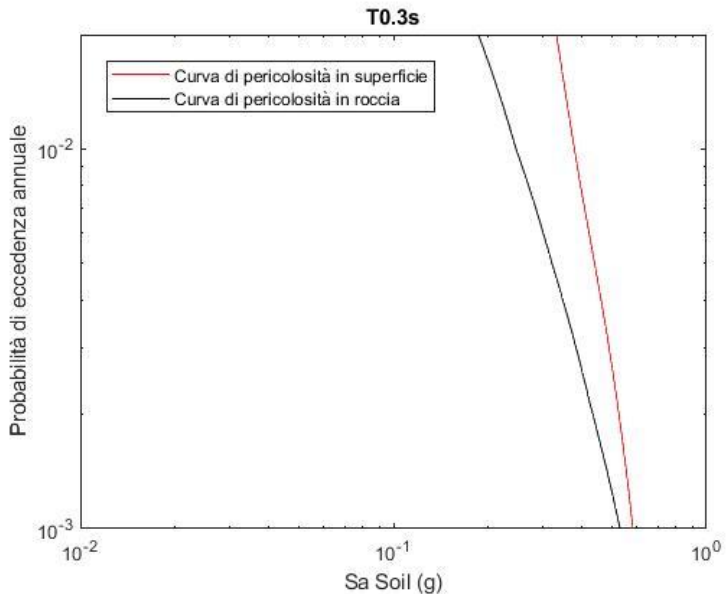
Figura 5.2. Curve di pericolosità in roccia, T=0.01, 0.1, 0.2, 0.3, 0.5, 1.0, 2.0 e 3.0s (Servicio Geologico Colombiano, 2018)

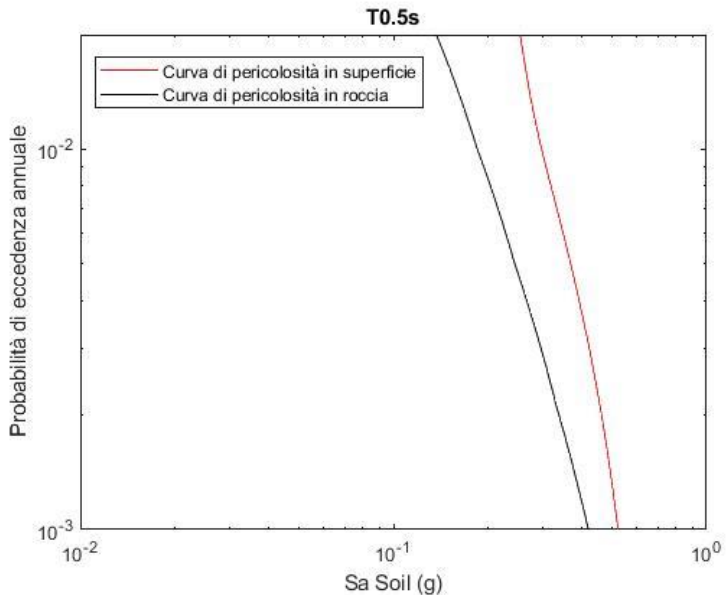
Adesso, è possibile implementare la formulazione proposta da Bazzurro & Cornell (2004b), naturalmente, solo per i periodi spettrali dove c'è l'informazione completa, cioè, 0.01, 0.1, 0.2, 0.3, 0.5, 1.0, 2.0 e 3.0s. Siccome il metodo è stato già discusso, si presentano soltanto i risultati, le curve di pericolosità in superficie, insieme alle curve in roccia per propositi comparativi, in Figura 5.3.

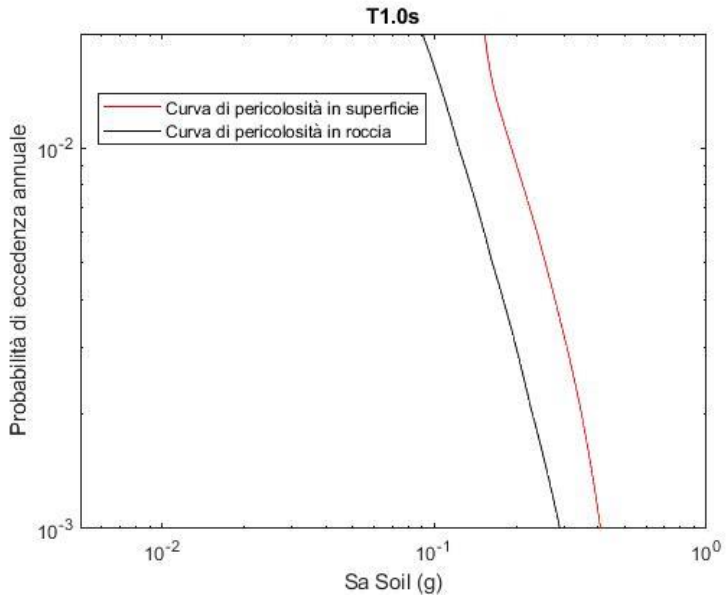

T0.01s
Probabilità di eccedenza annuale
Sa Soil (g)
Curva di pericolosità in superficie
Curva di pericolosità in roccia
10^{-2}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}


T0.1s
Probabilità di eccedenza annuale
Sa Soil (g)
Curva di pericolosità in superficie
Curva di pericolosità in roccia
10^{-2}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}


T0.2s
Probabilità di eccedenza annuale
Sa Soil (g)
Curva di pericolosità in superficie
Curva di pericolosità in roccia
10^{-2}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}


T0.3s
Curva di pericolosità in superficie
Curva di pericolosità in roccia
Probabilità di eccedenza annuale
10^{-2}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Sa Soil (g)


T0.5s
Curva di pericolosità in superficie
Curva di pericolosità in roccia
Probabilità di eccedenza annuale
10^{-2}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Sa Soil (g)


T1.0s
Curva di pericolosità in superficie
Curva di pericolosità in roccia
Probabilità di eccedenza annuale
10^{-2}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Sa Soil (g)

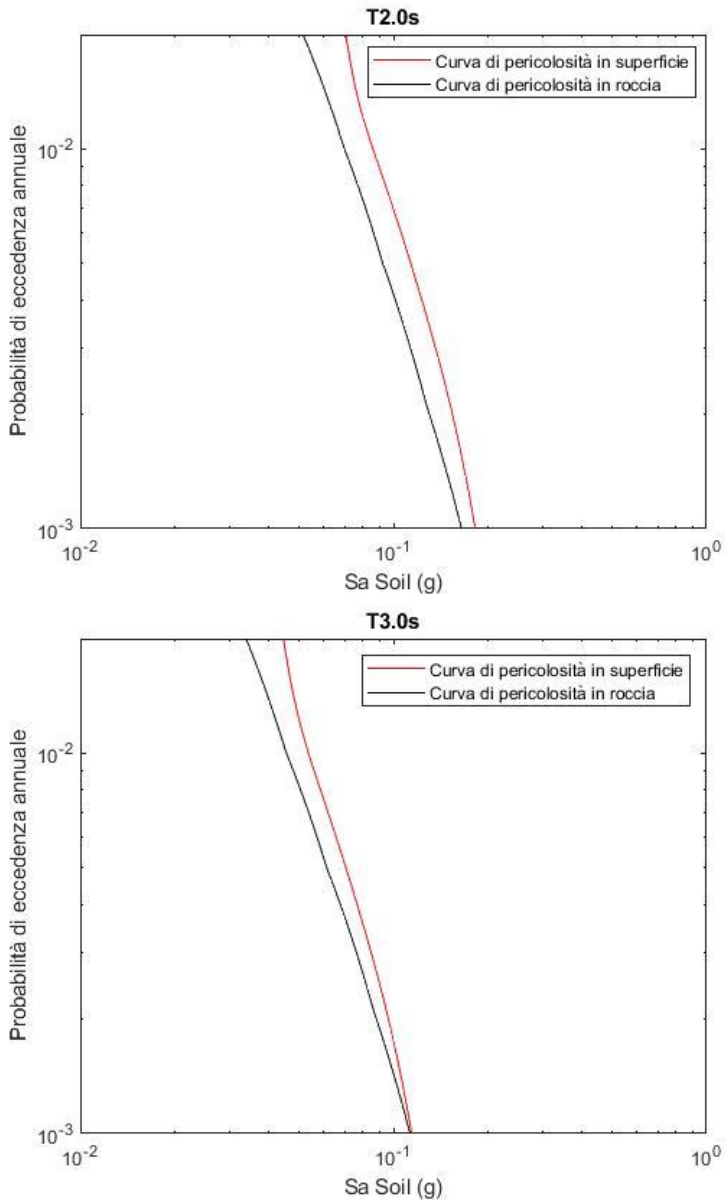


Figura 5.3. Curve di pericolosità in roccia e superficie per T=0.01, 0.1, 0.2, 0.3, 0.5, 1.0, 2.0 e 3.0s

Come prevedibile, sapendo che le funzioni di amplificazione presentano fattori maggiori di 1 per un range grande di S_a in roccia, le curve di pericolosità in superficie si trovano a destra delle curve di pericolosità in roccia, cioè, sperimentano un'accelerazione spettrale maggiore a parità di probabilità di eccedenza annuale. Le maggiori differenze fra le curve si trovano a 1.0 e 0.5s, congruente con l'analisi fatto sulle funzioni di amplificazione. Invece, a 3.0s si vede il caso dove più vicine sono le curve. È interessante guardare come, per gli scuotimenti più forti, la curva in superficie tende ad avvicinarsi alla curva in roccia, comportamento spiegato dalla non-linearità indotta nel deposito di terreno in corrispondenza di questi alti livelli deformativi.

5.2 UHS Metodo della Convoluzione vs. Metodo Ibrido

Adesso, si hanno tutti gli utensili per la costruzione dello spettro a pericolosità uniforme in superficie. Semplicemente fissando un livello probabilistico (normalmente in termini di periodo di ritorno) ed intersecando le curve di pericolosità ad ogni periodo spettrale si costruisce lo

spettro UHS in superficie. In Tabella 5.2 si presentano le accelerazioni spettrali in corrispondenza dei periodi valutati, per un periodo di ritorno di 475 anni.

Tabella 5.2. Accelerazioni spettrali in superficie per ogni periodo in considerazione, Tr=475 anni

T (s)	Sa (g)
0.01	0.266
0.1	0.417
0.2	0.466
0.3	0.521
0.5	0.457
1	0.342
2	0.152
3	0.095

Disegnando l'andamento delle accelerazioni spettrali con i periodi, sempre nello spazio log-normale, si erige l'UHS in corrispondenza di una probabilità di eccedenza annuale di 0.0021, cioè, un periodo di ritorno di 475 anni, come indicato in Figura 5.4.

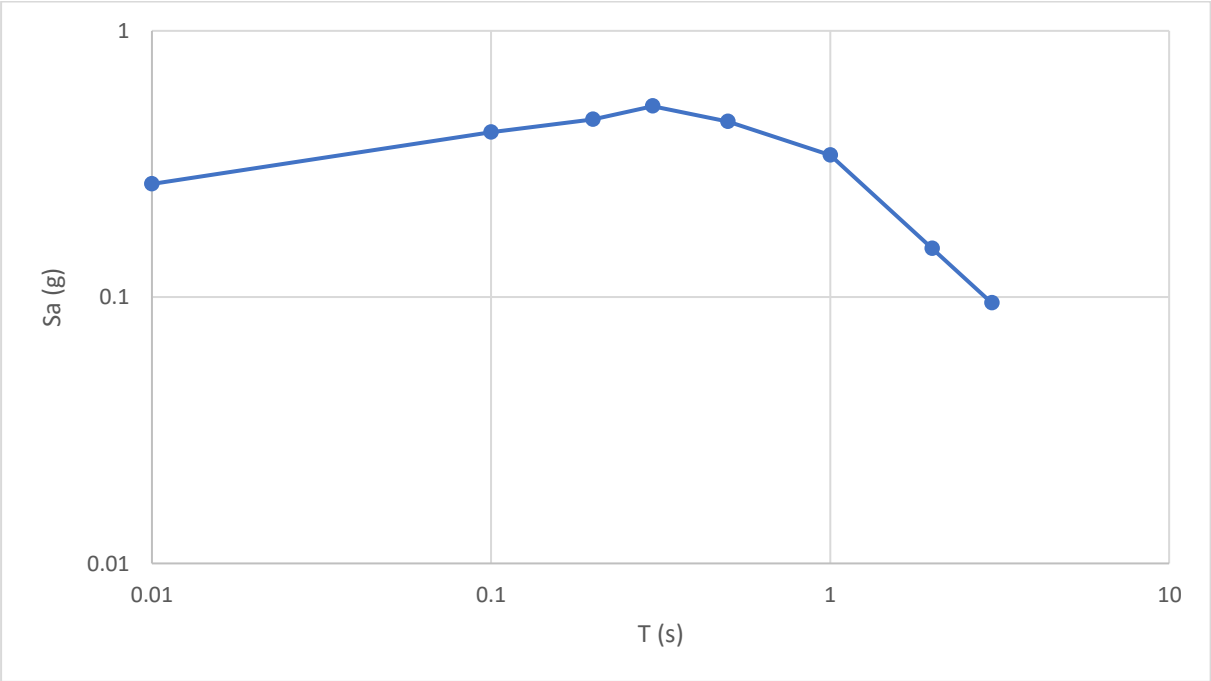


Figura 5.4. Spettro UHS in superficie, Tr=475 anni

Come punto di riferimento, lo spettro presenta un'accelerazione picco al suolo (PGA) di circa 0.27g, l'accelerazione spettrale che subirebbero strutture idealmente infinitamente rigide. Invece, seguendo la regola molto semplificata di considerare il periodo strutturale pari al numero di piani per un fattore di 0.1, un ideale edificio di 3 piani (periodo fondamentale pari a 0.3s) subirebbe la massima accelerazione spettrale, circa 0.52g.

Adesso, si presenta l'UHS corrispondente ad un periodo di ritorno di 1000 anni (probabilità di eccedenza annuale di 0.001), in Figura 5.5. La scelta del periodo di ritorno dipende soltanto del rischio che si sceglie di correre in funzione dell'importanza della struttura. Certe strutture richiedono un livello di protezione più alto (ad es., una centrale nucleare oppure un ospedale) rispetto ad altri (ad es., un generico edifico residenziale).

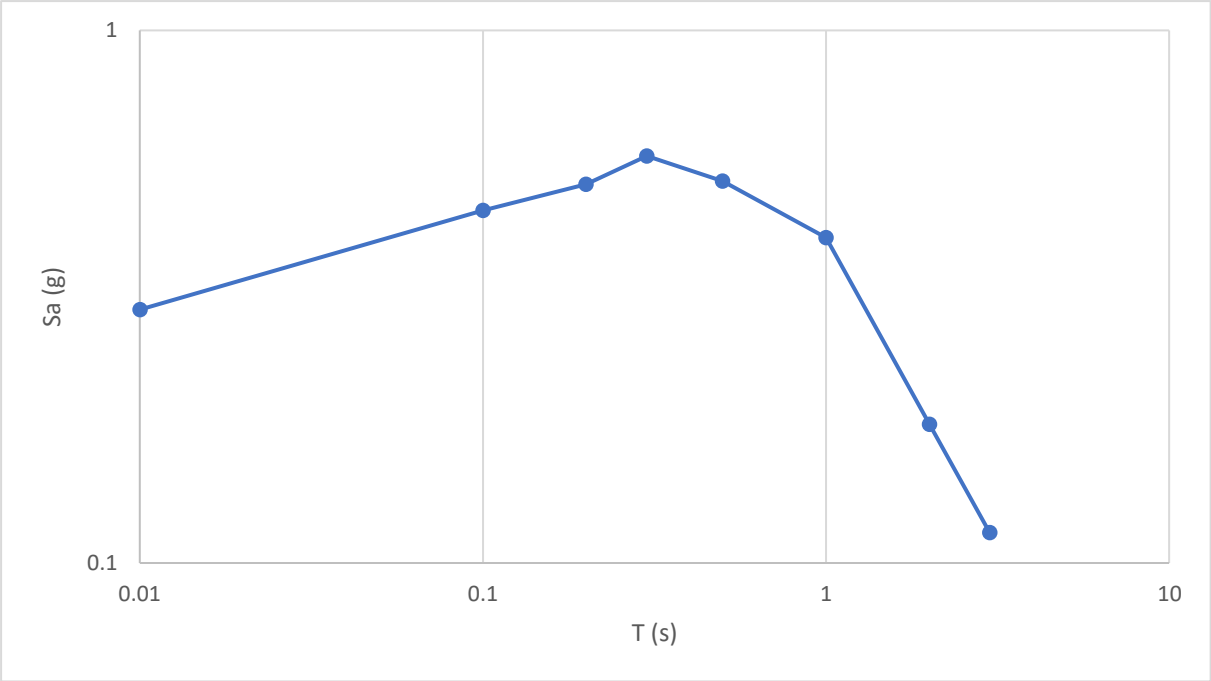


Figura 5.5. Spettro UHS in superficie, Tr=1000 anni

Nel caso dello spettro con riferimento a 100 anni di periodo di ritorno, la PGA sale a circa 0.3g, un aumento del 11% con rispetto al caso precedente (Tr=475 anni). Invece, l'accelerazione massima, in corrispondenza dello stesso periodo (0.3s), arriva a circa 0.58g, incrementandosi del 11.5%. In termini di forma spettrale, si può dire che non c'è una differenza significativa fra i 2 casi.

Come segnalato prima, Cramer (2003) menziona il metodo ibrido come la semplice moltiplicazione, periodo a periodo, del UHS in roccia per la funzione di amplificazione media. Nel presente caso, questo valore medio è rappresentato dalla media, nello spazio log-normale, delle funzioni di amplificazioni dei 126 eventi in considerazione, come presentata in Figura 5.6. In questa rappresentazione, è chiaro che l'amplificazione massima (di circa 1.6) si trova nelle vicinanze di un periodo spettrale di 1.0s, mentre c'è un altro picco in corrispondenza di 0.1s, corroborando l'informazione proveniente dalle funzioni di amplificazione per ogni periodo. Anche, si può vedere come, mediamente, il deposito di terreno amplifica la risposta in roccia in ogni periodo fino a 10s, con un fattore minimo di circa 1.1, in corrispondenza dei periodi più lunghi.

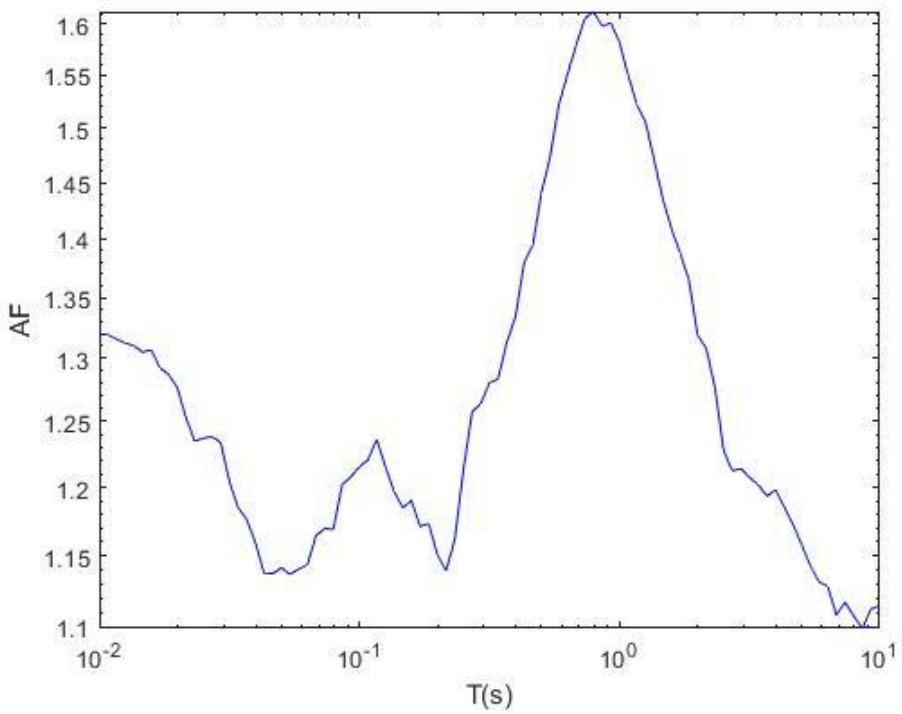


Figura 5.6. Funzione di amplificazione media

Invece, per tener conto della dipendenza della funzione di amplificazione del livello di scuotimento (in termini di $S_{a,\ rock}$), Stewart et al., (2014) postulano la stessa relazione di moltiplicare periodo a periodo lo spettro in roccia per l'amplificazione media, ma questa in funzione dell'accelerazione spettrale in roccia. Dunque, si implementano le funzioni di amplificazione precedentemente trovate, ma non si prende in considerazione la dispersione dei dati intorno al valore medio.

Conoscendo la costruzione degli spettri ibridi seguendo le due procedure, è adesso possibile comparare gli spettri a pericolosità uniforme in superficie secondo la metodologia implementata, come presentato in Figura 5.7, per un periodo di ritorno di 475 anni. Si deve far notare che nel caso dei metodi ibridi, periodi fra 0.01 e 0.1s, dove non c'è informazione sulle curve di pericolosità in roccia, è stato possibile ricavare l'accelerazione spettrale conoscendo la funzione di amplificazione a 0.02, 0.03 e 0.05s, così come lo spettro in roccia completo per questo periodo di ritorno.

Contrario a quanto evidenziato dagli studi riferiti nel presente elaborato, il metodo ibrido in Stewart si trova al di sopra dello spettro corrispondete al metodo della convoluzione per tutti i periodi spettrali in considerazione. In corrispondenza di 1.0s si osserva la maggiore differenza fra i 2 metodi, dove il metodo ibrido in Stewart subisce un'accelerazione spettrale di circa 0.39g, un incremento dell'ordine del 15% con riferimento al metodo della convoluzione. In termini di risposta massima, l'UHS proveniente dal metodo di convoluzione subisce un'accelerazione spettrale massima di circa 0.52g per un periodo di 0.3s, mentre l'UHS dal metodo ibrido in Stewart presenta una massima risposta di circa 0.54g, in corrispondenza dello stesso periodo spettrale, ed il metodo ibrido in Cramer presenta la minore accelerazione spettrale, 0.53g.

Da un altro lato, il metodo ibrido in Cramer si trova al di sopra degli altri 2 metodi a 0.2s, ma non di una quantità significativa (Sa 0.01g più elevata del metodo ibrido in Stewart).

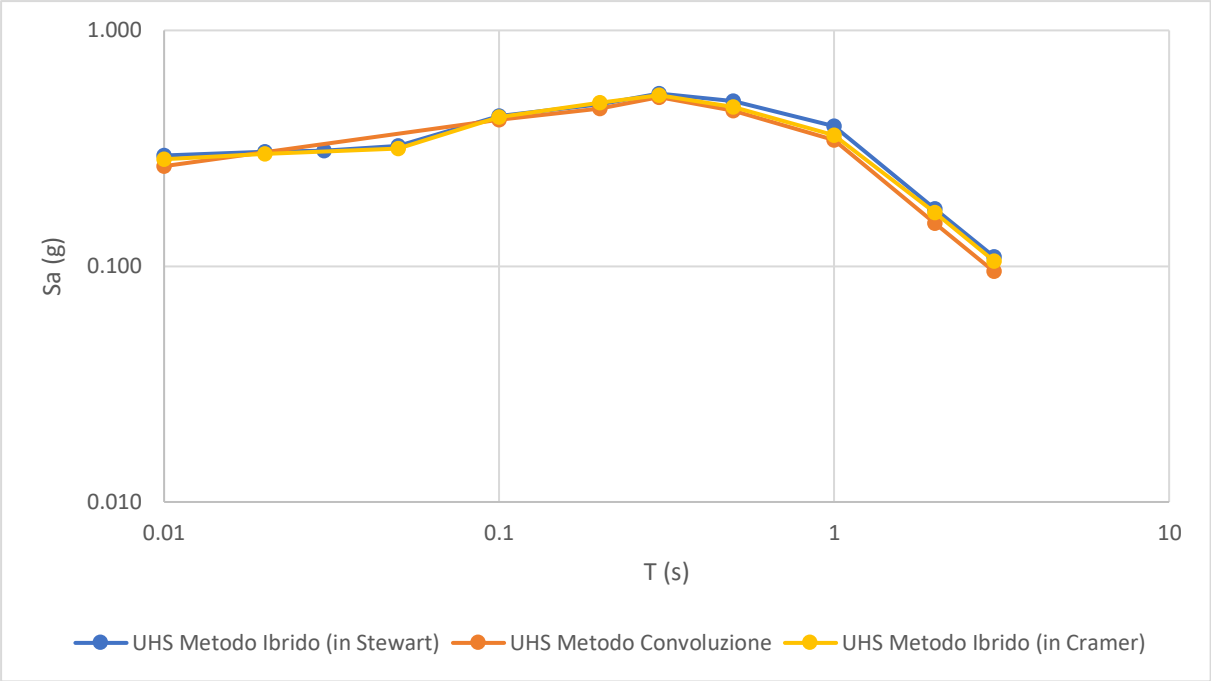


Figura 5.7. Spettro UHS in superficie con il metodo ibrido in Cramer, in Stewart e metodo della convoluzione, Tr=475 anni

Facendo adesso riferimento ad un periodo di ritorno di 1000 anni (probabilità di eccedenza annuale di 0.001) in Figura 5.8, la tendenza precedentemente evidenziata rimane quasi inalterata. In questo caso, però, le differenze fra i metodi di integrazione PSHA e RSL sono piuttosto importanti. A 1.0s, il metodo ibrido in Stewart evidenza un'accelerazione spettrale di intorno ai 0.52g, un incremento di circa 27% con rispetto al metodo della convoluzione (0.41g).

Si presenta anche più chiara la tendenza del metodo ibrido in Cramer di subire una maggiore risposta per i periodi più corti (da 0.01 a 0.3s), mentre a 0.5s i due metodi ibridi presentano un'identica accelerazione. Da 1.0s in poi, lo spettro proveniente dal metodo ibrido in Stewart rappresenta il caso più conservativo. Adesso, è chiaro come le accelerazioni spettrali corrispondenti al metodo della convoluzione si trovano al di sotto di quelle previste per i metodi ibridi per tutti i periodi spettrali considerati.

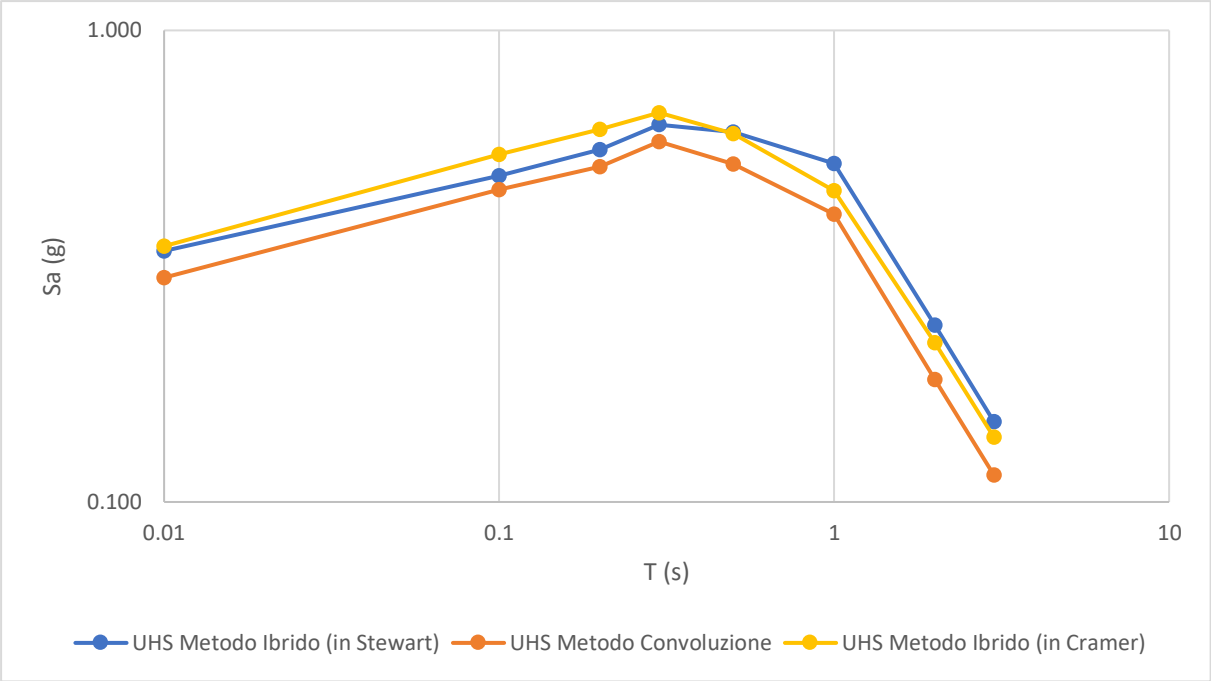


Figura 5.8. Spettro UHS in superficie con il metodo ibrido in Cramer, in Stewart e metodo della convoluzione, Tr=1000 anni

5.3 Effetto della randomizzazione nell'UHS

Avendo già parlato sia sull'effetto della randomizzazione che sulla costruzione dello spettro di risposta a pericolosità uniforme, bisogna adesso valutare le implicazioni del considerare la variabilità nel profilo di V_s in termini di UHS. Per fare questa operazione, si fa sempre riferimento allo spettro ottenuto dal metodo della convoluzione, la metodologia riferita nel presente elaborato.

Dunque, la costruzione dello spettro considerando la randomizzazione consiste semplicemente nella convoluzione delle curve di pericolosità in roccia con le funzioni di amplificazione e la successiva scelta di un livello probabilistico in termini di Tr ed intersezione delle curve di pericolosità in superficie in corrispondenza di ogni periodo spettrale. Le accelerazioni spettrali in superficie per la costruzione dello spettro di risposta per un periodo di ritorno di 475 anni si presentano in Tabella 5.3. Le curve di pericolosità si presentano invece in Allegati, Figura A 7.

Tabella 5.3. Accelerazioni spettrali per ogni periodo in considerazione, profilo randomizzato (Tr = 475 anni)

T (s)	Sa (g)
0.01	0.303
0.1	0.483
0.2	0.635
0.3	0.623
0.5	0.526
1	0.359
2	0.160
3	0.100

In Figura 5.9 si presenta graficamente la comparazione fra lo spettro UHS per il profilo deterministico e quello tenendo in conto la variabilità nel profilo di V_s, seguendo i parametri anteriormente proposti. Come si può osservare, lo spettro con l'effetto della randomizzazione subisce accelerazioni spettrali maggiori di quelle in corrispondenza del profilo deterministico. Tale comportamento si può spiegare considerando che, nel metodo della convoluzione, la deviazione standard gioca un ruolo importante nella determinazione delle curve di pericolosità in superficie, essendo gli scarti maggiori al considerare i profili randomizzati. La massima differenza fra i 2 spettri si trova in corrispondenza di 0.2s, dove l'accelerazione spettrale per lo spettro con variabilità indotta è di circa 0.64g, 36% maggiore di quella prevista dallo spettro deterministico (0.47g).

Tuttavia, in corrispondenza di 1.0, 2.0 e 3.0s la risposta stocastica e quella deterministica sono significativamente vicine tra loro, questo dovuto al fatto che la deviazione standard per tali periodi è più bassa. Mentre più cresce l'accelerazione più non-linearità è indotta e più marcato è l'effetto sui profili meno rigidi, risultando in maggiori scarti.

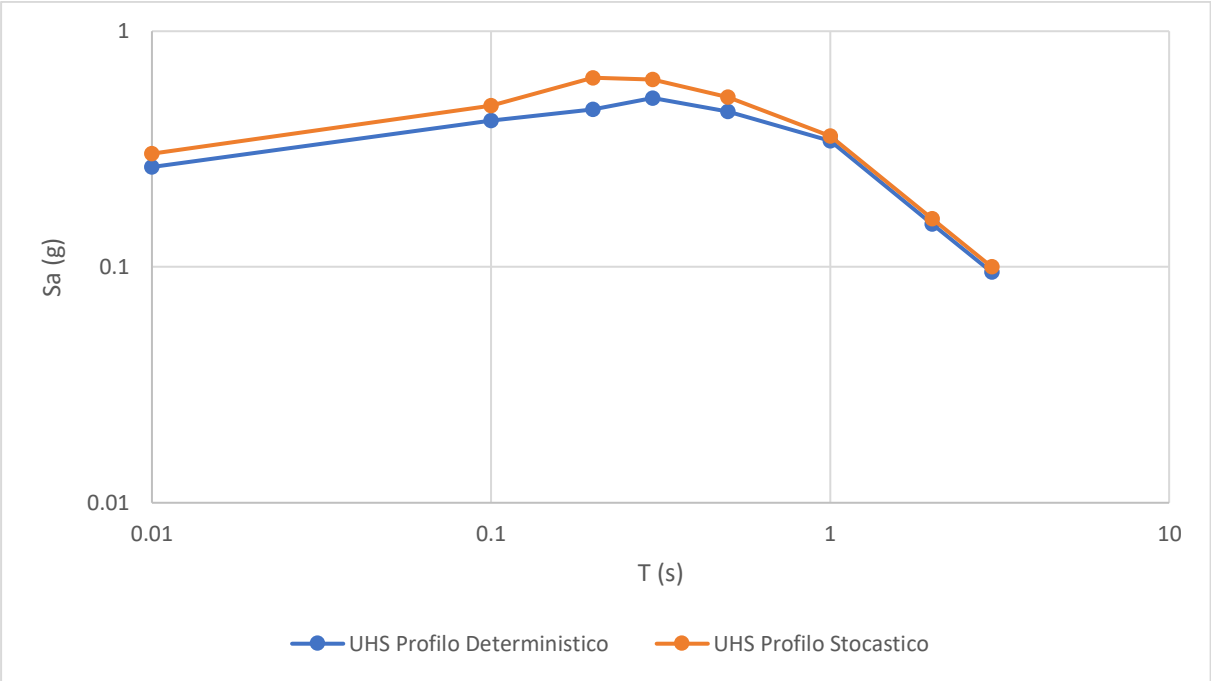


Figura 5.9. Comparazione spettri di risposta profilo deterministico e randomizzato, Tr=475 anni

Con la crescita del periodo di ritorno, come visto in Figura 5.10 per un Tr pari a 1000 anni, la tendenza anteriormente descritta si mantiene. Nel presente caso, la differenza massima dello spettro stocastico con riferimento a quello deterministico, anche a 2.0s, sale a circa 45%.

È anche interessante osservare come, per i 2 periodi di ritorno diversi, la massima accelerazione subita considerando la randomizzazione si trova in corrispondenza di 0.2s, mentre nel profilo deterministico il picco di accelerazione corrisponde ad un periodo spettrale di 0.3s. A periodi lunghi, invece, i 2 UHS si avvicinano significativamente, come si ha visto anche per il periodo di ritorno di 475 anni.

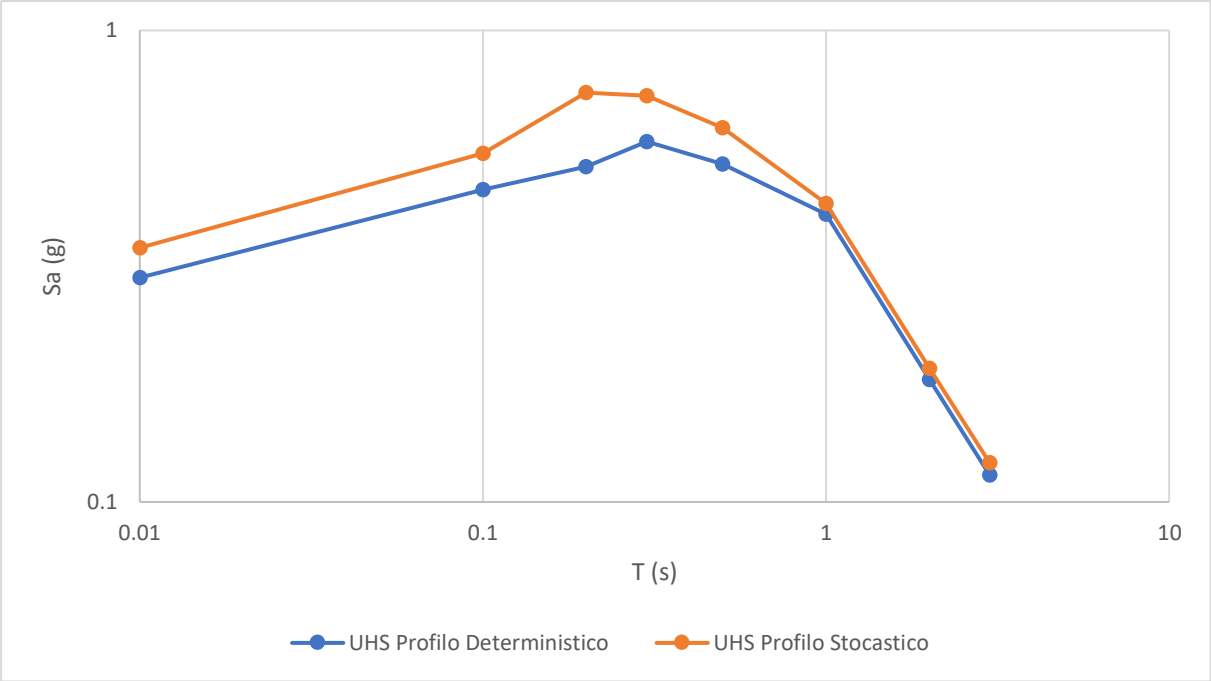


Figura 5.10. Comparazione spettri di risposta profilo deterministico e randomizzato, Tr=1000 anni

5.4 Comparazione con studi precedenti

Finalmente, si presenta un confronto dei risultati ottenuti nella presente relazione con i risultati riportati da studi precedenti. Otálvaro et al., (2010) propongono uno spettro in superficie per il campus dell'università seguendo i propri criteri e l'approccio ibrido in Cramer ed uno spettro in superficie per la zona circondante all'università, chiamata Comuna 22 della città di Santiago de Cali. Da un'altra parte, INGEOMINAS (2005a) aveva già proposto uno spettro in superficie per la zona omogenea 4e della città, prodotto dal loro studio di micro-zonazione di Cali. Si rammenta inoltre che questi spettri rappresentano un inviluppo, non una risposta media.

In Figura 5.11 si compara lo spettro di risposta ottenuto con lo spettro proposto da INGEOMINAS (2005a). In corrispondenza dei periodi più bassi (0.01s), entrambi gli spettri prevedono un'accelerazione intorno ai 0.26g. Ancora, a 0.2, 0.3, 0.5 e 1.0s le accelerazioni riportate dal metodo della convoluzione e lo studio MZSC sono significativamente vicine tra loro. Tuttavia, per periodi spettrali di 0.1, 2.0 e 3.0s, lo spettro MZSC riporta accelerazioni considerevolmente più elevate di quelle corrispondenti al metodo della convoluzione, essendoci la maggiore differenza a 0.1s (0.9g da MSZC, circa 116% maggiore dei 0.417g dal metodo della convoluzione).

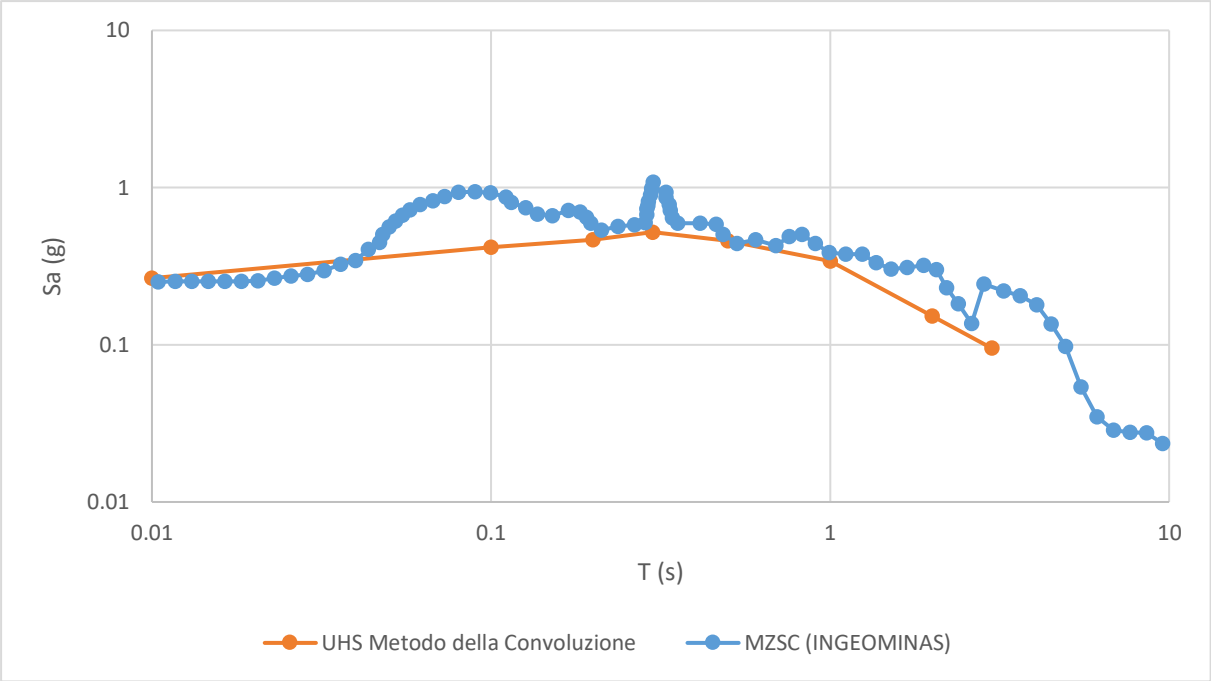


Figura 5.11. Comparazione spettro proposto con INGEOMINAS (2005a), Tr=475 anni

Adesso, con riferimento allo spettro proposto per la Comuna 22 (C22), in Figura 5.12, c'è un migliore accoppiamento in corrispondenza di 0.1s, mentre a 0.2 e 0.3s lo spettro riportato da Otálvaro et al., (2010) subisce accelerazioni più elevate. Nel presente caso, la differenza maggiore si trova a circa 0.2s, dove lo spettro C22 prevede un'accelerazione di circa 0.95g, 104% più grande in base ai 0.466g subiti dal metodo della convoluzione.

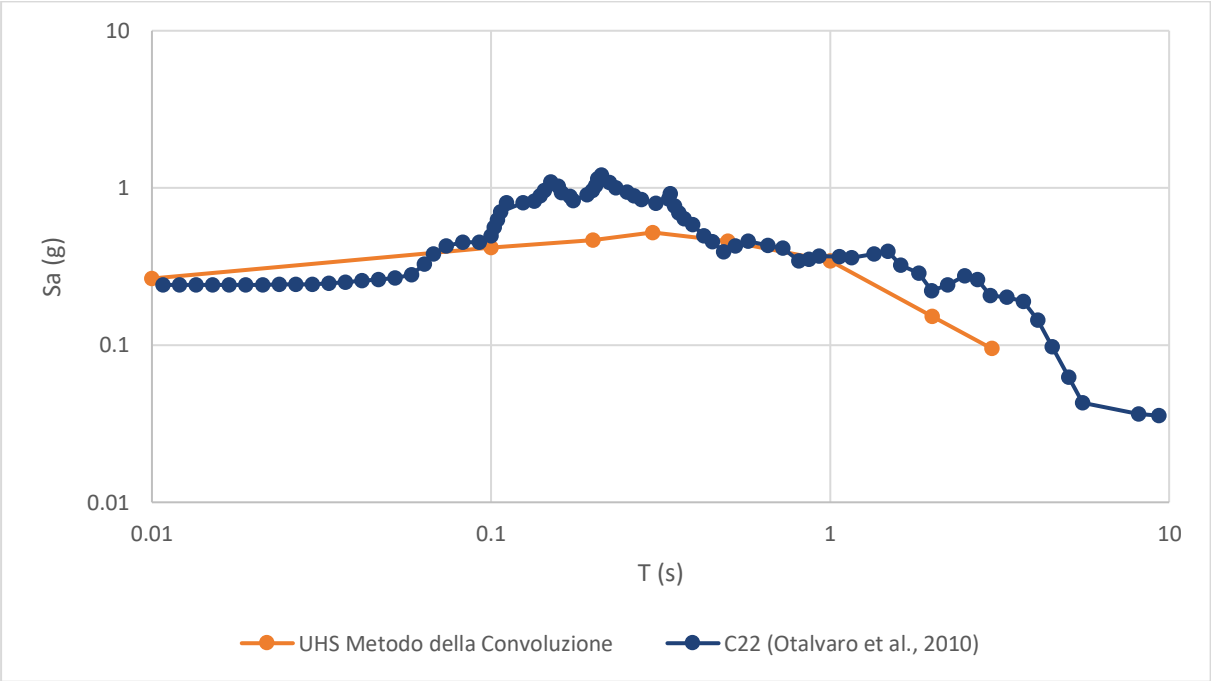


Figura 5.12. Comparazione spettro proposto con C22 da Otálvaro et al. (2010), Tr=475 anni

Finalmente, in corrispondenza dello spettro proposto per il campus universitario (PUJ) da Otálvaro et al., (2010) si trova una tendenza del tutto diversa. Da 0.1 a 0.5s c'è una sottostima dell'azione dal metodo della convoluzione, riferendosi allo spettro PUJ. Invece, a 1.0 e 2.0s il

metodo della convoluzione si trova al di sopra dello spettro PUJ, ed a 3.0s le accelerazioni spettrali per entrambi i casi sono molto vicine tra loro.

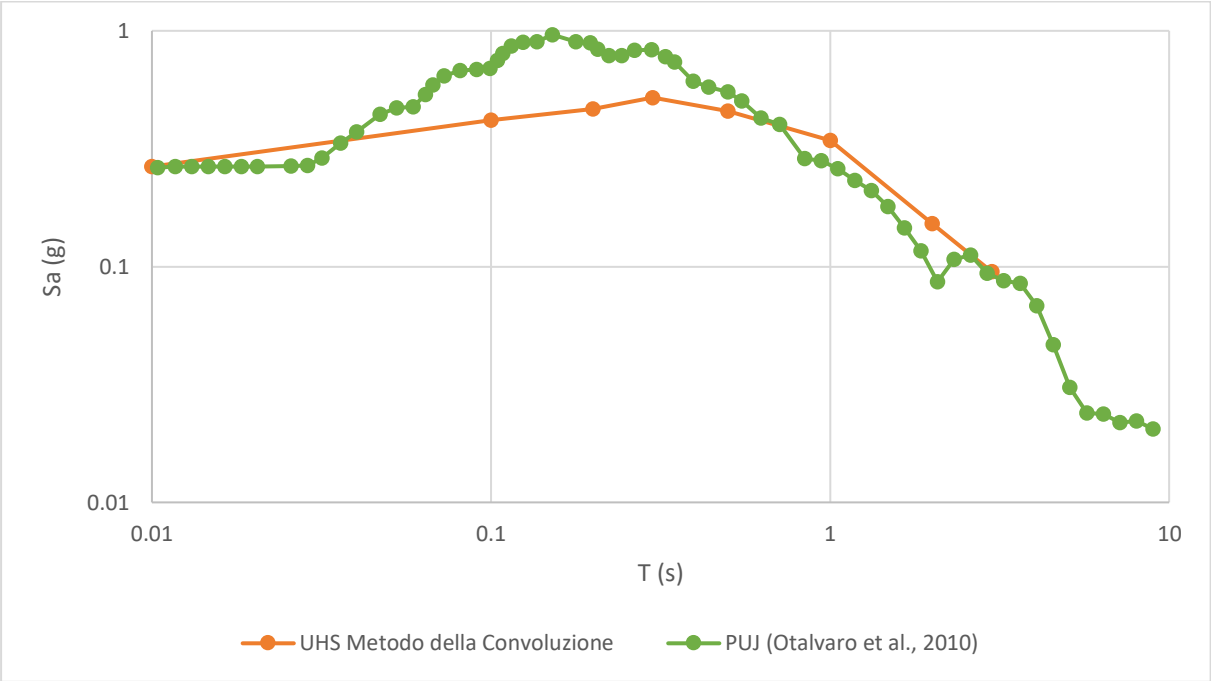


Figura 5.13. Comparazione spettro proposto con PUJ da Otálvaro et al. (2010), Tr=475 anni

6 CONCLUSIONI

Nel presente elaborato si ha presentato l'applicazione di una metodologia, congruente con la PSHA, sviluppata per determinare lo spettro di risposta in superficie per PUJ Cali, lo strumento fondamentale nella progettazione in zona sismica.

Le più significative conclusioni da questo lavoro si elencano di seguito:

- La scelta degli accelerogrammi rappresenta un lavoro fondamentale per accoppiare la pericolosità di base definita dal PSHA con la RSL. Un numero limitato di eventi risulterebbe in fattori irrealistici di scala e, comunque, uno scarso accoppiamento con lo spettro obiettivo. Dall'altra parte un numero molto grande di accelerogrammi, sebbene rappresentativo della pericolosità, si traduce in una spesa di risorse informatiche e di tempo significativi.

- Le funzioni di amplificazione rappresentano uno strumento per la predizione dell'amplificazione del deposito di terreno in funzione del livello deformativo, ma speciale attenzione bisogna considerare nella descrizione fisica del fenomeno e la scelta del modello. Si sa che l'amplificazione è lineare per livelli bassi di scuotimento, comportamento che si deve cercare di riprodurre se adottate funzioni polinomiali. Da un'altra parte, il modello proposto da Stewart et al., (2014) non rappresentava con accuratezza il comportamento reale del terreno per alcuni casi.

- L'introduzione della variabilità, nel presente caso del profilo di V_s, penalizza la progettazione indipendentemente di presentare consistentemente minori amplificazioni per quasi tutti i periodi spettrali in ragione della non-linearità indotta nelle realizzazioni meno rigide. Addirittura, è importante segnalare come l'inclusione della deviazione standard (σln) nel metodo della convoluzione è il motivo per cui lo spettro con profili randomizzati presenta maggiori accelerazioni dello spettro per il caso deterministico. È interessante anche vedere come la massima accelerazione spettrale si sposta ad un periodo spettrale minore, per i 2 periodi di ritorno in considerazione.

- Il metodo della convoluzione, al contrario di quanto riportato da Bazzurro & Cornell (2004b), non rappresenta un caso più conservativo per tutti i periodi e tutti i periodi di ritorno nel presente caso di studio. Il valore aggiunto di tale metodo, con rispetto ai metodi ibridi, è la sua natura probabilistica, congruente con il PSHA. Si deve fare attenzione di questo fatto al momento della scelta del metodo per integrare il PSHA con la RSL.

- Nel confronto con studi precedenti, lo spettro UHS dal metodo della convoluzione riporta risultati consistenti con gli spettri dalla letteratura per l'accelerazione picco al suolo (PGA). C'è anche un accoppiamento significativo in diversi periodi a seconda dello spettro confrontato (MZSC, C22 e PUJ). Tuttavia, è da notare come il metodo della convoluzione prevede normalmente accelerazioni spettrali minori di quelli corrispondenti agli studi da INGEOMINAS (2005a) e Otálvaro et al. (2010), comportamento previsibile sapendo che lo spettro proposto nel presente elaborato rappresenta una risposta media, mentre gli spettri menzionati anteriormente sono inviluppi, ovvero sia, risposte massime.

Come raccomandazioni per futuri studi, si propone implementare, per definire le funzioni di amplificazione, un'analisi non lineare. Tale scelta potrebbe significare differenze considerevoli per alti livelli deformativi, dove il metodo EQL può sovrastimare lo smorzamento. Anche, nella

scelta delle accelerogrammi, si raccomanda l'inclusione di eventi provenienti da diversi regimi tectonici (corticali, subduzione profonda e superficiale) per valutarne l'effetto della sorgente nella pericolosità in superficie. Ancora, una formulazione più robusta come quella proposta da Stewart et al., (2014) di modificazione dell'integrale della pericolosità potrebbe aiutare a valutare l'accuratezza dei diversi metodi semplificati di integrazione PSHA con RSL.

RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia specialmente alla Pontificia Universidad Javeriana Cali, Prof. Iván Otálvaro in particolare, per la loro disponibilità, informazione e guida.

Anche, un ringraziamento speciale a Mahdi Bahrampouri, studente M. Sc., Department of Civil and Environmental Engineering, Virginia Tech, per il suo tempo, la sua guida e disponibilità nello sviluppo del presente elaborato.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Bazzurro, P., & Cornell, C. A. (2004a). Ground-motion amplification in nonlinear soil sites with uncertain properties. *Bulletin of the Seismological Society of America*, *94*(6), 2090–2109. https://doi.org/10.1785/0120030215

Bazzurro, P., & Cornell, C. A. (2004b). Nonlinear soil-site effects in probabilistic seismic-hazard analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, *94*(6), 2110–2123. https://doi.org/10.1785/0120030216

Bolton Seed, H., T. Wong, R., Idriss, I., & Tokimatsu, K. (1986). Moduli and Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, *112*.

Cramer, C. H. (2003). Site-specific seismic-hazard analysis that is completely probabilistic. *Bulletin of the Seismological Society of America*, *93*(4), 1841–1846. https://doi.org/10.1785/0120020206

European Committee for Standardization. (2006). UNI EN 1998-3, Eurocodice 8, Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, (5972936).

INGEOMINAS. (2005a). Informe 1.9 - Evaluación de la Amenaza Sísmica Regional en Santiago de Cali, (1).

INGEOMINAS. (2005b). Informe 4 - Investigaciones y Zonificacion Geotecnica de la Ciudad de Santiago de Cali. *Investigaciones y Zonificacion Geotecnica de La Ciudad de Santiago de Cali*, 127.

Kottke, A. R., & Rathje, E. M. (2012). Technical Manual for SigmaSpectra, (1), 1–22.

Otálvaro, I. F., Fajardo, W. J., & López, D. (2010). Seismic Site Effects in the 22th Santiago de Cali Municipal Zone.

Rathje, E. M., & Kottke, A. R. (2013). Strata Manual, (October). Retrieved from https://nees.org/resources/692

Rathje, E. M., Kottke, A. R., & Trent, W. L. (2010). Influence of Input Motion and Site Property Variabilities on Seismic Site Response Analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *136*(4), 607–619. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000255

Servicio Geologico Colombiano. (2018). *Tasas de excedencia*. Santiago de Cali. Retrieved from https://www.sgc.gov.co/

Stewart, J. P., Afshari, K., & Hashash, Y. M. A. (2014). Guidelines for Performing Hazard-Consistent One-Dimensional Ground Response Analysis for Ground Motion Prediction, (October 2014), 1–141.

University of California. (2018). NGA West2. Retrieved from https://ngawest2.berkeley.edu/

ALLEGATI

Tabella A 1. Profilo del sottosuolo impostato su STRATA

Profondità (m)	Spessore (m)	Tipo terreno	Vs (m/s)
0	0.5	Limo	204
0.5	0.5	Limo	204
1	0.5	Limo	204
1.5	0.5	Limo	204
2	1	Limo	204
3	1	Limo	204
4	1	Transizione	272
5	1	Transizione	272
6	1	Transizione	272
7	1	Transizione	272
8	1	Grava con limi	335
9	1	Grava con limi	335
10	2	Grava con limi	335
12	2	Grava con limi	335
14	2	Grava con limi	335
16	2	Grava con limi	335
18	2	Grava con limi	335
20	2	Grava con limi	335
22	4	Grava GP	452
26	5	Limo argilloso	423
31	6	Grava GW/GP	462
37	9	Grava GP	480
46	36	Grava GP	550
82		Bedrock	700

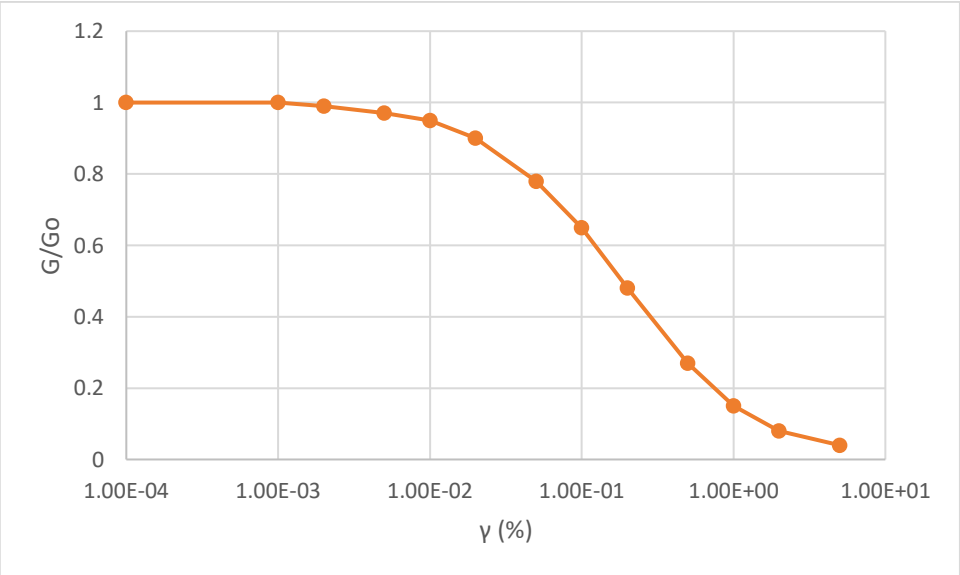


Figura A 1. Curva decadimento modulo per limo e transizione

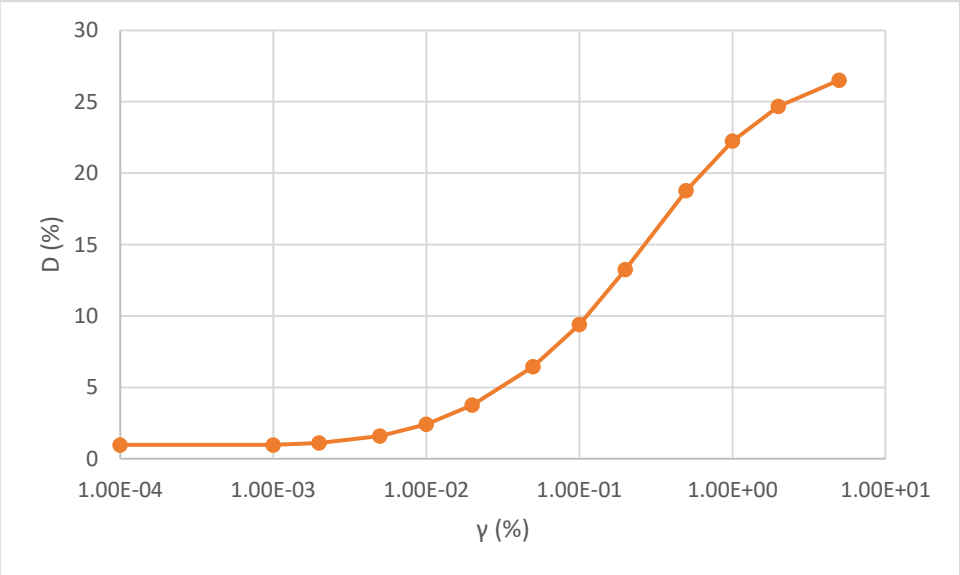


Figura A 2. Curva smorzamento per limo e transizione

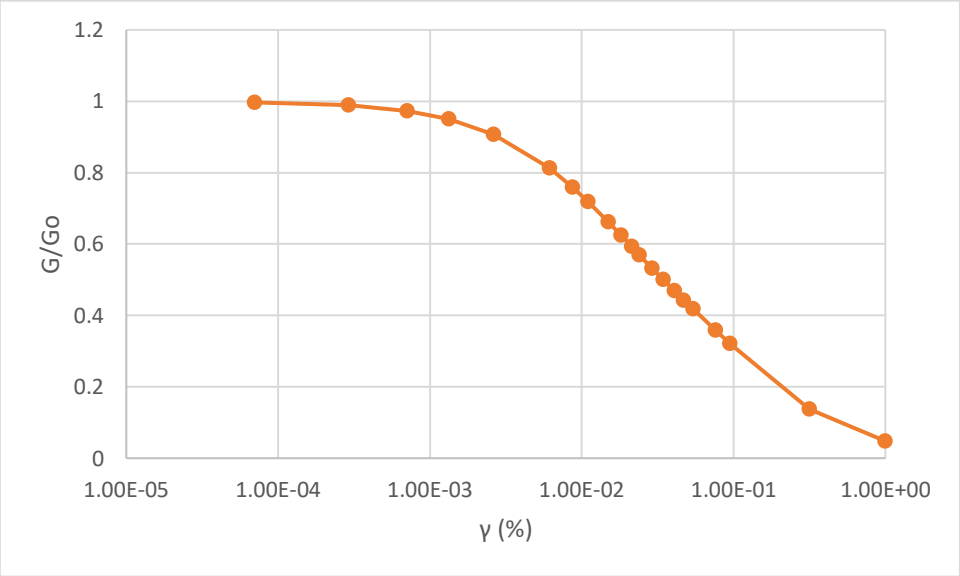


Figura A 3. Curva decadimento del modulo per grave

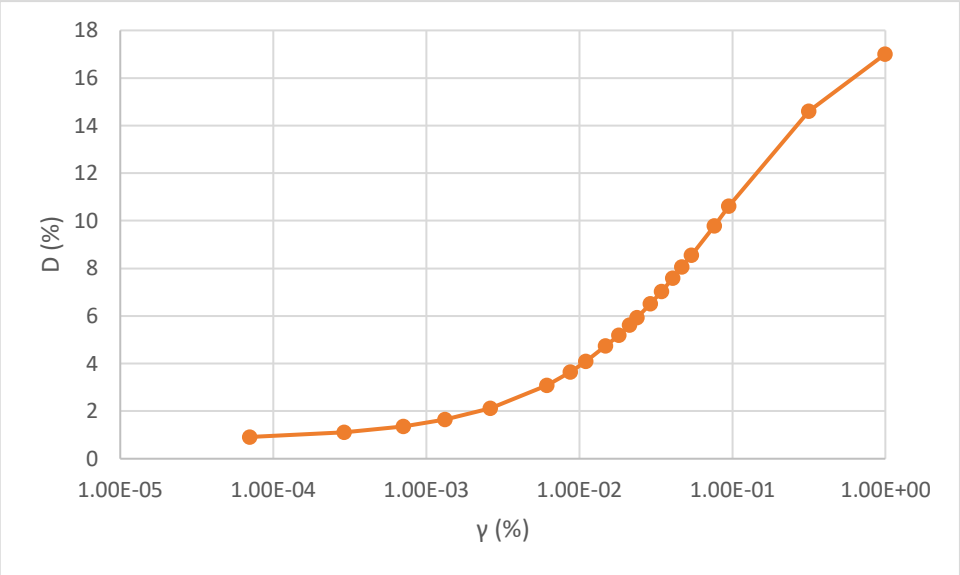


Figura A 4. Curva smorzamento per grave

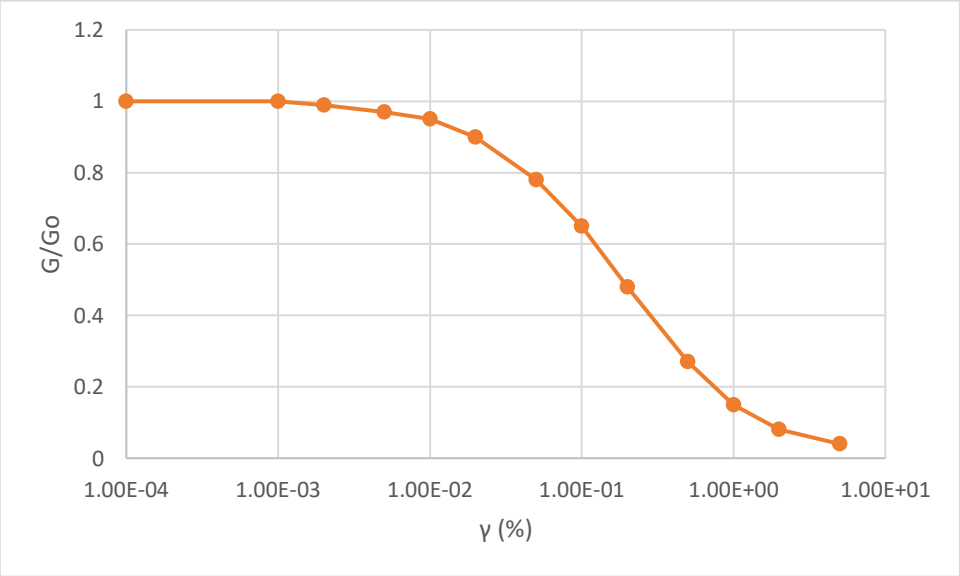


Figura A 5. Curva decadimento del modulo per limo argilloso

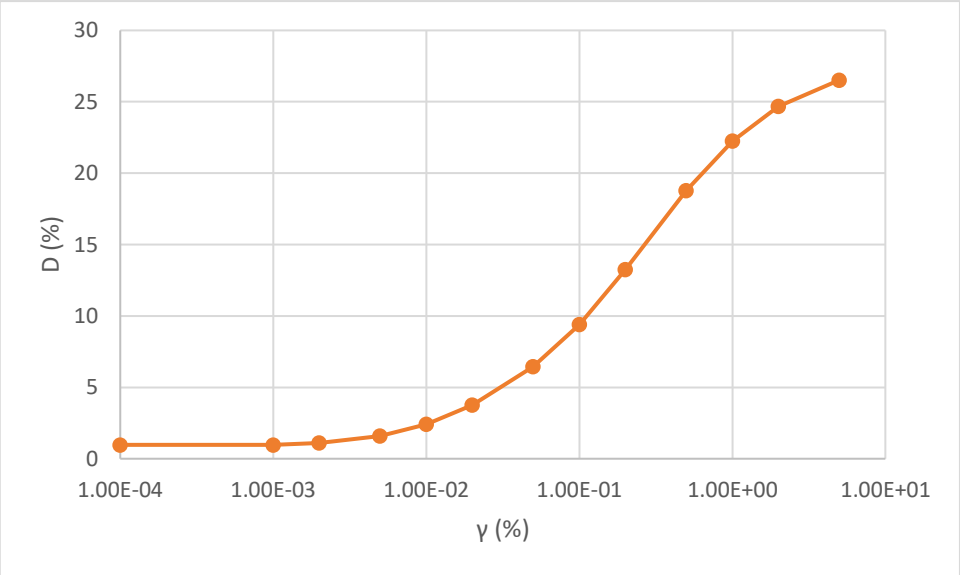
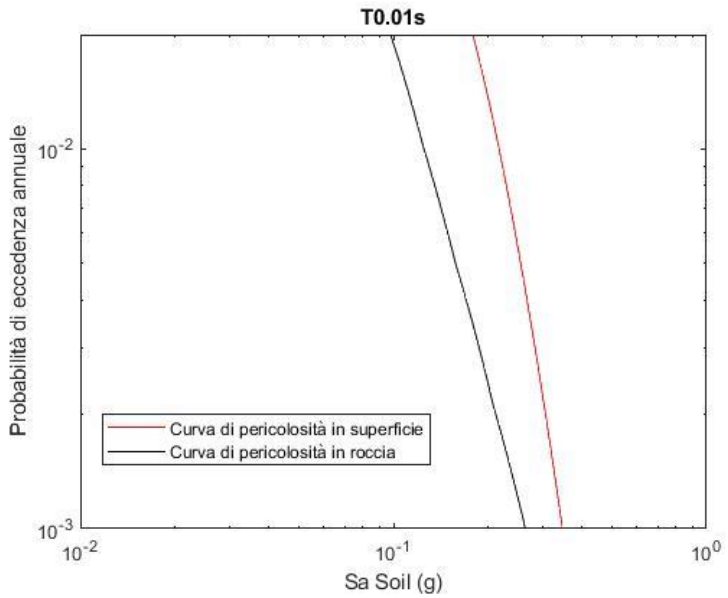
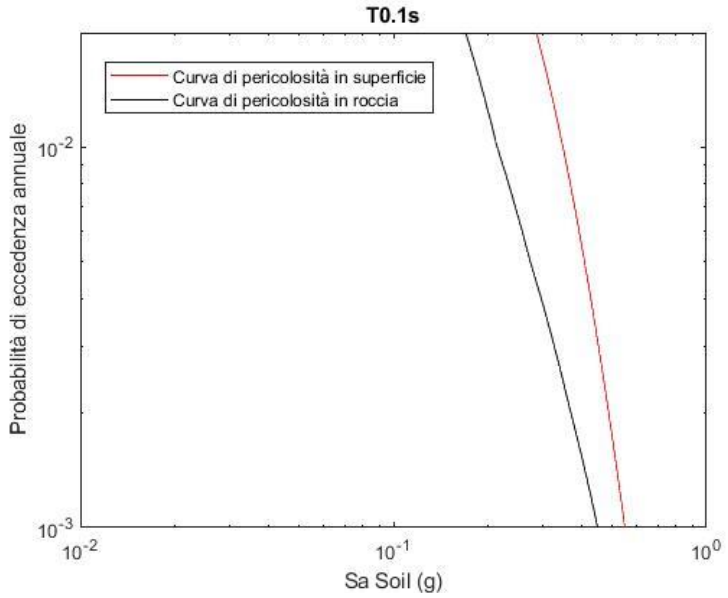
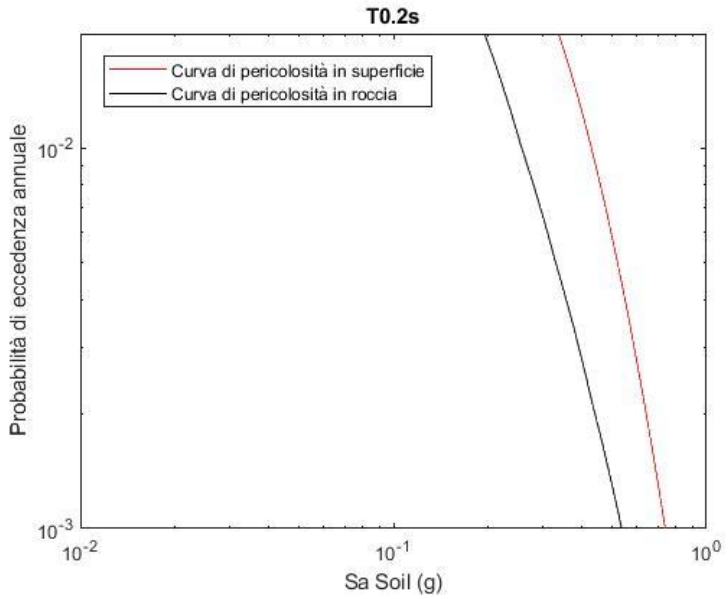
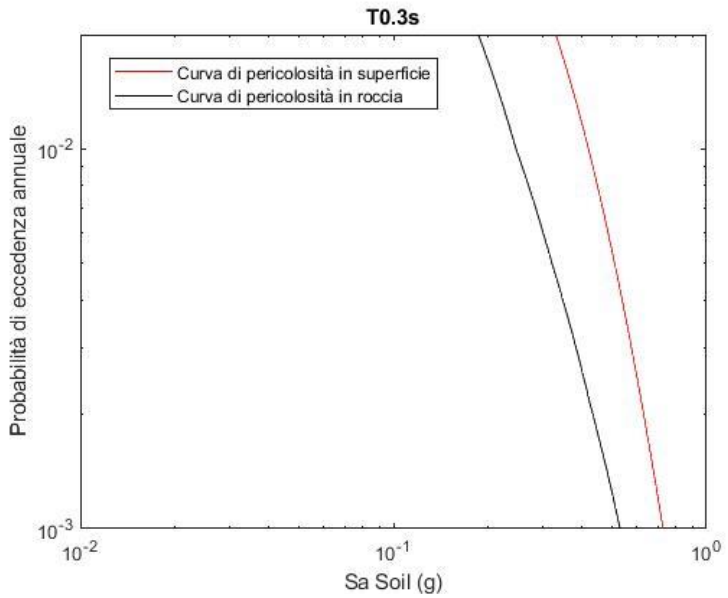


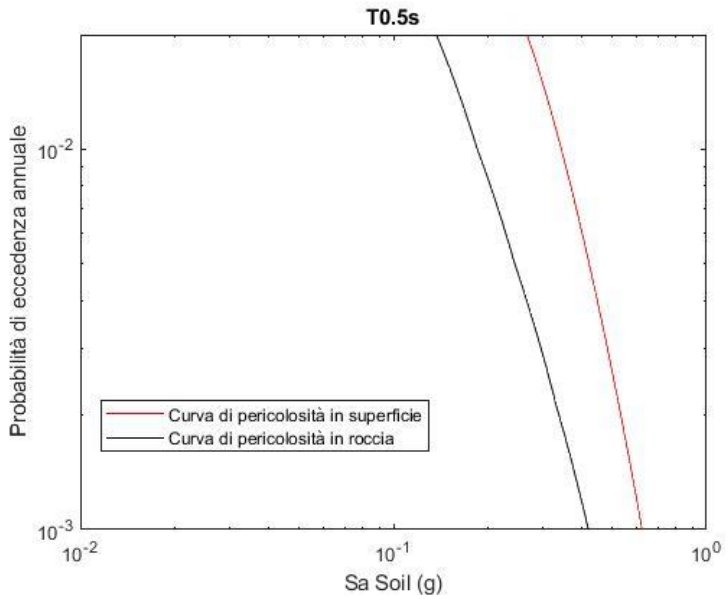
Figura A 6. Curva smorzamento per limo argilloso

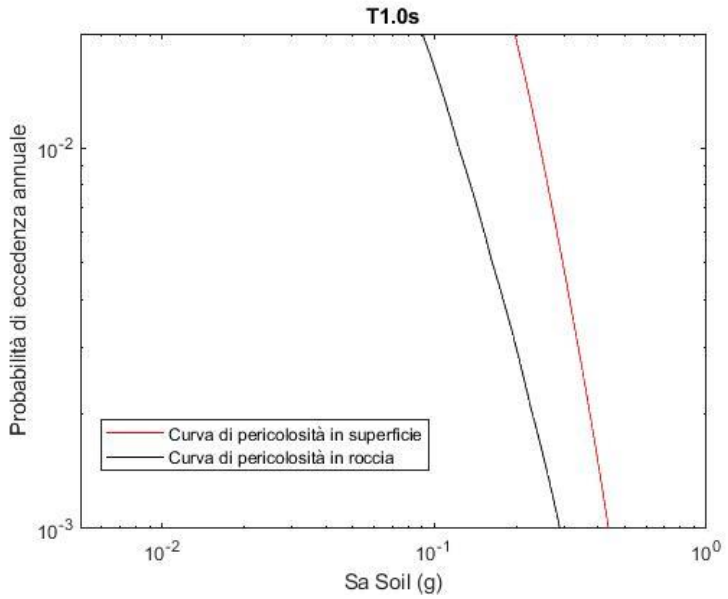

T0.01s
Probabilità di eccedenza annuale
Sa Soil (g)
Curva di pericolosità in superficie
Curva di pericolosità in roccia
10^{-2}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}


T0.1s
Probabilità di eccedenza annuale
Sa Soil (g)
Curva di pericolosità in superficie
Curva di pericolosità in roccia
10^{-2}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}


T0.2s
Probabilità di eccedenza annuale
Sa Soil (g)
Curva di pericolosità in superficie
Curva di pericolosità in roccia
10^{-2}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}


T0.3s
Curva di pericolosità in superficie
Curva di pericolosità in roccia
Probabilità di eccedenza annuale
10^{-2}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Sa Soil (g)


T0.5s
Curva di pericolosità in superficie
Curva di pericolosità in roccia
Probabilità di eccedenza annuale
10^{-2}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Sa Soil (g)


T1.0s
Curva di pericolosità in superficie
Curva di pericolosità in roccia
Probabilità di eccedenza annuale
10^{-2}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Sa Soil (g)

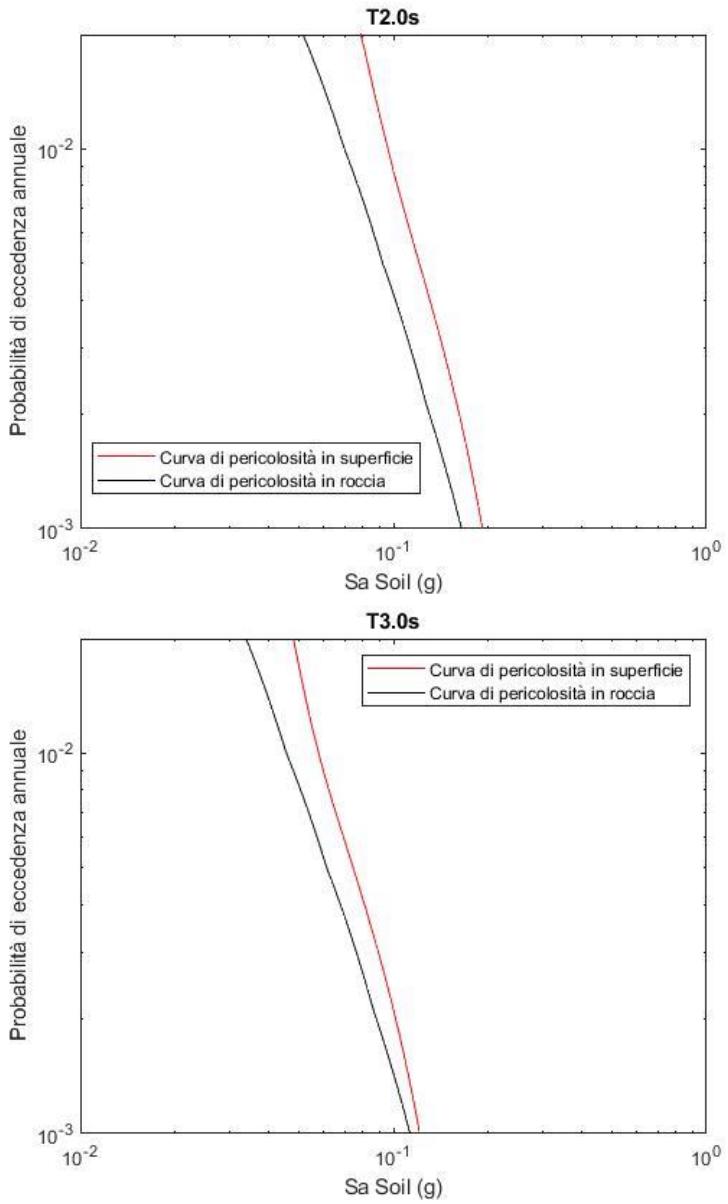


Figura A 7. Curve di pericolosità in superficie e roccia per profili randomizzati, per periodi di 0.01, 0.1, 0.2, 0.3, 0.5, 1.0, 2.0 e 3.0s