POLITECNICO DI TORINO
Repository ISTITUZIONALE

Microzonazione sismica e risposta sismica locale: specificità e aspetti critici

Original
Microzonazione sismica e risposta sismica locale: specificità e aspetti critici / Foti, S., Aimar, M., Ciancimino, A., Passeri, F.. - ELETTRONICO. - (2018). (Conferenze di Geotecnica di Torino XXV Ciclo, Analisi e progetto delle opere geotecniche in zona sismica Torino 8 - 9/11/2018).

Availability:
This version is available at: 11583/2717565 since: 2019-02-18T11:39:14Z

Publisher:
Politecnico di Torino

Published
DOI:

Terms of use:

This article is made available under terms and conditions as specified in the corresponding bibliographic description in the repository

Publisher copyright

(Article begins on next page)

27 November 2026

Microzonazione sismica e risposta sismica locale: specificità e aspetti critici

Sebastiano Foti, Mauro Aimar, Andrea Ciancimino e Federico Passeri
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino, Torino, Italy.

ABSTRACT

La pericolosità sismica, ossia lo scuotimento atteso, è fortemente influenzata dalle specifiche condizioni di sito che possono comportare fenomeni di amplificazione dovuti ad effetti stratigrafici e topografici. Gli studi condotti alla scala territoriale e alla scala locale della singola opera rappresentano due elementi complementari, che spesso vengono erroneamente messi in contrapposizione.
Nella presente nota vengono considerati gli elementi distintivi delle due tipologie di studi, presentando alcuni esempi tratti dalle recenti esperienze riguardanti gli studi condotti in Centro Italia a seguito degli eventi sismici del 2016.
Successivamente vengono considerati due aspetti critici per la valutazione delle azioni sismiche: l'influenza delle incertezze associate alla caratterizzazione del sito e l'affidabilità degli approcci semplificati proposti dalle normative sismiche, con specifica attenzione alle NTC2018.

1. MICROZONAZIONE SISMICA VS RISPOSTA SISMICA LOCALE

Un'adeguata definizione dell'azione sismica è di cruciale importanza sia in fase di progettazione di nuove opere e verifica di quelle esistenti, sia in fase di pianificazione territoriale e dell'emergenza. Gli studi di risposta sismica locale (RSL) e di microzonazione sismica (MS) rispondono a queste necessità, permettendo la valutazione dell'input sismico a diverse scale. Se infatti da un lato risulta imprescindibile l'analisi degli effetti di sito alla scala della singola opera, non è d'altronde pensabile attuare una strategia di mitigazione del rischio su vasta scala realizzando uno studio di dettaglio dell'amplificazione sismica.
L'analisi di RSL ha lo scopo di valutare, in un sito specifico, l'insieme di variazioni che il moto sismico subisce in relazione alle proprietà meccaniche e geometriche dei depositi prossimi alla superficie e/o alla topografia del sito. Viceversa, gli studi di MS vengono svolti al fine di valutare la pericolosità sismica locale a scala territoriale, individuando zone a comportamento sismico omogeneo.
Appare quindi evidente come le due tipologie di studio non siano sovrapponibili ma siano piuttosto complementari. Lo scopo della presente nota è proprio quello di analizzare le peculiarità delle due tipologie di analisi ed evidenziarne criticità e punti di forza in relazione ai diversi obiettivi che queste si prefiggono.

1.1. Microzonazione sismica

L'attuazione di una qualunque strategia di mitigazione del rischio sismico non può prescindere da una valutazione della pericolosità che tenga conto dei fenomeni di amplificazione stratigrafica e topografica. Gli studi di MS mirano all'individuazione e la caratterizzazione di microzone a comportamento omogeneo in prospettiva sismica (MOPS). Queste sono suddivise

in zone stabili, zone stabili suscettibili di amplificazione locale del moto sismico e zone suscettibili di instabilità. Verranno in seguito trattate le peculiarità relative ai fenomeni di amplificazione del moto sismico, mentre esula dallo scopo della presente nota la trattazione specifica degli aspetti relativi alle zone in cui sono presenti o suscettibili di attivazione fenomeni di deformazione permanente del territorio indotti o innescati dal sisma (instabilità di versante, liquefazioni, fagliazione superficiale, cedimenti differenziali, ecc.). Per ulteriori riferimenti si consultino: Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica (2008), Microzonazione sismica per la ricostruzione dell'area aquilana (2010), Contributi per l'aggiornamento degli "Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica" (2011).

Per poter effettuare delle valutazioni a scala così ampia occorre innanzitutto definire un modello geologico caratterizzato da un grado di dettaglio sufficiente a cogliere i principali fenomeni di amplificazione ed al contempo basato su una visione d'insieme del territorio. La prima fase dello studio consiste nel raccogliere tutte le informazioni pregresse ottenute da indagini effettuate nella zona. Viene quindi realizzato un modello geologico utile alla suddivisione preliminare del territorio in MOPS, corrispondente al livello I dello studio.

In seguito, si programma una campagna di indagini integrativa al fine di aumentare il livello di conoscenza relativo alle zone dove sono presenti maggiori incertezze. Gli studi generalmente coinvolgono soggetti differenti dotati di differenti competenze, permettendo di raggiungere un adeguato livello di affidabilità del modello geologico in relazione alle finalità dello studio. È quindi possibile procedere alla fase successiva, che riguarda la quantificazione degli effetti di sito. Questa viene effettuata mediante lo svolgimento di analisi numeriche 1D e/o 2D, in relazione alle caratteristiche geometriche e/o topografiche del sito (livello III).

Le analisi numeriche consentono di determinare il moto sismico in superficie in diversi punti del modello, in termini di storie temporali e pseudospettri di risposta elastici in accelerazione (PSA). Vengono effettuate differenti analisi, in funzione del numero di accelerogrammi ritenuti rappresentativi dell'azione sismica di input. Mediante successiva integrazione si determinano degli indicatori sintetici rappresentativi dell'amplificazione sismica, definiti Fattori di Amplificazione (FA), secondo le seguenti relazioni:

$$FA_{T_a-T_b} = \frac{O_{T_a-T_b}}{I_{T_a-T_b}} \quad (1)$$

$$I_{T_a-T_b} = \frac{1}{\mathrm{T_a} - \mathrm{T_b}} \cdot \int_{T_b}^{T_a} PSA_i(T)dT \quad (2)$$

$$O_{T_a-T_b} = \frac{1}{\mathrm{T_a} - \mathrm{T_b}} \cdot \int_{T_b}^{T_a} PSA_o(T)dT \quad (3)$$

dove $I_{T_a-T_b}$ e $O_{T_a-T_b}$ rappresentano i valori medi degli PSA in input e output nel campo di periodi spettrali $T_a - T_b$. I FA medi relativi ad ogni punto sono infine ottenuti mediante media logaritmica dei FA risultanti dalle differenti analisi.

I FA sono utilizzati per redigere le Carte delle MOPS (una per ogni campo di periodi), che rappresentano il fine ultimo del livello III degli studi di MS. Naturalmente le zone definite nel livello I dello studio possono essere aggiornate e modificate in funzione dei risultati ottenuti. Ad ogni MOPS viene assegnato un unico valore di FA, che è quindi rappresentativo dell'amplificazione sismica dell'intera zona. Le procedure adottate per definire i FA medi variano a seconda che siano state eseguite simulazioni numeriche 1D e 2D. Nel caso delle simulazioni 2D si effettua generalmente una media dei valori ottenuti per i diversi punti ricadenti nella MOPS, oppure si seleziona, a favore di sicurezza, il punto che restituisce i FA

massimi. Ricorrendo invece a simulazioni 1D bisogna comunque tenere presente che, in una data MOPS, possono esser presenti successioni stratigrafiche caratterizzate da spessori differenti che potrebbero comportare variazioni abbastanza elevate dei FA.
Per una MOPS e per un campo di periodi spettrali si fornisce un unico fattore di amplificazione globale, rispondendo alla necessità di ottenere un indicatore sintetico dell'amplificazione sismica. Le Carte delle MOPS sono facilmente consultabili e utilizzabili e forniscono informazioni a scala territoriale riguardanti la pericolosità sismica.
Se da un lato l'ampia scala studiata non permette di distinguere le variazioni nei fenomeni di amplificazione relative alle condizioni di sito alla scala della specifica opera, d'altra parte questa consente di costruire un modello bidimensionale sufficientemente esteso per realizzare, se necessario, simulazioni numeriche 2D. Gli effetti di amplificazione bidimensionali relativi alla geometria sepolta e/o alla topografia del sito sono infatti difficilmente identificabili attraverso studi specifici di RSL, che consentono di avere un maggior dettaglio del singolo sito a discapito di una visione d'insieme a scala territoriale. Infatti, questi sono spesso riferiti a condizioni 1D per limitazioni dovute alla difficoltà e agli oneri di costruzione del modello.
L'esempio riportato in seguito ha lo scopo di mostrare l'importanza di tale visione d'insieme, che rappresenta probabilmente il maggior punto di forza degli studi di MS.
Il Comune di Montedinove (AP) è uno dei 140 Comuni interessati dagli eventi sismici verificatisi a far data dal 24 agosto 2016, per i quali è stato svolto uno studio di MS di III livello nell'ambito delle attività previste dall'OPCM n. 24 del 12 maggio 2017 (ulteriori informazioni riguardo lo studio possono essere trovate in Angelici 2018 e Pagliaroli et al. 2019).
Lo studio ha coinvolto tre zone differenti: le località di Lapedosa e Croce Rossa, particolarmente danneggiate dalla sequenza sismica, e il centro storico.
Dal punto di vista morfostrutturale la zona del centro storico è caratterizzata da una dorsale in direzione NE-SO. In Figura 1 sono riportate la carta geologica e le sezioni trasversali. La formazione delle Argille Azzurre, costituente il substrato geologico, è presente sotto forma di diversi litotipi, identificati come: ALS (alternanza di litotipi stratificati), GRS (substrato granulare cementato) e COS (substrato coesivo sovraconsolidato). In cresta il substrato è affiorante, mentre lungo i fianchi sono presenti coperture eluvio-colluviali di spessore variabile (3-15 m) classificabili come GM (ghiaie e ghiaie sabbiose), SM (sabbie e sabbie limose) e ML (limi argillosi di bassa plasticità).
Il modello di sottosuolo è stato definito sulla base delle informazioni disponibili reperite durante la realizzazione del livello I dello studio e in seguito integrate mediante una campagna di prove geofisiche e prove di laboratorio. La posizione delle prove geofisiche eseguite è identificata in Figura 1, mentre in Figura 2.b è riportato il risultato della prova Down Hole (DH) eseguita in cresta, in termini di profilo di velocità delle onde di taglio (V_S) e delle onde di compressione (V_P). In Tabella 1 sono riportate le caratteristiche geotecniche adottate e i modelli di variazione del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento identificati come rappresentativi del comportamento dei terreni oggetto di studio (le curve di variazione sono rappresentate in Figura 2.a).
La principale difficoltà nella definizione del modello di sottosuolo è sorta nell'identificazione del bedrock sismico. Le prove di tipo Horizontal-to-Vertical Spectral Ratio (HVSR) hanno evidenziato una frequenza di risonanza caratteristica pari a 10-15 Hz, consistente con il contrasto di impedenza tra il GRS (V_S~1400 m/s) e il soprastante ALS (V_S~530 m/s), portando quindi a ipotizzare che il bedrock sismico fosse proprio il GRS. D'altra parte, le indagini geologiche suggerivano la presenza del COS, caratterizzato da valori inferiori di V_S, sottostante il GRS. Tale evidenza è stata in seguito confermata dalle prove di tipo Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW) e HVSR eseguite nella vicina contrada Lapedosa, che hanno

permesso di suddividere il COS in tre unità (COS_a, COS_b e COS_c) caratterizzate da V_S crescente con la profondità. L'unità inferiore (COS_c) rappresenta il bedrock sismico del modello.

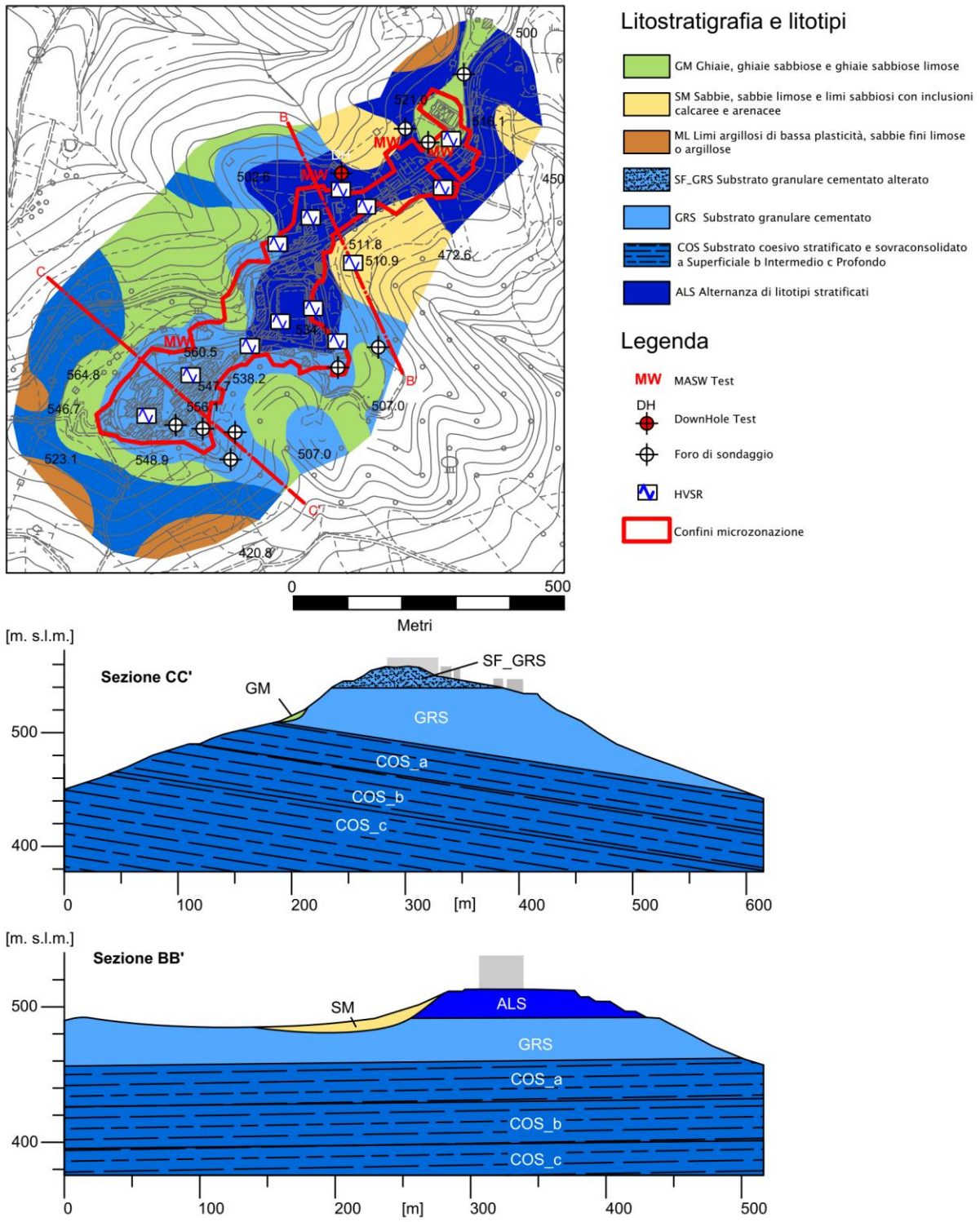

Figura 1: Carta geologica e sezioni trasversali del centro storico di Montedinove.

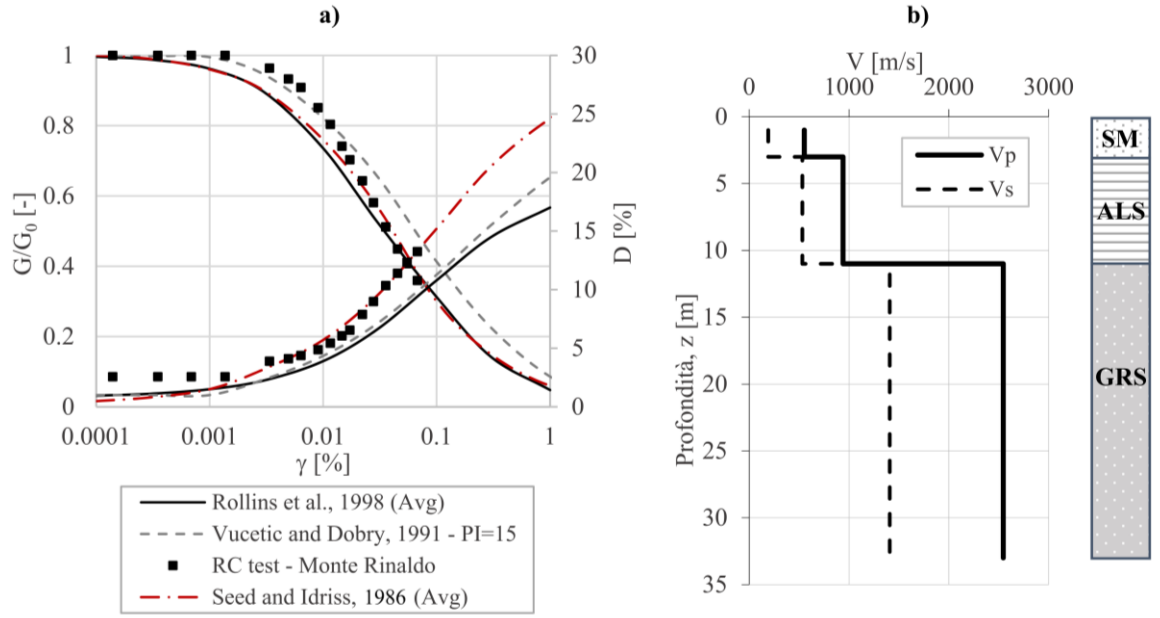

Figura 2: Modello di sottosuolo: a) curve di variazione del modulo di rigidezza a taglio e del rapporto di smorzamento; b) profilo di V_S e V_P ottenuto mediante DHT.

Tabella 1: Proprietà geotecniche del modello di sottosuolo di Montedinove.

Litotipo	V_S [m/s]	ν [-]	γ [kN/m³]	Modello di variazione non lineare
SF_GRS	550	0.35	19.0	Rollins et al. (1998) - Average
GRS	1400	0.28	22.0	Lineare Elastico - D_0 = 0,5%
GM	340	0.35	18.6	Rollins et al. (1998) - Average
SM	190	0.43	17.6	Seed and Idriss (1986) - Average
ALS	530	0.27	19.6	Vucetic and Dobry (1991) - PI=15
COS_a	560	0.46	19.6	RC Test (Monte Rinaldo)
COS_b	650	0.46	19.6	RC Test (Monte Rinaldo)
COS_c	800	0.46	19.6	Lineare Elastico - D_0 = 0,5%

Al fine di valutare le implicazioni in termini di amplificazione sismica delle differenti ipotesi, sono state svolte delle simulazioni numeriche 2D delle sezioni riportate in Figura 1, identificando il GRS come bedrock (Shallow Bedrock, SB) oppure includendo gli strati di COS nel modello (Deep Bedrock, DB). Successivamente, sono state effettuate alcune analisi su un modello monodimensionale derivante dall'ipotesi DB, al fine di mettere in risalto gli effetti bidimensionali di amplificazione. I risultati sono riportati in Figura 3 in termini di FA ottenuti dalle simulazioni numeriche 2D relativi a tre campi di periodi (0.1-0.5s, 0.4-0.8s e 0.7-1.1s) e PSA risultanti dalle analisi 1D e 2D sotto l'ipotesi DB nei punti in cresta.
Dal confronto tra modelli DB e SB, risulta evidente come la presenza degli strati di COS comporti uno smorzamento delle alte frequenze e conseguentemente una minore amplificazione dell'azione sismica a bassi periodi (0.1-0.5s). Viceversa, ad alti periodi (0.7-1.1s), si riscontra una maggiore amplificazione dell'azione sismica nei modelli costruiti sotto l'ipotesi di DB data dal contrasto d'impedenza tra la porzione profonda del COS (COS_c) e quella intermedia (COS_b). Tale effetto non è ovviamente presente nel modello SB. Il confronto tra le simulazioni 1D e 2D (ipotesi DB) evidenzia invece il ruolo degli effetti di sito bidimensionali. In entrambe le sezioni, per periodi inferiori a 1 s, si riscontrano infatti marcati effetti di amplificazione topografica. In particolare, per la sezione CC', caratterizzata da una morfologia di cresta più

accentuata, il fattore di aggravio topografico varia tra 2 e 3 in funzione del periodo spettrale preso in considerazione. Se si fosse fatto ricorso ai metodi semplificati prescritti dalla normativa per valutare gli effetti topografici in assenza di analisi 2D si sarebbe quindi commesso un errore a sfavore di sicurezza.

Tali considerazioni non sarebbero state possibili in assenza di una visione d'insieme del territorio. Gli strati di COS sottostanti il GRS non sarebbero infatti stati inclusi in un modello basato esclusivamente su prove realizzate in prossimità del centro storico. Questo avrebbe comportato una sovrastima dell'azione sismica a bassi periodi e una sottostima ad alti periodi. Inoltre, in assenza di un modello di sottosuolo abbastanza esteso, non sarebbe stato possibile eseguire delle simulazioni numeriche 2D. Si sarebbe quindi fatto ricorso ad analisi 1D incapaci di cogliere gli accentuati effetti topografici che caratterizzano i fenomeni di amplificazione del sito.

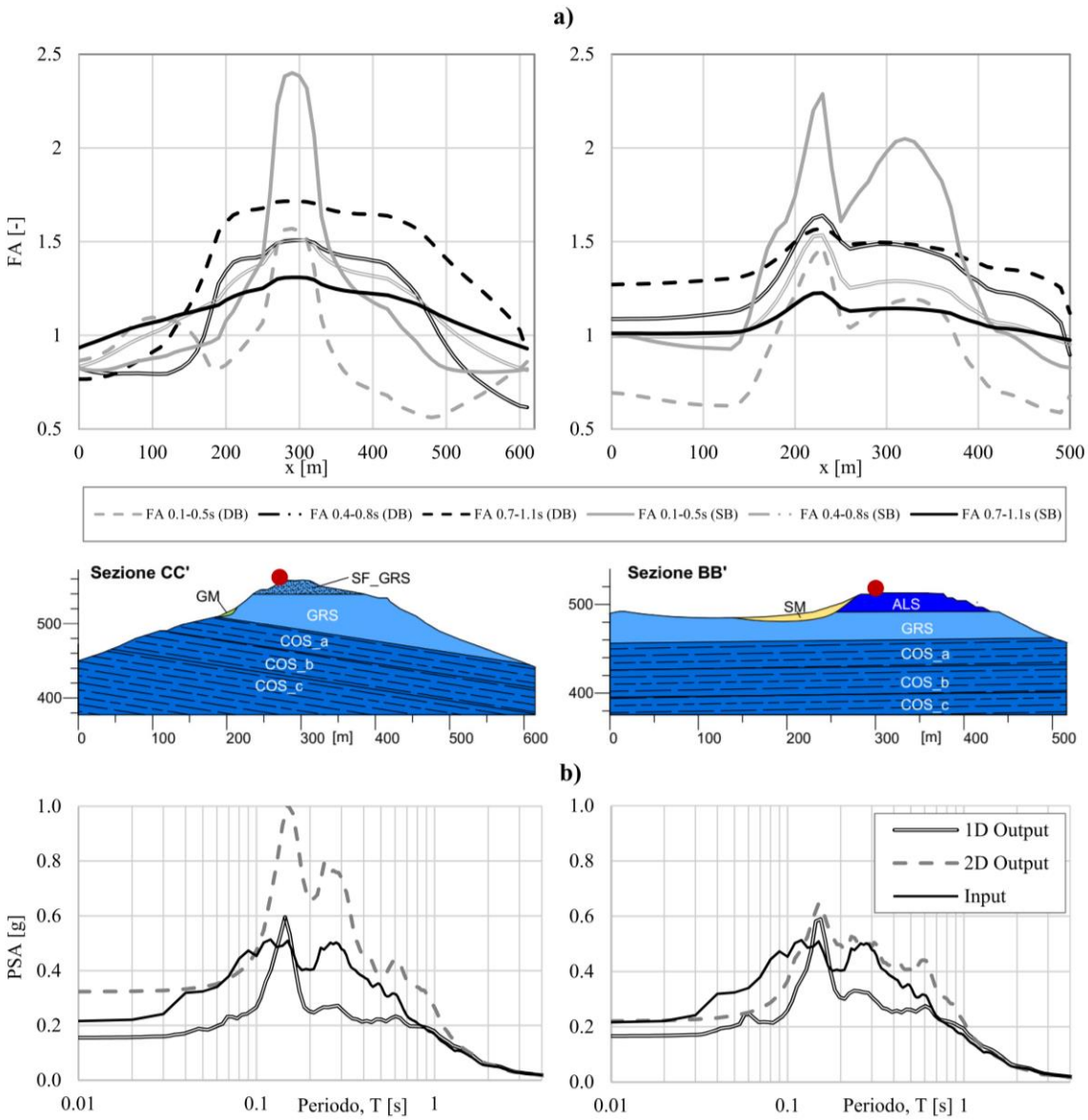

Figura 3: Risultati delle simulazioni numeriche: a) FA ottenuti dalle simulazioni 2D in tre campi di periodi (0.1-0.5s, 0.4-0.8s e 0.7-1.1s); b) PSA (ξ=5%) in cresta (punti evidenziati in rosso nelle sezioni) risultanti dalle simulazioni 1D e 2D sotto l'ipotesi DB.

1.2. Studi di risposta sismica locale

Analogamente a quanto visto per gli studi di MS, le analisi di RSL consentono la valutazione della pericolosità sismica attraverso lo studio degli effetti di sito. La principale differenza rispetto al caso precedente sta nella scala del problema considerato, che in questo caso si riduce al sito di costruzione della singola opera. Per poter svolgere adeguatamente le fasi di progettazione o verifica di un'opera è infatti necessario definire l'azione sismica in relazione alle condizioni stratigrafiche e topografiche dei depositi di terreno sui quali questa sarà fondata, tenendo conto della sua reale estensione. Si noti come studi di RSL possano coinvolgere anche infrastrutture dall'estensione spaziale considerevole, come opere in linea. In questi casi la differenza tra studi di RSL e MS appare sottile in termini di variabilità spaziale del moto sismico, ma rimane rilevante in termini di specificità dello studio in relazione al tipo di opera da realizzare.
Risulta quindi di cruciale importanza la definizione di un modello di sottosuolo per il sito di costruzione caratterizzato da un elevato grado di dettaglio. Di conseguenza si ricorre generalmente a prove di tipo geofisico (invasive e/o non invasive) che possano definire le caratteristiche meccaniche dei depositi di terreno e, quando possibile, a prove di laboratorio utili alla valutazione del comportamento dinamico dei terreni. A differenza degli studi di MS, tali prove si condensano in un'area di modesta estensione, garantendo quindi una certa ridondanza e una conseguente robustezza del modello di dettaglio del sottosuolo.
Il prodotto di un'analisi di RSL consiste quindi nella definizione del moto sismico in superficie al sito di costruzione, in termini di storie temporali e spettri di risposta. Vista la specificità del tipo di studio, generalmente non si ricorre ad indicatori sintetici, come i FA, per quantificare l'azione sismica. Inoltre, nel caso di opere non eccessivamente estese, non risulta necessario considerare la variabilità spaziale delle condizioni stratigrafiche, che è invece determinate negli studi di MS.
Allo scopo di evidenziare le specificità delle analisi di RSL, si riporta di seguito un esempio tratto dallo studio di MS della frazione di Tino, nel Comune di Accumoli, realizzato nell'ambito delle attività previste dall'OPCM n. 24 del 12 maggio 2017.
Le attività di MS svolte nel Comune di Accumoli hanno portato alla definizione di diverse MOPS suscettibili di amplificazione locale. Queste sono state caratterizzate con un'estesa campagna di indagini comprendente l'esecuzione di diverse prove DH. In particolare, una di queste realizzata nella frazione di Tino ha permesso la definizione del modello di sottosuolo relativo alla MOPS indicata come SA06. In Figura 4.a sono riportati i risultati della prova, unitamente alla successione stratigrafica locale, mentre in Figura 4.b è riportata la colonna stratigrafica identificativa della MOPS SA06. I risultati della prova DH, coerentemente a quanto evidenziato dalla successione stratigrafica, identificano uno strato superficiale (di spessore 5 m) di detriti caratterizzato da $V_S \approx 430$ m/s, uno strato sottostante di arenarie avana da leggermente fratturate ($V_S \approx 740$ m/s, circa 9 m) a molto compatte ($V_S \approx 1135$ m/s, circa 4 m), un'intercalazione di spessore 2-3 m di arenarie grigie ($V_S \approx 660$ m/s) ed infine il bedrock sismico costituito da arenarie avana compatte ($V_S \approx 930$ m/s).
Vista la geometria dei depositi prossimi alla superficie e la topografia del sito, le fasi di modellazione sono state condotte mediante simulazioni numeriche 1D. Al fine di rendere coerenti i risultati della prova DH con la stratigrafia della MOPS è stato realizzato un modello costituito da due strati deformabili soprastanti il bedrock sismico. Al primo strato, costituito da detriti di versante, sono stati assegnati diversi spessori (5, 10, 15 e 20 m) dal momento che nella MOPS è identificato con spessore variabile tra 0 e 20 m. Al secondo strato, costituito da arenaria fratturata, è invece stato assegnato uno spessore fisso pari a 10 m. Le velocità sono state

assegnate a partire dai risultati della prova DH, senza però considerare lo strato di arenarie particolarmente compatto tra 14 e 18 m di profondità e la seguente intercalazione di arenarie grigie. Le proprietà geotecniche adottate per le unità identificate nella MOPS sono riportate in Tabella 2.

La scelta di realizzare quattro differenti modelli è stata effettuata al fine di considerare la variabilità spaziale della successione stratigrafica all'interno della MOPS. Differenti approcci di tipo probabilistico possono essere seguiti al fine di effettuare un'analisi statistica degli effetti di sito attesi, che tuttavia esula dagli scopi del presente paragrafo. Per una trattazione specifica di tali approcci si rimanda al capitolo seguente.

I risultati ottenuti dalle quattro simulazioni numeriche sono riportati in Figura 5 in termini di PSA e FA in superficie. In assenza di informazioni specifiche si è scelto, a favore di sicurezza, di fare riferimento ai FA ottenuti dal modello caratterizzato da 20 m di coltre detritica. Il profilo di V_S che è quindi stato utilizzato per ottenere i risultati rappresentativi dell'intera MOPS differisce molto rispetto al profilo identificato in Figura 4.a, sia in termini di spessori, sia in termini stratigrafici.

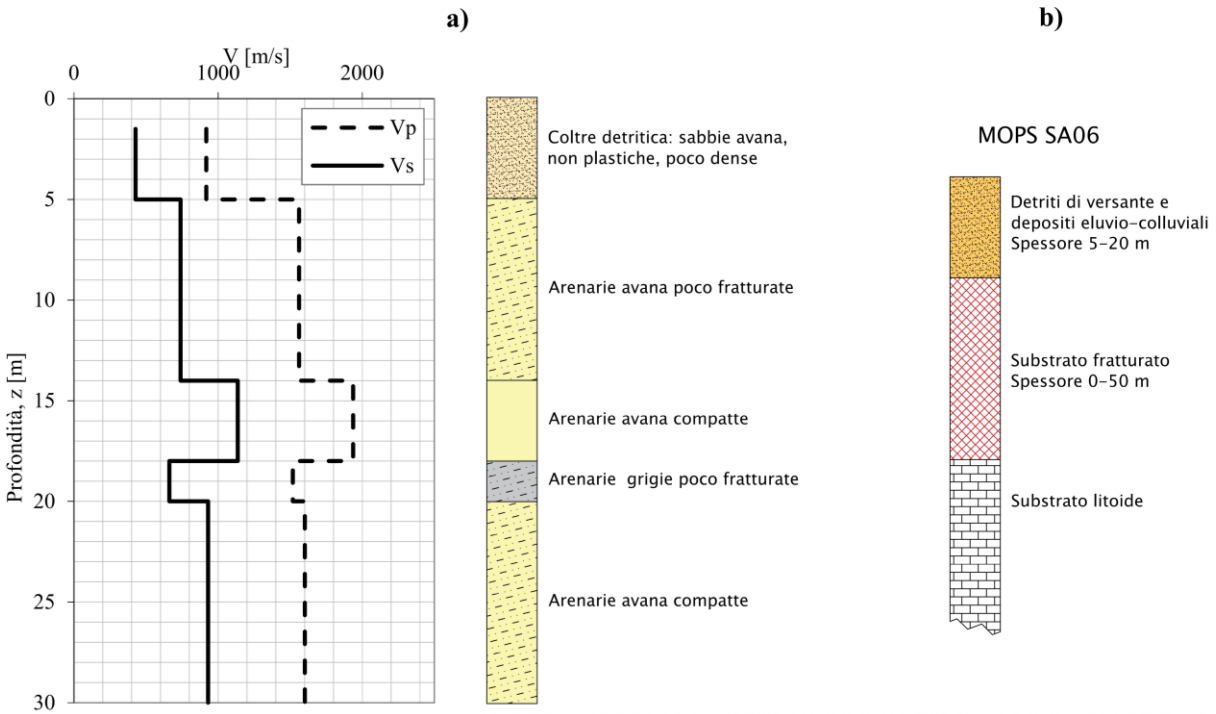

Figura 4: Microzonazione sismica della frazione di Tino (Accumoli): a) profilo di V_S ottenuto da prova DH; b) colonna stratigrafica relativa alla MOPS SA06.

Tabella 2: Proprietà geotecniche del modello di sottosuolo di Tino.

Litotipo	Vs [m/s]	γ [kN/m³]	Modello di variazione nonlineare
Detriti	430	16	Seed and Idriss, 1986 (Average)
Arenarie fratturate	740	21	Rollins et al., 1998 (Upper Limit)
Arenarie (bedrock sismico)	930	22	Lineare Elastico 0.5%

Se la prova DH fosse stata eseguita al fine di valutare i fenomeni di amplificazione specifici relativi ad un eventuale sito di costruzione, il modello locale di sottosuolo sarebbe stato costruito adottando un profilo analogo a quello ottenuto dalla prova. In Figura 6 è riportato il confronto tra i risultati dello studio di MS e i risultati di un'ipotetica analisi specifica di RSL, condotta adottando il profilo risultante dalla prova DH. Per periodi inferiori a 0.15 s l'analisi di RSL restituisce accelerazioni spettrali più elevate rispetto allo studio di MS. Viceversa, lo spessore più elevato di coltre detritica comporta una maggiore amplificazione stratigrafica per periodi compresi tra 0.15-1 s nel modello adottato nello studio di MS.
Tali differenze derivano principalmente dalla necessità di omogeneizzare il dato puntuale derivante dalla prova DH ad un'area di vaste dimensioni, identificata dalla MOPS SA06. Naturalmente, se fossero state condotte altre prove puntuali all'interno dell'area sarebbero emerse ulteriori differenze riguardanti le condizioni stratigrafiche locali. Un'analisi di RSL volta a determinare il moto sismico atteso non può prescindere dalla definizione di un modello di sottosuolo specifico basato su prove eseguite in corrispondenza del sito stesso. D'altra parte, gli studi di MS si prefiggono lo scopo di identificare delle zone che globalmente si comportino in maniera omogenea. Le differenze stratigrafiche locali che possono emergere da studi di dettaglio possono infatti comportare, come nel caso dell'esempio riportato, notevoli differenze in termini di moto sismico atteso.

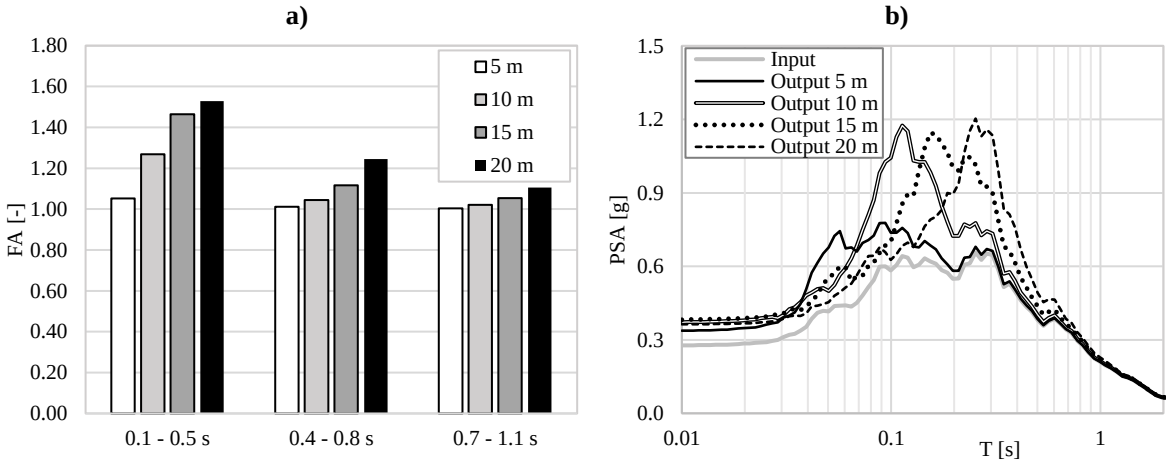

Figura 5: Risultati delle simulazioni numeriche 1D svolte nell'ambito dello studio di MS in termini di: a) FA in tre campi di periodi (0.1-0.5s, 0.4-0.8s e 0.7-1.1s); b) PSA (ξ=5%).

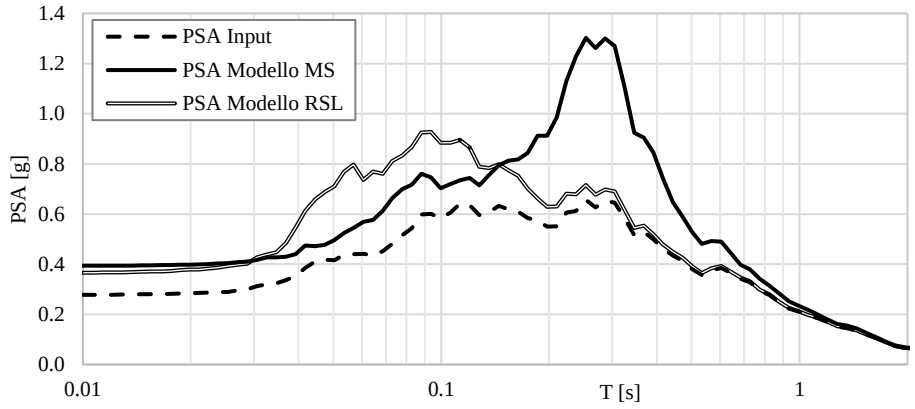

Figura 6: Confronto tra i risultati dello studio di MS ei risultati di un'analisi di RSL specifica (profilo DH) in termini di PSA (ξ=5%).

2. INCERTEZZE NELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE

La presente sezione mira a introdurre i principali aspetti relativi alle incertezze coinvolte nelle analisi di RSL, delineando le componenti che concorrono alla variabilità e fornendo una descrizione delle principali metodologie con cui esse possano essere affrontate e gestite.
In particolare, la trattazione si focalizza sulla complessità della gestione delle incertezze e sulle limitazioni di approcci semplificati, quale ad esempio quello proposto dall'Electric Power Research Institute, EPRI (2013), per i profili di V_S.

2.1. Considerazioni generali

È noto come le analisi di RSL siano caratterizzate da un notevole livello di complessità, che impone cautela nelle assunzioni e nell'interpretazione dei risultati. La difficoltà risiede non tanto nel numero di parametri coinvolti o negli approcci di analisi, bensì nel fatto che le grandezze coinvolte siano affette da incertezze.
La valutazione dell'effetto di tali incertezze e variabilità sui risultati delle analisi di RSL assume un ruolo fondamentale nelle applicazioni progettuali e negli studi probabilistici di RSL, soprattutto in presenza di marcate risposte non lineari (Stewart et al. 2014). In particolare, Bommer (2003) ha evidenziato come lo studio delle incertezze non serva tanto ad aumentare il grado di confidenza del progettista, quanto ad accrescere il suo livello di consapevolezza del fenomeno. Questa osservazione deve essere da guida per il lettore che si cimenta inizialmente nelle analisi di RSL. Deve inoltre essere ben chiaro come, nella dinamica dei terreni, non esista un'assunzione aprioristicamente "a favore di sicurezza". Per questi motivi, il progettista deve sviluppare un grado di consapevolezza adeguato, tramite l'esperienza e lo studio della disciplina.
L'approccio rigoroso prevede un'accurata attività di analisi e studio delle incertezze che si articola in tre fasi: identificazione, quantificazione e gestione.
D'altra parte, questa complessità spesso si scontra con l'esigenza di disporre di una valutazione in presenza di una o poche misure sperimentali in sito. Pertanto, alcune linee guida suggeriscono approcci semplificati per cogliere l'incertezza, ad esempio tramite l'applicazione di una traslazione al profilo medio di V_S, secondo una deviazione standard logaritmica pari a ±25% (EPRI 2013). Tali metodi presentano però delle limitazioni significative a causa delle ipotesi semplificative introdotte.
La prima parte di questa sezione descrive le tre fasi di cui sopra. Segue una digressione sulle specifiche fonti di incertezza nelle analisi di RSL. Infine, si riporta un caso studio riferito al sito di Mirandola, nel quale si valuta l'effetto delle incertezze sui risultati di tali analisi, in termini di funzione di trasferimento (rapporto tra lo spettro di Fourier valutato alla superficie del deposito e quella in input) e funzione di amplificazione (rapporto tra lo spettro di risposta valutato alla superficie del deposito e quello in input).
L'esempio evidenzia anche le limitazioni dell'approccio semplificato proposto dall'EPRI (2013) per la modellazione delle incertezze nei profili di V_S.

2.2. Studio delle incertezze

2.2.1. Identificazione delle incertezze: variabilità aleatoria e incertezza epistemica

Lo studio e l'identificazione delle incertezze si fonda sulla distinzione di due contributi principali: l'incertezza epistemica (IE) e la variabilità aleatoria (VA).
Una prima definizione di tali contributi è stata proposta da Toro et al. (1997). Secondo tale interpretazione, l'IE è conseguenza di una conoscenza non completa, di una lacuna di dati e/o di un'inadeguatezza dei dati sperimentali riguardo il fenomeno fisico in esame. Essa, in linea di principio, può essere ridotta attraverso la raccolta di informazioni aggiuntive o l'impiego di modelli più avanzati (e.g. Rathje et al. 2010, Rodriguez-Marek et al. 2014). La VA è, invece, dovuta alla natura imprevedibile degli eventi, in quanto esistono dei dettagli che non possono essere quantificati per effetto della naturale causalità. Di conseguenza, l'aggiunta di informazioni non consente una riduzione della VA, ma ne permette una stima più accurata.
Per cogliere la differenza tra queste due componenti, a titolo di esempio si possono analizzare le incertezze nella caratterizzazione del profilo di V_S (Toro et al. 1997). L'IE è il risultato di inappropriate o insufficienti misure e anche delle differenze tra i metodi geofisici impiegabili per la misura del profilo di V_S. La VA è, invece, frutto della variabilità spaziale delle caratteristiche meccaniche del suolo, che può non essere nota oppure potrebbe non essere modellabile all'interno di uno schema 1D di analisi. È però necessario segnalare che molte tecniche di misura coinvolgono un certo grado di media spaziale e ciò non rende possibile la piena separazione tra VA e IE (Teague and Cox 2016).
Questa osservazione evidenzia la mancanza di una netta linea di demarcazione tra le due componenti di incertezza. La distinzione, infatti, è chiara dal punto di vista teorico, ma la separazione tra le componenti non è fattibile in molte applicazioni (Passeri et al. 2019). Del resto, Budnitz et al. (1997) hanno evidenziato l'arbitrarietà della divisione tra componente epistemica e aleatoria, in quanto alcuni processi e parametri, la cui incertezza è di tipo aleatorio, potrebbero essere gestiti attraverso modelli più elaborati e/o ulteriori studi.
Tale limitazione è stata superata nello studio di Der Kiureghian and Ditlevsen (2009), i quali hanno assunto la possibilità di riduzione di tali fonti di variabilità come criterio base di separazione tra le componenti: l'IE può essere ridotta mediante l'accumulo di nuovi dati o l'introduzione di modelli più raffinati, mentre la VA non è intaccabile entro un intervallo di tempo accettabile. Questa interpretazione ammette dunque la riducibilità di ogni componente di incertezza, che si deve al progredire delle scienze, ma introduce anche una scala temporale per tenere conto di vincoli pratici che non consentono un completo approfondimento. Inoltre, tale distinzione è positiva dal punto di vista della trasparenza nei processi decisionali, in quanto rende esplicito il fatto che alcune componenti di variabilità (teoricamente riducibili) sono state lasciate inalterate per decisione dell'esperto che redige l'analisi.

2.2.2. Quantificazione e gestione delle incertezze

La quantificazione delle componenti della variabilità prevede un'analisi di dettaglio di ciascuna fonte di incertezza, muovendosi dalla scala globale del problema a una scala puntuale. Nell'ambito degli studi di rischio sismico, la scala spaziale del problema (ossia sorgente, percorso e condizioni di sito) rappresenta un contributo essenziale che deve interagire con la fase di quantificazione delle incertezze.

Nella gestione delle incertezze in campo sismico, si assume che le IE diano luogo a diverse curve di pericolosità e che le VA modifichino la forma della singola curva (Abrahamson and Bommer 2005). Di conseguenza, la gestione delle IE si basa su un approccio ad albero logico, nel quale il peso di ciascun ramo è assegnato in base al giudizio degli esperti. Le VA, invece, intervengono nella fase di aggregazione, all'interno dell'integrale usato per il calcolo del rischio sismico (Cornell 1968). Secondo Cornell, infatti, l'analisi probabilistica del rischio sismico è un processo che integra le VA (e.g. posizione e magnitudo di futuri terremoti) per calcolare la probabilità di eccedenza di una caratteristica di scuotimento in un sito in un dato periodo di tempo.

2.3. Fonti di incertezza nella risposta sismica locale

In accordo con gli studi di Idriss (2004) e di Rathje et al. (2010), si individuano sei elementi come fonte principale delle incertezze nei risultati delle analisi di RSL (Figura 7):

- Profilo delle velocità di propagazione delle onde di taglio (V_S);
- Curve di variazione del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento;
- Selezione degli input sismici;
- Modellazione del comportamento del terreno in condizioni dinamiche;
- Resistenza al taglio;
- Rapporto di smorzamento alle piccole deformazioni (D_{min}).

I dettagli circa la natura delle incertezze associate a ciascun elemento sono riportati in Tabella 3.

In seguito, si specificano quali siano gli effetti di ciascuno degli elementi, con riferimento ai primi quattro parametri, tipicamente ritenuti i più significativi nelle analisi di risposta sismica locale.

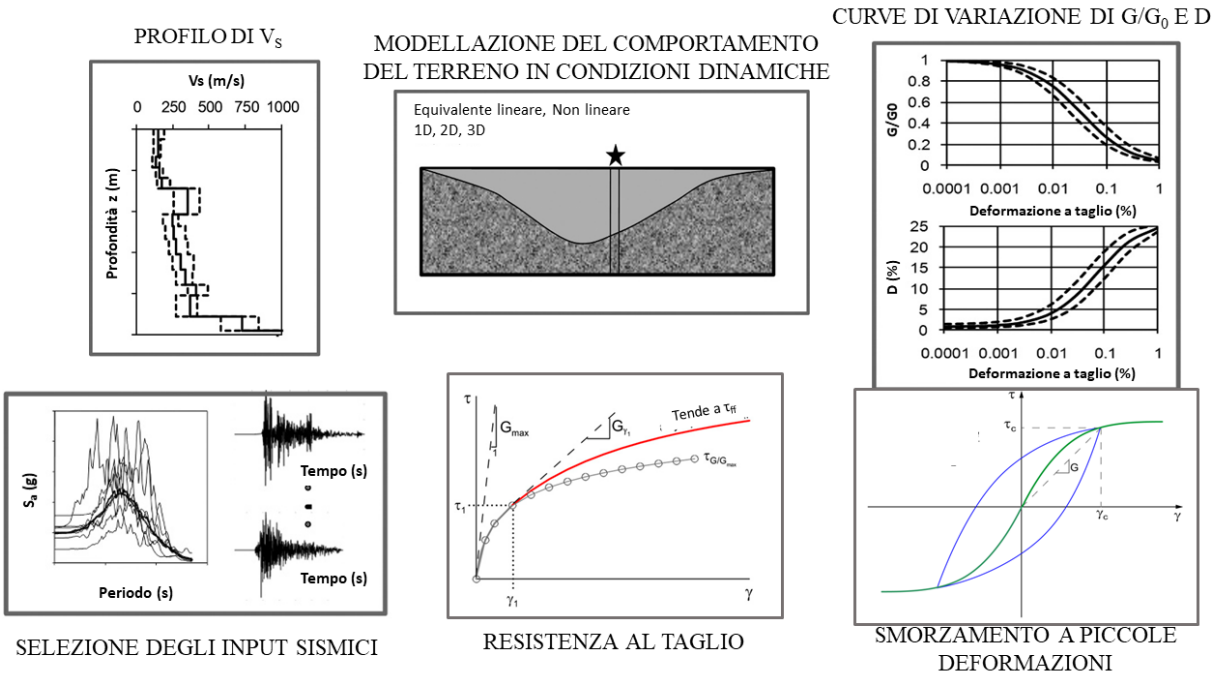

Figura 7: Principali fonti di incertezze epistemiche e variabilità aleatorie nelle analisi di risposta sismica locale, modificata da Rathje et al. (2010).

Tabella 3: Lista delle principali fonti di incertezza epistemica e variabilità aleatoria nelle analisi di risposta sismica locale.

		INCERTEZZE EPISTEMICHE	VARIABILITÀ ALEATORIE
Profilo di V_S		I diversi tipi di prova comportano una diversa entità e proporzione di incertezze epistemiche e variabilità aleatorie (Passeri et al. 2019), anche in funzione alla complessità del sito	
Curve di variazione		• Residui di regressione e caratteristiche specifiche del modello adottato (in caso di curve empiriche). • Limitazioni delle misure sperimentali (in caso di prove di laboratorio)	Indeterminazione di tali grandezze alla scala del sito, funzione della complessità geologica e dell'estensione dello studio (es. dipendenza dalla pressione di confinamento)
Selezione dell'input sismico		• Scelta del livello di pericolosità • Tipologia di spettro di riferimento ed accuratezza della spettrocompatibilità • Numero e tipo di input sismici selezionati • Coerenza con la condizione di riferimento • Effetti di campo vicino e lontano	Variabilità inclusa nel risultato di riferimento di pericolosità, ottenuto tramite analisi probabilistica. Per aree estese, sono necessari più valori di riferimento
Modellazione della comportamnento in condizioni dinamiche	**Equivalente Lineare**	• Parametri meccanici costanti nel tempo • Risposte fortemente non lineari (i.e., terreni sabbiosi soggetti a scuotimenti forti e ad alta frequenza) • Convergenza • Ipotesi di calcolo della deformazione efficace (SSR) • Analisi in tensioni totali	Nessuna variabilità aleatoria
	Nonlineare	• Schema numerico (e.g., approccio implicito o esplicito) • Formulazione dello smorzamento • Modello costitutivo e calibrazione dei parametri, soprattutto per i modelli con generazione di sovrappressioni interstiziali • Condizioni al contorno e spessore degli strati • Richiesta di esperienza specifica	
Resistenza a taglio		• Tipo di prova di laboratorio condotta e tensioni in sito • Legge di adattamento tra piccole deformazioni e grandi deformazioni o modellazione costitutiva	Indeterminazione di tali grandezze alla scala del sito, funzione della complessità geologica e dell'estensione dello studio (es. dipendenza dalla pressione di confinamento)
Smorzamento a piccole deformazioni		• Mancanza di una conoscenza rigorosa sull'entità dei fenomeni di dissipazione alla scala del sito, in particolar modo ad alte frequenze (ad esempio il fenomeno dello scattering delle onde sismiche comporta una maggiore attenuazione alla scala del sito) • Modello impiegato nelle analisi NL per lo smorzamento viscoso, in particolar modo ad alte frequenze	Parte dell'attenuazione geometrica è controllata dalla tridimensionalità della propagazione dell'onda sismica

2.3.1. Profilo di V_S

Rathje et al. (2010) e Field and Jacob (1993) hanno dimostrato che i parametri più influenti nelle analisi di RSL sono il profilo di V_S e le curve di variazione del modulo di rigidezza a taglio e del rapporto di smorzamento. In particolare, le incertezze assumono un ruolo chiave in presenza di strati deformabili superficiali, nei quali un incontrollato abbattimento di rigidezza potrebbe tradursi in una sovrastima del livello di dissipazione energetica, dando luogo a risultati non cautelativi. Questa problematica comporta la necessità di adottare un sistema coerente di correlazione tra le velocità (Rathje et al. 2010). Inoltre, l'effetto delle incertezze viene amplificato in presenza di forti contrasti di impedenza (Li and Assimaki 2010).
Pehlivan et al. (2016) hanno invece studiato l'effetto della VA nel profilo di V_S mediante randomizzazione di un campione di riferimento. All'aumentare del livello di variabilità di V_S, l'amplificazione si riduce mediamente mentre aumenta la relativa variabilità, comportando stime più gravose dell'azione sismica. Inoltre, è stato constatato che la variabilità di V_S è la principale responsabile delle elevate incertezze a bassi periodi di vibrazione negli spettri di risposta.

2.3.2. Curve di variazione del modulo di rigidezza e del rapporto di smorzamento

Li and Assimaki (2010) hanno sottolineato l'influenza sui risultati di RSL delle curve di variazione in presenza di depositi molto deformabili. Inoltre, il modello empirico adottato nelle simulazioni diventa rilevante in presenza di azioni sismiche elevate (Papaspiliou et al. 2012), mentre l'incertezza nelle curve è di secondo piano in aree a bassa sismicità (Pagliaroli et al. 2015). In particolare, Faccioli et al. (2015) hanno evidenziato che l'IE più rilevante deriva dal tipo di curva di variazione adottato, il quale esercita un'influenza anche più forte rispetto all'approccio di calcolo impiegato (lineare, equivalente lineare o non lineare), specialmente per valutazioni riferite a lunghi periodi di ritorno. Infatti, Régnier et al. (2016) suggeriscono di effettuare una scelta accurata della formulazione di letteratura e di effettuare un confronto con specifici risultati sperimentali.
Inoltre, Bahrampouri et al. (2018) hanno osservato che la randomizzazione delle curve di variazione risente fortemente delle condizioni di sito e della sismicità, in quanto la variabilità delle funzioni di trasferimento aumenta in presenza di siti deformabili soggetti a forti azioni sismiche.

2.3.3. Selezione dell'input sismico

I principali parametri che influenzano la funzione di amplificazione sono, in termini medi, l'accelerazione spettrale dell'input sismico e, in termini di variabilità, il numero di accelerogrammi considerati (Bazzurro and Cornell 2004). Quest'ultimo deve essere almeno pari a 10 per garantire un buon livello di stabilità alla soluzione (Rathje et al. 2010).
Faccioli et al. (2015) hanno introdotto una procedura efficace per la definizione degli input sismici, basata su un'accurata selezione di accelerogrammi registrati compatibili con lo spettro di risposta di riferimento. Gli accelerogrammi sono in seguito scalati iterativamente nel dominio delle frequenze, senza alterazione nella fase, in modo da migliorare l'adattamento con lo spettro target. Tale metodo si propone di conservare la natura fisica delle registrazioni.
Con riferimento alla natura dell'input sismico, Pehlivan et al. (2016) non hanno constatato significative differenze tra l'impiego di accelerogrammi registrati o di accelerogrammi artificiali, generati mediante la Random Vibration Theory. D'altra parte, la variabilità della

risposta ottenuta con il secondo approccio non può essere introdotta nell'analisi di rischio sismico, in quanto non rappresenta una reale variabilità tra più registrazioni (Bazzurro and Cornell 2004).

2.3.4. Modellazione del comportamento del terreno in condizioni dinamiche

Uno dei primi studi riguardanti le IE dovute all'approccio di modellazione del comportamento del terreno in condizioni dinamiche è quello di Hartzell et al. (2004), che ha evidenziato una deviazione tra modelli equivalenti lineari (EQL) e non lineari (NL) crescente al diminuire della rigidezza del deposito. Da questa osservazione è scaturita la raccomandazione di impiegare approcci NL in caso di depositi deformabili soggetti a forti azioni sismiche, in cui altrimenti si otterrebbe una sovrastima della risposta (Baise et al. 2011).
Una valutazione rigorosa, che prevede il confronto di diverse analisi con registrazioni in profondità, è stata condotta da Kwok et al. (2008) e da Stewart and Kwok (2008). Gli studi hanno evidenziato come sia i metodi EQL sia i metodi NL diano luogo a sovra-smorzamento a bassi periodi, più marcato nei primi rispetto ai secondi. Una possibile causa è l'impiego di valori di rigidezza e smorzamento costanti nel tempo, che si associano alle basse frequenze e sono sovrastimati ad alte frequenze (Kaklamanos et al. 2013).
Rathje and Kottke (2011) hanno evidenziato le differenze epistemiche tra i risultati ottenuti da approcci EQL e NL, al variare della frequenza. Ad alte frequenze (superiori a 25 Hz), lo schema NL dà luogo ad una minore amplificazione a causa dell'incoerenza di fase nello scuotimento introdotta in tale approccio. A frequenze intermedie (tra 5 Hz e 25 Hz), la situazione si ribalta a causa del sovra-smorzamento da parte dell'approccio EQL. In condizione di risonanza, si osserva una minore amplificazione da parte degli approcci NL, probabilmente a causa delle continue variazioni di rigidezza del terreno.
Diversi studi hanno provato a introdurre dei limiti di applicabilità dei diversi approcci di analisi, stimando le incertezze epistemiche. Kaklamanos et al. (2013) hanno individuato una soglia nel livello di deformazione, pari a 0.1%, oltre la quale le analisi lineari comportano una sovrastima della risposta. Assimaki and Li (2012) hanno individuato dei parametri di sito e di scuotimento che suggeriscono a priori una risposta fortemente non lineare da parte del deposito. Kim et al. (2016), riprendendo questi studi, introducono un parametro sintetico di previsione della divergenza tra approccio EQL e NL, definito nel seguente modo:

$$\gamma_{est} = \frac{PGV_{input}}{V_{S,30}} \qquad (4)$$

Il confronto di tale parametro con un valore soglia consente una valutazione aprioristica del metodo di analisi più indicato.
In ultimo, Régnier et al. (2016) riportano una valutazione della variabilità nel metodo NL dovuta all'algoritmo di calcolo, individuando una deviazione standard logaritmica indipendente dal periodo di vibrazione pari a 0.1.

2.4. Caso studio: Mirandola

2.4.1. Descrizione dei dati

La stratigrafia nel sito di Mirandola è composta da un'alternanza di strati teneri in argilla limosa e di orizzonti sabbiosi nei primi 100 m di profondità, i quali poggiano su un substrato geologico di depositi marini e di transizione. Le analisi sismiche hanno coinvolto prove invasive e non e

hanno consentito una classificazione del sito secondo la classe C delle norme NTC2018 (deposito profondo con $V_{S,eq}$ tra 180 e 360 m/s). Ulteriori dettagli sulla caratterizzazione del suolo sono disponibili in Garofalo et al. (2016), che riporta i risultati del progetto InterPACIFIC.

Lo studio ha considerato soltanto profili di V_S caratterizzati da un marcato contrasto di impedenza in profondità. Questo vincolo ha portato alla selezione di 8 modelli da prove invasive (prove Cross-Hole, Down-Hole e P-S suspension loggings) (Figura 8.a) e 12 da prove non invasive per onde superficiali (Figura 8.b). Indipendentemente da questo, i profili ottenuti con le diverse prove ricadono entro i profili definiti secondo le linee guida EPRI (2013) e ottenuti tramite traslazione del profilo medio secondo una deviazione standard logaritmica ($\sigma_{ln(Vs)}$) pari a 0.25. Questi particolari profili saranno in seguito indicati come "modelli statistici".

Il confronto tra i modelli (Figura 9) consente di effettuare una stima della variabilità inter-metodo, che evidenzia un buon grado di accordo tra i profili medi ottenuti dalle prove e il modello di riferimento. Tale modello, proposto da Laurenzano et al. (2017), è stato stimato in modo da adattarsi al meglio alla funzione di trasferimento empirica misurata nel sito. La deviazione standard di V_S presenta un picco tra 50 m e 80 m per le prove invasive e un costante incremento con la profondità per le prove non invasive, in coerenza con la riduzione della loro capacità di risoluzione a grandi profondità. In ogni caso, i valori ottenuti sono nettamente inferiori rispetto al valore costante e indipendente dalla profondità proposto dall'EPRI (2013), pari a 0.25.

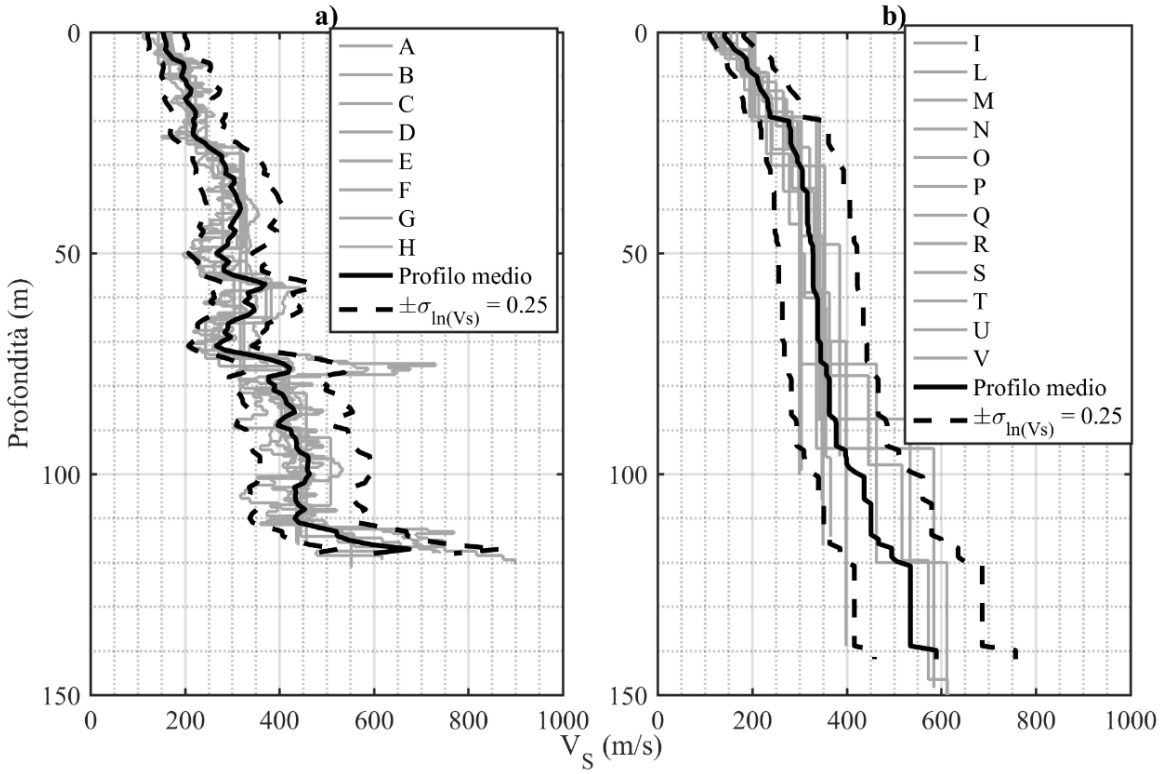

Figura 8: Profili di V_S da prove invasive (a) e da prove non invasive (b).

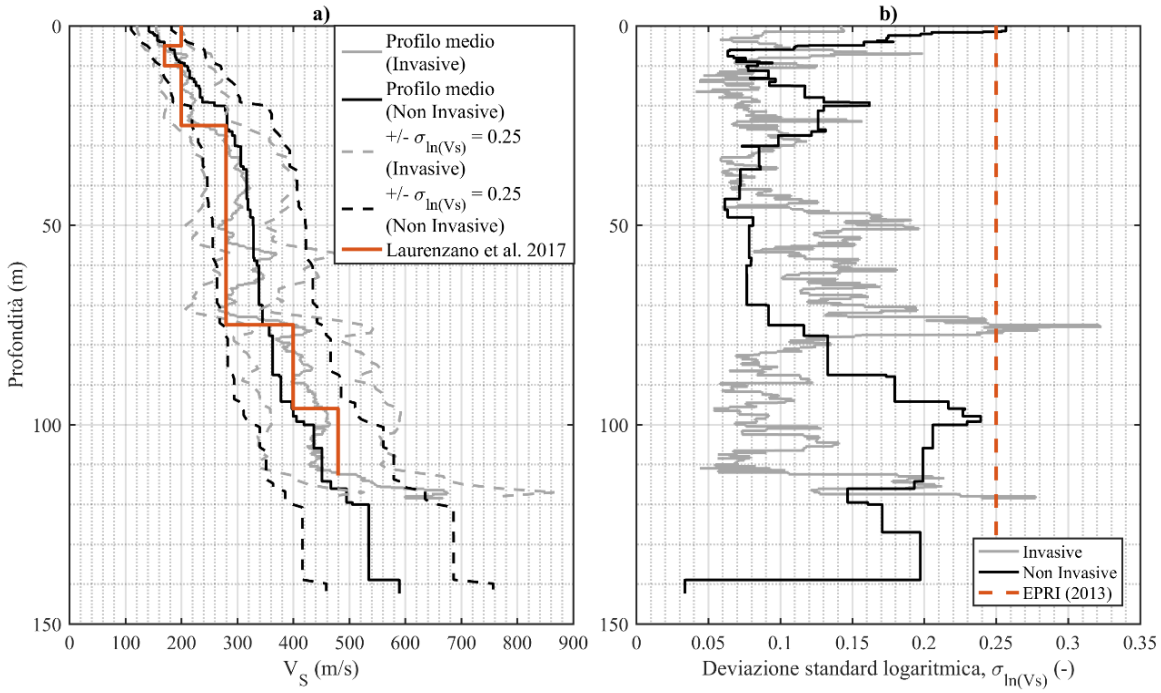

Figura 9: Profilo medio (a) e deviazione standard logaritmica (b) dei profili di V_S da prove invasive e non invasive.

2.5. Analisi della risposta sismica

2.5.1. Risposta visco-elastica lineare

Ogni profilo di V_S è stato oggetto di un'analisi visco-elastica lineare, che ha consentito di impostare un confronto tra le funzioni di trasferimento calcolate per ogni profilo sperimentale, come mostrato in Figura 10.a-b. Il confronto considera anche la frequenza media di picco misurata nelle prove HVSR nell'ambito del progetto InterPACIFIC. Le funzioni sono coerenti tra loro e sono caratterizzate da valori di ampiezza decisamente elevati a causa dell'impiego del rapporto di smorzamento a piccole deformazioni proposto da Darendeli (2001). Tale valore, ottenuto da prove di laboratorio, non tiene conto di aspetti come l'attenuazione radiale e la riflessione (backscattering), che contribuiscono allo smorzamento apparente in sito (Zalachoris and Rathje 2015). Inoltre, le frequenze fondamentali di risonanza ottenute dalle prove sono compatibili con il valore risultante dalla prova HVSR e con le frequenze proprie della funzione di trasferimento empirica (Figura 10.c).
Focalizzandosi sui modelli statistici, questi esibiscono frequenze di risonanza al di fuori del range corrispondente ai modelli misurati. Questa osservazione dimostra che i profili statistici non riproducono adeguatamente il comportamento del deposito a bassi livelli deformativi.

2.5.2. Analisi equivalenti lineari

Le analisi EQL sono state effettuate per due collezioni di accelerogrammi aventi diverso livello di sismicità, con accelerazione di picco (PGA) pari a 0.1g e 0.5g. La risposta è stata valutata in termini di spettro di risposta in accelerazione in superficie e di funzione di amplificazione, confrontando i risultati dei modelli sperimentali, del modello di riferimento e dei modelli statistici (Figura 11 e Figura 12).

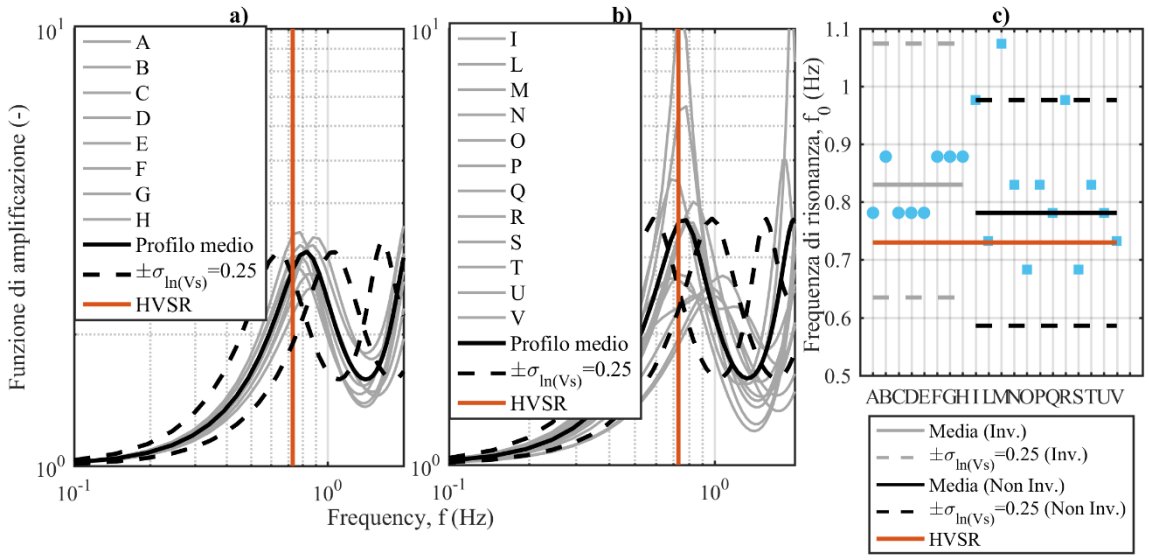

Figura 10: Risultati delle analisi EL: funzioni di trasferimento ottenute da prove invasive (a) e non (b) e confronto tra le frequenze di risonanza e il risultato della prova HVSR (c).

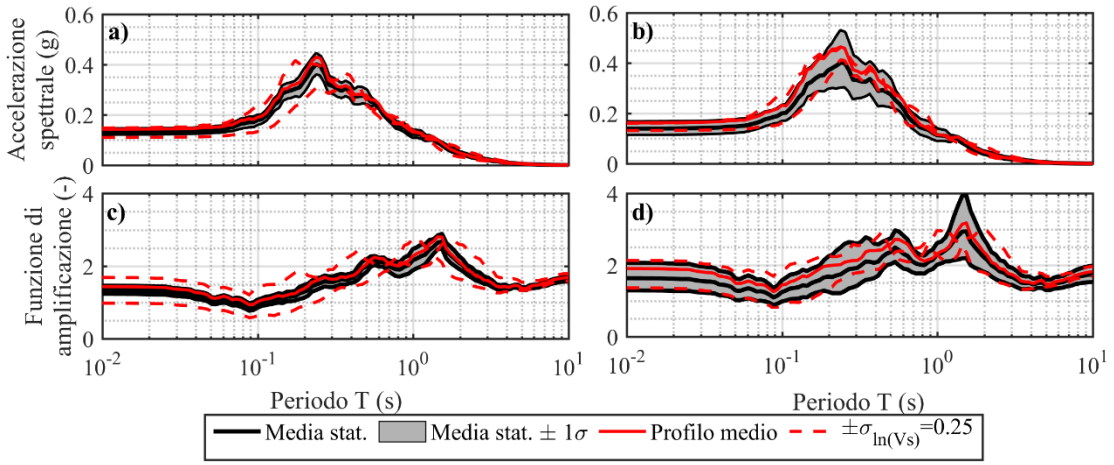

Figura 11: Accelerazioni spettrali e funzioni di amplificazione ottenute da analisi EQL a bassa sismicità per prove invasive (a-c) e prove non invasive (b-d).

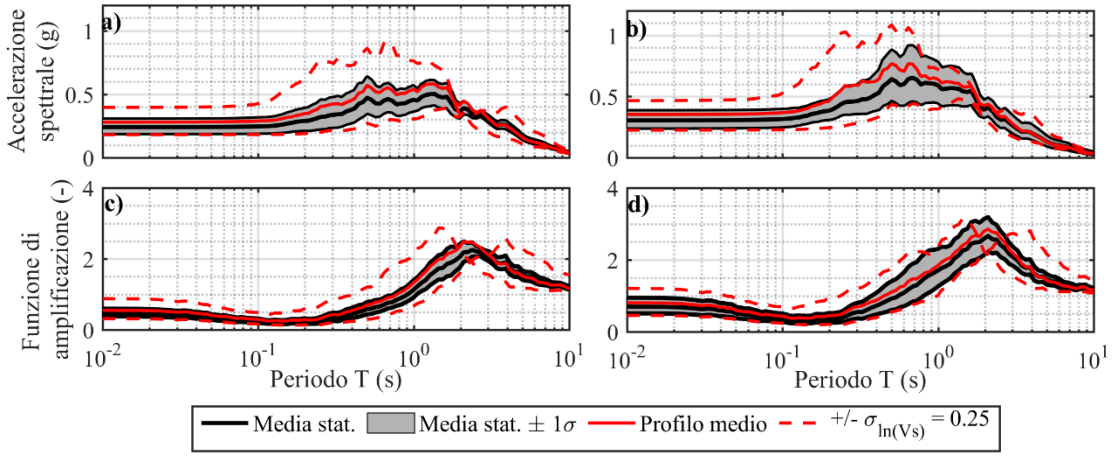

Figura 12: Accelerazioni spettrali e funzioni di amplificazione ottenute da analisi EQL a elevata sismicità per prove invasive (a-c) e prove non invasive (b-d).

A bassi livelli di sismicità (Figura 11), sussistono delle piccole differenze tra la risposta spettrale del profilo medio e la media statistica dei singoli modelli, i quali comunque forniscono spettri di risposta coerenti. I modelli statistici, d'altra parte, presentano un risultato non compatibile con i modelli sperimentali in termini di frequenza di risonanza, a causa della loro inefficacia nella valutazione dell'incertezza epistemica (Teague and Cox 2016) e della loro incoerenza rispetto al dato sperimentale (picchi di HVSR e funzione di trasferimento empirica). Sotto elevate azioni sismiche (Figura 12), l'effetto delle variabilità inter-metodo sulla risposta è più marcato, si osserva infatti una maggiore differenza tra la risposta del profilo medio e la media statistica delle risposte, pur rimanendo entro l'intervallo definito da una deviazione standard. Inoltre, l'incompatibilità dei modelli statistici è ancor più spiccata, in quanto il risultato mostra anomalie in termini sia di contenuto in frequenza sia di ampiezza.
In seguito, è stato effettuato un confronto tra i risultati ottenuti a partire da prove invasive e non, in termini di media e deviazione standard logaritmica delle funzioni di amplificazione (Figura 13.a-b). Si come i profili derivati da prove invasive diano luogo a una minore ordinata della funzione di amplificazione. I primi, infatti, presentano picchi e irregolarità nel profilo di deformazione massima a taglio (γ_{max}, mostrato con riferimento alla collezione di input a bassa sismicità - Figura 13.c) che implicano maggiore smorzamento e minore amplificazione. Queste irregolarità sono figlie delle irregolarità nel profilo di V_S ricavato con le prove invasive (Figura 8.a).
Focalizzandosi sulla deviazione standard, gli input a maggiore sismicità danno luogo a una maggiore variabilità delle funzioni di amplificazione, soprattutto intorno al periodo dominante degli input, pari a 0.25 s.

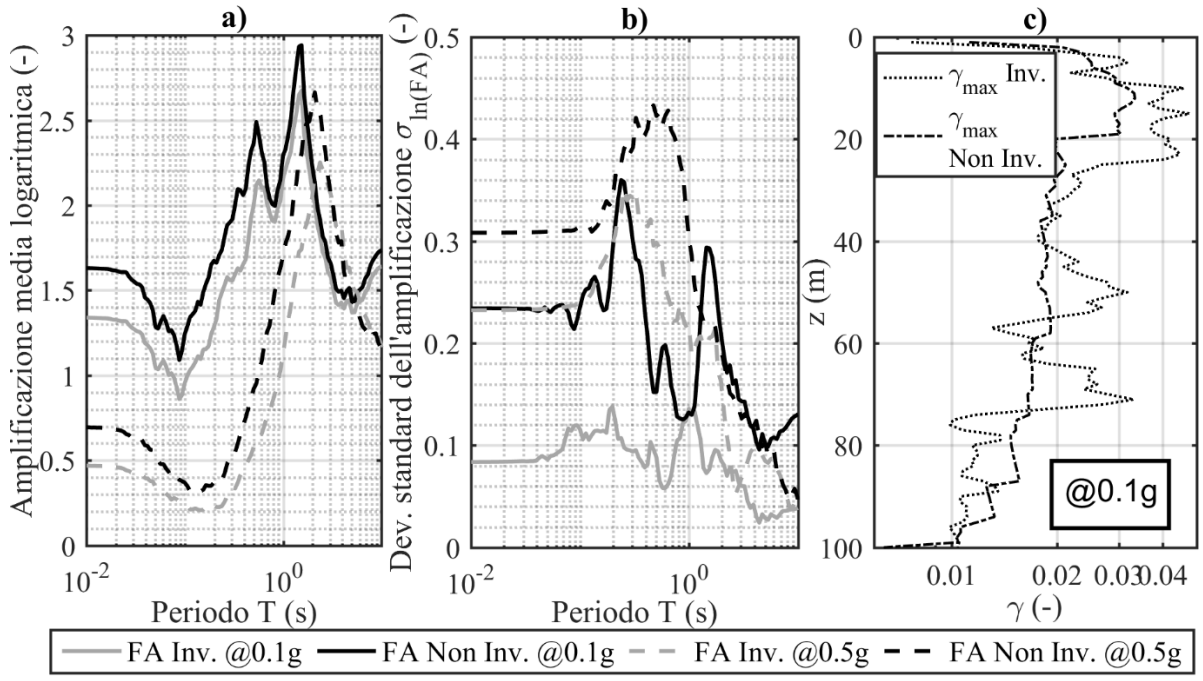

Figura 13: Ordinate medie (a) e deviazione standard logaritmica (b) degli spettri di risposta e c) profilo di massima deformazione (@ 0.1g).

Tabella 4: Valore medio e deviazione standard dei parametri di scuotimento in superficie per il sito di Mirandola.

	PGA = 0.1 g				**PGA = 0.5 g**			
	Invasive		Non invasive		Invasive		Non invasive	
	Media	σ_{ln}	Media	σ_{ln}	Media	σ_{ln}	Media	σ_{ln}
PGA	0.13 g	0.07	0.14 g	0.17	0.24 g	0.23	0.31 g	0.22
Intensità di Arias	0.21 m/s	0.10	0.23 m/s	0.30	2.06 m/s	0.27	2.88 m/s	0.42
Intensità di Housner	45.48 cm	0.02	42.91 cm	0.10	212.07 cm	0.15	241.69 cm	0.20

Come sintesi dei risultati, in Tabella 4 sono riportati i valori medi e le deviazioni standard (calcolati assumendo una distribuzione logaritmica) di tre parametri di scuotimento: PGA, intensità di Arias e intensità di Housner. L'accelerazione di picco mostra un incremento nella media e nella deviazione standard quando si passa a livelli di sismicità più elevati e a prove non invasive. L'intensità di Arias e l'intensità di Housner, invece, presentano minori differenze, mostrando un buon livello di coerenza inter-metodo, grazie al buon livello di accordo tra gli spettri di risposta in pseudo-velocità nel range di periodi di interesse ingegneristico, tra 0.1 s e 2.5 s. D'altra parte, si osserva comunque un incremento nell'influenza delle IE all'aumentare della sismicità, per effetto del comportamento non lineare.
Questo esempio consente di evidenziare il ruolo che assumono le IE e il modo con cui esse possano essere gestite all'interno di un'analisi di RSL. Inoltre, esso ha sottolineato le limitazioni dell'approccio statistico proposto dall'EPRI (2013). Del resto, tale assunzione implica una perfetta correlazione tra le velocità in ogni strato (Toro 1995). Questa ipotesi è innaturale, come confermato dall'incompatibilità tra i profili ottenuti con misure in sito quali dati di dispersione, curve HVSR (Teague et al. 2018) e/o funzioni di trasferimento empiriche. La compatibilità è un requisito fondamentale, in quanto il comportamento di un deposito di terreno a piccoli livelli deformativi (colto dalle misure in sito) dipende principalmente dal profilo di velocità.

3. RISPOSTA SISMICA LOCALE: ASPETTI NORMATIVI

La valutazione degli effetti di sito è di rilevante importanza nella definizione dell'azione sismica di progetto. A tal proposito, negli ultimi anni, sono stati proposti diversi approcci volti alla stima semplificata della RSL.
Nel seguito è riportata una valutazione dei metodi semplificati proposti nelle nuove NTC2018. Il metodo adottato si basa su simulazioni lineari viscoelastiche equivalenti (EQL) effettuate su un database di modelli 1D di sottosuolo, generati secondo una procedura stocastica. L'input sismico di riferimento consiste in diversi set di accelerogrammi mediamente spettro-compatibili, riferiti a siti caratterizzati da livelli di sismicità crescenti. L'analisi dei risultati ottenuti ha permesso di valutare le previsioni proposte dalla normativa mediante parametri sintetici dell'amplificazione sismica, in termini di attendibilità e dispersione.

3.1. Approcci di normativa per la risposta sismica locale

Le più recenti versioni delle normative per le costruzioni richiedono il rispetto di determinati requisiti di sicurezza e funzionalità del costruito in presenza di azioni sismiche. L'entità di tale azione costituisce un parametro di primaria importanza in chiave progettuale, in quanto essa consente di individuare il livello di sollecitazione cui può essere soggetta la struttura e dunque la domanda a cui essa è chiamata a rispondere. Il suo valore dipende delle condizioni sismo-tettoniche e geologiche del sito di interesse.

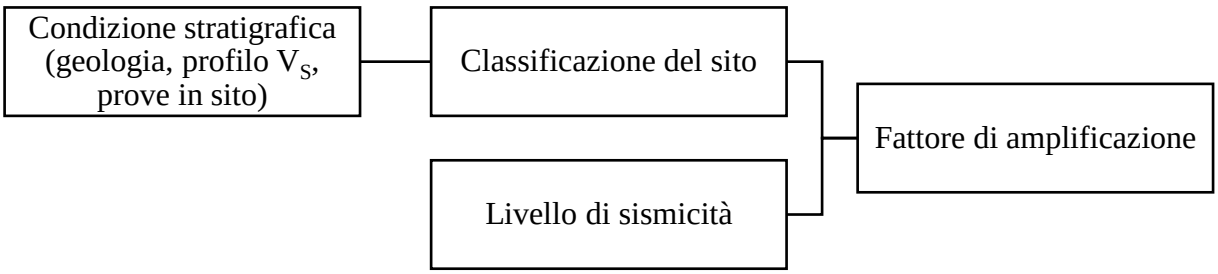

Figura 14: Schema del principio dell'approccio di normativa per gli effetti di sito.

La valutazione rigorosa dell'azione sismica richiede l'esecuzione di una dettagliata campagna di caratterizzazione del contesto geologico e sismo-tettonico del sito e il ricorso a sofisticati metodi di analisi. Questo prevedrebbe l'impiego di risorse spesso non disponibili nelle attività di progettazione ordinaria o incompatibili in fase di studio di fattibilità. Al fine di risolvere questa criticità, diverse normative sismiche suggeriscono un approccio semplificato per la valutazione della RSL, che applica uno o più coefficienti di amplificazione all'azione sismica valutata in una condizione geologica standard (tipicamente, affioramento roccioso pianeggiante). I coefficienti sintetizzano al loro interno il fenomeno dell'amplificazione sismica e manifestano le due dipendenze fondamentali della risposta sismica locale (Figura 14).
Da una parte, i coefficienti dipendono dalla condizione geologica del sito, in quanto il profilo di rigidezza e il contrasto di impedenza costituiscono una prima causa di amplificazione delle onde sismiche. A causa della complessità nella descrizione della tipologia di deposito, le normative introducono uno schema di classificazione del sito, che raggruppa differenti condizioni in classi omogenee dal punto di vista della risposta sismica.
Dall'altra parte, i coefficienti dipendono anche dal livello di sismicità atteso, poiché per effetto della non linearità, la dissipazione di energia induce una riduzione dell'amplificazione sismica per scuotimenti elevati.
Questa strategia introduce una forte semplificazione, in quanto condensa un fenomeno complesso e marcatamente non lineare all'interno di un numero limitato di parametri che modificano la forma dello spettro di risposta. Di conseguenza, il metodo porta dietro di sé alcune limitazioni, le quali possono essere ricondotte a due fronti specifici.
Una delle principali problematiche è costituita dal criterio di classificazione del sito e, in particolare, dal sistema di parametri descrittori della condizione litostratigrafica. Trattandosi di un approccio semplificato, vi è la necessità di schematizzare in pochi parametri un grande numero di informazioni sulle caratteristiche del deposito, quali la stratigrafia, la granulometria, la rigidezza, il comportamento del materiale in condizioni dinamiche, etc. Borcherdt (1994) ha osservato che l'amplificazione sismica risente principalmente dalla rigidezza degli strati superficiali di sottosuolo, fino a 30 m di profondità. Pertanto, egli ha proposto un sistema di classificazione fondato sul corrispondente valore di velocità equivalente delle onde di taglio ($V_{S,30}$), schema che è stato in seguito ripreso in numerose normative (e.g. EC8-1, NTC2008, NEHRP).
D'altra parte, numerosi studi hanno messo in evidenza le limitazioni correlate a questo parametro, in quanto descrive soltanto una caratteristica del deposito e non consente di tenere in conto di altri aspetti importanti che intervengono nel fenomeno dell'amplificazione sismica, come la frequenza di risonanza del deposito (e.g. Pitilakis et al. 2013). Inoltre, tale schema tende a trascurare aspetti propri del comportamento non lineare del materiale, nel quale possono assumere ruolo primario parametri come l'indice di plasticità (Ciancimino et al. 2018).

Un secondo elemento di criticità riguarda i valori dei coefficienti di amplificazione. Il loro valore è il risultato di un'analisi empirica svolta su una collezione di registrazioni accelerometriche in diverse condizioni di sito, nel quale si è effettuato un confronto tra le accelerazioni su deposito e le accelerazioni misurate in condizioni geologiche standard (e.g. Rey et al. 2002). Il confronto ha consentito la definizione di una distribuzione dei coefficienti di amplificazione per i quali si è selezionato un valore cautelativo. Purtroppo, le banche dati accelerometriche non sono complete di tutte le casistiche e si manifestano lacune per alcune condizioni geologiche e per alcuni livelli di sismicità. Di conseguenza, è possibile riscontrare situazioni in cui la previsione di normativa si discosta da dati empirici o da risultati analitici.
Queste considerazioni hanno spinto numerosi autori a sollevare perplessità riguardo l'impianto normativo, spingendo verso importanti modifiche, ad es. introducendo in modo esplicito la componente di variabilità nell'amplificazione.
Questa sezione propone un caso studio nel quale si è effettuato un confronto tra una collezione di analisi numeriche di RSL e l'impianto normativo delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018). Questa attività consente di impostare un confronto tra i due approcci di analisi degli effetti di sito, evidenziando aspetti positivi e criticità del metodo standard. Maggiori dettagli su tale studio sono disponibili in Aimar et al. (2018).

3.2. Caso studio: analisi stocastica di risposta sismica locale

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018) mantengono alcuni aspetti principali dell'approccio di stima dell'amplificazione sismica proposto nella versione precedente (NTC2008). In particolare, i coefficienti di amplificazione sono rimasti invariati sia nel significato fisico sia nel valore numerico. La novità sostanziale riguarda il sistema di classificazione del sottosuolo: sono sempre presenti 5 categorie di sottosuolo (A, B, C, D, E), ma la classificazione è ora funzione della profondità del bedrock sismico H e di un nuovo parametro di velocità equivalente del deposito di terreno ($V_{S,eq}$). Tale valore è pari alle velocità equivalente della colonna di terreno nel caso di depositi superficiali con profondità inferiore a 30 m; in caso contrario, esso è uguale a $V_{S,30}$. Grazie a questa nuova definizione, che tiene direttamente in conto della posizione del bedrock sismico, la velocità equivalente assume un significato più realistico e "fisico", soprattutto nell'ambito dei depositi superficiali.
Al fine di valutare l'attendibilità e l'efficacia del nuovo impianto normativo, è stato impostato un confronto con un database stocastico di RSL, che raccoglie i risultati di 3.202.500 analisi numeriche 1D di amplificazione sismica. Le simulazioni sono state effettuate su una collezione di 91.500 modelli di sottosuolo soggetti a un insieme di input sismici, rappresentativi di diverse condizioni di sismicità nel territorio italiano. L'approccio adottato è il modello EQL (Idriss and Seed 1968), con il supporto del codice di calcolo SHAKE91 (Sun and Idriss 1992).
Il confronto sintetico tra la distribuzione risultante del database e i valori di normativa dei fattori di amplificazione ha consentito di analizzare elementi di criticità quali l'effetto della variabilità, il ruolo delle inversioni di velocità e di altri parametri geotecnici sulla risposta sismica.
In seguito, si illustreranno le modalità di generazione del database di modelli di sottosuolo e i criteri di selezione degli input sismici, a cui seguirà un'illustrazione dei risultati ottenuti.

3.2.1. Generazione dei modelli di sottosuolo e selezione degli input sismici

La procedura impiegata per la generazione dei modelli di sottosuolo consiste nella randomizzazione di una collezione di 252 profili stratigrafici reali (Figura 15.a), attraverso una simulazione Monte-Carlo. La generazione di profili di V_S rispetto alla profondità segue la

procedura introdotta da Passeri (2019), adottando i parametri statistici proposti da Toro Toro (1995).
I modelli generati sono stati poi oggetto di una selezione rispetto alle categorie di sottosuolo definite nella normativa, in modo da garantire l'omogeneità nella distribuzione dei modelli. A tal scopo, ogni singola categoria di sottosuolo, rappresentata da una regione nel dominio $V_{S,eq}$-H, è stata discretizzata secondo un sistema di 100 blocchi con uguali dimensioni, come mostrato in Figura 15.b. A ciascun blocco è assegnato un numero massimo di modelli che può contenere al suo interno, pari a 200 elementi. Un'eccezione è rappresentata dai blocchi che costituiscono la porzione triangolare superiore della regione che rappresenta la classe B, in cui il numero è ridotto a 20 in quanto rappresenta condizioni di deposito inconsuete (es. stratificazioni profonde in roccia alterata).
Il risultato è una collezione di 91.500 modelli 1-D di sottosuolo, che mira a rappresentare in egual misura diverse possibili condizioni di sito di interesse ingegneristico.
In seguito, si è proceduto all'assegnazione del tipo di materiale a ogni strato del modello, in funzione del valore di velocità V_S e della profondità, attraverso l'applicazione inversa della formula empirica di Ohta and Goto (1978). Tale passaggio consente la definizione delle curve non lineari di riferimento, tratte dai seguenti modelli di letteratura: modello di Darendeli (2001) nel caso di materiali sabbiosi e argillosi; modello di Rollins et al. (1998) nel caso di materiali ghiaiosi; modello di Sun and Idriss (1992) nel caso di materiali rocciosi. Infine, si sono attribuite le rimanenti grandezze utili per le analisi di risposta sismica locale, quali il peso unitario, l'indice di plasticità, il grado di sovraconsolidazione, il coefficiente di spinta a riposo e la profondità di falda, secondo la procedura adottata in Ciancimino et al. (2018).
L'azione sismica è rappresentata da una collezione di storie temporali di accelerazione al suolo che mirano a coprire la gamma delle caratteristiche di sismicità del territorio italiano.
Si è fatto riferimento a 5 siti (Tabella 5) aventi un diverso livello di sismicità, per ciascuno dei quali si sono selezionati 7 accelerogrammi naturali compatibili con lo spettro elastico di riferimento (T_R=475 anni) nel campo di periodi tra 0.02 s e 2 s. La selezione degli input sismici dalle principali banche dati nazionali e internazionali (ITACA, ESM, ESD e NGA-West2) è stata effettuata nel rispetto del criterio di sismo-compatibilità, garantendo la spettro-compatibilità mediante l'ausilio del software Inspector (Acunzo et al. 2014).

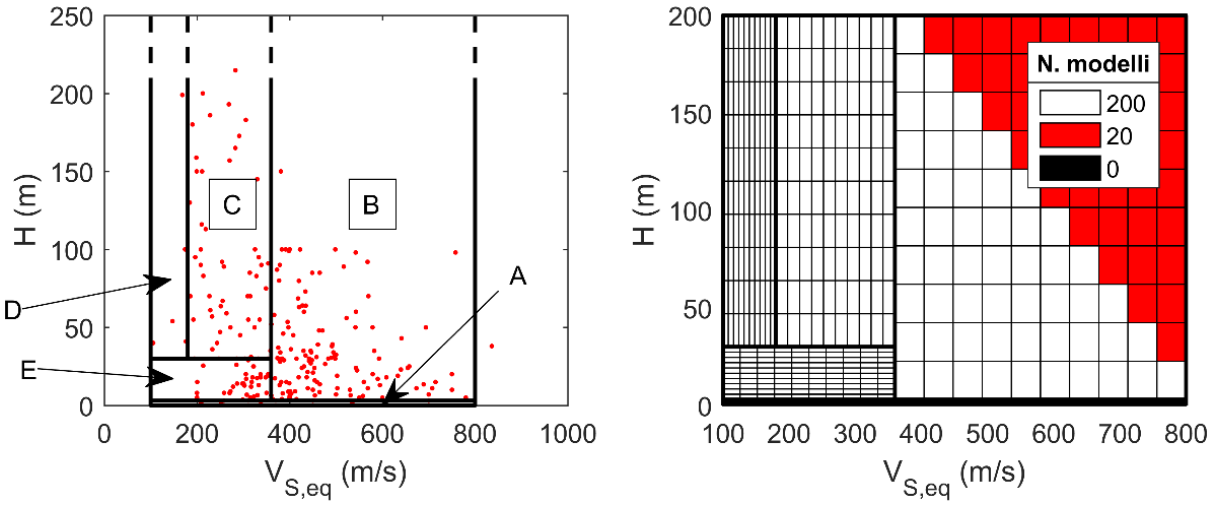

Figura 15: a. Profili di partenza e b. Schema di ricampionamento.

Tabella 5: Posizione geografica e parametri di pericolosità dei siti di riferimento.

Località	Latitudine	Longitudine	a_g [m/s^2]	F_0 [-]	T_C^* [s]
Termeno S.V.	46°.36 N	11°.24 E	0.540	2.611	0.343
Godrano	37°.83 N	13°.42 E	1.159	2.487	0.323
Urbino	43°.68 N	12°.59 E	1.739	2.445	0.327
San Severo	41°.72 N	15°.43 E	2.073	2.455	0.334
Atina	41°.63 N	13°.75 E	2.545	2.343	0.340

3.2.2. Risultati e discussione

3.2.2.1. Confronto tra i risultati delle analisi e i valori di normativa

Nel seguito si mostrano i risultati dello studio, nel quale si è impostato un confronto tra l'amplificazione sismica risultante dal database stocastico e il valore previsto dalle formulazioni di normativa.
Il confronto richiede l'introduzione di un parametro sintetico in grado di descrivere l'amplificazione sismica. A tal fine, è stato impiegato il fattore globale di amplificazione spettrale SA, definito secondo la formulazione integrale introdotta da Rey et al. (2002).

$$SA = \frac{I_s}{I_i}, \qquad I = \int_{0.05}^{2.5} S_e(T)dT \tag{5}$$

Come mostrato in (5), il fattore è il rapporto tra le intensità spettrali valutate in superficie del deposito e in input. L'intensità spettrale I è calcolata come integrale dello spettro di risposta $S_e(T)$ nell'intervallo di periodi tra 0.05 s e 2.5 s.
Tale parametro riassume al suo interno tutte le variazioni, sia di forma che di ampiezza, che subisce lo spettro di risposta. Inoltre, essendo calcolato considerando un vasto intervallo di periodi di interesse ingegneristico, esso consente di valutare l'affidabilità delle prescrizioni di normativa per le applicazioni di natura strutturale.
Effettuando il confronto per ciascuna categoria di sottosuolo in ogni sito di riferimento (Figura 16), si evidenzia come le prescrizioni di norma tendano a restituire una stima in eccesso rispetto alla distribuzione dei risultati delle analisi numeriche. In particolare, i valori proposti nelle NTC2018 restituiscono una stima dell'amplificazione sismica abbastanza in linea con la media dei risultati nel caso di suoli poco deformabili (categorie B e C). Al contrario, si constata una sovrastima dell'amplificazione sismica nelle categorie D ed E, con uno scostamento più marcato nella prima. L'esito del confronto risente anche del sito di riferimento e dunque del livello di sismicità: all'aumentare dell'accelerazione di picco attesa in sito, infatti, la previsione di normativa si riduce progressivamente, in quanto tiene conto della non linearità nel comportamento del suolo e della conseguente minore amplificazione. D'altra parte, l'abbassamento che si osserva nei risultati è più significativo. Pertanto, all'aumentare della sismicità, le NTC2018 tendono a restituire un risultato maggiormente cautelativo di amplificazione sismica.
Il confronto evidenzia dunque un buon livello di affidabilità dei fattori di amplificazione proposti da normativa, in quanto questi tendono a dar luogo a una stima mediamente a favore di sicurezza rispetto alla distribuzione dei risultati. Il valore di norma, infatti, corrisponde a un percentile della distribuzione che oscilla da circa 50% (categoria C nel sito di Termeno sulla Strada del Vino) a quasi 100% (categoria D nel sito di Urbino). Alla luce di questo, si potrebbe concludere che la norma fornisca una stima cautelativa dell'azione sismica rispetto ai risultati delle analisi, giustificando così la sua efficacia per le applicazioni progettuali.

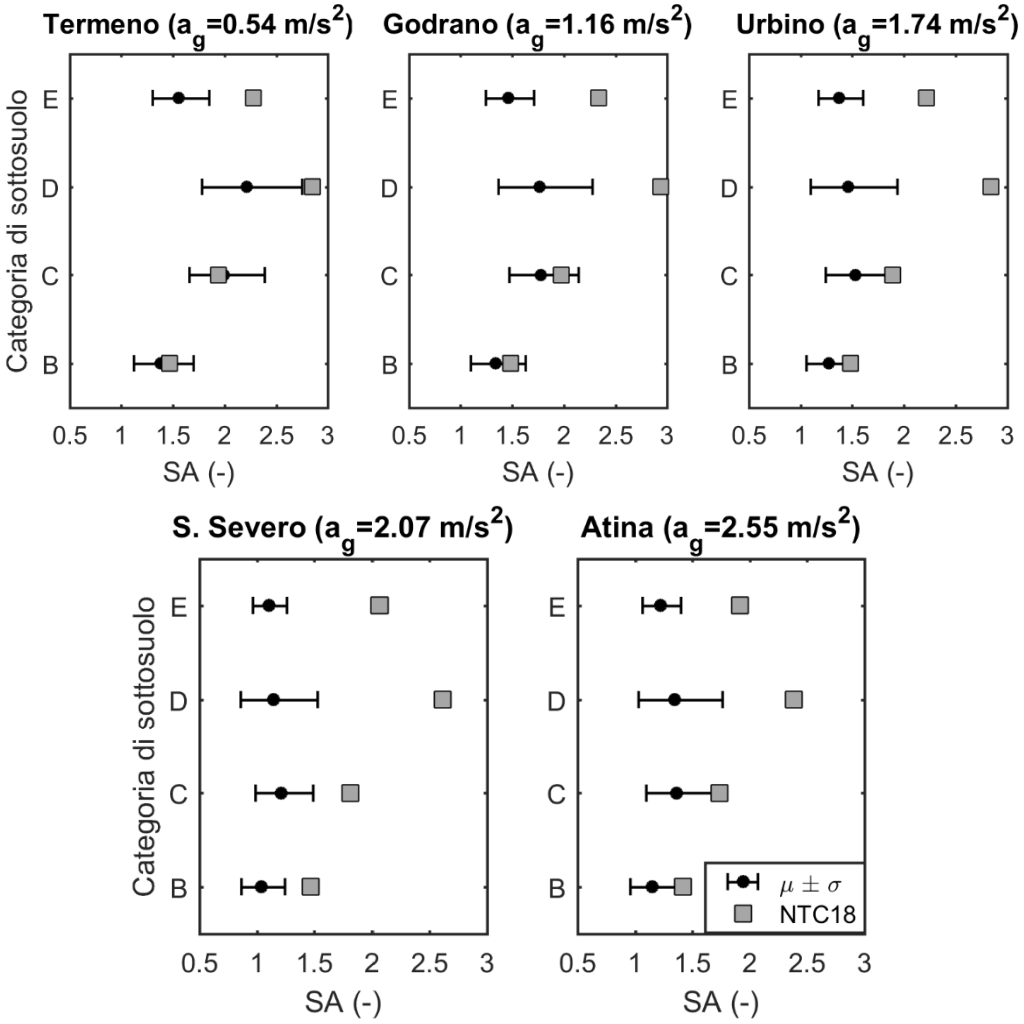

Figura 16: Confronto tra i risultati delle analisi di risposta sismica locale e i valori di norma.

In realtà, il confronto finora effettuato è stato focalizzato sui termini medi e non ha tenuto conto della variabilità dei risultati in modo esplicito. Tale variabilità, d'altra parte, non è trascurabile. Come mostrato in Tabella 6, infatti, il coefficiente di variazione (indicatore del livello di dispersione di una distribuzione di valori) assume valori elevati, aggirandosi attorno al 20%, con picchi fino al 30% nei modelli più deformabili.
Alla luce di questo, è necessario spingere più nel dettaglio l'analisi ed effettuare un confronto diretto tra la distribuzione puntuale dei singoli risultati analitici e il trend teorico definito dalla normativa. A titolo di esempio, si riportano i risultati per le categorie di sottosuolo B, C e D, con riferimento al sito di Urbino, che corrisponde a una condizione di medio-elevata sismicità (Figura 17).

Tabella 6: Coefficienti di variazione del fattore globale di amplificazione spettrale SA.

Sito di riferimento	**B**	**C**	**D**	**E**	$\overline{CV}$ **(%) per sito**
Termeno S.V.	20.8	18.4	21.9	17.8	19.7
Godrano	19.8	19.0	26.1	15.9	20.2
Urbino	19.1	21.1	28.2	15.7	21.0
Atina	18.0	21.1	27.3	13.9	20.2
$\overline{CV}$ **(%) per categoria**	19.4	20.0	25.9	20.2	

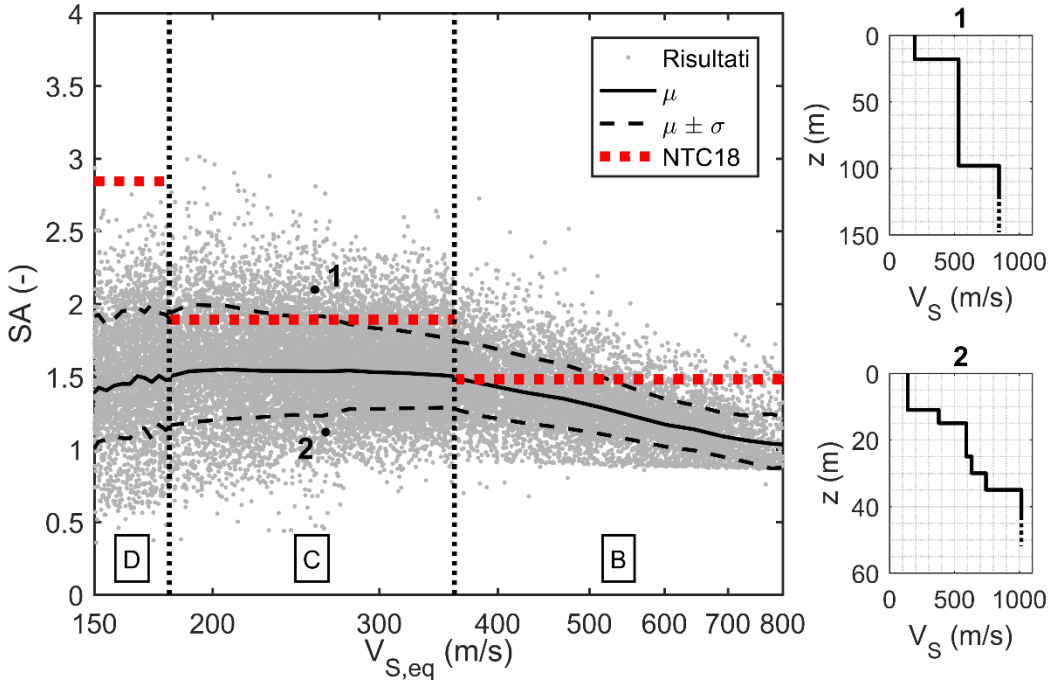

Figura 17: Confronto tra la distribuzione dei risultati e i valori di norma, con in evidenza due modelli inclusi nell'analisi.

In accordo con quanto evidenziato in Tabella 6, la distribuzione dei risultati delle analisi di RSL presenta un elevato grado di dispersione, che tende ad aumentare muovendosi dalla classe B verso le categorie di sottosuolo più deformabili. La causa di tale variabilità è la compresenza nella stessa categoria di una vasta gamma di condizioni di sito, aventi diverse caratteristiche dal punto di vista stratigrafico e geotecnico, come evidenziato dai profili 1 e 2 in Figura 17. I modelli 1 e 2, infatti, presentano simili condizioni in superficie e questo porta ad assumere ugual comportamento secondo lo schema di normativa. In realtà, essi differiscono nella modalità di incremento della rigidezza con la profondità e nelle caratteristiche del bedrock. Il modello 1, da una parte, rappresenta un deposito profondo relativamente rigido e omogeneo e poggiante su un substrato molto competente; il modello 2, dall'altra parte, corrisponde a un deposito poco profondo le cui proprietà migliorano gradualmente con la profondità, in cui il contatto con il bedrock presenta un contrasto di impedenza meno significativo. Di conseguenza, le risposte che i due modelli assumono sono profondamente diverse, tanto che si collocano presso l'estremo superiore e l'estremo inferiore della distribuzione dei risultati.
L'elevata variabilità dei risultati, conseguenza della variabilità dei modelli inclusi in ciascuna categoria di sottosuolo, costituisce il principale punto debole del sistema di classificazione di sito che, basandosi su pochi parametri, tende a mettere insieme condizioni di sito anche molto differenti. A causa di questo, infatti, le prescrizioni di normativa sono mediamente conservative, ma si identifica comunque un numero considerevole di situazioni in cui la stima non è sufficientemente cautelativa. Al fine di risolvere questa problematica, come evidenziato in Ciancimino et al. (2018), potrebbe essere utile integrare i valori normativi con un'informazione di dispersione statistica in termini di deviazione standard, al fine di dare consapevolezza delle incertezze e delle aleatorietà coinvolte nel fenomeno della risposta sismica locale. Inoltre, sarebbe opportuno aggiungere ulteriori vincoli al sistema di classificazione, includendo ulteriori informazioni come la tipologia di suolo, indirettamente descritta dall'indice di plasticità. Al ruolo di questo parametro si dedica la prossima sezione.

3.2.2.2. Ruolo dell'indice di plasticità

In precedenza, è stata osservato che una causa essenziale dell'elevata dispersione dei risultati all'interno di ogni categoria di sottosuolo è la vasta gamma di condizioni di deposito che ciascuna include, le quali possono manifestare risposte profondamente diverse. Tale diversità si deve al numero esiguo di parametri impiegato ai fini della classificazione, limitati al solo tipo di deposito e profondità, mentre non è assegnata alcuna importanza al tipo di terreno, descrivibile sinteticamente attraverso l'indice di plasticità.
L'indice di plasticità, infatti, influenza il comportamento del terreno in condizioni dinamiche: al suo crescere, il materiale tende a manifestare un comportamento lineare per deformazioni anche elevate e, di conseguenza, non avviene una significativa riduzione di rigidezza rispetto alla condizione elastica e la dissipazione di energia è piccola. Ciò si traduce in una maggiore amplificazione dell'azione sismica.
Al fine di valutare l'effetto dell'indice di plasticità sull'amplificazione sismica, si è seguita un'impostazione simile a quella adottata in Ciancimino et al. (2018). In particolare, i risultati delle analisi sono stati raggruppati in tre famiglie, in funzione del valore di un parametro equivalente di plasticità relativo al modello di terreno: bassa plasticità (IP < 20), a media plasticità (IP = 20 ÷ 60) ed elevata plasticità (IP > 60). Il parametro di riferimento è un indice di plasticità equivalente della colonna di terreno, calcolato come media pesata rispetto al tempo di propagazione delle onde di taglio all'interno di ciascuno strato di terreno.
In Figura 18, è possibile osservare l'effetto dell'indice di plasticità sui risultati delle analisi, con riferimento a un sito a bassa sismicità (Godrano) e a uno a elevata sismicità (San Severo). In maniera quasi indipendente dal livello di sismicità, è possibile osservare una dipendenza dei risultati rispetto all'indice di plasticità, in quanto terreni più plastici danno luogo ad amplificazione sismica più elevata.
D'altra parte, l'entità della differenza dipende dalla tipologia di deposito: in modelli più deformabili (categorie D ed E), lo scostamento tra i raggruppamenti è più marcato rispetto a quello nei modelli più rigidi (categorie B e C). Ciò si deve al diverso comportamento dei modelli. Modelli rigidi, infatti, esibiscono una risposta prevalentemente elastica, che dipende dal rapporto di impedenza e dunque dal valore di velocità equivalente, mentre il tipo di terreno assume un ruolo di secondo piano. Questo è dimostrato dalla tendenza dei risultati ad aumentare al decrescere di $V_{S,eq}$ (evidente nei punti in categoria B in Figura 17). Modelli deformabili, invece, presentano un comportamento spiccatamente non lineare, nel quale l'influenza della rigidezza diventa secondaria rispetto all'indice di plasticità, che diventa principale responsabile delle variabilità dei risultati.

3.2.2.3. Effetto delle inversioni di velocità

Le NTC2018 impongono degli specifici requisiti in materia di inversioni di velocità, in sintonia con la versione precedente. In particolare, una condizione necessaria per la classificazione del sito è la presenza di un graduale incremento della rigidezza con la profondità. In caso contrario, le prescrizioni di norma non sono applicabili e si richiede l'esecuzione di specifiche analisi di risposta sismica locale.
In questa sede, il database di risposta sismica locale non è stato costruito nel rispetto di tale vincolo e i risultati finora esposti includono elementi che lo soddisfano ed elementi teoricamente non accettabili. Lo studio ha adottato questa scelta perché numerosi studi (e.g. Ciancimino et al. 2018) hanno evidenziato che, in generale, le inversioni di velocità esercitano un ruolo secondario nel risultato globale di amplificazione.

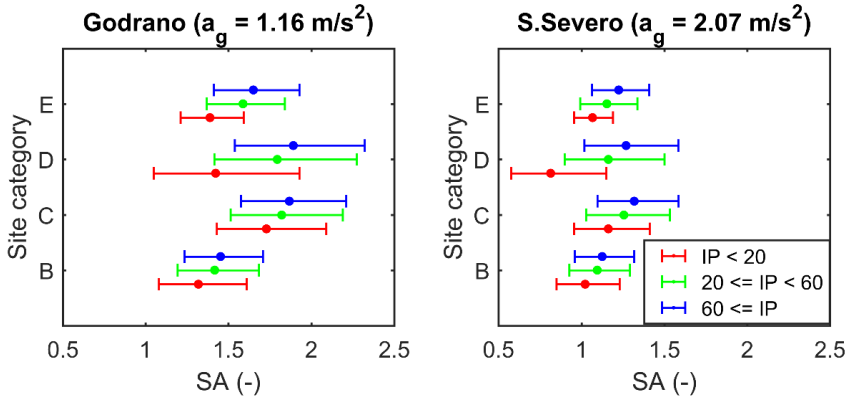

Figura 18: Effetto dell'indice di plasticità sulla risposta sismica.

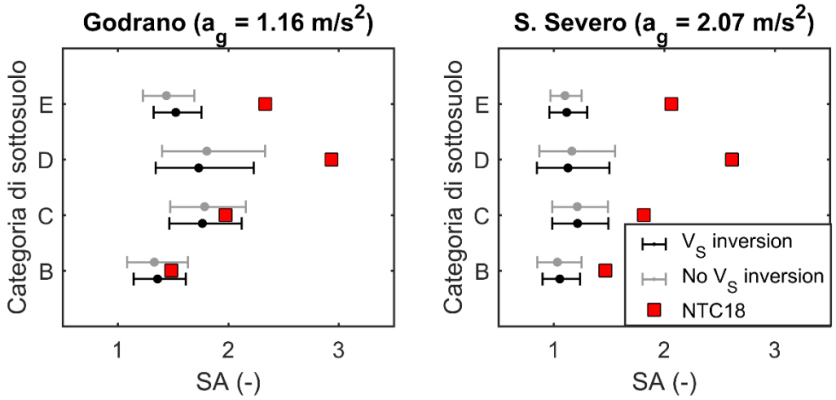

Figura 19: Effetto delle inversioni di velocità.

L'effetto delle inversioni di velocità sull'amplificazione sismica è comunque stato oggetto di esame, attraverso il confronto tra la distribuzione dei risultati pertinenti ai modelli a rigidezza crescente e quella relativa ai modelli che manifestano almeno un'inversione di velocità. A tal proposito, Figura 19 mostra il confronto effettuato con riferimento a un sito a bassa sismicità (Godrano) e un sito a elevata sismicità (San Severo). È possibile osservare che le distribuzioni non si sovrappongono perfettamente e lo scostamento è più marcato nelle categorie di sottosuolo più deformabili. Inoltre, i modelli con inversioni manifestano mediamente un'amplificazione uguale o maggiore rispetto agli altri modelli. Nonostante queste piccole differenze, gli elementi di ciascuna coppia di distribuzioni sono molto simili, sia nel valore medio sia nella dispersione dei risultati. Inoltre, le due distribuzioni occupano la stessa posizione rispetto ai valori di normativa, in modo indipendente dal tipo di deposito e dal livello di sismicità.
Alla luce di questa considerazione, si può concludere che globalmente la presenza di inversioni di velocità non incida sul risultato medio e sul livello di prestazione della normativa. Pertanto, si potrebbe omettere il vincolo sulle inversioni di velocità, perlomeno nell'ambito delle applicazioni semplificate e ordinarie.

3.2.2.4. Conclusioni

Nella presente sezione è stato effettuato un confronto tra un database stocastico di risposta sismica locale e le prescrizioni delle NTC2018 in merito all'amplificazione stratigrafica, al fine di valutare l'attendibilità e l'efficacia di queste ultime.

Con riferimento a un esteso intervallo di periodi di vibrazione di interesse ingegneristico, si è osservato che le prescrizioni di norma restituiscono una stima mediamente cautelativa rispetto ai risultati delle analisi numeriche.
D'altra parte, è anche emerso un elevato grado di dispersione dei risultati entro ciascuna categoria di sottosuolo. Tale variabilità si deve al raggruppamento di diverse condizioni geologiche e geotecniche in una singola categoria, le quali possono assumere comportamenti diversi in condizioni dinamiche. Per essi, la norma può fornire una stima eccessivamente cautelativa della risposta o, per contro, una valutazione non prudenziale.
Al fine di superare questa limitazione, come già suggerito in Ciancimino et al. (2018), si potrebbe aggiungere un valore di deviazione standard ai fattori di amplificazione, al fine di esplicitare le incertezze coinvolte nel fenomeno della risposta sismica locale.
Inoltre, l'impiego di un numero limitato di parametri costituisce un punto debole del sistema di classificazione, in quanto non consente di separare in modo efficace condizioni di sito che assumono risposte diverse. A tal proposito, è stato evidenziato il ruolo della tipologia di materiale, descritta mediante l'indice di plasticità. Tale grandezza diventa rilevante soprattutto nei modelli deformabili, nei quali la risposta è prevalentemente non lineare.
In ultimo, è stata anche effettuata una valutazione del ruolo delle inversioni di velocità, in quanto la loro assenza costituisce una condizione necessaria per la classificazione del sottosuolo. Si è riscontrato che la presenza di inversioni di velocità non incide in modo significativo sulla distribuzione dei risultati.

REFERENCES

Abrahamson NA, Bommer JJ (2005) Probability and uncertainty in seismic hazard analysis. *Earthquake spectra* 21:603-607

Acunzo G, Pagliaroli A, Scasserra G (2014) In-spector: un software di supporto alla selezione di accelerogrammi naturali spettro-compatibili per analisi geotecniche e strutturali. In: Proceedings of 33rd conference of GNGTS Bologna. Gruppo Nazionale di Geofisica della Terra Solida,

Aimar M, Ciancimino A, Foti S (2018) Valutazione dei metodi semplificati proposti nelle NTC18 per la stima degli effetti di sito: un approccio stocastico. In: Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica Genova, Italy. Associazione Geotecnica Italiana,

Ambraseys N, Smit P, Sigbjornsson R, Suhadolc P, Margaris B (2002) Internet-Site for European Strong-Motion Data. European Commission, Research-Directorate General, Environment and Climate Programme. http://www.isesd.hi.is. Accessed 20/01/2018

Ancheta TD et al. (2013) PEER NGA-West2 Database. Pacific Earthquake Engineering Research Center. https://ngawest2.berkeley.edu. Accessed 20/01/2018

Angelici A (2018) Microzonazione Sismica di Livello 3 del Comune di Montedinove ai sensi dell'ordinanza del Commissario Straordinario n°24 registrata il 15 maggio 2017 al n°1065, Comune di Montedinove, Relazione illustrativa.

Assimaki D, Li W (2012) Site-and ground motion-dependent nonlinear effects in seismological model predictions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 32:143-151

Bahrampouri M, Rodriguez-Marek A, Bommer JJ (2018) Mapping the uncertainty in modulus reduction and damping curves onto the uncertainty of site amplification functions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*

Baise LG, Thompson EM, Kaklamanos J, Dorfmann L (2011) Complex site response: Does one-dimensional site response work? Santa Barbara, California,

Bazzurro P, Cornell CA (2004) Ground-motion amplification in nonlinear soil sites with uncertain properties. *Bulletin of the Seismological Society of America* 94:2090-2109

Bommer JJ (2003) Uncertainty about the uncertainty in seismic hazard analysis. *Engineering Geology* 70:165-168

Borcherdt RD (1994) Estimates of Site-Dependent Response Spectra for Design (Methodology and Justification). *Earthquake Spectra* 10:617-653 doi:10.1193/1.1585791

Budnitz RJ, Apostolakis G, Boore DM (1997) Recommendations for probabilistic seismic hazard analysis: guidance on uncertainty and use of experts. In. Nuclear Regulatory Commission, Washington, DC (United States). Div. of Engineering Technology; Lawrence Livermore National Lab., CA (United States); Electric Power Research Inst., Palo Alto, CA (United States); USDOE, Washington, DC (United States),

Building Seismic Safety Council (BSSC) (1994) NEHRP recommended provisions for the development of seismic regulations for new buildings, part I: Provisions. FEMA, Washington, DC

Ciancimino A, Foti S, Lanzo G (2018) Stochastic analysis of seismic ground response for site classification methods verification. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 111:169-183 doi:10.1016/j.soildyn.2018.04.006

Cornell CA (1968) Engineering seismic risk analysis. *Bulletin of the seismological society of America* 58:1583-1606

Darendeli MB (2001) Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. Doctoral Dissertation, University of Texas at Austin

Der Kiureghian A, Ditlevsen O (2009) Aleatory or epistemic? Does it matter? *Structural Safety* 31:105-112

EPRI (2013) Seismic evaluation guidance: Screening, prioritization and implementation details (SPID) for the resolution of Fukushima near-term task force recommendation 2.1: Seismic. In: Palo Alto, CA.

European Committee for Standardization (2004) Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1 : General rules, seismic actions and rules for buildings.

Faccioli E, Paolucci R, Vanini M (2015) Evaluation of probabilistic site-specific seismic-hazard methods and associated uncertainties, with applications in the Po Plain, northern Italy. *Bulletin of the Seismological Society of America* 105:2787-2807

Field EH, Jacob KH (1993) Monte-Carlo simulation of the theoretical site response variability at Turkey Flat, California, given the uncertainty in the geotechnically derived input parameters. *Earthquake Spectra* 9:669-701

Garofalo F et al. (2016) InterPACIFIC project: Comparison of invasive and non-invasive methods for seismic site characterization. Part I: Intra-comparison of surface wave methods. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 82:222-240

Gruppo di Lavoro MS (2008) Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica. In: Conferenza delle Regioni e delle Provincie autonome. Dipartimento della protezione civile, Roma.

Gruppo di Lavoro MS (2011) Contributi per l'aggiornamento degli "Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica".

Hartzell S, Bonilla LF, Williams RA (2004) Prediction of nonlinear soil effects. *Bulletin of the Seismological Society of America* 94:1609-1629

Idriss IM (2004) Evolution of the state of practice. Pacific Earthquake Engineering Research Center Richmond, Calif.,

Idriss IM, Seed HB (1968) Seismic response of horizontal soil layers. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 94:1003-1031

Kaklamanos J, Bradley BA, Thompson EM, Baise LG (2013) Critical parameters affecting bias and variability in site-response analyses using KiK-net downhole array data. *Bulletin of the Seismological Society of America* 103:1733-1749

Kim B et al. (2016) Relative differences between nonlinear and equivalent-linear 1-D site response analyses. *Earthquake Spectra* 32:1845-1865

Kwok AOL, Stewart JP, Hashash YMA (2008) Nonlinear ground-response analysis of Turkey Flat shallow stiff-soil site to strong ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America* 98:331-343

Laurenzano G, Priolo E, Mucciarelli M, Martelli L, Romanelli M (2017) Site response estimation at Mirandola by virtual reference station. *Bulletin of Earthquake Engineering* 15:2393-2409

Li W, Assimaki D (2010) Site-and motion-dependent parametric uncertainty of site-response analyses in earthquake simulations. *Bulletin of the Seismological Society of America* 100:954-968

Luzi L, Pacor F, Puglia R (2017) Italian Accelerometric Archive v 2.3. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Dipartimento della Protezione Civile Nazionale. http://itaca.mi.ingv.it. Accessed 25/11/2017

Luzi L, Puglia R, Russo E, ORFEUS WG5 (2016) Engineering Strong Motion Database, version 1.0. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Observatories & Research Facilities for European Seismology. http://esm.mi.ingv.it. Accessed 25/11/2017

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (2018) DM 17/01/2018 - Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni".

MS-AQ GdL (2010) Microzonazione sismica per la ricostruzione dell'area aquilana. Regione Abruzzo–Dipartimento della Protezione Civile, L'Aquila.

Ohta Y, Goto N (1978) Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 6:167-187 doi:doi:10.1002/eqe.4290060205

Pagliaroli A, Moscatelli M, Scasserra G, Lanzo G, Raspa G (2015) Effects of uncertainties and soil heterogeneity on the seismic response of archaeological areas: a case study. *Italian Geotechnical Journal - Rivista Italiana di Geotecnica* 49:79-97

Pagliaroli A et al. (2019) Site response analyses for complex geological and morphological conditions: relevant case-histories from 3rd level seismic microzonation in Central Italy (submitted). *Bulletin of Earthquake Engineering*

Papaspiliou M, Kontoe S, Bommer JJ (2012) An exploration of incorporating site response into PSHA—Part I: Issues related to site response analysis methods. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 42:302-315

Passeri F (2019) Development of advanced geostatistical models of shear wave velocity profiles to account for uncertainties and variabilities in Ground Response Analyses (in preparazione). Politecnico di Torino

Passeri F, Foti S, Cox B, Rodriguez-Marek A (2019) Influence of estimated epistemic uncertainties in shear wave velocity models on ground response analyses (submitted). *Earthquake Spectra*

Pehlivan M, Rathje EM, Gilbert RB (2016) Factors influencing soil surface seismic hazard curves. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 83:180-190

Pitilakis K, Riga E, Anastasiadis A (2013) New code site classification, amplification factors and normalized response spectra based on a worldwide ground-motion database. *Bulletin of Earthquake Engineering* 11:925-966 doi:10.1007/s10518-013-9429-4

Rathje EM, Kottke AR (2011) Relative differences between equivalent linear and nonlinear site response methods.

Rathje EM, Kottke AR, Trent WL (2010) Influence of input motion and site property variabilities on seismic site response analysis. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 136:607-619

Régnier J et al. (2016) International benchmark on numerical simulations for 1D, nonlinear site response (Prenolin): Verification phase based on canonical cases. *Bulletin of the Seismological Society of America* 106:2112-2135 doi:10.1785/0120150284

Rey J, Faccioli E, Bommer JJ (2002) Derivation of design soil coefficients (S) and response spectral shapes for Eurocode 8 using the European Strong-Motion Database. *Journal of Seismology* 6:547-555 doi:10.1023/A:1021169715992

Rodriguez-Marek A, Rathje E, Bommer J, Scherbaum F, Stafford P (2014) Application of single-station sigma and site-response characterization in a probabilistic seismic-hazard analysis for a new nuclear site. *Bulletin of the Seismological Society of America* 104:1601-1619

Rollins KM, Evans MD, Diehl NB, Daily III WD (1998) Shear modulus and damping relationships for gravels. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 124:396-405

Seed HB, Wong RT, Idriss I, Tokimatsu K (1986) Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. *Journal of geotechnical engineering* 112:1016-1032

Stewart JP, Afshari K, Hashash YMA (2014) Guidelines for performing hazard-consistent one-dimensional ground response analysis for ground motion prediction. In: PEER Report 2014.

Stewart JP, Kwok AOL (2008) Nonlinear seismic ground response analysis: Code usage protocols and verification against vertical array data.

Sun J, Idriss IM (1992) User's manual for SHAKE91: a computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits. Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil Engineering, University of California, Davis, California

Teague DP, Cox BR (2016) Site response implications associated with using non-unique vs profiles from surface wave inversion in comparison with other commonly used methods of accounting for vs uncertainty. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 91:87-103

Teague DP, Cox BR, Rathje EM (2018) Measured vs. predicted site response at the garner valley downhole array considering shear wave velocity uncertainty from borehole and surface wave methods. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 113:339-355

Toro GR (1995) Probabilistic models of site velocity profiles for generic and site-specific ground-motion amplification studies. Brookhaven National Laboratory, Upton, New York

Toro GR, Abrahamson NA, Schneider JF (1997) Model of strong ground motions from earthquakes in central and eastern North America: best estimates and uncertainties. *Seismological Research Letters* 68:41-57

Vucetic M, Dobry R (1991) Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of geotechnical engineering* 117:89-107

Zalachoris G, Rathje EM (2015) Evaluation of one-dimensional site response techniques using borehole arrays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 141:4015053