



**Commissione tecnica per la microzonazione sismica**  
(articolo 5, comma 7, OPCM 13 novembre 2010, n. 3907)

## **STANDARD**

**DI RAPPRESENTAZIONE E ARCHIVIAZIONE INFORMATICA**

### **Microzonazione sismica**

#### **Linee guida**

**per la gestione del territorio in aree interessate da  
Densificazione indotta dall’Azione Sismica (DAS)**

BOZZA

versione 1.0 beta

Roma, 2022

## Microzonazione sismica

# Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da Densificazione indotta dall'Azione Sismica (DAS)

Versione 1.0

### A cura di

Fabrizio Bramerini, Sergio Castenetto, Stefania Fabozzi, Massimiliano Moscatelli, Giuseppe Naso, Edoardo Peronace, Attilio Porchia

### COMMISSIONE TECNICA PER LA MICROZONAZIONE SISMICA (ex art. 5 OPCM 3907/2010)

Walter Baricchi (Consiglio Nazionale degli Architetti Pianificatori Paesaggisti Conservatori), Fabrizio Bramerini (DPC), Sergio Castenetto (DPC, segreteria tecnica), Enrico Rispoli (Collegio nazionale geometri), Giuseppe Ianniello (Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti), Luca Lo Bianco (UNCCEM), Luca Martelli (Conferenza Unificata), Rossella Monaco (Conferenza Unificata), Filippo Cappotto (Consiglio nazionale dei Geologi), Giuseppe Naso (DPC), Antonio Ragonesi (ANCI), Raffaele Solustri (Consiglio nazionale degli Ingegneri), Elena Speranza (DPC)

### Rappresentanti delle Regioni e delle Province autonome

Maria Basi (Regione Abruzzo), Giovanni Di Bello (Regione Basilicata), Silvio Marsico (Regione Calabria), Valerio Grassi (Regione Campania), Luca Martelli (Regione Emilia - Romagna), Amanda Burelli (Regione Friuli-Venezia Giulia), Giacomo Catalano (Regione Lazio), Daniele Bottero (Regione Liguria), Alessandro Ballini (Regione Lombardia), Pierpaolo Tiberi (Regione Marche), Manuele Brasiello (Regione Molise), Vittorio Giraud (Regione Piemonte), Tiziana Bisantino (Regione Puglia), Andrea Motti (Regione Umbria), Massimo Baglione (Regione Toscana), Massimo Broccolato (Regione Valle d'Aosta), Giulio Fattoreto (Regione Veneto), Antonio Torrisi (Regione Sicilia), Saverio Cocco (Provincia Autonoma di Trento), Claudio Carraro (Provincia Autonoma di Bolzano)

### Hanno inoltre partecipato ai lavori della Commissione tecnica

Mauro Dolce (DPC), Domenico Angelone (Consiglio nazionale dei Geologi), Enrico Schiavon (Regione Veneto), Anna Galuppo (Regione Veneto), Maria Carmela Notarmuzi (Regione Lazio), Antonio Colombi (Regione Lazio), Marina Credali (Regione Lombardia), Federica Bellani (Regione Lombardia), Eugenio Di Loreto (Regione Lazio), Antonio Gerardi (Regione Lazio), Norman Natali (Regione Umbria), Isabella Trulli (Autorità di Bacino Puglia), Rocco Onorati (Regione Basilicata), Giuseppe Iritano (Regione Calabria), Giorgio Pipponzi (Regione Abruzzo), Adelaide Sericola (Regione Lazio), Antonio Torrisi (Regione Siciliana), Alessia Schiaroli (Regione Marche), Manuel Lenzi (Regione Friuli Venezia Giulia), Vittorio D'Intinosante (Regione Toscana), Alfredo Maffei (Regione Basilicata)

L'attività di supporto e monitoraggio è svolta in accordo con CNR-IGAG (responsabile scientifico Gian Paolo Cavinato e Massimiliano Moscatelli)

### Struttura tecnica di supporto

Maria Sole Benigni, Monia Coltella, Margherita Giuffrè, Paola Imprescia, Pietro Sirianni, Valentina Tomassoni, Cora Fontana, Carolina Fortunato

Il presente documento ha utilizzato anche gli elaborati dell'Attività A2.2, prodotti nell'ambito del

### PON GOVERNANCE E CAPACITÀ ISTITUZIONALE 2014-2020

PROGRAMMA PER IL SUPPORTO AL RAFFORZAMENTO DELLA GOVERNANCE IN MATERIA DI RIDUZIONE DEL RISCHIO SISMICO E VULCANICO AI FINI DI PROTEZIONE CIVILE

### DIPARTIMENTO DELLA PROTEZIONE CIVILE

#### Struttura responsabile dell'attuazione del Programma

Fabrizio Curcio (responsabile), Eliana Mazzaro (supporto)

Immacolata Postiglione (delega funzioni specifiche)

#### Unità di coordinamento

Fabrizio Bramerini, Angelo Corazza, Luigi D'Angelo, Fausto Guzzetti, Francesca Romana Paneforte, Paola Stefanelli

#### Unità operativa rischi

Paola Bertuccioli, Sergio Castenetto, Stefano Ciolli, Andrea Duro, Emilio De Francesco, Marco Falzacappa, Domenico Fiorito, Pietro Giordano, Antonella Gorini, Giuseppe Naso, Stefania Renzulli, Daniele Spina

#### Unità di raccordo DPC

Silvia Alessandrini, Sara Babusci, Pierluigi Cara, Patrizia Castigliogio, Valter Germani, Maria Penna

#### Unità amministrativa e finanziaria

Valentina Carabellese, Francesca De Sandro, Susanna Gregori, Maria Cristina Nardella

#### Hanno fatto parte della struttura

Angelo Borrelli, Gabriella Carunchio, Luciano Cavarra, Pietro Colicchio, Biagio Costa, Lavinia Di Meo, Gianluca Garro, Antonio Gioia, Francesca Giuliani, Italo Giulivo, Fabio Maurano, Natale Mazzei, Agostino Miozzo, Paolo Molinari, Anna Natili, Roberto Oreficini Rosi, Lucia Palermo, Simona Palmiero, Ada Paolucci, Sara Petrinelli, Biagio Prezioso, Umberto Rosini, Marco Rossitto, Sisto Russo, Chiara Salustri Galli, Maria Siclari, Maurizio Silvestri, Gianfranco Sorchetti, Vincenzo Vigorita

### REGIONI

#### Referenti

*Basilicata:* Claudio Berardi, Antonella Belgiovine, Maria Carmela Bruno, Cinzia Fabozzi, Donatella Ferrara, Cosimo Grieco, Guido Loperte (coordinatore), Alfredo Maffei, Pietro Perrone; *Calabria:* Fortunato Varone (coordinatore); *Campania:* Mauro Biafore (coordinatore), Claudia Campobasso, Luigi Cristiano, Emilio Ferrara, Luigi Gentilella, Maurizio Giannattasio, Francesca Maggio, Celestino Rampino; *Puglia:* Tiziana Bisantino (coordinatore), Carlo Caricasole, Domenico Donvito, Franco Intini, Teresa Mungari, Fabrizio Panariello, Francesco Ronco, Zoida Tafilaj; *Sicilia:* Giuseppe Basile, Antonio Bruculeri, Aldo Guadagnino, Maria Nella Panebianco, Antonio Torrisi

#### Sono stati referenti

*Basilicata:* Alberto Caivano; *Calabria:* Giuseppe Iritano, Domenico Pallaria, Francesco Russo (coordinatore), Carlo Tansi, Luigi Giuseppe Zinno; *Puglia:* Giuseppe Tedeschi; *Campania:* Crescenzo Minotta; *Sicilia:* Nicola Alleruzzo

### Affidamento di servizi del DPC al CNR-IGAG

*Responsabile Unico del Procedimento:* Mario Nicoletti

*Direttore di Esecuzione Contrattuale:* Fabrizio Brammerini

*Referenti rischio sismico:* Fabrizio Brammerini, Sergio Castenetto, Daniele Spina, Antonella Gorini, Giuseppe Naso

*Referente rischio vulcanico:* Stefano Ciolli

*Referenti pianificazione di emergenza:* Domenico Fiorito, Stefania Renzulli

**CNR-IGAG (operatore economico rischio sismico e vulcanico)**

Massimiliano Moscatelli (referente)

*Struttura di coordinamento*

Gianluca Carbone, Claudio Chiappetta, Francesco Fazio, Massimo Mari, Silvia Massaro, Federico Mori, Edoardo Peronace, Attilio Porchia, Francesco Stigliano (coordinatore operativo)

*Struttura tecnica*

Angelo Anelli, Massimo Cesarano, Eleonora Cianci, Stefania Fabozzi, Gaetano Falcone, Cora Fontana, Angelo Gigliotti, Michele Livani, Amerigo Mendicelli, Giuseppe Occhipinti, Federica Polpetta, Alessandro Settini, Rose Line Spacagna, Daniel Tentori, Valentina Tomassoni

*Struttura gestionale*

Lucia Paciucci (coordinatrice gestionale), Francesca Argiolas (supporto gestionale), Federica Polpetta (supporto gestionale), Francesco Petracchini

*Revisori*

Emilio Bilotta, Paolo Boncio, Paolo Clemente, Maria Ioannilli, Massimo Mazzanti, Roberto Santacroce, Carlo Viggiani

*Supporto tecnico-amministrativo*

Francesca Argiolas, Patrizia Capparella, Martina De Angelis, Marco Gozzi, Alessandro Leli, Patrizia Mirelli, Simona Rosselli

*Hanno fatto parte della struttura*

Raffaella Ciuffreda, Giuseppe Cosentino, Melissa Di Salvo, Giovanni Di Trapani, Rosa Marina Donolo, Carolina Fortunato, Biagio Giaccio, Marco Modica, Marco Nocentini, Andrea Rampa, Laura Ragazzi, Gino Romagnoli, Paolo Tommasi, Vitantonio Vacca

**Attività A 2.2 | Definizione di metodi di studio delle instabilità cosismiche e delle situazioni geologiche complesse: Cedimenti differenziali  
Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da Densificazione indotta dall'Azione Sismica (DAS)**

**Responsabile DPC:** Sergio Castenetto

**Responsabile CNR-IGAG:** Edoardo Peronace

**A cura di**

Stefania Fabozzi, Attilio Porchia; Edoardo Peronace

**Con il contributo di**

Alessandro Pagliaroli, Tony Fierro (Dipartimento di Ingegneria e Geologia, Università degli Studi "G. D'Annunzio" Chieti-Pescara).

## 1 Introduzione

Il presente documento ha la finalità di fornire una Linea Guida a supporto degli “Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica” (ICMS, 2008) specifica per lo studio delle aree soggette a *cedimenti differenziali*. La Linea Guida chiarisce cosa si intende per *cedimento differenziale* nell’ambito degli studi di Microzonazione Sismica (MS). Sino ad oggi, infatti, in assenza di specifiche indicazioni, negli studi di MS le aree potenzialmente interessate da cedimenti differenziali sono state individuate in corrispondenza di contatti stratigrafici e tettonici tra terreni caratterizzati da caratteristiche meccaniche marcatamente differenti. In questo documento si chiarisce la fenomenologia dei cedimenti differenziali, introducendo criteri di *screening*, condizioni predisponenti e valori di cedimento soglia funzionali all’inserimento dell’instabilità negli studi di MS di livello 1 e 3.

Partendo dalla considerazione che il cedimento differenziale, direttamente misurabile alla scala del singolo manufatto, diventa di difficile stima alla scala areale tipica degli studi di MS, il problema è stato studiato riconducendo il fenomeno a quello della *Densificazione indotta dall’Azione Sismica (DAS)*. Questo fenomeno può essere studiato con buona approssimazione alla scala della MS, fornendo stime di cedimento (risultante dalla deformazione volumetrica sismoindotta dei materiali interessati) su contesti areali in cui è presente una certa variabilità delle condizioni geologico-geotecniche del sottosuolo e una intensità dell’azione sismica adeguata all’insorgere del fenomeno.

L’obiettivo principale della presente Linea Guida è definire i criteri generali e le procedure operative, in coordinamento tra lo Stato, le Regioni e gli Enti Locali, per:

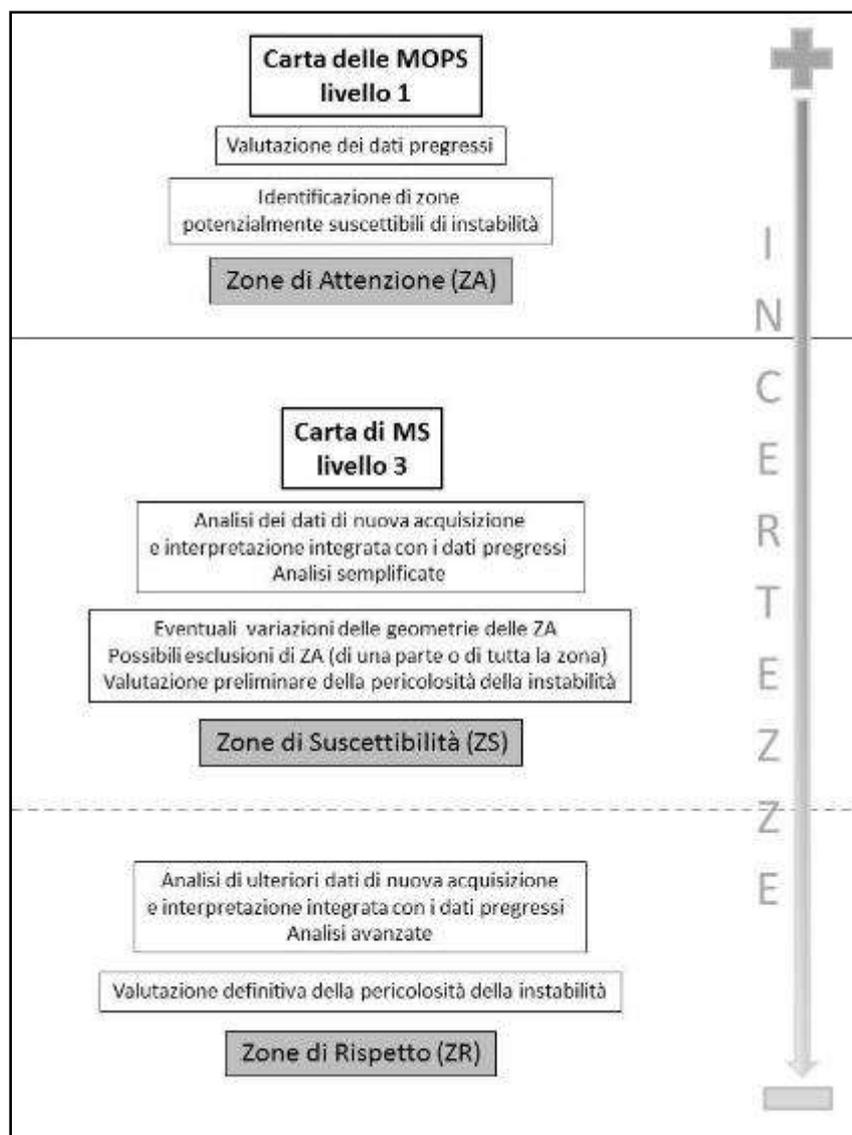
- raccogliere accurate informazioni sul rischio indotto dalla presenza di terreni suscettibili di densificazione indotta dall’azione sismica;
- mitigare il rischio nelle aree con previsioni di trasformazione;
- mitigare il rischio nelle aree edificate.

La carta delle Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica (Carta delle MOPS; livello1 di MS) può essere redatta con l’utilizzo di dati pregressi (ICMS08), se sufficienti. Nella maggior parte dei casi, i dati pregressi (elementi informativi minimi) consistono in informazioni di base quali la descrizione delle unità litologiche da ispezioni visive, gli elementi geomorfologici, i livelli di falda rilevati durante le perforazioni, ecc.

Pertanto, per la identificazione e la definizione delle zone instabili per densificazione indotta dall’azione sismica, negli studi di MS di livello 1 si propongono metodologie che utilizzano dati immediatamente disponibili, perché raccolti in situ, presenti in letteratura o in database pubblici. Per la realizzazione della Carta di Microzonazione Sismica (Carta di MS, livello 3) si rende necessaria, invece, l’esecuzione di indagini specifiche e approfondimenti per la caratterizzazione dei terreni (elementi informativi specifici).

Nella pagina seguente è riportato uno schema che sintetizza le attività, i risultati attesi e il tipo di zona suscettibile di instabilità nell’ambito dei diversi livelli di approfondimento degli studi di MS:

- Zone di Attenzione (ZA) negli studi per la Carta delle MOPS;
- Zone di Suscettibilità (ZS) negli studi per la Carta di MS;
- Zone di Rispetto (ZR) negli studi di per la Carta di MS.



Schema illustrativo del tipo di zona di instabilità nelle carte delle MOPS e di MS. La raccolta dati e la tipologia di analisi permettono di ridurre le incertezze procedendo dal livello 1 al livello 3.

Concettualmente, il significato dei tre tipi di zone è il seguente:

- **Zone di Attenzione (ZA):** sono zone nelle quali i dati a disposizione indicano la presenza di condizioni predisponenti l'instabilità in esame ma non sono sufficienti, in quantità e tipologia, per definire se l'instabilità possa effettivamente verificarsi in caso di evento sismico; è possibile, tuttavia, ad esempio attraverso la consultazione di cataloghi, stabilire la presenza e/o l'accadimento di eventuali fenomeni in occasione di eventi sismici passati;
- **Zone di Suscettibilità (ZS):** sono zone nelle quali, a seguito di una raccolta dati specifica per l'instabilità in esame e l'applicazione di metodi di analisi il più delle volte semplificati, è possibile fornire una prima valutazione quantitativa della pericolosità;
- **Zone di Rispetto (ZR):** sono zone nelle quali l'applicazione di metodi di analisi avanzati (al fine di

analizzare dettagliatamente aree limitate e/o particolarmente importanti), è possibile quantificare in modo affidabile la pericolosità.

Il presente documento è costituito da due parti:

**PARTE PRIMA**, nella quale viene definito il fenomeno fisico della densificazione indotta da azioni sismiche e viene descritta una procedura tecnico-operativa per stabilire forma e dimensioni delle zone interessate dal fenomeno;

**PARTE SECONDA**, nella quale si forniscono indicazioni per la disciplina degli usi del suolo nelle zone interessate dal fenomeno, sia dal punto di vista urbanistico sia dal punto di vista edilizio.

Nelle **APPENDICI** vengono riportati:

- A1) Metodi semplificati ed avanzati per la stima dei cedimenti indotti da densificazione sismica;
- A2) Metodologia impiegata per la costruzione degli abachi e la definizione dei fattori predisponenti ed innescanti il fenomeno;
- A3) Abachi per la stima del cedimento per il livello 3 di MS semplificato;
- A4) Metodi di indagine di sito e di laboratorio rilevanti per le procedure e le analisi affrontate nella presente Linea Guida;
- A5) Principali metodi di mitigazione del rischio associato ai fenomeni di densificazione indotta dall'azione sismica;
- A6) Esempio di perimetrazione delle zone soggette a densificazione indotta dall'azione sismica;
- B1) Schema di programma per le zone instabili (PZI);
- B2) Schemi sintetici di classificazione e intervento in funzione del danno per l'edilizia esistente o di nuova costruzione.

# PARTE PRIMA

## Descrizione del fenomeno fisico e delle zone instabili per densificazione indotta dall'azione sismica

### 2 Generalità e definizioni

Il fenomeno definito negli “Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica” (ICMS, 2008) come ‘cedimento differenziale’ (CD) viene ricondotto in questo documento al fenomeno di ‘densificazione indotta dall’azione sismica’ (DAS) in materiali sciolti non suscettibili a liquefazione.

Rientrano in questa categoria i materiali sciolti prevalentemente granulari (sabbie e limi sabbiosi) sopra falda (asciutti o parzialmente saturi) che, in particolari condizioni geologico-geotecniche, subiscono compressione volumetrica, ovvero riduzione dell’indice dei vuoti, quando soggetti ad azioni sismiche sufficientemente elevate. Tale fenomeno si manifesta attraverso cedimenti (S) del piano campagna nelle aree interessate, la cui entità dipende principalmente dalle caratteristiche di compressibilità e dallo spessore del materiale coinvolto oltre che dall’intensità dell’azione sismica. I cedimenti da densificazione indotti dall’azione sismica, pertanto, possono essere valutati come la sommatoria delle deformazioni volumetriche lungo la verticale dei singoli strati che costituiscono la sequenza stratigrafica al sito potenzialmente soggetto al fenomeno.

I cedimenti differenziali definiti in ICMS 2008 vengono qui trattati in maniera semplificata riconducendo l’analisi al cedimento assoluto di varie verticali. Il passaggio dal cedimento assoluto a quello differenziale (o a parametri di distorsione angolare più significativi per il danno potenzialmente arrecato alle strutture) richiederebbe l’individuazione di una distanza planimetrica non univoca nell’ottica di studi di MS. Questi ultimi, infatti, principalmente orientati alla pianificazione territoriale e alla disciplina d’uso del suolo, valgono per un largo spettro di categorie strutturali e infrastrutturali nonché di tipo di fondazione. Occorre tuttavia considerare che, nella prassi geotecnica, per i depositi di terreno granulare il cedimento differenziale e assoluto sono considerati confrontabili dal punto di vista quantitativo (Viggiani, 1999 - §10.3).

Le eterogeneità verticali e laterali dei depositi, legate all’evoluzione sedimentaria propria di ogni ambiente geologico, si riflettono non solo nello spessore dei depositi, ma anche nelle proprietà fisico-meccaniche di questi, influenzando la distribuzione spaziale della densificazione indotta dal sisma. Come conseguenza, aree anche molto prossime con caratteristiche geologico-tecniche e morfologiche differenti subiscono una densificazione di entità molto variabile nello spazio. Occorre che queste aree, individuate su base geologica-geotecnica-geomorfologica, siano opportunamente rappresentate nella carta delle MOPS e, quindi, nella carta di MS.

Il fenomeno di densificazione indotta dall’azione sismica trattato in questo documento è legato principalmente alle caratteristiche di compressibilità volumetrica dei terreni granulari sopra falda e consiste nell’accumulo di deformazioni volumetriche,  $\epsilon_v$ , del deposito coinvolto durante un evento sismico. Il fenomeno può produrre cedimenti di diversa entità influenzati da diversi fattori legati da un lato, alle caratteristiche geometriche, geologiche e geotecniche dei depositi, dall’altro alle caratteristiche dell’azione sismica. I principali parametri introdotti per la trattazione del fenomeno sono quindi:

- caratteristiche del deposito: spessore, densità relativa del materiale  $D_r$  (ovvero la velocità delle onde di taglio  $V_S$ ), grado di saturazione  $S_r$ , contenuto di fine, caratteristiche del comportamento non lineare dei vari strati;
- azione sismica: numero di cicli di carico, distanza epicentrale e magnitudo del terremoto di riferimento, accelerazione di picco PGA, presenza o meno della componente verticale del moto sismico oltre a quella orizzontale.

I pochi casi di studio ben documentati in letteratura (Esposito et al. 2000; Stewart et al. 2003) dimostrano come il fenomeno possa coinvolgere sia materiali di riempimento che di riporto (es. terremoto di San Fernando in California 1971, terremoto di Northridge in California 1994, terremoto Umbria-Marche in Italia 1997, terremoto del sud Perù 2001, terremoto di Colima in Messico 2003) sia terreni naturali (es. terremoto di Niigata in Giappone 2007). In Tabella 1 sono descritti i principali casi di studio che hanno mostrato cedimenti chiaramente riconducibili a densificazione indotta dall'azione sismica. I cedimenti stimati e/o osservati sono compresi nell'intervallo 5-20 cm e si sono sviluppati durante terremoti molto energetici. Cedimenti di tale entità hanno comportato danni alle strutture laddove presenti.

	<i>Localizzazione / Tipo di danno</i>	<i>Evento sismico</i>	<i>Profilo stratigrafico</i>	<i>Cedimento</i>
1	<i>Colline di Granada, California</i> Cedimento in corrispondenza di un riempimento strutturale	Terremoto di San Fernando 1971, Mw=6.6	Riempimento di sabbia argillosa, spessore 17 m poggiante uno strato di alluvioni 1.5-6 m	8.9-10.2 cm
2	<i>Santa Clarita, California</i> Cedimento in corrispondenza di un due siti di riempimento strutturale	Terremoto di Northridge 1994, Mw=6.7	Sito A: argille sabbiose e sabbia argillosa di riempimento fino a 24 m di spessore, poggiante su alluvioni e rocce poco profonde. Sito B: sabbia di riempimento, 15-30,5 m di spessore poggiante su roccia	fino a 6 cm
3	<i>Nocera Umbra-Acciano-Assisi, Umbria, Italia</i> Cedimenti in corrispondenza di collegamenti stradali	Terremoto Umbria-Marche 1997, Mw 6.0	Terreni di riempimento	fino a 30 cm
4	<i>Sud Peru</i> Cedimento in corrispondenza di un riempimento strutturale di un rilevato dell'alta velocità	Terremoto del sud Peru 2001, Mw=8.4	Materiali di riempimento: argilla, sabbia e sabbia limosa	fino a 10 cm
5	<i>Colima in Messico</i> Cedimento in corrispondenza di: - rilevato di un ponte - riempimenti di pozzi - altri siti vicini	Terremoto di Colima 2003, Mw=7.6	Terreni di riempimento sostituiti da sabbie e sabbie limose	- 4-10 cm - 5-20 cm - 13-30 cm
6	<i>Niigata in Giappone</i> Cedimento in condizioni di free-field e in corrispondenza di una centrale nucleare	Terremoto di Niigata 2007, Mw=6.6	Deposito naturale: spessore banco deformabile pari a 70 m di sabbia mediamente sciolta poggiante su bedrock rigido con falda a 45 m dal piano campagna	15±5 cm

**Tabella 1 - Casi di studio di alcuni fenomeni di cedimento per densificazione indotta dall'azione sismica nel mondo.**

**Nel trattare il fenomeno, il presente documento considera esclusivamente il comportamento cosismico di depositi sabbiosi e limosi asciutti. Non sono considerati pertanto gli eventuali cedimenti prodotti in terreni prevalentemente limoso-argillosi indotti da consolidazione post-sismica dovuta agli eventuali eccessi di pressione interstiziale indotti dal sisma. Non saranno considerati, ovviamente, altri fenomeni cosismici responsabili di cedimenti del piano campagna come liquefazione, collasso di cavità, movimenti di instabilità di tipo franoso con componente verticale dello spostamento non trascurabile.**

Le finalità di questa prima parte del documento sono:

- fissare i criteri di individuazione delle zone instabili per densificazione indotta dall'azione sismica negli studi di MS;
- definire procedure standard per la quantificazione dei cedimenti delle zone instabili per densificazione indotta dall'azione sismica in funzione della tipologia, della qualità delle indagini svolte e dei metodi di analisi;
- definire il sistema di rappresentazione delle zone instabili per densificazione indotta dall'azione sismica.

La letteratura tecnica propone numerosi metodi semi-empirici, semplificati ed avanzati, per la stima dei cedimenti da densificazione sismoindotta che tengono in conto, in maniera più o meno semplificata in funzione del grado di conoscenza del sito, dei seguenti fattori:

1. le caratteristiche geologiche e morfologiche del sito;
2. le proprietà fisiche e meccaniche dei litotipi coinvolti in condizioni statiche e dinamiche;
3. l'azione sismica.

Tali metodi sono stati applicati, in via preliminare, per l'individuazione dei fattori innescanti e predisponenti il fenomeno di densificazione cosismica (paragrafo 3.1), utilizzati come fattori di *screening* nel Livello 1 di MS, e poi proposti quali metodi semplificati ed avanzati per l'individuazione e caratterizzazione delle zone instabili per densificazione nel Livello 3 di MS.

### 3 Carte, livelli di microzonazione sismica e zone soggette a densificazione indotta dall'azione sismica

La metodologia generale proposta nella presente linea guida si basa su procedure di analisi di complessità crescente che, partendo dallo studio della Carta Geologico Tecnica per la MS (CGT\_MS), consentono di individuare zone instabili per densificazione cosismica nei Livelli 1 e 3 di MS.

In questo paragrafo vengono descritti i livelli di approfondimento per l'individuazione delle zone potenzialmente interessate dall'instabilità in questione (Tabella 2), descritti in dettaglio nei paragrafi successivi:

- **Livello 1 - (Carta delle MOPS):** individuazione di Zone di Attenzione per densificazione indotta dall'azione sismica ( $Z_{ADAS}$ ) sulla base di elementi informativi minimi (litostratigrafia, stato di addensamento, presenza della falda, elementi geomorfologici, indagini pregresse, inclinazione, ecc.);
- **Livello 3 - (Carta di MS):** vengono individuate le Zone Suscettibili ( $Z_{SDAS}$ ) e le Zone di Rispetto ( $Z_{RDAS}$ ) sulla base del raggiungimento di una soglia di cedimento cosismico  $S = 5$  cm per le  $Z_{SDAS}$  e di una soglia  $S = 10$  cm per le  $Z_{RDAS}$  valutato sulla base di elementi informativi specifici e metodi di calcolo semplificati. Nel caso di interventi edilizi, le Zone di Rispetto potranno essere rivalutate con metodi avanzati per la stima dei cedimenti.

Livello di MS	Carta	Zone di densificazione	Elementi informativi	Metodi
1	MOPS	Zone di attenzione ( $Z_{ADAS}$ )	Minimi	-
3	MS	Zone di Suscettibilità e di rispetto ( $Z_{SDAS}$ e $Z_{RDAS}$ )	Specifici	Semplificati o avanzati

Tabella 2 - Livelli, carte e corrispondenti tipi di zone potenzialmente soggette a densificazione cosismica.

A ciascun tipo di zona corrispondono delle indicazioni per la pianificazione urbanistica e per gli interventi di trasformazione (che saranno trattate nella PARTE SECONDA).

Il diagramma di flusso in Figura 1 illustra sinteticamente la metodologia adottata nei diversi livelli di approfondimento per l'identificazione delle tre tipologie di zone appena descritte.

I Livelli 1 e 3 di MS sono preceduti dallo studio preliminare effettuato per la redazione della CGT\_MS. Quest'ultima rappresenta un vero e proprio studio propedeutico per l'individuazione delle zone soggette all'instabilità (*screening* preliminare), attraverso la descrizione dei litotipi e delle geometrie che costituiscono il sottosuolo dell'area d'interesse, delle condizioni idrogeologiche e geomorfologiche.

In particolare, la CGT\_MS deve mettere in evidenza quegli elementi geomorfologici che possono indurre repentine variazioni laterali e verticali dell'assetto geologico/geotecnico, indirizzando l'approfondimento degli studi in particolari aree al fine di discriminare porzioni con entità di cedimento differente anche all'interno di una stessa microzona. Un esempio è costituito dalle scarpate sepolte che comportano un rapido cambio di spessore

nelle coperture ma anche una potenziale variabilità laterale, mettendo a contatto litologie con differenti proprietà fisico-meccaniche e, quindi, differente risposta alle sollecitazioni sismiche. A questo proposito si citano le paleovalli sepolte in ambiente vulcanico, ove la paleotopografia può essere ricoperta da depositi vulcanoclastici sciolti ed in cui il margine della paleovalle rappresenta un limite di rapido passaggio tra depositi differenti, sia dal punto di vista litologico-geotecnico, sia di spessore. In definitiva, gli elementi geomorfologici non rappresentano un indice di terreni soggetti a densificazione, ma possono indicare le aree nelle quali concentrare gli studi, in fase di programmazione delle campagne di indagini di sito e/o attraverso la realizzazione di sezioni geologico-tecniche incrociate, al fine di ricostruire in dettaglio le geometrie del sottosuolo.

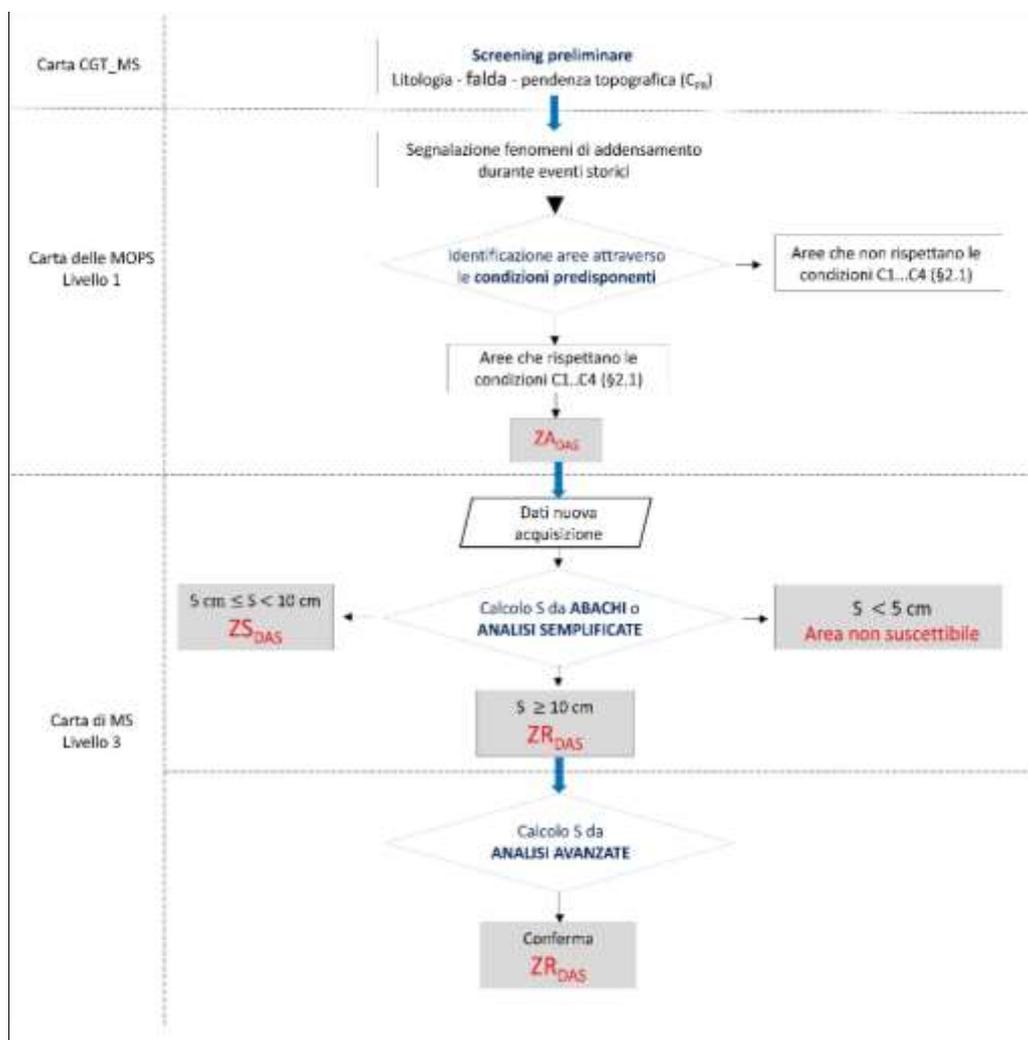


Figura 1 - Diagramma di flusso del percorso metodologico (Livelli di MS) per la definizione delle zone di densificazione cosismica (S=cementazione in cm).

Nel Livello 1 di MS, la verifica della presenza delle condizioni per la densificazione indotta dall'azione sismica (paragrafo 3.1) viene condotta utilizzando elementi informativi minimi. Tali elementi vengono raccolti a partire da quelle aree riportate nella CGT\_MS e costituite da depositi granulari con scarse proprietà fisico-meccaniche. Le aree che verificano tutte le condizioni predisponenti (C) riportate nel paragrafo 3.1 vengono identificate nella carta delle MOPS come Zone di Attenzione (Z<sub>DAS</sub>).

Tutte le Z<sub>DAS</sub> individuate nel Livello 1 andranno approfondite nel Livello 3 di MS con l'acquisizione di nuovi dati. Il Livello 3 di MS prevede due metodologie di approfondimento. La prima metodologia prevede delle analisi semplificate, ossia la stima del cedimento S da abachi. In particolare, sono stati appositamente predisposti degli

abachi (Appendice A3) al fine di fornire uno strumento per una prima stima del cedimento S. Gli abachi sono stati calibrati sulla base di analisi di risposta sismica locale 1D lineari equivalenti e non lineari, eseguite parametricamente variando lo spessore dello strato deformabile, la densità relativa (ovvero la velocità delle onde di taglio), l'intensità della sollecitazione sismica. Gli abachi riportati in Appendice A3 possono essere applicati in determinate condizioni specifiche; negli altri casi è possibile stimare i cedimenti attraverso metodi semplificati noti in letteratura e descritti in dettaglio nell'Appendice A1.

Il cedimento calcolato in questa prima fase va confrontato con i valori soglia introdotti in precedenza posti pari a 5 cm per le  $Z_{SDAS}$  e 10 cm per le  $Z_{RDAS}$ <sup>1</sup>.

Le aree per cui viene stimato un cedimento S maggiore o uguale alla soglia minima e, allo stesso tempo, minore della soglia massima, vengono identificate nella carta di MS come Zone di Suscettibilità ( $Z_{SDAS}$ ). Le zone caratterizzate da cedimento inferiore alla soglia minima vengono considerate non suscettibili al fenomeno di densificazione indotta dall'azione sismica.

Le zone in cui nel Livello 3 di MS viene stimato attraverso **analisi semplificate** un cedimento maggiore o uguale alla soglia massima, vanno identificate come Zone di Rispetto ( $Z_{RDAS}$ ). Nel caso di interventi su manufatti esistenti o di nuova edificazione, queste zone potranno essere rivalutate con la metodologia che prevede analisi avanzate, ossia potrà essere nuovamente calcolato il cedimento utilizzando procedure che prevedono analisi di risposta sismica locale mono- o bi- dimensionale. Il cedimento così ricalcolato va confrontato con il valore di soglia previsto; le aree per cui viene calcolato un cedimento S maggiore o uguale alla soglia vengono confermate nella carta di MS come Zone di Rispetto ( $Z_{RDAS}$ ), in caso contrario vengono identificate come Zone di Suscettibilità ( $Z_{SDAS}$ ).

### 3.1 Condizioni predisponenti il fenomeno di densificazione indotta dall'azione sismica

La presenza di particolari condizioni geologiche e geotecniche può indurre fenomeni di densificazione in un deposito soggetto ad azione sismica. Tali condizioni sono innanzitutto di carattere morfologico ed idrogeologico di sito, coinvolgendo le caratteristiche fisico-meccaniche dei litotipi interessati.

I litotipi suscettibili di densificazione cosismica possono essere le sabbie, i limi e tutte le frazioni granulometriche intermedie, in assenza di falda e con uno stato di addensamento da mediamente addensato a sciolto. Rientrano in questa categoria anche le coltri di alterazione ed i terreni residuali, i prodotti di disaggregazione fisica, i depositi sabbioso-limosi eluvio-colluviali, i riporti antropici e di riempimento, i depositi piroclastici e pomicei sciolti, le cineriti incoerenti e tutti quei depositi geologicamente recenti che possono presentare caratteristiche litologico-tessiturali, idrogeologiche, morfologiche e di spessore utili al manifestarsi del fenomeno.

Non sono soggetti a densificazione cosismica invece, tutti quei depositi in cui la componente coesiva è predominante e nei quali la completa saturazione produce, in fase cosismica, la generazione di sovrappressioni interstiziali e l'innescarsi di un processo di consolidazione che prosegue e si esaurisce in fase post-sismica. Ne sono un esempio i depositi argillosi ed argilloso-limosi di origine fluvio-lacustre, le torbe e le argille organiche, tutti litotipi che presentano una intrinseca compressibilità anche in condizione statica. Quest'ultimo fenomeno, come detto nell'introduzione, non è trattato nelle presenti linee guida.

Uno *screening* preliminare va effettuato sulle condizioni morfologiche e sull'assetto stratigrafico dell'area potenzialmente instabile. Viene così individuata una Condizione Preliminare ( $C_{PR}$ ) predisponente l'instabilità relativa alla morfologia dell'area:

---

<sup>1</sup> Per la definizione delle soglie si è fatto riferimento ai valori ammissibili (limite superiore) per i cedimenti delle strutture in muratura e intelaiate (rispettivamente 5 cm e 10 cm), allorché esista probabilità di cedimento differenziale (Viggiani 1999, §10.3).

- **C<sub>PR</sub>**. Si fa riferimento a morfologie piane con inclinazioni medie  $\beta$  non superiori a 15°. Per pendenze superiori si assume che, in presenza di terreni scadenti e sollecitazioni sismiche sufficientemente elevate, il fenomeno di instabilità predominante sia quello di instabilità e deformazione permanente per frana (si veda §3.2 per i rapporti tra densificazione ed altre instabilità sismoindotte).

Verificata la condizione preliminare  $C_{PR}$ , l'occorrenza del fenomeno di densificazione dipende dal verificarsi di tutte le seguenti condizioni predisponenti<sup>2</sup>

- C1.** nella successione litologica della verticale indagata devono essere presenti orizzonti di terreni non coesivi insaturi con diametro delle particelle compreso nel fuso granulometrico di Figura 2 (limi, limi-sabbiosi, sabbie-limose, sabbie). Lo spessore dello strato H sopra falda potenzialmente interessato a fenomeni di densificazione cosismica deve essere almeno di 15 m per sabbie e di 20 m per limi e limi-sabbiosi;
- C2.** il deposito deve avere un grado di addensamento inferiore al 65% ( $D_r$ ) per le sabbie ed inferiore all' 85% per limi e limi-sabbiosi, ovvero una velocità media di propagazione delle onde S ( $V_{s, media}$ ) riferita allo spessore dello strato H inferiore a 250 m/s per entrambi i litotipi;
- C3.** assenza di falda entro tutto lo spessore considerato;
- C4.** l'azione sismica attesa al sito deve essere caratterizzata da un'accelerazione di riferimento al bedrock pari a  $PGA \geq 0.2g$  per sabbie e  $PGA \geq 0.4g$  per limi e limi-sabbiosi.

---

<sup>2</sup> I presenti criteri sono stati determinati sulla base di un elevato numero di analisi di risposta sismica locale 1D lineari equivalenti e non lineari, eseguite parametricamente variando lo spessore dello strato deformabile, la densità relativa (ovvero la velocità delle onde di taglio), l'intensità della sollecitazione sismica. Le stesse analisi sono state utilizzate per la costruzione degli abachi riportati in Appendice A1. In sostanza, a partire dai risultati delle analisi, sono state individuate le combinazioni di parametri meccanici, geometrici e di intensità sismica che producessero un cedimento maggiore della soglia minima.

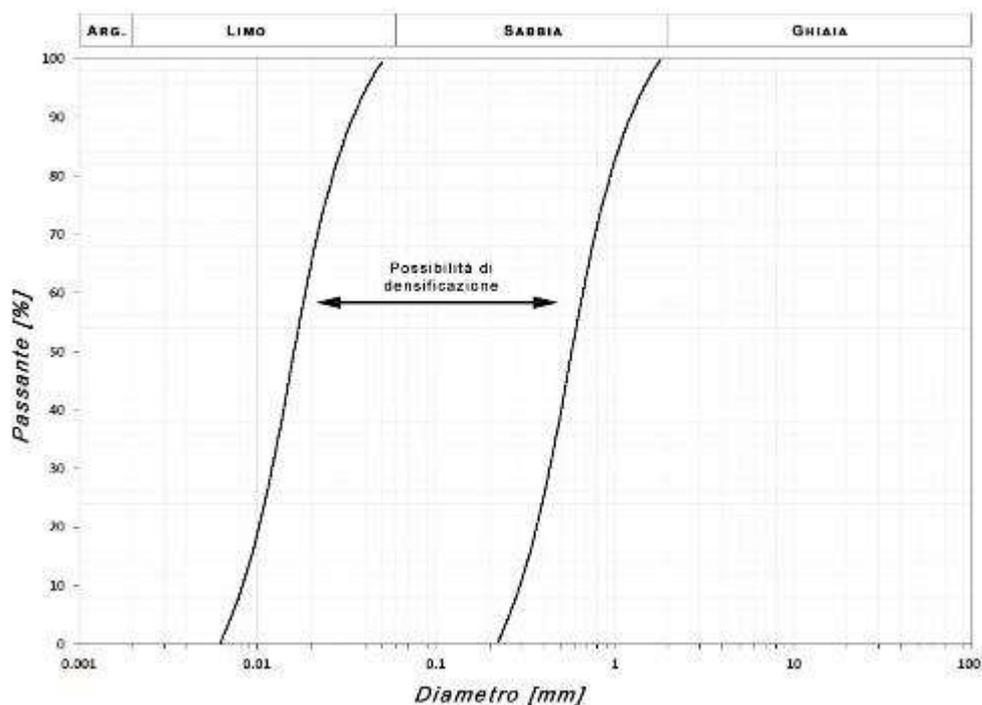


Figura 2 - Fuso granulometrico entro il quale valutare preliminarmente la suscettibilità alla densificazione.

### 3.2 Carta delle MOPS – Livello 1 (Z<sub>DAS</sub> – Zone di Attenzione per densificazione indotta da azione sismica)

Nel Livello 1 di MS, la verifica delle condizioni predisponenti (C1, C2, C3 e C4) alla densificazione precedentemente descritte (paragrafo 3.1) viene condotta utilizzando gli elementi informativi minimi. Gli elementi informativi minimi che descrivono le caratteristiche fisico-meccaniche e l'assetto stratigrafico del sottosuolo, devono essere raccolti dando priorità alle aree caratterizzate dalla presenza di terreni granulari riportate nella CGT\_MS.

In una prima fase, dovranno essere escluse le aree con inclinazione media superiore a 15° (C<sub>PR</sub>; paragrafo 3.1) da valutare, ad esempio, mediante modelli digitali (DEM, o anche DTM, DSM) con risoluzione minima di 20 m. Qualora l'intera area presenti un'inclinazione media superiore a 15°, pur verificando tutte le condizioni da C1 a C4, è da considerarsi non suscettibile a densificazione in quanto il fenomeno sismoindotto prevalente assumerà il carattere di una instabilità di versante.

Il passaggio successivo fa riferimento alla verifica delle condizioni predisponenti da C1 a C4 descritte nel paragrafo 3.1.

Per quanto riguarda la valutazione della condizione C1, con riferimento alla granulometria del materiale (Figura 2 - Fuso granulometrico entro il quale valutare preliminarmente la suscettibilità alla densificazione. Figura 2), in mancanza di prove di laboratorio, si può far riferimento ai dati pregressi derivanti da indagini penetrometriche dinamiche e statiche e/o dalle descrizioni litologiche riportate nelle stratigrafie dei sondaggi. Inoltre, queste informazioni sono determinanti anche nella valutazione dello spessore dello strato H sopra falda che deve essere compreso nelle soglie prestabilite (C1, paragrafo 3.1).

Anche per le condizioni C2 e C3 si deve far riferimento ai dati pregressi. In particolare, per la condizione C2, individuato lo spessore di terreno compatibile per litologia (C1), se sono presenti più valori di  $D_r$ , si può far riferimento al valore medio ovvero al valore calcolato alla mezzeria del deposito.

Per verificare la condizione C4, va preso come riferimento il valore dell'accelerazione massima attesa al sito in roccia in condizioni piane (categoria di sottosuolo A), per un periodo di ritorno pari a 475 anni (GdL MPS, 2004), che dovrà essere confrontata col valore soglia in funzione del litotipo corrispondente.

Se vengono verificate tutte le condizioni appena descritte, l'area in esame può essere mappata nella carta delle MOPS come Zona di Attenzione -  $Z_{ADAS}$ .

L'individuazione di una  $Z_{ADAS}$  rimanderà obbligatoriamente al livello superiore di approfondimento (Carta di MS – Livello 3).

Nel caso non si verificasse anche solo una delle condizioni predisponenti, la zona è da considerarsi non suscettibile di densificazione cosismica.

Nella carta delle MOPS dovranno essere segnalate anche quelle zone per le quali si hanno notizie certe di fenomeni di densificazione avvenuti in seguito ad eventi sismici storici. Tali zone dovranno essere sempre indicate come Zone di Attenzione ( $Z_{ADAS}$ ).

Tali informazioni possono essere reperite da pubblicazioni scientifiche o da cataloghi che censiscono gli effetti sismoindotti quali ad esempio il catalogo CEDIT (Fortunato et alii, 2012) o il catalogo CFTI<sup>5</sup><sub>MED</sub> (Guidoboni et alii, 2018) alla sezione “Effetti sull'ambiente naturale”.

Nel Livello 1 di MS, nel caso in cui venga identificata una  $Z_{ADAS}$ , la relazione illustrativa dovrà essere corredata dalle seguenti indicazioni:

- assetto geologico, idrogeologico e geomorfologico dell'area;
- eventuali segnalazioni di densificazione occorse in occasione di eventi sismici passati;
- ubicazione e tipologia delle indagini da condurre nei livelli di approfondimento successivi;
- metodi di analisi da impiegare nei livelli di approfondimento successivi.

Nel Capitolo 4 vengono illustrati i criteri di perimetrazione e rappresentazione della  $Z_{ADAS}$ .

### 3.3 Carta di MS - livello 3 ( $Z_{SDAS}$ – Zone di suscettibilità e $Z_{RDAS}$ – Zone di rispetto per densificazione indotta da azione sismica)

Gli studi di MS di livello 3 richiedono degli approfondimenti specifici nei siti di interesse da realizzarsi ex-novo con specifiche indagini di sito e di laboratorio (Appendice A4) che, oltre a ridurre il grado di incertezza rispetto al livello 1 di MS, devono avere i seguenti obiettivi:

- acquisizione di nuovi dati sulla granulometria, sul grado di addensamento e sullo spessore dello strato potenzialmente interessato dal fenomeno;
- maggiore accuratezza nella definizione della geometria latero-verticale delle unità geologico-tecniche potenzialmente suscettibili a densificazione cosismica;
- maggiore accuratezza nella definizione dell'andamento di eventuali elementi geomorfologici sepolti (e.g. orli di scarpate).

La raccolta di nuovi dati è funzionale a:

- stima del cedimento (S) attraverso abachi (Appendice A3) o, in alternativa, attraverso metodi semplificati o avanzati (Appendice A1) lungo tutte le verticali disponibili;
- perimetrazione delle Zone di Suscettibilità ( $Z_{SDAS}$ ) nei casi in cui i depositi ricadenti all'interno della microzona in questione abbiano un cedimento (S) compreso tra 5 e 10 cm ( $5\text{ cm} \leq S < 10\text{ cm}$ ), stimato secondo le modalità descritte in precedenza;
- perimetrazione delle Zone di Rispetto ( $Z_{RDAS}$ ), nei casi in cui i depositi ricadenti all'interno della

microzona in questione abbiano un cedimento ( $S$ )  $\geq$  di 10 cm ( $S \geq 10$  cm), stimato secondo le modalità descritte in precedenza.

### 3.4 Carta di MS – Livello 3 (rivalutazione $ZR_{DAS}$ – Zone di Rispetto per densificazione indotta da azione sismica per interventi edilizi)

Nella Carta di MS (livello 3), qualora i cedimenti stimati mediante metodo semplificato (paragrafo 3.3) siano uguali o maggiori alla soglia di 10 cm e, allo stesso tempo, siano previsti interventi di nuova edificazione o su manufatti esistenti, sarà possibile applicare i metodi avanzati per la rivalutazione della stima dei cedimenti (Appendice A1). In particolare, lungo le verticali di indagine in corrispondenza delle quali viene stimato un cedimento  $S \geq 10$  cm, bisognerà effettuare analisi di risposta sismica locale 1D. In caso di complesse morfologie sepolte, è opportuno ricorrere ad analisi di risposta sismica locale 2D da eseguirsi in corrispondenza di sezioni significative, in modo da tenere conto dell'effetto bidimensionale sul calcolo del cedimento.

I risultati di queste analisi per la stima del cedimento ( $S$ ) potranno eventualmente modificare l'attribuzione di zona in Zona di Suscettibilità ( $ZS_{DAS}$ ).

Nello specifico, in funzione del cedimento ottenuto dai metodi avanzati, si possono verificare due condizioni:

- conferma della Zona di Rispetto ( $ZR_{DAS}$ ) nei casi in cui, in corrispondenza di una o più verticali ricadenti nell'area indagata, il cedimento ( $S$ ) sia maggiore o uguale di 10 cm ( $S \geq 10$  cm);
- modifica in Zona di Suscettibilità ( $ZS_{DAS}$ ) nei casi in cui, in corrispondenza di una o più verticali ricadenti nell'area indagata, il cedimento ( $S$ ) sia compreso tra 5 cm e 10 cm ( $5 \text{ cm} \leq S < 10 \text{ cm}$ ).

Inoltre, sarà possibile ridefinire la geometria delle zone alla luce dei nuovi risultati derivanti dalle analisi avanzate.

Nei casi in cui le aree investigate insistono su centri abitati, si dovranno valutare le possibili interazioni dell'instabilità con opere antropiche di interesse (si rimanda alla Parte Seconda), fornendo indicazioni in merito ai possibili interventi per la mitigazione del rischio (Appendice A5).

## 4 Modalità di rappresentazione e perimetrazione delle zone

### 4.1 Modalità di rappresentazione delle zone

Le zone instabili per densificazione indotta da azione sismica devono essere cartografate ad una scala di dettaglio adeguata, preferibilmente non inferiore a 1:5000.

Le  $Z_{ADAS}$  sono zone rappresentate nella carta delle MOPS (Livello 1 di MS) mentre le  $Z_{SDAS}$  e le  $Z_{RDAS}$  sono rappresentate nelle Carte di MS (Livello 3 di MS).

La  $Z_{RDAS}$  può ricadere all'interno di una  $Z_{SDAS}$ , ma le due zone non potranno mai coincidere.

#### 4.1.1 $Z_{ADAS}$ (Carta delle MOPS)

Le  $Z_{ADAS}$  si identificano sulla base di elementi informativi minimi e pertanto la loro perimetrazione terrà conto del relativo grado di approssimazione.

I limiti delle  $Z_{ADAS}$  coincidono con i limiti delle zone nelle quali si verifica la condizione  $C_{PR}$  e le condizioni da C1 a C4 (paragrafo 3.1; Figura 3).

La perimetrazione della  $Z_{ADAS}$  dovrà essere realizzata sulla base di:

- segnalazioni di fenomeni di densificazione cosismica avvenuti durante eventi storici;
- CGT\_MS (scala 1:5.000-1: 10.000);
- risultati di indagini in situ e prove di laboratorio provenienti da studi pregressi.

La procedura di perimetrazione prevede le seguenti fasi:

1. nell'ambito dell'elaborazione della Carta delle MOPS, le  $Z_{ADAS}$  vengono individuate tra le zone nelle quali sono verificate la condizione  $C_{PR}$  e le condizioni da C1 a C4;
2. la  $Z_{ADAS}$  dovrà essere caratterizzata da una successione litostratigrafica del sottosuolo debitamente parametrizzata in termini di spessori e parametri fisici e meccanici ( $D_r$  e/o  $V_s$  media, profondità del bedrock sismico).



### Legenda

#### Indagini

- ◆ Localizzazione delle indagini pregresse che hanno permesso l'identificazione delle zone
- ◆ Localizzazione delle indagini da eseguire al livello 3

#### Zone stabili

- 1001

#### Zone stabili suscettibili di amplificazione locale

- 2001
- 2002
- 2003
- 2004
- 2005

#### Zone di attenzione per instabilità

- ZAdas - Zone di attenzione per densificazione indotta da azione sismica
- ZAdas - Zone di attenzione per densificazione indotta da azione sismica
- ZAdas - Zone di attenzione per densificazione indotta da azione sismica

#### Forme di superficie e sepolte

- 5070 - Scarpata sepolta

Figura 3 - Schema esemplificativo di una carta delle MOPS nella quale sono state riportate le ZAD<sub>AS</sub> che verificano le condizioni predisponenti descritte nel paragrafo 3.1. I punti in blu rappresentano la localizzazione delle indagini da eseguire nel Livello 3 (il simbolo utilizzato indica un'indagine generica e non ha alcun riferimento con la simbologia presente negli standard di archiviazione e rappresentazione informatica).

#### 4.1.2 $Z_{SDAS}$ e $Z_{RDAS}$ (Carta di MS)

Le zone di suscettibilità e le zone di rispetto non necessariamente coincidono con le zone di attenzione precedentemente individuate, ma possono essere costituite da porzioni di esse. La loro individuazione, infatti, deriva da:

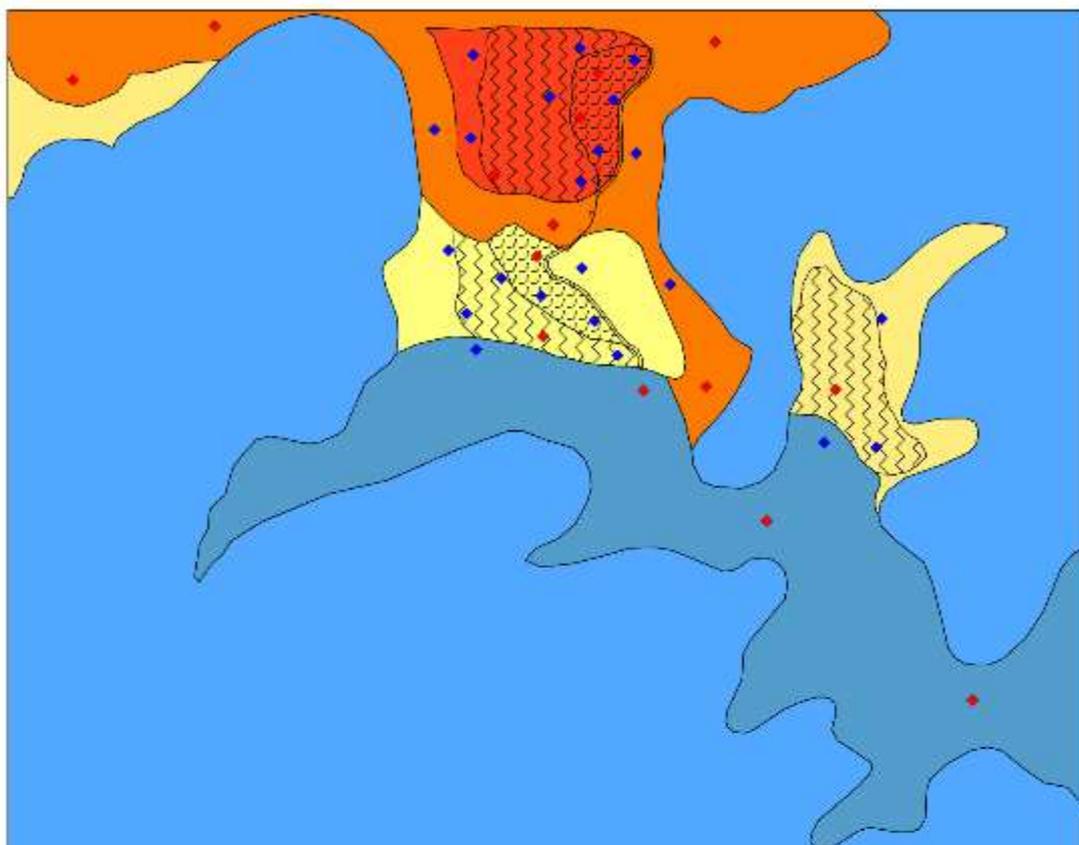
- CGT\_MS e relativo modello di sottosuolo rielaborati sulla base delle nuove indagini ad una scala di dettaglio (1:5000 – 1:1000);
- risultati delle analisi semplificate per la stima del cedimento da densificazione indotto lungo le verticali analizzate.

La procedura di perimetrazione delle  $Z_{SDAS}$  e delle  $Z_{RDAS}$  (Figura 4), partendo dalle  $Z_{ADAS}$  definite nel Livello 1 di MS, prevede:

1. la rivalutazione delle informazioni contenute nella CGT\_MS e rielaborazione del modello di sottosuolo;
2. la stima del cedimento  $S$  mediante l'utilizzo degli abachi (Appendice A3) o metodi semplificati (Appendice A1) in corrispondenza delle verticali ricadenti all'interno dell'area di interesse e confronto con i valori soglia;
3. sulla base di risultati ottenuti al punto precedente, è possibile definire i limiti della  $Z_{SDAS}$ , considerando tutte le verticali per cui è stato stimato un cedimento  $5 \text{ cm} \leq S < 10 \text{ cm}$ , e i limiti della  $Z_{RDAS}$ , considerando tutte le verticali per cui è stato stimato un cedimento  $S \geq 10 \text{ cm}$ .

Nelle Zone di Rispetto così individuate, nel caso di rivalutazione con metodi avanzati, si procederà alla riperimetrazione sulla base dei nuovi risultati derivanti da metodi di previsione dei cedimenti in corrispondenza delle verticali di indagine anche di nuova acquisizione. Per questi casi la procedura prevede i seguenti passaggi:

1. stima del cedimento da densificazione cosismica in corrispondenza di ogni verticale mediante metodo avanzato (Appendice 1);
2. confronto del cedimento calcolato al punto precedente, in corrispondenza di tutte le verticali ricadenti all'interno dell'area di interesse, con i valori di soglia di cui al paragrafo 4;
3. verifica della perimetrazione delle  $Z_{RDAS}$  considerando tutte le verticali per cui è stato stimato un cedimento  $S \geq 10 \text{ cm}$ ;
4. verifica della perimetrazione delle  $Z_{SDAS}$  considerando tutte le verticali per cui è stato stimato un cedimento  $5 \text{ cm} \leq S < 10 \text{ cm}$ .



### Legenda

#### Indagini

- ◆ Indagini pregresse che hanno permesso l'identificazione delle zone
- ◆ Indagini di nuova acquisizione che hanno permesso la perimetrazione delle ZSDAS e delle ZRDAS

#### Zone stabili

FA 1.0

#### Zone stabili suscettibili di amplificazione locale

FA 1.0 - 1.2

FA 1.3 - 1.4

FA 1.5 - 1.6

FA 1.7 - 1.8

FA 1.9 - 2.0

#### Zone suscettibili di instabilità FA 1.0 - 1.2

ZSDAS - Zone di suscettibilità per densificazione indotta da azione sismica  
 $5,0 \text{ cm} \leq S < 10,0 \text{ cm}$

ZRDAS - Zone di rispetto per densificazione indotta da azione sismica  
 $S \geq 10,0 \text{ cm}$

FA 1.3 - 1.4

ZSDAS - Zone di suscettibilità per densificazione indotta da azione sismica  
 $5,0 \text{ cm} \leq S < 10,0 \text{ cm}$

FA 1.9 - 2.0

ZSDAS - Zone di suscettibilità per densificazione indotta da azione sismica  
 $5,0 \text{ cm} \leq S < 10,0 \text{ cm}$

ZRDAS - Zone di rispetto per densificazione indotta da azione sismica  
 $S \geq 10 \text{ cm}$

#### Forme di superficie e sepolte

5070 - Scarpata sepolta

Figura 4 - Schema esemplificativo di una Carta di MS in cui sono riportate le ZSDAS e le ZRDAS individuate in relazione alle soglie di cedimento. Il retino delle ZSDAS e delle ZRDAS si sovrappone al colore che indica la classe del parametro di amplificazione.

Per le modalità di rappresentazione delle  $Z_{ADAS}$ ,  $Z_{SDAS}$  e  $Z_{RDAS}$  si rimanda agli standard di rappresentazione ed archiviazione informatica.

## 4.2 Rapporti con altre instabilità

In determinate condizioni geologiche, geomorfologiche ed idrogeologiche, è possibile che, all'interno di una stessa area soggetta ad azione sismica, si verifichino contemporaneamente diversi fenomeni di instabilità sismoindotta. Gli effetti che ne derivano saranno la combinazione di due o più fenomeni, co-sismici o post-sismici.

Le linee guida per la MS trattano le instabilità singolarmente, fornendo i criteri per identificare i singoli fenomeni e le modalità di perimetrazione delle aree soggette all'instabilità.

Questo paragrafo fornisce i criteri di perimetrazione delle aree potenzialmente soggette a fenomeni di densificazione cosismica nel caso di coesistenza con altre instabilità (i.e. frane, liquefazioni, faglie attive e capaci). Tali criteri si basano anche sull'esame dei casi di studio, seppur limitati, di densificazione cosismica per i quali sono disponibili informazioni quantitative sui cedimenti verificatisi storicamente (Tabella 1).

### 4.2.1 Cedimenti per densificazione (DAS) vs. Frane (FR)

La presente Linea Guida pone, tra le condizioni predisponenti il fenomeno di densificazione cosismica, un valore soglia dell'inclinazione della superficie topografica pari a  $15^\circ$  ( $C_{PR}$  nel paragrafo 3.1) al di sotto del quale si può verificare il fenomeno. Tale condizione consente di distinguere gli effetti della densificazione indotta dall'azione sismica da quelli delle instabilità gravitative trattate nelle apposite Linee Guida<sup>3</sup>. I due fenomeni, pertanto, vengono trattati separatamente non prevedendo una loro eventuale sovrapposizione e coesistenza all'interno della stessa area. Come detto in precedenza, si suppone infatti che in caso di pendenze elevate, gli effetti deformativi dovuti a fenomeni franosi siano quantitativamente superiori rispetto a quelli associati alla densificazione, in misura tale da rendere questi ultimi trascurabili.

### 4.2.2 Cedimenti per densificazione (DAS) vs. Liquefazione (LIQ)

Confrontando le condizioni predisponenti ed innescanti il fenomeno della liquefazione<sup>4</sup> con quelle discusse nel presente documento per la densificazione indotta da azione sismica (paragrafo 3.1), si può osservare come sia possibile che si verifichi la sovrapposizione dei due fenomeni all'interno di una stessa area; uno strato di materiale sciolto insaturo, potenzialmente soggetto a densificazione sismoindotta, infatti, potrebbe poggiare su di uno strato di materiale ugualmente sciolto ma in condizioni di saturazione e quindi potenzialmente soggetto a liquefazione.

Qualora si verificasse una condizione simile, dal momento che le conseguenze attese dai fenomeni di liquefazione sono più gravose rispetto al caso della densificazione (i.e. perdita di capacità portante e collasso di eventuali strutture, innalzamenti ed abbassamenti del suolo di entità superiore a quelli indotti dalla densificazione, espandimenti laterali e fratturazione), i fenomeni di densificazione possono essere considerati trascurabili. Le aree potenzialmente interessate da liquefazione e densificazione andranno quindi perimetrare e segnalate solamente come aree potenzialmente soggette a fenomeni di liquefazione. Nelle carte di primo livello (MOPS) e di terzo

---

<sup>3</sup> Commissione tecnica per la microzonazione sismica. Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da instabilità di versante sismoindotte (FR). Versione 1.0. Dipartimento della protezione civile e Conferenza delle Regioni e delle Province autonome. Roma, 2017.

<sup>4</sup> Commissione tecnica per la microzonazione sismica. Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da liquefazione (LIQ). Versione 1.0. Dipartimento della protezione civile e Conferenza delle Regioni e delle Province autonome. Roma, 2017.

livello (MS), qualora esistessero le condizioni, le zone potenzialmente soggette a densificazione cosismica potranno essere perimetrate al contorno delle zone soggette a liquefazione e mai sovrapposte. Nella relazione illustrativa va comunque segnalata la possibile coesistenza dei due fenomeni accompagnata dal modello geologico-tecnico di sottosuolo dell'area considerata.

#### *4.2.3 Cedimenti per densificazione (DAS) vs. Faglie attive e capaci (FAC)*

I fenomeni che accompagnano le zone interessate dalla presenza di faglie attive e capaci<sup>5</sup> (FAC) o potenzialmente attive e capaci (FPAC), possono essere di grande entità anche dell'ordine del metro, e comprendono deformazioni permanenti del terreno, fratturazione, rigonfiamenti e dislocazioni differenziali. Dal momento che le conseguenze attese per questi fenomeni sono più gravose rispetto al caso di densificazione indotta da azione sismica, nella carta delle MOPS di livello 1 e MS di livello 3 la perimetrazione delle aree di attenzione, di suscettibilità e di rispetto per faglie attive e capaci dovrà avere la priorità sulle medesime zone relative al fenomeno di densificazione. Una zona soggetta a densificazione potrà essere definita al contorno, mai sovrapposta, ad una zona interessata da fenomeni connessi alle faglie attive e capaci. Nella relazione illustrativa va comunque segnalata la possibile coesistenza dei due fenomeni.

---

<sup>5</sup> Commissione tecnica per la microzonazione sismica, Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da Faglie Attive e Capaci (FAC), versione 1.0 Conferenza delle Regioni e delle Province Autonome – Dipartimento della protezione civile, Roma, 2015.

## PARTE SECONDA

### Disciplina d'uso del suolo in zone soggette a densificazione indotta dall'azione sismica

#### 5 Individuazione delle categorie urbanistiche interessate da densificazione cosismica

La pianificazione urbanistica e territoriale in zone interessate dalla presenza di depositi suscettibili a densificazione è chiamata a disciplinare gli usi del suolo e le previsioni di trasformazione urbana, tenendo conto della relazione tra la pericolosità sismica e i diversi contesti insediativi.

Nell'ambito degli strumenti di pianificazione urbanistica, gli studi di MS, ai vari livelli, come definiti negli ICMS (2008), sono integrati con quanto specificato dalle presenti linee guida.

Al fine di definire tale disciplina, si farà riferimento convenzionalmente a **tre categorie di aree urbanistiche**:

- Aree edificate (recenti o consolidate);
- Aree non edificate (con previsione di trasformazione);
- Aree non urbanizzate a trasformabilità limitata.

Ciascuna delle tre categorie di aree è definita da specifici caratteri insediativi, infrastrutturali e di destinazione d'uso la cui relazione con la presenza di  $Z_{A_{DAS}}$ ,  $Z_{S_{DAS}}$  e  $Z_{R_{DAS}}$  va sottoposta a specifiche normative.

In particolare, le tre categorie urbanistiche possono essere definite nel modo seguente:

- Aree edificate (recenti o consolidate) – aree urbanizzate ed edificate di diverso livello di completamento, consolidamento e stratificazione. Comprendono centri storici, tessuti consolidati, aree in completamento con usi residenziali, produttivi, a servizio o misti;
- Aree non edificate (con previsione di trasformazione) – aree non edificate, parzialmente edificate o con previsione di nuovi insediamenti - residenziali, produttivi, a servizio o misti - di manufatti edilizi, di infrastrutture e reti. Tali aree possono trovarsi sia in adiacenza ad aree edificate, sia in contesti ancora non urbanizzati;
- Aree non urbanizzate a trasformabilità limitata – aree non edificabili o con limitate previsioni di edificabilità, sia per destinazione d'uso (aree agricole), che per la presenza di vincoli e forme di tutela.

Queste tre categorie vanno riferite alle previsioni dello strumento di piano vigente e alle sue effettive condizioni di attuazione.

Per quanto riguarda le specifiche articolazioni della normativa urbanistica nelle suddette aree, ogni Regione potrà predisporre opportune corrispondenze tra le tre categorie urbanistiche e le zone omogenee individuate dai rispettivi strumenti di governo del territorio.

#### 6 Disciplina d'uso

I criteri definiti per indirizzare la disciplina d'uso del suolo in zone suscettibili a densificazione cosismica anche con differenti tassi di addensamento, devono tener conto di due fattori:

- l'instabilità da densificazione difficilmente può interessare vaste aree del territorio;
- a differenza di altre forme di instabilità (FAC) è possibile mettere in atto interventi puntuali di riduzione della pericolosità, attraverso interventi diretti sul suolo, e della vulnerabilità, attraverso interventi sul costruito.

Tenuto conto di questo, la disciplina degli usi del suolo e delle previsioni di trasformazione nelle zone soggette a densificazione viene articolata in **due tipi di indicazioni**:

- **indicazioni urbanistiche**, che definiscono possibili regolamentazioni dallo strumento urbanistico anche in termini di categorie di intervento e di destinazioni d'uso<sup>6</sup> e modalità attuative;
- **indicazioni edilizie**, che definiscono per l'edilizia esistente e di nuova costruzione, con riferimento alla normativa tecnica antisismica<sup>7</sup>, quali categorie di intervento sono possibili e su quali classi d'uso.

Con riferimento alle tre categorie di aree urbanistiche sopra definite e alle zone soggette a densificazione in cui esse ricadono, viene proposto un abaco di diverse tipologie di indirizzi (Tabella 3). Nella tabella viene riportata anche una colonna relativa alle infrastrutture, come ambito distinto e in questa sede non approfondito.

Nell'Appendice B2 vengono riportati gli schemi sintetici di classificazione.

Categorie urbanistiche		Aree edificate (recenti o consolidate)	Aree non edificate (con previsione di trasformazione)	Aree non urbanizzate a trasformazione limitata	Infrastrutture
Zone soggette a densificazione	Z <sub>ADAS</sub>	Obbligo di approfondimento (6.1.1)	Obbligo di approfondimento (6.2.1)		Programma infrastrutture (6.3)
	Z <sub>SDAS</sub>	Programma Zone Instabili (6.1.2)	Intervento limitato (6.2.2)		
	Z <sub>R<sub>DAS</sub></sub>				

Tabella 3 Indicazioni urbanistiche.

<sup>6</sup> L'art. 10, comma 2, del T.U. edilizia (D.P.R. 380/2001) attribuisce alle Regioni la competenza a disciplinare, con legge regionale, la materia della destinazione d'uso e del mutamento della stessa. Le destinazioni d'uso generalmente fanno riferimento alle seguenti categorie: residenziale, turistico-ricettiva, produttiva e direzionale, commerciale, rurale (art. 23-ter del D.P.R. 380/2001).

<sup>7</sup> Le Classi d'uso individuate dalle NTC (2018), cap. 2, par. 2.4.2 sono le seguenti:

**Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

**Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

**Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

**Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

## 6.1 Aree edificate

### 6.1.1 Obbligo di approfondimento (Aree edificate)

Nel caso di  $Z_{ADAS}$ , nelle **Aree edificate (recenti o consolidate)**, per interventi di nuova edificazione (nei lotti vuoti) e per interventi sull'edificato esistente, devono essere espletati i necessari approfondimenti geologici e geotecnici, propri del Livello 3 di MS (paragrafo 3.2e paragrafo 3.3 della PARTE PRIMA), al fine di individuare le  $Z_{SDAS}$  e le  $Z_{RDAS}$ , oppure, per interventi puntuali, gli approfondimenti previsti dalla normativa tecnica vigente. È prerogativa delle Regioni definire eventuali limiti temporali, in ragione delle risorse disponibili, per l'espletamento dei suddetti approfondimenti. L'assenza di approfondimento determina la seguente disciplina d'uso:

Edilizia	Tipo intervento	Descrizione
Esistente	Limitato	Con esclusione degli interventi di manutenzione ordinaria, degli interventi di adeguamento igienico-sanitario, o altri interventi obbligatori di settore, qualsiasi altro tipo di intervento deve prevedere interventi di miglioramento o di adeguamento e valutazione di eventuali interventi di riduzione della pericolosità (in conformità alla normativa vigente).
Nuova costruzione	Obbligatorio	La nuova costruzione è consentita con l'obbligo di approfondimenti sull'intera zona omogenea su cui ricade la costruzione stessa o almeno sull'area nella quale la condizione di instabilità può avere effetti sulla costruzione.

### 6.1.2 Programma Zone Instabili

Per le  $Z_{SDAS}$  e  $Z_{RDAS}$ , nelle Aree edificate (recenti o consolidate), le amministrazioni locali nell'ambito dei propri strumenti di pianificazione urbanistica e secondo le prescrizioni e gli indirizzi dei soggetti sovraordinati, individuano e perseguono uno o più obiettivi per il Programma Zone Instabili (*PZI*), assumendone i contenuti nelle forme opportune, al fine di mitigare le condizioni di rischio. Il *PZI* rappresenta un programma d'intervento complesso in cui vengono definiti obiettivi e ambiti di intervento, fattibilità e modalità attuative. Il *PZI* riguarda più in generale tutte le aree suscettibili di instabilità, fra cui anche quelle interessate da faglie attive e capaci (FAC)<sup>8</sup>. Nell'Appendice B1 viene riportato uno schema di Programma utilizzabile anche come lista di verifica dei temi trattati. L'assenza di un *PZI* determina la stessa disciplina d'uso prevista per le  $Z_{ADAS}$  (paragrafo 6.1.1).

#### 6.1.2.1 Scelta obiettivo del PZI

La definizione di uno specifico *PZI* implica la scelta di uno dei seguenti obiettivi, eventualmente differenziati in funzione di  $Z_{SDAS}$  e  $Z_{RDAS}$ :

- Intervento limitato (Obiettivo 1)
- Intervento obbligatorio o limitato (Obiettivo 2)
- Intervento obbligatorio (Obiettivo 3)
- Intervento inibito (Obiettivo 4)

Per ciascuno di questi obiettivi di seguito vengono elencate le rispettive discipline d'uso.

##### 6.1.2.1.1 1<sup>a</sup> ipotesi: Intervento limitato (Obiettivo 1)

La scelta di questo obiettivo determina la seguente disciplina d'uso:

---

<sup>8</sup> Commissione tecnica per la microzonazione sismica. Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da faglie attive e capaci. Versione 1.0. Dipartimento della protezione civile e Conferenza delle Regioni e delle Province autonome. Roma, maggio 2015.

Edilizia	Tipo intervento	Descrizione
Esistente	Limitato	Con esclusione degli interventi di manutenzione ordinaria, degli interventi di adeguamento igienico-sanitario, o altri interventi obbligatori di settore, qualsiasi altro tipo di intervento deve prevedere interventi di miglioramento o di adeguamento e valutazione di eventuali interventi di riduzione della pericolosità (in conformità alla normativa vigente).
Nuova costruzione	Limitato	È consentita la nuova edificazione con valutazione di interventi di riduzione della pericolosità (in conformità alla normativa vigente).

#### 6.1.2.1.2 2<sup>a</sup> ipotesi: Intervento obbligatorio o limitato (Obiettivo 2)

La scelta di questo obiettivo determina la seguente disciplina d'uso:

Edilizia	Tipo intervento	Descrizione
Esistente	Obbligatorio	Non è obbligatoria la delocalizzazione, ma viene favorita. Interventi obbligatori (nei tempi definiti dalla Regione): interventi di miglioramento e/o adeguamento e/o rafforzamento locale e valutazione di interventi di riduzione della pericolosità (in conformità alla normativa vigente), indipendentemente da richieste di manutenzione o altri tipi di richiesta.
Nuova costruzione	Limitato	È consentita la nuova edificazione con valutazione di interventi di riduzione della pericolosità (in conformità alla normativa vigente).

#### 6.1.2.1.3 3<sup>a</sup> ipotesi: Intervento obbligatorio (Obiettivo 3)

La scelta di questo obiettivo determina la seguente disciplina d'uso:

Edilizia	Tipo intervento	Descrizione
Esistente	Obbligatorio	Non è obbligatoria la delocalizzazione, ma viene favorita. Interventi obbligatori (nei tempi definiti dalla Regione): interventi di miglioramento e/o adeguamento e/o rafforzamento locale e valutazione di interventi di riduzione della pericolosità (in conformità alla normativa vigente), indipendentemente da richieste di manutenzione o altri tipi di richiesta.
Nuova costruzione	Obbligatorio	La nuova costruzione è consentita con l'obbligo di approfondimenti sull'intera zona omogenea su cui ricade la costruzione stessa o almeno sull'area nella quale la condizione di instabilità può avere effetti sulla costruzione.

#### 6.1.2.1.4 4<sup>a</sup> ipotesi: Intervento inibito (Obiettivo 4)

La scelta di questo obiettivo determina la seguente disciplina d'uso:

Edilizia	Tipo intervento	Descrizione
Esistente	Delocalizzazione	Non è consentito alcun intervento sull'edilizia esistente, perché oggetto di delocalizzazione obbligatoria.
Nuova costruzione	Inibito	Non è consentita la nuova edificazione.

Per i centri storici, oltre alle indicazioni sopra riportate riguardanti la categoria delle Aree edificate (recenti o consolidate), dovrà essere valutata l'opportunità, in sede di predisposizione del PZI, di introdurre un piano attuativo che contempli interventi finalizzati alla conservazione e al riuso, compatibili con le nuove condizioni di rischio intervenute.

## 6.2 Aree non edificate o non urbanizzate

### 6.2.1 Obbligo di approfondimento (Aree non edificate o non urbanizzate)

Le **Aree non edificate (con previsione di trasformazione)** e le **Aree non urbanizzate a trasformabilità limitata**, ricadenti in  $ZA_{DAS}$ , sono soggette ad un regime di limitazione di edificabilità che non autorizza alcun intervento di trasformazione, fintantoché non vengano effettuati i necessari approfondimenti al fine di individuare le  $ZS_{DAS}$  e le  $ZR_{DAS}$ , oppure gli approfondimenti sull'intera zona omogenea su cui ricade l'intervento ovvero almeno sull'area nella quale la condizione di instabilità può avere effetti sulla costruzione.

È ammessa in tali aree la sistemazione di spazi aperti, senza realizzazione di volumetrie, a servizio delle funzioni e delle attività presenti nelle aree limitrofe, insediate e urbanizzate, o per incrementare la dotazione urbana di aree verdi, spazi pubblici e verde privato attrezzato.

Pertanto, l'assenza di approfondimento determina la seguente disciplina d'uso:

Edilizia	Tipo intervento	Descrizione
Esistente	Limitato	Con esclusione degli interventi di manutenzione ordinaria, degli interventi di adeguamento igienico-sanitario, o altri interventi obbligatori di settore, qualsiasi altro tipo di intervento deve prevedere interventi di miglioramento o di adeguamento e valutazione di eventuali interventi di riduzione della pericolosità (in conformità alla normativa vigente).
Nuova costruzione	Obbligatorio	La nuova costruzione è consentita con l'obbligo di approfondimenti sull'intera zona omogenea su cui ricade la costruzione stessa o almeno sull'area nella quale la condizione di instabilità può avere effetti sulla costruzione.

### 6.2.2 Intervento limitato

Nelle **Aree non edificate (con previsione di trasformazione)** e nelle **Aree non urbanizzate a trasformabilità limitata**, ricadenti in  $ZS_{DAS}$ , è prevista la seguente disciplina d'uso:

Edilizia	Tipo intervento	Descrizione
Esistente	Limitato	Con esclusione degli interventi di manutenzione ordinaria, degli interventi di adeguamento igienico-sanitario, o altri interventi obbligatori di settore, qualsiasi altro tipo di intervento deve prevedere interventi di miglioramento o di adeguamento e valutazione di eventuali interventi di riduzione della pericolosità (in conformità alla normativa vigente).
Nuova costruzione	Limitato	È consentita la nuova edificazione con interventi obbligatori di riduzione della pericolosità (in conformità alla normativa vigente).

## 6.3 Programma Infrastrutture

Per le infrastrutture, le opere connesse a sistemi infrastrutturali e, più in generale le *lifelines* in programma di realizzazione preesistenti, deve essere predisposto uno specifico programma, eventualmente nell'ambito del *Programma Zone Instabili*, per essere sottoposte a verifica, prevedendo specifici approfondimenti conoscitivi e interventi finalizzati alla minimizzazione dei rischi.

## 7 Disciplina d'uso per le zone di ricostruzione post-terremoto

Nel caso di zona di ricostruzione post-terremoto allo schema di disciplina d'uso precedentemente descritto, si andrà ad aggiungere la condizione, ben più gravosa, di manufatti danneggiati e la necessità di predisporre piani e norme specifici per l'intera area oggetto dell'evento sismico.

Pertanto, la prima delle precedenti categorie di aree urbanistiche (Aree edificate - recenti o consolidate), così come definita, deve essere integrata con i manufatti (Unità minime di intervento) classificati in funzione del danno e della vulnerabilità.

### 7.1 Aree edificate

### 7.1.1 *Obbligo di approfondimento (Aree edificate)*

Nel caso di ZAD<sub>DAS</sub>, nelle Aree edificate (recenti o consolidate), per interventi di ricostruzione o riparazione l'assenza di approfondimento determina la seguente disciplina d'uso:

Edilizia	Tipo intervento	Descrizione
Danneggiata (danno leggero, medio-grave, gravissimo)	Limitato	Qualsiasi tipo di intervento deve prevedere (nei tempi definiti dalla Regione) interventi di miglioramento e/o adeguamento e/o rafforzamento locale e valutazione di eventuali interventi di riduzione della pericolosità (in conformità alla normativa vigente).

### 7.1.2 *Programma Zone Instabili*

A quanto già previsto per le ZSD<sub>DAS</sub> e ZRD<sub>DAS</sub>, nelle Aree edificate (recenti o consolidate), dovranno essere aggiunte le seguenti indicazioni.

L'assenza di un PZI determina la seguente disciplina d'uso:

Edilizia	Tipo intervento	Descrizione
Danneggiata (danno leggero, medio-grave, gravissimo)	Limitato	Qualsiasi tipo di intervento deve prevedere (nei tempi definiti dalla Regione) interventi di miglioramento e/o adeguamento e/o rafforzamento locale e valutazione di eventuali interventi di riduzione della pericolosità (in conformità alla normativa vigente).

#### 7.1.2.1 Scelta obiettivo del PZI

Nel PZI dovrà essere valutata progressivamente la possibilità di adozione di uno dei seguenti obiettivi riferibili all'edilizia danneggiata:

- Intervento limitato (Obiettivo 1)
- Intervento obbligatorio o limitato (Obiettivo 2)
- Intervento obbligatorio (Obiettivo 3)

Per ciascuno di questi obiettivi di seguito vengono elencate le rispettive discipline d'uso.

##### 7.1.2.1.1 *1<sup>a</sup> ipotesi: Intervento limitato (Obiettivo 1)*

La scelta di questo obiettivo determina la seguente disciplina d'uso:

In ZRD<sub>DAS</sub> e ZSD<sub>DAS</sub> :

Edilizia	Tipo intervento	Descrizione
Danneggiata (danno leggero, medio-grave, gravissimo)	Limitato	Qualsiasi altro tipo di intervento deve prevedere (nei tempi definiti dalla Regione) interventi di miglioramento e/o adeguamento e/ rafforzamento locale e valutazione di eventuali interventi di riduzione della pericolosità (in conformità alla normativa vigente).

##### 7.1.2.1.2 *2<sup>a</sup> ipotesi: Intervento obbligatorio o limitato (Obiettivo 2)*

La scelta di questo obiettivo determina la seguente disciplina d'uso:

In ZRD<sub>DAS</sub> :

Edilizia	Tipo intervento	Descrizione
----------	-----------------	-------------

Danneggiata (danno leggero, medio-grave, gravissimo)	Obbligatorio	Non è obbligatoria la delocalizzazione, ma viene favorita. Interventi obbligatori (nei tempi definiti dalla Regione): interventi di miglioramento e/o adeguamento e/o rafforzamento locale e valutazione di interventi di riduzione della pericolosità (in conformità alla normativa vigente), indipendentemente da richieste di manutenzione o altri tipi di richiesta.
--	--------------	---

In ZS<sub>DAS</sub>:

Edilizia	Tipo intervento	Descrizione
Danneggiata (danno leggero, medio-grave)	Limitato	Qualsiasi altro tipo di intervento deve prevedere (nei tempi definiti dalla Regione) interventi di miglioramento e/o adeguamento e/o rafforzamento locale e valutazione di eventuali interventi di riduzione della pericolosità (in conformità alla normativa vigente).
Danneggiata (danno gravissimo)	Obbligatorio	Non è obbligatoria la delocalizzazione, ma viene favorita. Interventi obbligatori (nei tempi definiti dalla Regione): interventi di miglioramento e/o adeguamento e/o rafforzamento locale e valutazione di interventi di riduzione della pericolosità (in conformità alla normativa vigente), indipendentemente da richieste di manutenzione o altri tipi di richiesta.

### 7.1.2.1.3 3<sup>a</sup> ipotesi: Intervento obbligatorio (Obiettivo 3)

La scelta di questo obiettivo determina la seguente disciplina d'uso:

In ZS<sub>DAS</sub> e ZR<sub>DAS</sub>:

Edilizia	Tipo intervento	Descrizione
Danneggiata (danno leggero, medio-grave, gravissimo)	Obbligatorio	Non è obbligatoria la delocalizzazione, ma viene favorita. Interventi obbligatori (nei tempi definiti dalla Regione): interventi di miglioramento e/o adeguamento e/o rafforzamento locale e valutazione di interventi di riduzione della pericolosità (in conformità alla normativa vigente), indipendentemente da richieste di manutenzione o altri tipi di richiesta.

## 8 Ruoli delle Istituzioni pubbliche

I ruoli delle Istituzioni pubbliche sono sintetizzati di seguito:

- Stato:
  - formula definizioni, indirizzi, criteri generali per le Regioni ed Enti Locali;
  - definisce programmi di risorse finanziarie;
  - stabilisce i criteri tecnici generali per definire le ZA<sub>DAS</sub>, ZS<sub>DAS</sub> e ZR<sub>DAS</sub>;
  - definisce i criteri generali di utilizzo del suolo nelle ZA<sub>DAS</sub>, ZS<sub>DAS</sub> e ZR<sub>DAS</sub>;
  - propone e attua l'aggiornamento degli ICMS (Gruppo di lavoro MS, 2008);
  - definisce modalità e strumenti operativi per la valutazione delle aree soggette a densificazione cosismica negli studi di MS1.
- Regioni e Province autonome:
  - adottano i criteri generali formulati dallo Stato e dalla Conferenza delle Regioni e delle Province autonome;
  - formulano ulteriori criteri specifici con riferimento alle peculiarità regionali;
  - esaminano, propongono integrazioni e osservazioni e/o approvano gli studi delle aree soggette a densificazione cosismica definite nel territorio regionale, in coordinamento con lo Stato (Livello 1 di MS);
  - promuovono e coordinano gli studi per definire nuove aree soggette a densificazione cosismica sul territorio regionale e li trasmettono allo Stato (livello MS3);
  - definiscono le mappe delle ZA<sub>DAS</sub>, ZS<sub>DAS</sub> e ZR<sub>DAS</sub> (livelli MS1 e MS3);
  - richiedono agli Enti Locali di informare e notificare ai cittadini l'individuazione delle ZA<sub>DAS</sub>, ZS<sub>DAS</sub> e ZR<sub>DAS</sub> e i criteri specifici di utilizzo del suolo all'interno delle zone.

- Enti Locali:
  - adottano i criteri specifici formulati dalle Regioni e dalle Province autonome;
  - regolano l'utilizzo del suolo nelle  $Z_{ADAS}$ ,  $Z_{SDAS}$  e  $Z_{RDAS}$ ;
  - predispongono i Programmi per le aree soggette a fenomeni di densificazione cosismica;
  - informano, in coordinamento con le Regioni e le Province autonome, i cittadini in merito all'individuazione delle  $Z_{ADAS}$ ,  $Z_{SDAS}$  e  $Z_{RDAS}$  e ai criteri specifici di utilizzo del suolo all'interno delle zone.

# APPENDICE A1. Metodi semplificati ed avanzati per la stima dei cedimenti da densificazione indotta dall'azione sismica

## 1 Introduzione

La stima dei cedimenti dovuti a compressione sismica può essere effettuata utilizzando due tipologie di approccio (Lasley, 2016):

- Metodi semplificati
- Metodi avanzati

Per metodi semplificati si intendono quei metodi che non necessitano di analisi di risposta sismica locale per la valutazione delle tensioni tangenziali o delle deformazioni di taglio indotte dall'evento sismico nel sottosuolo. Questi metodi, inoltre, richiedono una semplificazione dell'*input* sismico, da time history irregolare a storia accelerometrica sinusoidale, tenendo conto della durata dell'evento con il numero di cicli equivalente. I principali metodi semplificati disponibili in letteratura proposti nell'ambito della seguente linea guida sono descritti nel paragrafo 2 dell'Appendice.

I metodi avanzati sono quei metodi che necessitano di un'analisi di risposta sismica locale mono-, bi- o tri-dimensionale per essere applicati, nelle quali l'input sismico è individuato da una storia accelerometrica. Da ciò, si evidenzia subito come il primo vantaggio di tali metodologie consista nell'assenza di semplificazioni dell'input sismico in un numero di cicli equivalente, per cui si tiene in conto, in maniera più accurata, della risposta dinamica del terreno. Inoltre, il profilo delle deformazioni tangenziali è calcolato con analisi di risposta sismica locale, non con espressioni semplificate, potendo anche tenere conto dell'influenza di fenomeni bi- o tri-dimensionali sulla risposta deformativa del deposito. Di contro, è necessario, come sempre accade nei metodi avanzati, caratterizzare più accuratamente il terreno ed è necessaria un'accurata scelta dell'input sismico. I metodi avanzati possono poi essere ulteriormente suddivisi in due gruppi (Lasley et al., 2016): i metodi basati su un approccio disaccoppiato (cioè che disaccoppiano il calcolo delle deformazioni taglianti da quello delle deformazioni volumetriche) e quelli che invece utilizzano modelli costitutivi avanzati. Alcuni cenni sui modelli avanzati sono riportati nel paragrafo 3 dell'Appendice.

Tutte le metodologie discusse nella presente Appendice sono riportate nella seguente Tabella A1.1.

#	Metodi Semplificati	Metodi Avanzati
1	Tokimatsu e Seed (1987)	Finn e Byrne (1976)
2	Pradel (1998)	Nasim e Wartman (2006)
3	Robertson (2009)	Vincens (2007)
4	Yi (2010b)	Lasley (2016)

Tabella A1.1 Principali metodi per il calcolo dei cedimenti da densificazione sismica, distinti sulla base del livello di MS.

## 2 Metodi Semplificati

La prima procedura codificata è stata quella proposta da Silver & Seed (1972), la quale si basa sullo studio sperimentale di laboratorio condotto da Silver & Seed (1971). La procedura prevede analisi di risposta sismica locale e, quindi, ciò andrebbe in contrapposizione con la definizione di metodo semplificato. Il metodo, tuttavia, viene menzionato in questa sezione in quanto, a partire da questo primo lavoro organico sui cedimenti per densificazione, sono state proposte delle semplificazioni che hanno condotto allo sviluppo di metodi semplificati.

Da tale metodo è stato sviluppato quello proposto da Tokimatsu & Seed (1987) che è utilizzabile esclusivamente nel caso di sabbie pulite ed utilizza il numero dei colpi  $NSPT$  ottenuto da prove penetrometriche dinamiche. Successivamente, numerose procedure sono state formulate (Pradel, 1998; Stewart e Whang, 2003; Yi, 2010a; Yi, 2010b; Robertson & Shao, 2010; Ghayoomi, 2013) e, sulla base di quanto sviluppato anche per i metodi semplificati per la valutazione della suscettibilità a liquefazione, molte di esse si basano su prove in sito. In particolare, con riferimento alla procedura trattata nelle presenti Linee Guida, di seguito si analizzano in maggiore dettaglio il metodo di Pradel (1998), basato su prove  $SPT$ , il metodo di Robertson & Shao (2010), basato su prove  $CPT$  e il metodo di Yi (2010b) basato su misure della velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$ , oltre all'originario metodo di Tokimatsu & Seed (1987). Saranno altresì brevemente riassunte le altre metodologie sopra enunciate così da poter dare al lettore la possibilità di approfondire il metodo che più è congeniale al proprio caso studio.

## 2.1 Tokimatsu e Seed (1987)

La procedura proposta da Tokimatsu & Seed (1987) è una versione semplificata di quella sviluppata da Seed & Silver (1972); è, però, applicabile solo nel caso di sabbie pulite. Il metodo è così articolato:

Si calcola la deformazione di taglio efficace  $\gamma_{eff}$  come segue:

$$\gamma_{eff} = \frac{\tau_{av}}{G_{eff}} = \frac{\tau_{av}}{G_{max} \left( \frac{G_{eff}}{G_{max}} \right)} \quad (A1.1)$$

dove  $G_{max}$  è il modulo di rigidezza a taglio a basse deformazioni,  $G_{eff}$  è il modulo di rigidezza a taglio delle sabbie per lo stato di deformazione corrente,  $\tau_{av}$  è la tensione tangenziale media.

Il calcolo di  $\tau_{av}$  si effettua mediante la seguente relazione (Seed & Idriss, 1971):

$$\tau_{av} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \cdot \sigma_0 \cdot r_d \quad (A1.2)$$

Sostituendo  $\tau_{av}$  nell'espressione di  $\gamma_{eff}$ , si ottiene:

$$\gamma_{eff} \frac{G_{eff}}{G_{max}} = \frac{0.65 \cdot a_{max} \cdot \sigma_0 \cdot r_d}{g \cdot G_{max}} \quad (A1.3)$$

Il modulo di rigidezza a piccole deformazioni può essere calcolato come proposto da Seed & Idriss (1971), ovvero:

$$G_{max} = 1000 \cdot (K_2)_{max} \cdot (\sigma'_m)^{\frac{1}{2}} [psf] \quad (A1.4)$$

dove  $(K_2)_{max} = 20 \cdot (N_1)_{60}^{1/3}$  deriva da Ohta & Goto (1976), ottenuto sulla base di numerose misure di velocità delle onde di taglio in siti giapponesi. Il parametro  $(N_1)_{60}$  è ottenuto riconducendo il numero di colpi da prove  $SPT$  ( $N_{SPT}$ ) ad un valore normalizzato e corretto che tiene conto, tramite opportuni coefficienti, della tensione verticale efficace ( $C_N$ ), del rendimento energetico normalizzato al 60% ( $C_E$ ), delle dimensioni del foro di sondaggio ( $C_B$ ), della lunghezza delle aste della macchina esecutrice ( $C_R$ ) e del tipo di attrezzo campionario ( $C_S$ ). L'espressione è la seguente:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_R \cdot C_B \cdot C_S \quad (A1.5)$$

La deformazione  $\gamma_{eff}$  è legata alla curva di decadimento del rapporto  $G_{eff}/G_{max}$  per le sabbie (Hardin & Drnevich, 1971; Iwasaki, 1978), la quale è a sua volta dipendente dalla pressione di confinamento  $\sigma'_m$ . Tale curva è rappresentabile anche nel piano  $(G_{eff}/G_{max}) \cdot \gamma_{eff} - \gamma_{eff}$ , per cui, entrando con  $(G_{eff}/G_{max}) \cdot \gamma_{eff}$ , calcolato ad esempio attraverso l'espressione (A1.3), si ottiene  $\gamma_{eff}$  (Figura A1.1).

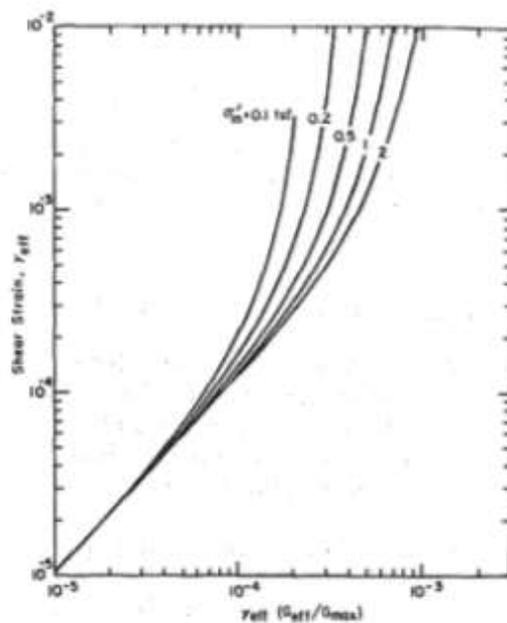


Figura A1.1 Curva di decadimento del rapporto  $G_{eff}/G_{max}$  per le sabbie nel piano  $(G_{eff}/G_{max}) \gamma_{eff} - \gamma_{eff}$  al variare di  $\sigma'_m$  (da Iwasaki, 1978).

Da Silver & Seed (1971) è possibile correlare la deformazione volumetrica  $\varepsilon_v$  a quella distorsionale  $\gamma$  e a  $D_r$  (e quindi a  $(N_1)_{60}$ , come in Figura A1.2.

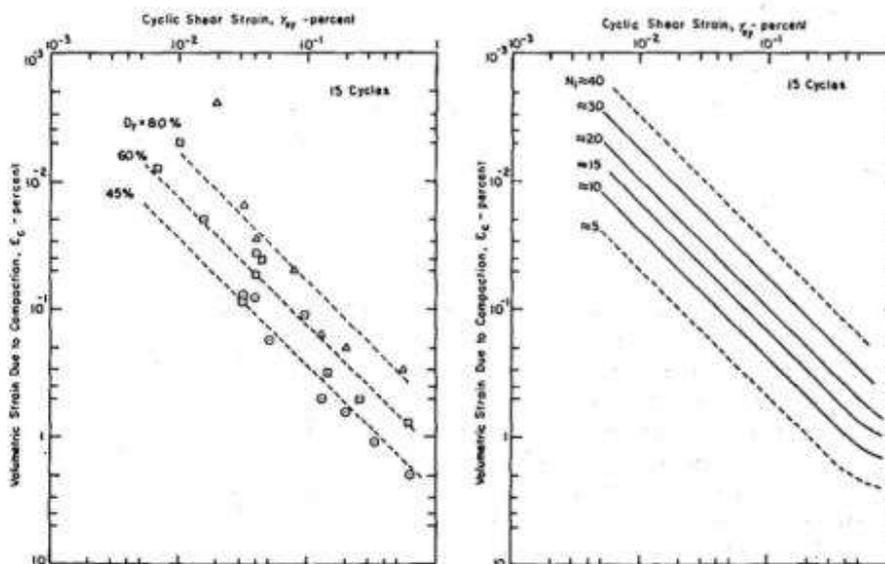


Figura A1.2 Relazioni  $\epsilon_v$ - $\gamma$  (da Silver & Seed, 1971).

Tali relazioni sono sviluppate per  $M=7.5$ , che corrisponde a 15 cicli uniformi di carico. Per tale ragione, in caso di magnitudo di riferimento diversa, è necessario normalizzare quest'ultima riportandola a  $M=7.5$ , utilizzando i fattori illustrati in Tabella A1.2 (Silver & Seed, 1971) che legano il numero dei cicli e il rapporto tra la deformazione volumetrica per un determinato  $N_c$  ( $\epsilon_{c,N}$ ) e la deformazione volumetrica corrispondente a 15 cicli ( $\epsilon_{c,15}$ ):

Earthquake magnitude (1)	Number of representative cycles at $0.65 \tau_{max}$ (2)	Volumetric strain ratio, $\epsilon_{c,N}/\epsilon_{c,N=15}$ (3)
8-1/2	26	1.25
7-1/2	15	1.0
6-3/4	10	0.85
6	5	0.6
5-1/4	2-3	0.4

Tabella A1.2 Influenza della magnitudo sul rapporto di deformazione volumetrica per sabbie asciutte (da Tokimatsu & Seed, 1987).

Infine, per tenere conto della multidirezionalità dell'input sismico in sito, Pyke (1975) indica che la tensione tangenziale generata da input multidirezionale è pari alla somma degli input monodirezionali, per cui propone di moltiplicare la deformazione volumetrica calcolata per un fattore 2.

## 2.2 Pradel (1998)

Il metodo sviluppato da Pradel (1998) è utilizzato per il calcolo dei cedimenti per densificazione sismica in sabbie asciutte. La procedura si basa su quella proposta da Tokimatsu & Seed (1987). I principali vantaggi di quest'ultimo, rispetto al metodo precedente, consistono nel fatto che può essere facilmente implementato numericamente, permettendo analisi speditive anche di terreni molto stratificati.

La prima fase del metodo consiste nella determinazione del carico ciclico medio, secondo la seguente espressione (Seed & Idriss, 1971):

$$\tau_{av} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \cdot \sigma_0 \cdot r_d \quad (A1.6)$$

per sabbie asciutte, l'equazione può essere modificata come segue:

$$\tau_{av} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \cdot \rho \cdot z \cdot \frac{1}{1 + \left(\frac{z}{z_0}\right)^2} \quad (A1.7)$$

dove  $z$  è la profondità dello strato e  $z_0$  è una costante pari a 30.5 m (100 ft).

Il valore di  $G_{max}$  può essere ottenuto tramite prove in sito e di laboratorio. In assenza di specifiche prove volte alla stima del parametro, questo può essere ottenuto tramite l'espressione proposta da Seed & Idriss (1970):

$$G_{max} = 447 \cdot p_0 \cdot (N_1)^{1/3} \cdot \sqrt{\frac{p}{p_0}} \quad (A1.8)$$

dove  $p$  rappresenta la tensione media,  $p_0$  è la tensione di riferimento pari a 1 tsf (95.76 kPa) e  $(N_1)$  è il valore di  $N_{SPT}$  normalizzato ad uno stato tensionale efficace pari a  $p_0$  e un'energia di caduta pari al 60%.

La deformazione ciclica  $\gamma$  può essere calcolata come segue:

$$\gamma = \frac{\tau_{av}}{G_{max} \left(\frac{G}{G_{max}}\right)} \quad (A1.9)$$

Il calcolo va effettuato disponendo di  $G_{max}$  e del rapporto  $G/G_{max}$  in funzione di  $\gamma$  (curva di decadimento del modulo di taglio normalizzato). Il processo iterativo consiste nell'assumere un valore  $\gamma_a$  di tentativo, si calcola il corrispondente rapporto  $G/G_{max}(\gamma_a)$  ottenuto da curve sperimentali o di letteratura, come quelle di Seed & Idriss (1970) e Ishihara (1982). La deformazione  $\gamma_c$  è calcolata usando l'espressione di Seed & Idriss (1970), iterando il processo finché  $\gamma_a = \gamma_c$ .

La procedura, per come è strutturata, richiede numerose iterazioni. Adottando le relazioni ottenute sperimentalmente da Iwasaki et al. (1978), il valore di  $\gamma$  può essere espresso come:

$$\gamma = \left[ \frac{1 + a \cdot \exp\left(b \cdot \frac{\tau_{av}}{G_0}\right)}{1 + a} \right] \cdot \frac{\tau_{av}}{G_0} \quad (A1.10)$$

dove  $a = 0.0389(p/p_a) + 0.124$ ,  $b = 6400(p/p_a)^{-0.6}$ .

Si noti come differenti curve  $G/G_{max}(\gamma)$  simili a quella di Iwasaki et al. (1978) sono state proposte da diversi ricercatori, ottenendo valori di cedimenti significativamente differenti.

Utilizzando le curve di Silver & Seed (1971) e la relazione che sussiste tra  $N_1$  e la densità relativa  $D_r$  delle sabbie, Tokimatsu & Seed (1987) hanno proposto un grafico per correlare la deformazione volumetrica delle sabbie stesse dopo 15 cicli di carico uniformi ad ampiezza costante con la resistenza penetrometrica. Tale curva è espressa nella seguente forma matematica ed è rappresentata in Figura A1.3.

$$\varepsilon_{vol(15)} = \gamma \left[ \frac{(N_1)}{20} \right]^{-1.2} \quad (A1.11)$$

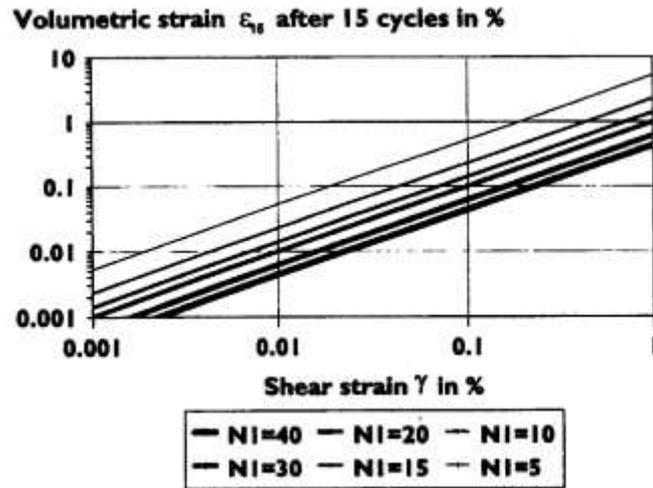


Figura A1.3 Relazione tra deformazione volumetrica dopo 15 cicli, deformazione di taglio e resistenza penetrometrica (da Pradel, 1998).

La relazione risulta, quindi, applicabile nel momento in cui si verificano le ipotesi di carico uniforme con 15 cicli di deformazione equivalente ( $N_c=15$ ), corrispondenti ad una magnitudo dell'evento pari a 7.5. Chiaramente, il numero di cicli equivalente  $N_c$  varia al variare della magnitudo. Tokimatsu & Seed (1987) propongono la seguente relazione (Figura A1.4):

$$N_c = (M - 4)^{2.17} \quad (A1.12)$$

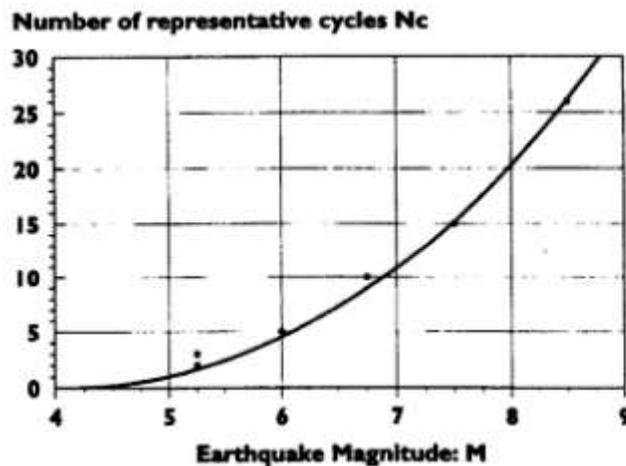


Figura A1.4 Relazione tra numero di cicli e magnitudo e confronto con i dati da Tokimatsu & Seed (1987).

Inoltre, Silver & Seed (1971), evidenziarono la relazione che permette di normalizzare la deformazione volumetrica per un generico numero di cicli equivalente rispetto a quella per 15 cicli (Figura A1.5), ovvero:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{v(15)} \left[ \frac{N_c}{15} \right]^{0.45} \quad (A1.13)$$

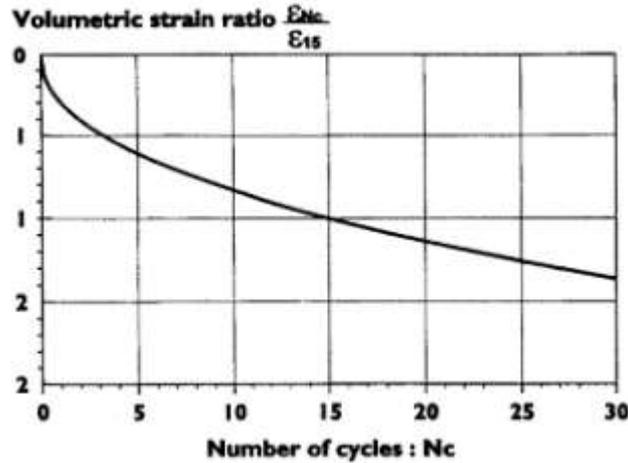


Figura A1.5 Relazione tra rapporto di deformazione volumetrica e numero dei cicli equivalente.

Tale relazione è ottenuta tramite prove di taglio semplice monodirezionale.

Sulla base di quanto ottenuto dagli studi di Pyke et al. (1975) si dimostra che, al fine di ottenere gli spostamenti, le deformazioni andrebbero raddoppiate per tenere conto della multidirezionalità degli effetti, ovvero:

$$\Delta S = 2 \cdot \Delta h \cdot \varepsilon_{N_c} \quad (A1.14)$$

Il metodo è tarato su due casi reali riferiti ai terremoti di San Fernando del 1971 e di Northridge del 1994.

### 2.3 Robertson & Shao (2010)

La metodologia proposta da Robertson & Shao (2010) è basata su quanto ottenuto da Pradel (1998), utilizzando, però, i risultati delle prove *CPT* ed è applicabile su un'ampia gamma di terreni non saturi.

Inizialmente, si calcola  $\tau_{av}$  come segue, secondo quanto proposto da Youd (2001) e Seed & Idriss (1971), rispettivamente:

$$\tau_{av} = CSR \cdot \sigma'_{v0} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \sigma_0 r_d \quad (A1.15)$$

Dove il parametro  $r_d$  può essere calcolato mediante le espressioni proposte da Youd et al. (2001) e Boulanger & Idriss (2004, 2006).

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio, nel caso si disponga dei risultati di prove *SCPT*, si può adottare la relazione:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad (A1.16)$$

In alternativa può utilizzarsi la correlazione proposta da Robertson (2009), sviluppata per terreni non-cementati dell'Olocene:

$$G_0 = 0.0188[10^{(0.55I_c+1.68)}](q_t - \sigma_{v0}) \quad (A1.17)$$

dove:

$$I_c = [(3.47 - \log Q_{tn})^2 + (\log F_r + 1.22)^2]^{0.5} \quad (A1.18)$$

$$Q_{tn} = \left( \frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_{atm}} \right) \left( \frac{p_{atm}}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (A1.19)$$

$$F_r(\%) = \left( \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \right) \cdot 100 \quad (A1.20)$$

Per il calcolo di  $\gamma$  si può adottare l'espressione proposta da Pradel (1998):

$$\gamma = \left[ \frac{1+a \cdot e^{b \cdot R}}{1+a} \right] \cdot R \cdot 100 \quad (A1.21)$$

in cui:

$$R = \tau_{av} / G_0; \quad a = 0.0389(p/p_a) + 0.124; \quad b = 6400(p/p_a)^{-0.6}; \quad p = 1/3(1 + 2K_0)\sigma_{v0}$$

Per il calcolo della deformazione volumetrica corrispondente a 15 cicli si utilizza la relazione proposta da Pradel (1998), che la correla al valore di  $(N_1)_{60}$  normalizzato per sabbie pulite,  $(N_1)_{60,cs}$ :

$$\varepsilon_{vol(15)} = \gamma \left[ \frac{(N_1)_{60,cs}}{20} \right]^{-1.20} \quad (A1.22)$$

Si sfrutta quanto dedotto da Jeffries & Been (2006), sulla base del parametro di stato  $\Psi$ . Tale parametro è definito come la differenza tra l'indice dei vuoti riferito allo stato attuale del terreno,  $e$ , e l'indice dei vuoti corrispondente allo stato critico,  $e_{cs}$ , per terreni sabbiosi e per lo stesso stato tensionale efficace. Gli autori hanno proposto una correlazione tra  $\Psi$  e la resistenza penetrometrica, deducendo che i terreni con lo stesso parametro di stato  $\Psi$  esibiscono la stessa risposta ai carichi. Ciò è confermato da Robertson (2009), secondo il quale i terreni con il medesimo valore di  $\Psi$  presentano analogo valore di  $Q_{tn,cs}$ . Alla luce di ciò, la correlazione proposta da Lunne et al. (1997) si modifica come segue:

$$(N_1)_{60,cs} = \frac{Q_{tn,cs}}{8.5 \left[ 1 - \frac{I_c}{4.6} \right]} \quad (A1.23)$$

dove, da Robertson & Wride (1998), si ha:

$$Q_{tn,cs} = K_c \cdot Q_{tn} \quad (A1.24)$$

$$K_c = \begin{cases} 1 & \text{per } I_c \leq 1.64 \\ 5.581I_c^3 - 0.403I_c^4 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 & \text{per } I_c > 1.64 \end{cases} \quad (A1.25)$$

Il parametro  $K_c$  è funzione di FC, granulometria e plasticità del materiale.

Infine, si calcola  $\varepsilon_v$  secondo quanto proposto da Pradel (1998):

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{v(15)} \left[ \frac{N_c}{15} \right]^{0.45} \quad (A1.26)$$

$$N_c = (M - 4)^{2.17} \quad (A1.27)$$

Il calcolo dei cedimenti avviene applicando la (A1.26), moltiplicata per un fattore 2 che tiene conto della multidirezionalità:

$$S = 2 \cdot \int_0^{GWT} \varepsilon_v dz \quad (A1.28)$$

in cui GWT rappresenta la profondità della falda dal piano campagna.

## 2.4 Yi (2010b)

La procedura di Yi (2010b) si basa su quelle di Seed & Silver (1972), Tokimatsu & Seed (1987) e Pradel (1998) in termini metodologici, sfruttando, però, la velocità delle onde di taglio  $V_s$ .

È così articolata:

Si calcola di  $\tau_{av}$  con l'espressione di Seed & Idriss (1971):

$$\tau_{av} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \sigma_{v0} \cdot r_d \quad (A1.29)$$

dove  $r_d$  può essere calcolato secondo Idriss (1999):

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z)M] \quad (A1.30)$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right) \quad (A1.31)$$

$$\beta(z) = 0.106 - 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right) \quad (A1.32)$$

in cui  $z$  rappresenta la profondità dal piano campagna in metri e l'argomento del seno va espresso in radianti.

Utilizzando le curve di decadimento  $G/G_0 \cdot \gamma$ , la deformazione di taglio può essere scritta come segue:

$$\gamma = \frac{\tau_{av}}{G_0 \left( \frac{G}{G_0} \right)} \quad (A1.33)$$

dove  $G_0=r \cdot V_s^2$ . Utilizzando il legame  $G/G_0-\gamma$  precedentemente definito, l'equazione di Pradel 1998 diventa:

$$\gamma = \left[ \frac{1+a \cdot \exp\left(b \cdot \frac{\tau_{av}}{G_0}\right)}{1+a} \right] \cdot \frac{\tau_{av}}{G_0} \cdot 100 \quad (A1.34)$$

in cui:  $a=0.0389 \cdot (p/p_a)+0.124$ ;  $b=6400 \cdot (p/p_a)^{-0.6}$ ;  $p=1/3 \cdot (1+2K_0) \cdot \sigma_{v0}$ ,  $K_0=(1-\sin\phi) \cdot OCR^{\sin\phi}$  (Mayne & Kulhawy, 1982).

Successivamente si calcola la densità relativa  $D_R$ . Essendo una procedura basata sulle  $V_s$ , è necessario ottenere una relazione tra  $D_R$  e  $V_s$ . Per tale ragione, non essendo disponibili in letteratura correlazioni di questo tipo, l'autore converte inizialmente  $D_R$  in  $(N_1)_{60cs}$  e, successivamente  $(N_1)_{60cs}$  in  $V_s$ . Sulla base di curve  $D_R-(N_1)_{60cs}$  già note in letteratura (vd. Terzaghi & Peck, 1967; Idriss & Boulanger, 2008; Tokimatsu & Seed, 1987), l'autore ottiene una curva media, espressa dalla relazione seguente:

$$D_r = 100 \cdot \sqrt{\frac{(N_1)_{60cs}}{52}} \quad [\%] \quad (A1.35)$$

La correlazione tra la resistenza penetrometrica alla punta e la velocità delle onde di taglio coincide con la formulazione di Andrus et al. (2004):

$$(V_{s1})_{cs} = 87.7 \cdot [(N_1)_{60cs}]^{0.253} \quad (A1.36)$$

in cui il pedice  $cs$  sta per "sabbie pulite" (terreni granulari con al più il 5% di fine) e  $(V_{s1})_{cs}$  è la velocità delle onde di taglio per sabbie pulite corretta rispetto alla tensione litostatica. Il parametro  $(V_{s1})_{cs}$  è correlato anche alla tensione litostatica efficace, come segue:

$$(V_{s1})_{cs} = K_{cs} \cdot V_s \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}}\right)^{0.25} \quad (A1.37)$$

dove  $K_{cs}$  è legato al contenuto di fine FC (cfr. Juang, 2002),  $p_a$  indica la pressione atmosferica,  $\sigma'_{v0}$  la pressione litostatica verticale efficace e  $V_s$  il valore misurato della velocità delle onde di taglio.

Combinando le due equazioni precedenti si ottiene:

$$D_R = 17.974 \cdot [(V_{s1})_{cs}/100]^{1.976} \quad (A1.38)$$

Dalle prove condotte da Silver & Seed (1971) sulla sabbia Crystal Silica No.30, con valori di densità relativa pari al 45%, 60%, 80%, si è ottenuta una correlazione tra deformazioni di taglio e deformazioni volumetriche.

$$\varepsilon_{vc1,M=7.5} = 0.329 \cdot \left(\frac{D_R}{100}\right)^{-2.68} \quad (A1.39)$$

$$\gamma = 32.715 \cdot [(V_{s1})_{cs}/100]^{-5.296} \cdot \gamma \quad (A1.40)$$

In Figura A1.6 sono riportate le relazioni tra deformazioni volumetriche normalizzate e deformazioni di taglio per sabbie asciutte pulite (Yi, 2010b) e tra deformazioni volumetriche normalizzate, deformazioni di taglio e velocità delle onde di taglio corretta per sabbie pulite asciutte (Yi, 2010b).

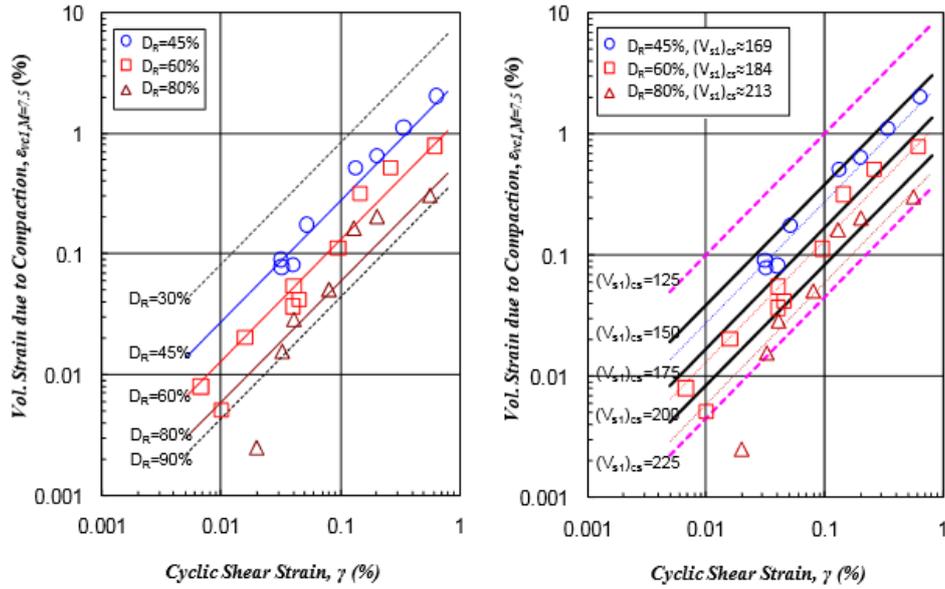


Figura A1.6 Relazione tra deformazioni volumetriche a deformazioni di taglio per sabbie pulite asciutte (Silver & Seed, 1971) e tra deformazioni volumetriche, deformazioni di taglio e velocità delle onde di taglio corretta per sabbie pulite asciutte (Yi, 2010b).

Per tenere conto della multidirezionalità dei carichi, si applica quanto proposto da Pyke (1975), ovvero:

$$\varepsilon_{vc,M} = K_{vc,M} \cdot [2 \cdot \varepsilon_{vc1,M=7.5}] \quad (A1.41)$$

dove  $K_{vc,M}$  è espresso, sulla base dello studio di Tokimatsu & Seed (1987), come:

$$K_{vc,M} = \frac{\varepsilon_{vc,M}}{\varepsilon_{vc,M=7.5}} = 0.26 \cdot M - 0.96 \quad (A1.42)$$

Infine, il calcolo dei cedimenti avviene come segue:

$$S_{v,1D} = \int_0^{z_{max}} \varepsilon_{vc,M} dz \quad (A1.43)$$

## 2.5 Altri metodi semplificati

Il metodo di Stewart & Whang (2003) estende il campo di applicabilità del metodo di Tokimatsu & Seed (1987) a sabbie limose non plastiche e ad argille di bassa plasticità. La procedura è tarata su 3 *case-histories* di cedimenti misurati e rispetto al metodo originario, è implementato l'utilizzo del coefficiente  $r_d$  secondo l'espressione di Seed et al. (2001), il numero di cicli uniformi di deformazione  $N$  con l'approccio di Liu et al. (2001), le curve  $G/G_0-\gamma$  e  $D-\gamma$  secondo Darendeli & Stokoe (2001), l'utilizzo di legami costitutivi dei terreni che tengano conto del contenuto di fine (50%) e dell'indice di plasticità che va da  $PI=2$  (non-plastico) a  $PI=15$  (bassa plasticità).

Il metodo di Eggezos (2007) è in grado di stimare i cedimenti di terreni granulari sia in condizioni drenate che in condizioni non drenate, è tarato su prove triassiali cicliche drenate, ma applicabile anche per condizioni di carico iniziali anisotrope e cicli di deformazione costanti. Le deformazioni volumetriche sono calcolate secondo Rowe (1962) e si utilizza il modello isteretico di Duncan (1970). Il metodo di Yi (2010a) consente di calcolare i cedimenti per sabbie asciutte a partire dai risultati ottenuti da prove *CPT*. In particolare, è utilizzata una formulazione per il calcolo delle deformazioni volumetriche in funzione di deformazioni cicliche e della resistenza alla punta normalizzata sfruttando i risultati ottenuti dallo studio di Silver & Seed (1971) per sabbie pulite.

Il metodo di Ghayoomi et al. (2013) permette il calcolo dei cedimenti per sabbie parzialmente sature, con un approccio che permette di calcolare separatamente le deformazioni volumetriche dovute alla compressione dei vuoti durante l'evento sismico e la dissipazione delle sovrappressioni neutre che si generano durante lo *shaking*. Il metodo è basato su test eseguiti in centrifuga.

In Tabella A1.3 sono indicati i metodi semplificati analizzati in dettaglio nei paragrafi precedenti, indicandone il campo di applicazione e il parametro di resistenza *in-situ* del terreno considerato.

<i>Metodo</i>	<i>Campo di applicazione</i>	<i>Basato su</i>
Tokimatsu e Seed (1987)	Sabbie asciutte	Numero di colpi da prove <i>SPT</i>
Pradel (1998)	Sabbie asciutte	Numero di colpi da prove <i>SPT</i>
Yi (2010b)	Sabbie asciutte	Misure della velocità delle onde di taglio
Robertson e Shao (2010)	Sabbie asciutte con FC qualsiasi	Resistenza alla punta da prove <i>CPT</i>

**Tabella A1.3 Tabella riepilogativa con i principali metodi semplificati.**

### 3 Metodi Avanzati

I metodi avanzati, come detto, sono quei metodi che necessitano di un'analisi di risposta sismica locale mono-, bi- o tri-dimensionale per essere applicati, nelle quali l'input sismico è individuato da una storia accelerometrica. Rispetto ai metodi semplificati, il profilo delle deformazioni tangenziali è quindi calcolato con modellazioni numeriche, non con espressioni semplificate, potendo anche tenere conto dell'influenza di fenomeni bi- o tri-dimensionali sulla risposta deformativa del deposito.

I metodi avanzati possono poi essere ulteriormente suddivisi in due gruppi (Lasley *et al.*, 2016): i metodi basati su un approccio disaccoppiato (cioè che disaccoppiano il calcolo delle deformazioni taglianti da quello delle deformazioni volumetriche) e quelli che invece utilizzano modelli costitutivi avanzati.

Tra i metodi disaccoppiati, la strategia più semplice è quella di calcolare il profilo delle deformazioni tangenziali da analisi di risposta locale e stimare quello della deformazione volumetrica, che opportunamente integrata conduce alla valutazione del cedimento, mediante le relazioni proposte nell'ambito dei metodi semplificati. Questo è quello che è stato fatto per la costruzione degli abachi ed illustrato in dettaglio nella seguente Appendice A2. In particolare, per i depositi sabbiosi è possibile utilizzare il legame tra deformazioni tangenziale e volumetriche proposto da Pradel (1998), adattato per gli strati limosi da Robertson & Shao (2010). In Fig. A1.7 è riportato il diagramma di flusso riepilogativo della metodologia sviluppata nelle presenti Linee Guida. L'obiettivo è quello di sottolineare come il principale elemento che differenzia i metodi semplificati da quelli avanzati è proprio il passaggio per le analisi di risposta sismica locale.

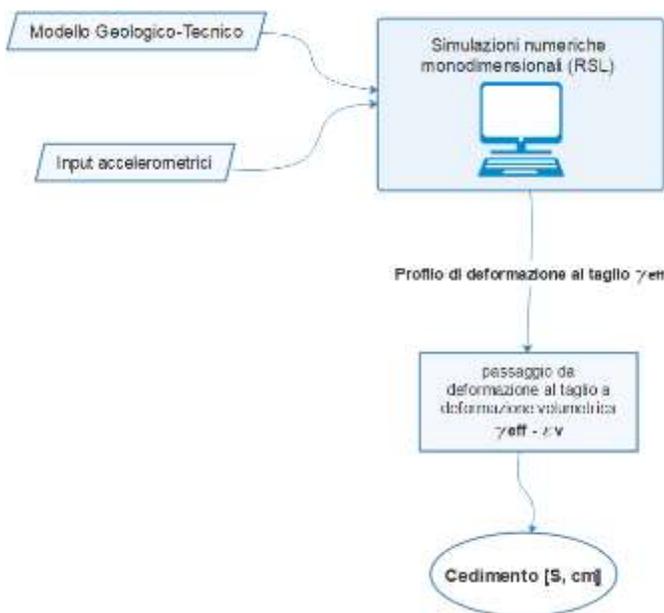


Figura A1.7 Flow-chart riepilogativo della metodologia sviluppata nelle presenti Linee Guida.

Altri metodi disaccoppiati si basano sulle formulazioni di Finn & Byrne (1976), di Vincens (2007) e di Lasley (2016), mentre tra i metodi avanzati, i quali richiedono lunghe operazioni di taratura che li rendono poco utilizzati nella pratica corrente si ricordano quello di Nasim & Wartman (2006) e quelli proposti nel codice di calcolo SUMDES (Li et al., 1992).

Il metodo di Finn & Byrne è basato sul modello di Martin et al. (1975) per il calcolo delle deformazioni volumetriche in sabbie asciutte con approccio disaccoppiato. Il modello è stato, poi, modificato da Byrne (1991), tenendo conto delle deformazioni volumetriche permanenti cumulate per ogni mezzo ciclo di carico tensione-deformazione, dove il carico può essere costante o variabile in ampiezza. L'input sismico è una storia accelerometrica applicata alla base del profilo. Si applica il modello lineare equivalente per il calcolo della risposta locale che fornisce la storia temporale in termini di deformazioni tangenziali. Il cedimento cumulato totale è fornito come somma dei cedimenti ottenuti per ogni strato.

Il metodo di Vincens (2003), applicabile per il calcolo dei cedimenti in depositi sabbiosi asciutti sovrastanti *bedrock* rigido, invece, tiene conto del concetto di legge di densificazione proposto da Sawicki & Swidzinski (1989), che correla le deformazioni volumetriche al numero dei cicli. Esso è annoverabile tra i metodi avanzati con approccio disaccoppiato.

Il metodo di Lasley (2016) si propone di stimare i cedimenti sismoindotti basandosi su quanto proposto da Finn & Byrne (1976) e da Byrne (1991), calcolando, però, le deformazioni volumetriche con l'utilizzo di una versione modificata del modello di fatica di Richart-Newmark (Richart & Newmark, 1948), in cui la deformazione volumetrica è trattata come stimatore del livello di danno. Il metodo è stato calibrato solo per sabbie pulite.

In alternativa, le analisi di risposta sismica locale possono essere effettuate usando software di calcolo che adottano legami costitutivi elasto-plastici avanzati per modellare la risposta del terreno come SUMDES (Li et al., 1992). Questo approccio utilizza l'accoppiamento tra deformazioni volumetriche e di taglio, valutando direttamente i cedimenti indotti da compressione sismica. La complessità della calibrazione dei legami elasto-plastici ne permette l'utilizzo solo in progetti di una certa rilevanza.

Infine, il metodo accoppiato di Nasim & Wartman (2006) si basa su quello proposto da Finn & Byrne (1976), con le modifiche proposte da Byrne (1991) rispetto al modello di Martin (1976). In questo modello, si assume una risposta del terreno di tipo elastico-perfettamente plastica e un criterio di rottura alla Mohr-Coulomb. In

Tabella A1.4 sono riepilogati i principali metodi avanzati, distinti in accoppiati e disaccoppiati e il loro campo di applicazione.

<i>Metodo</i>	<i>Accoppiato/Disaccoppiato</i>	<i>Campo di applicazione</i>
Finn e Byrne (1976)	Disaccoppiato	Sabbie asciutte
Vincens (2003)	Disaccoppiato	Sabbie asciutte sovrastanti il bedrock
Nasim e Wartman (2006)	Accoppiato	Sabbie asciutte
Lasley (2016)	Disaccoppiato	Sabbie asciutte pulite

**Tabella A1.4** Tabella riepilogativa dei principali metodi avanzati di calcolo del cedimento da densificazione sismica.

## APPENDICE A2. Metodologia impiegata per la costruzione degli abachi e la definizione dei fattori predisponenti l'instabilità

La metodologia impiegata per la costruzione degli abachi per la stima semplificata dei cedimenti da densificazione indotta dall'azione sismica e per la definizione dei fattori predisponenti l'instabilità descritta nella presente appendice, è stata tratta da Fabozzi et al. (2019a,b).

Gli abachi forniti per la stima dei cedimenti nel livello 3 MS e le soglie minime dei fattori predisponenti l'instabilità C1, C2 e C4 (§2.1), derivano da analisi parametriche di risposta sismica locale (RSL) 1D effettuate per valutare la deformazione a taglio effettiva,  $\gamma_{eff}$ , raggiunta dai terreni potenzialmente suscettibili all'instabilità, quali sabbie, limi e limi sabbiosi, soggetti a diversi livelli di intensità dell'azione sismica. La deformazione a taglio così calcolata viene quindi utilizzata per la stima della deformazione volumetrica dovuta alla densificazione indotta dall'azione sismica che, opportunamente integrata, conduce alla valutazione del cedimento.

In Figura A2.1 viene mostrato in dettaglio lo schema della procedura adottata per il calcolo dei cedimenti da densificazione indotta da azione sismica a partire da analisi di RSL.

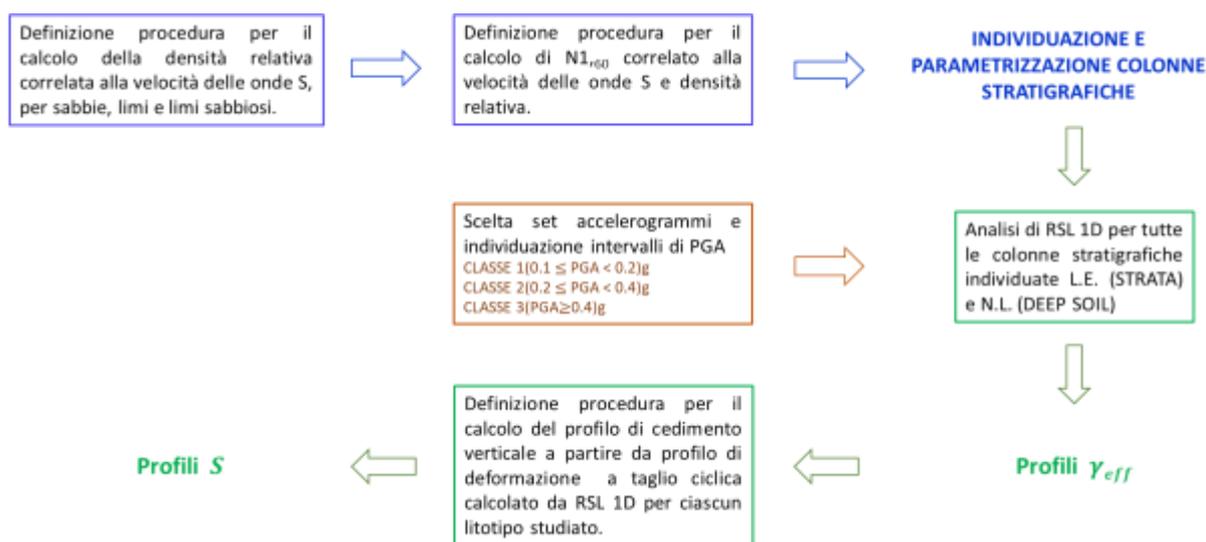


Figura A2.1 Schema della procedura adottata per il calcolo dei cedimenti di sabbie, limi e limi sabbiosi.

Preliminarmente è stato individuato un *set* di colonne stratigrafiche, per ciascun litotipo studiato, parametrizzate in funzione dello spessore dello strato deformabile poggianti su *bedrock* sismico (cioè roccia o terreno rigido caratterizzato da  $V_s = 800$  m/s) e dei profili di velocità delle onde di taglio  $V_s$ , ovvero profili di densità relativa  $D_r$ . Quest'ultima è stata correlata al numero di colpi *SPT* per un'efficienza pari al 60%, normalizzato ad una pressione di 1bar,  $N_{1,60}$ , che viene utilizzato nell'ultimo *step* della procedura per il calcolo del cedimento relativo alla colonna in esame (passaggio da deformazione tangenziale a deformazione volumetrica).

Tre gruppi di 20 accelerogrammi ciascuno non scalati sono stati scelti per tre livelli di *PGA*: Classe 1 pari a  $(0.1 \leq PGA < 0.2)$ g, Classe 2 pari a  $(0.2 \leq PGA < 0.4)$ g e Classe 3 pari a  $(PGA \geq 0.4)$ g, rispettivamente. Gli accelerogrammi sono stati estratti dal database italiano ITACA (<http://itaca.mi.ingv.it/>) e, per le classi di

maggiore energia, anche da quello internazionale del PEER (<https://ngawest2.berkeley.edu/>). I segnali accelerometrici selezionati si riferiscono a stazioni di acquisizione poste su sottosuolo di categoria A o B (tre casi) con  $V_{s,30} > 650$  m/s, con magnitudo compresa tra 4.5 e 6.9 e distanza epicentrale compresa tra 5 km e 50 km, indipendentemente dallo stile tettonico e dall'ambiente geodinamico.

In Tabella A2.1 viene riportato l'elenco completo degli accelerogrammi utilizzati.

(a) database ITACA - ( $0.1 \leq PGA < 0.2$ )g

ID	Componente	Durata (s)	Nome stazione	Magnitudo locale	Nome evento	Profondità (km)	$\Delta t$ (s)	Stazione lat.	Stazione long.
1953278	E	22.11	Lauria	5.5	Sud Italia	7.4	0.005	40.04	15.83
	N	22.11							
1993843	E	28.22	Sannicandro	4.6	Sud Italia	22.1	0.005	41.83	15.57
	N	28.88	Garganico						
2037822	E	40.35	Sortino	5.6	Sicilia	5.0	0.005	37.16	15.05
	N	40.35							
2083133	E	42.71	Avendita	5.4	Centro Italia	8.7	0.005	42.75	13.04
	N	42.71							
2132156	E	29.54	Montemonaco	4.7	Centro Italia	8.3	0.005	42.89	13.32
	N	29.54							
2174616	E	38.42	Castelluccio di Norcia	5.4	Centro Italia	8.7	0.005	42.83	12.96
	N	38.42							
2209066	E	56.38	Monte Fiegni	6.1	Centro Italia	9.2	0.005	43.05	13.18
	N	56.38							
2247476	E	55.98	Laino	5.0	Cosenza	9.7	0.005	39.95	15.83
	N	55.98							
2288250	E	30.68	Atina	5.9	Centro Italia	20.5	0.005	41.62	13.80
	N	30.68							
2331465	E	24.83	Castelluccio di Norcia	4.6	Centro Italia	9.9	0.005	42.82	13.20
	N	24.83							

(b) database ITACA - ( $0.2 \leq PGA < 0.4$ )g

ID	Componente	Durata (s)	Nome stazione	Magnitudo locale	Nome evento	Profondità (km)	$\Delta t$ (s)	Stazione lat.	Stazione long.
3080579	E	91.91	Avendita	6.1	Centro Italia	9.2	0.005	42.75	13.04
	N	91.91							
3118161	E	193.45	Baregnano	6.1	Centro Italia	9.2	0.005	43.11	13.08
	N	193.45							
3146657	E	63.20	Mobile 5	4.6	Centro Italia	9.9	0.005	42.85	13.18
	N	63.20							
3173018	E	44.26	Castelluccio di Norcia	5.9	Centro Italia	9.9	0.005	42.82	13.20
	N	44.26							
3226054	E	140.00	Lipari	4.8	Porto da ponente vulcano	13.5	0.005	38.44	14.95
	N	140.00							
3373935	E	48.52	Minucciano	4.4	Nord Italia	6.1	0.005	44.17	10.21

<i>ID</i>	<i>Componente</i>	<i>Durata (s)</i>	<i>Nome stazione</i>	<i>Magnitudo locale</i>	<i>Nome evento</i>	<i>Profondità (km)</i>	$\Delta t$ (s)	<i>Stazione lat.</i>	<i>Stazione long.</i>
	N	48.52							
4255084	E	100.00	L'Aquila V.	5.9	Centro Italia	8.3	0.005	42.34	13.40
	N	100.00	Aterno						

(c) database PEER - ( $0.2 \leq PGA < 0.4$ )g

<i>ID</i>	<i>Componente</i>	<i>Nome stazione</i>	$\Delta t$ (s)	<i>Nome evento</i>	<i>Data di registrazione</i>
1078-1	N	Santa Susana	0.005	Catalogna	17.01.1994
1078-2	N	Santa Susana	0.005	Catalogna	17.01.1994
5618-1	EW	Iwate	0.01	Giappone	13.06.2008
5618-1	NS	Iwate	0.01	Giappone	13.06.2008
5680-1	EW	Iwate	0.01	Giappone	13.06.2008
5680-2	NS	Iwate	0.01	Giappone	13.06.2008

(d) database ITACA - ( $PGA \geq 0.4$ )g

<i>ID</i>	<i>Componente</i>	<i>Durata (s)</i>	<i>Nome stazione</i>	<i>Magnitudo locale</i>	<i>Nome evento</i>	<i>Profondità (km)</i>	$\Delta t$ (s)	<i>Stazione lat.</i>	<i>Stazione long.</i>
5271448	E	100.00	L'Aquila V.	5.9	Centro Italia	8.3	0.005	42.37	13.33
	N	100.00	Aterno Collegrilli						
5349015	E	22.94	Ancona -	4.7	Ancona	3.0	0.005	43.62	13.51
	N	22.94	Rocca						
5420732	E	53.15	Savelli (PG)	6.1	Centro Italia	9.2	0.005	42.72	13.12
	N	53.15							
5456862	E	60.00	Castelluccio di	6.1	Centro Italia	9.2	0.005	42.82	13.20
	N	60.00	Norcia						
5487948	E	163.04	S. Eusanio	5.4	Centro Italia	17.1	0.005	42.28	13.52
	N	163.04	Forconese						
5519524	E	60.00	Accumoli	6.1	Centro Italia	9.2	0.005	42.69	13.24
	N	60.00							

(e) database PEER - ( $PGA \geq 0.4$ )g

<i>ID</i>	<i>Componente</i>	<i>Nome stazione</i>	$\Delta t$ (s)	<i>Nome evento</i>	<i>Data di registrazione</i>
809-1	N	Loma Prieta	0.005	California	17.10.1989
809-2	E	Loma Prieta	0.005	California	17.10.1989
810-1	N	Loma Prieta	0.01	California	17.10.1989
810-2	E	Loma Prieta	0.01	California	17.10.1989
3548-1	N	Loma Prieta	0.01	California	17.10.1989
3548-2	E	Loma Prieta	0.01	California	17.10.1989
9071-1	N	Pinon Flats	0.01	Stati Uniti	12.06.2005
9071-2	E	Pinon Flats	0.01	Stati Uniti	12.06.2005

**Tabella A2. 1** Accelerogrammi utilizzati per le analisi parametriche di RSL 1D per le classi di PGA (a) (0.1-0.2)g, (b-c) (0.2-0.4), (d-e) ( $\geq 0.4$ )g.

Per tutte le colonne stratigrafiche così parametrizzate, sono state effettuate analisi di *RSL* 1D per ciascun segnale scelto per le tre classi di *PGA*, per un totale quindi di 60 segnali accelerometrici.

Sono state effettuate analisi lineari equivalenti con il codice *STRATA* (Kottke *et al.* 2013) per tutte le combinazioni colonne stratigrafiche-classe *PGA*, ed analisi non lineari con il codice *DEEPSOIL* (Hashash *et al.*, 2017) per alcune delle combinazioni associate alla sola Classe 3 di *PGA*, quella ad intensità più elevata per la quale sono attesi maggiori effetti non lineari<sup>9</sup>.

Riguardo le proprietà non lineari dei materiali, sono state considerate diverse curve del modulo di taglio normalizzato  $(G/G_0)$ - $\gamma$  e del rapporto di smorzamento  $D$ - $\gamma$  per i diversi litotipi studiati per valutarne l'effetto in termini di cedimento stimato. Il profilo della deformazione a taglio effettiva,  $\gamma_{\text{eff}}$ , è il risultato delle analisi di *RSL* utilizzato nell'ultimo *step* della procedura per la stima del cedimento. Quest'ultimo viene calcolato, per ciascuna colonna stratigrafica, come media dei cedimenti relativi a ciascun accelerogramma delle tre Classi di *PGA*.

Di seguito vengono descritte le procedure e i risultati ottenuti per ciascun litotipo studiato.

## 1 Sabbie pulite

Le analisi di risposta sismica locale 1D parametriche sono state eseguite su una serie di depositi ideali caratterizzati dalle proprietà di Figura A2.2, ovvero 41 colonne stratigrafiche con diverso spessore dello strato deformabile, ST-1, da un minimo di 10m fino a 50m, poggianti direttamente su bedrock sismico (colonne da 1 a 6) o su uno strato più rigido ma con  $VS < 800$  m/s, ST-2 (colonne 7 e 8), per valutare l'effetto della profondità del bedrock sismico sulla stima dei cedimenti.

A ciascuna colonna parametrizzata in funzione della profondità, sono associati diversi profili di velocità costanti con la profondità. Le velocità indagate vanno da un valore minimo di 130 m/s al limite superiore di 300m/s e corrispondono a stati di addensamento del materiale da sciolto ad addensato. Per alcune delle colonne investigate (colonne D4, D5, H5 e H6 nella tabella di Figura A2.2, rispettivamente), sono considerati anche profili di velocità variabile con la profondità; in questo modo si ottiene un numero totale di colonne stratigrafiche parametrizzate per le sabbie pari a 45.

Le ben note curve proposte da Seed & Idriss (1970) e Darendeli & Stokoe (2001) per indice di plasticità  $IP=0$  per la variazione del modulo di taglio normalizzato  $(G/G_0)$  e del rapporto di smorzamento ( $D$ ) dei terreni sabbiosi sono state utilizzate per le diverse colonne in funzione della profondità. Nel caso di Seed & Idriss (1970) in particolare, le curve più lineari e con uno smorzamento più alto (curve grigio scuro in Figura A2.2) sono state associate alle colonne più profonde (H da 40 a 100m), mentre le curve meno lineari e con uno smorzamento più basso (curve grigio chiaro in Figura A2.2) sono state assegnate alle colonne meno profonde (H da 10 a 40m).

A partire da un fissato valore della velocità delle onde di taglio,  $V_s$ , ciascuna colonna viene parametrizzata anche in funzione della densità relativa,  $D_r$ , seguendo procedura proposta da Yi (2010):

$$(V_{s1})_{cs} = K_{cs} V_{s1} = K_{cs} V_s \left( \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25} \quad (\text{A2.1})$$

$$D_r(\%) = 17.974 \left[ \frac{(V_{s1})_{cs}}{100} \right]^{1.976} \quad (\text{A2.2})$$

---

<sup>9</sup> Per questa classe di *PGA* è stato verificato che i profili delle deformazioni tangenziali massime eccedono in buona parte dello spessore il valore di 0.1%, limite superiore per il quale il metodo lineare equivalente può essere considerato sufficientemente accurato (Kaklamanos *et al.*, 2013). Al di sopra di tale soglia sono necessarie analisi con modelli costitutivi propriamente non lineari come quelli implementati nel codice *DEEPSOIL*.

In accordo a tale procedura, per ciascuna colonna sono calcolati: 1) lo stato tensionale litostatico verticale in corrispondenza della profondità media del deposito; 2) la velocità  $(V_{S1})_{cs}$  normalizzata rispetto la tensione litostatica (Eq. A2.1) e corretta per l'eventuale presenza di percentuale di fine attraverso il coefficiente  $K_{cs}$  (Juang et al. 2002); 3) la densità relativa in funzione di  $(V_{S1})_{cs}$  attraverso l'equazione A2.2. La densità relativa così calcolata viene utilizzata per stimare  $(N1)_{60}$  tramite l'equazione A2.3, parametro che verrà utilizzato per il calcolo dei cedimenti:

$$N1_{60} = \left( \frac{V_{S1}}{87.7} \right)^{1/0.253} \quad (A2.3)$$

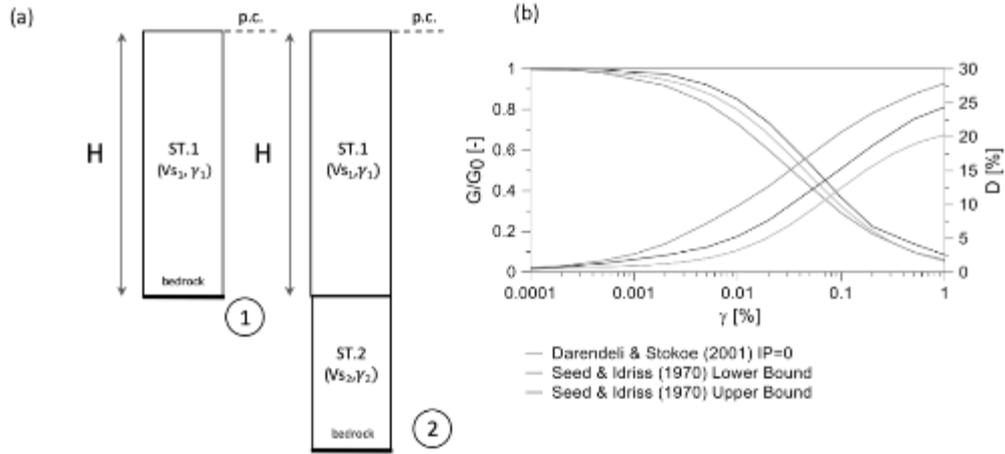
Terminata la fase preliminare di parametrizzazione delle colonne stratigrafiche, si è proceduto dapprima allo studio di *RSL* con analisi lineari equivalenti, per un totale di  $45 \times 60 = 2700$  analisi in totale per ciascun set di curve di decadimento.

Il cedimento verticale dovuto a compressione sismica è stato calcolato con il metodo di Pradel (1998) modificato, basato sui risultati di prove *SPT*. Tale metodo è descritto sinteticamente nel seguito.

A partire dal profilo di deformazione a taglio effettiva<sup>10</sup>,  $\gamma_{eff}$ , di ciascuna colonnina stratigrafica considerata, per tutti i segnali accelerometrici delle classi di *PGA*, viene calcolato il valore della deformazione volumetrica dopo 15 cicli di ampiezza,  $\epsilon_{15}$  (Tokimatsu & Seed, 1987), secondo l'equazione A2.4. Tale valore viene quindi corretto per il numero di cicli equivalenti,  $\epsilon_{15,Nc}$  (Silver & Seed, 1971) secondo l'equazione A2.5 in cui il termine  $Nc$  è il numero di cicli equivalente, funzione della magnitudo (Tokimatsu & Seed, 1987) secondo l'equazione A2.6. La deformazione volumetrica così calcolata viene integrata lungo lo spessore dello strato deformabile per calcolare i cedimenti verticali. Pyke *et al.*, 1997 propone l'equazione A2.7 per calcolare il cedimento da compressione sismica, tenendo in conto l'effetto della multi-direzionalità dell'azione sismica mediante il fattore 2 cioè raddoppiando le deformazioni volumetriche verticali.

---

<sup>10</sup> Il profilo delle deformazioni di taglio effettive è stato ottenuto dai profili delle deformazioni di taglio massime (output delle analisi di *RSL*) applicando lo stesso coefficiente correttivo utilizzato per l'aggiornamento dei parametri dinamici nel corso della procedura lineare equivalente. Tale coefficiente è stato calcolato con la ben nota relazione  $(M-1) / 10$  dove  $M$  è la magnitudo di riferimento assunta pari al valore medio di ciascuna classe di *PGA*.



(c)

Dr,ST.1 [%]								
H <sub>b</sub> [m]								
V <sub>s</sub> [m/s]	10(*)	15(*)	20(*)	30(*)	40(*)	50(*)	40+40(**)	50+50(**)
130	33.70	-	-	-	-	-	-	-
150	44.72	36.60	31.75	26.00	-	-	-	-
180	64.11	52.47	45.52	37.26	32.32	28.95	32.32	28.95
200	78.95	64.62	56.00	45.88	39.80	35.65	39.80	35.65
220	-	78.00	67.68	55.40	46.64	41.77	46.64	41.77
250	-	-	-	71.30	60.00	53.77	60.00	53.77
280	-	-	-	-	75.11	67.27	75.11	67.27
300	-	-	-	-	86.10	77.10	86.10	77.10

(\*) Schema 1; (\*\*) Schema 2.

Figura A2.2 Parametrizzazione colonne stratigrafiche per analisi di RSL parametriche eseguite su sabbie: (a) schema colonne stratigrafiche su cui sono state eseguite le analisi parametriche; (b) curve Seed & Idriss (1970) e Darendeli & Stokoe (2001) per IP=0 per la variazione del modulo di taglio normalizzato ( $G/G_0$ ) e del rapporto di smorzamento ( $D$ ); (c) combinazioni delle coppie Vs-H considerate nelle analisi parametriche con indicazione del relativo stato di addensamento.

$$\varepsilon_{15} = \gamma_{eff} \left( \frac{N_{160}}{20} \right)^{-1.2} \quad (A2.4)$$

$$\varepsilon_{v_{Nc}} = \varepsilon_{15} \left( \frac{N_c}{15} \right)^{0.45} \quad (A2.5)$$

$$N_c = (M - 4)^{2.17} \quad (A2.6)$$

$$\Delta S = 2 * \Delta Z * \varepsilon_{v_{Nc}} \quad (A2.7)$$

Nell'ambito del presente studio, i cedimenti sono stati invece calcolati attraverso l'equazione A2.8 in cui il fattore amplificativo 2 di Pyke *et al.*, 1997 è stato sostituito da un'espressione funzione della densità relativa, ricavata dallo studio di Nie *et al.* (2017) sulla base di una serie di analisi numeriche agli elementi finiti condotte con un modello costitutivo avanzato.

$$\Delta s = (0.3 * D_r)^{0.43} * \Delta z * \varepsilon_{v_{Nc}} \quad (A2.8)$$

I risultati così ottenuti in termini di cedimento sono stati riportati in funzione della densità relativa e della velocità delle onde di taglio, per classi di *PGA* e per classi di profondità *H* dello spessore deformabile.

In Figura A2.3 in particolare, viene mostrato per ciascuna classe di *PGA*, l'andamento del cedimento *S* con la densità relativa e la velocità delle onde di taglio relativo, come esempio, alle curve di Seed & Idriss (1970). Ogni curva rappresenta l'andamento dei cedimenti medi ottenuto per tutte le colonne ad *H* costante. Si osserva, come atteso, che all'aumentare della classe di *PGA* i cedimenti aumentano; essi si mantengono sempre inferiori a 5 cm per classe di  $(0.1 \leq PGA < 0.2)g$  mentre superano la soglia minima e massima per le classi di *PGA* superiori. Si osserva inoltre come, ovviamente, a parità di *H*, il cedimento aumenta al diminuire di *Dr* ovvero di *Vs*, e come invece, a parità di stato di addensamento ovvero di rigidezza del materiale, il cedimento aumenta all'aumentare di *H*.

Le Figure A2.4 e A2.5 propongono una differente rappresentazione dei risultati discussi in Figura A2.2; i cedimenti in particolare, sono diagrammati in funzione della densità relativa e della velocità delle onde di taglio per classi di profondità *H* dello spessore deformabile.

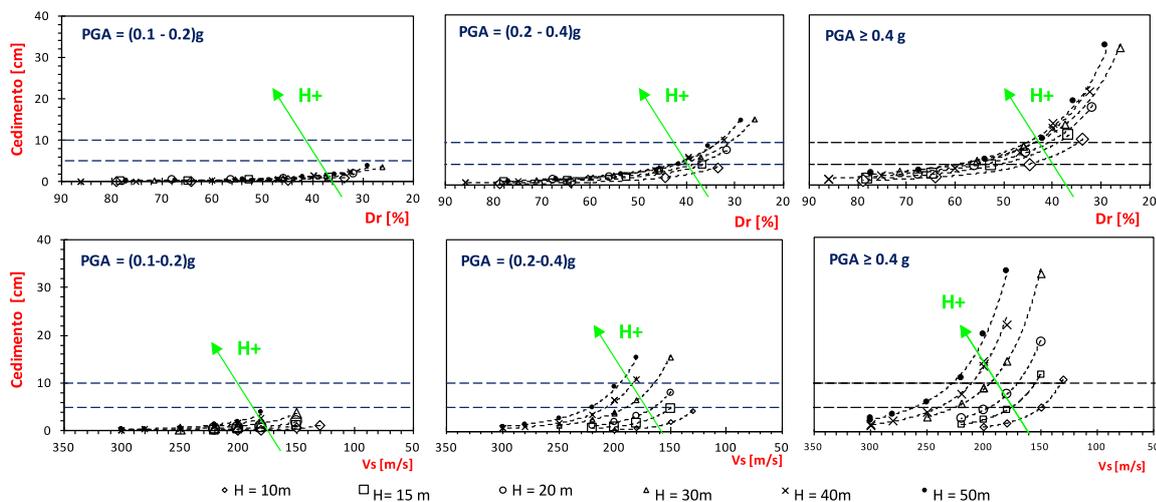


Figura A2.3 Curve (S-*Dr*)<sub>sabbie</sub> e (S-*Vs*)<sub>sabbie</sub> per le diverse classi di *PGA*.

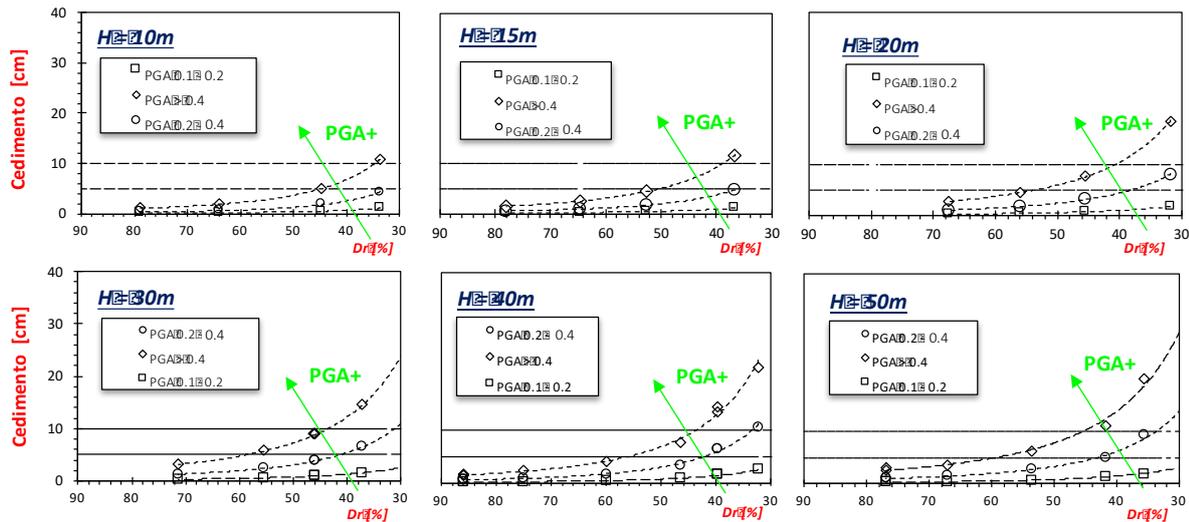


Figura A2.4 Curve (S-Dr)<sub>sabbie</sub> per le diverse classi di H della colonna stratigrafica.

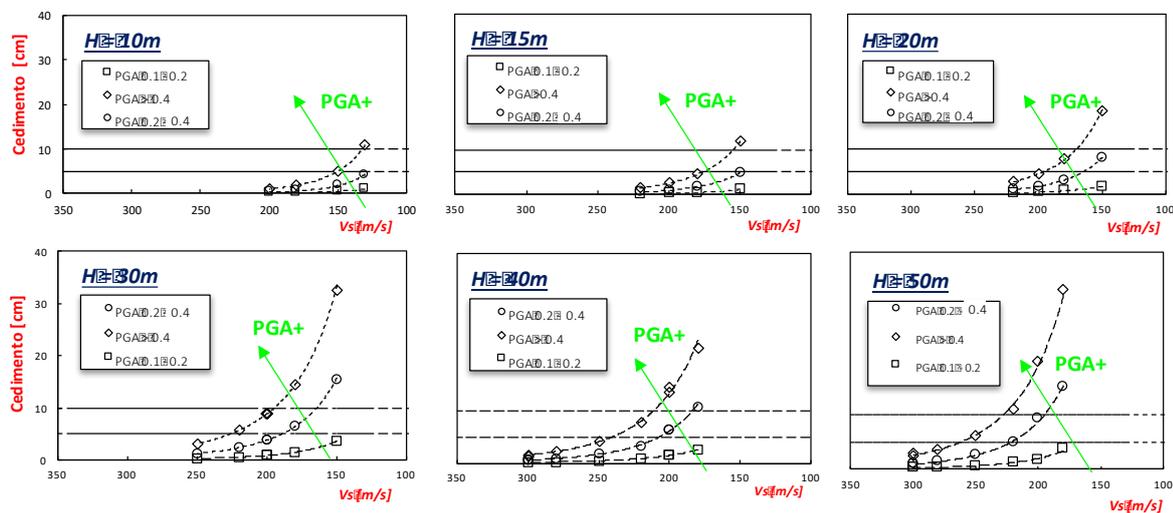


Figura A2.5 Curve (S-Vs)<sub>sabbie</sub> per le diverse classi di PGA.

In Figura A2.6 viene mostrato il confronto delle curve (S-Dr) e (S-Vs) ottenute per gli schemi 1 e 2 di Figura A2.2, cioè considerando o meno il secondo strato ST-2. Dal confronto emerge un effetto trascurabile della profondità del *bedrock* in termini di cedimento per compressione sismica, per cui lo schema 2 non è stato considerato nelle successive analisi.

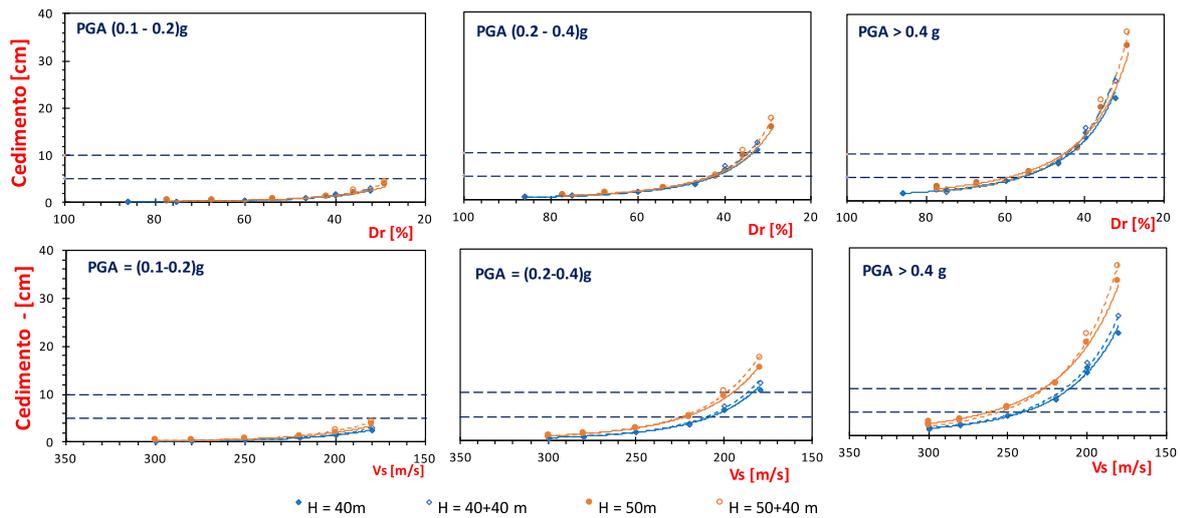


Figura A2.6 Confronto curve (S-Dr)<sub>sabbie</sub> e (S-Vs)<sub>sabbie</sub> al variare della profondità del bedrock per le diverse classi di PGA.

In Figura A2.7 invece, vengono confrontati i cedimenti ottenuti per le colonne D4, D5, H5 e H6 considerando un profilo di velocità costante lungo la profondità ed un profilo di velocità variabile con la profondità, a parità di velocità media  $V_{s\text{media}}$ . Dal confronto emerge un effetto trascurabile della variazione del profilo di velocità lungo la profondità  $H$  per cui, anche in questo caso, le colonne stratigrafiche con profili variabili di  $V_s$  non sono state considerate nelle successive analisi.

Come detto in precedenza, le analisi di *RSL* 1D sono infine ripetute con approccio non lineare utilizzando il codice di calcolo *DEEPSOIL*, per valutare l'influenza del modello costitutivo adottato (lineare equivalente o non lineare) sul cedimento nel caso di  $PGA \geq 0.4$ g. In Figura A2.8 e A2.9 vengono plottate le curve (S-Dr) e (S-Vs) rispettivamente, per la classe ( $PGA \geq 0.4$ )g. Dal confronto emerge l'effetto trascurabile della non linearità (ovvero del modello costitutivo adottato), quanto meno in termini di cedimento, per cui ai fini delle elaborazioni presentate in questo studio si è fatto esclusivamente riferimento ai risultati delle analisi lineari equivalenti.

Un'ultima considerazione è stata fatta esplorando l'influenza delle curve dei parametri dinamici, mettendo a confronto le curve (S-Dr) e (S-Vs) calcolate utilizzando differenti curve del modulo di taglio normalizzato ( $G/G_0$ ) e del rapporto di smorzamento ( $D$ ) per le sabbie. In particolare, sono stati confrontati i risultati ottenuti con le curve di Seed & Idriss (1970) e quelli ottenuti mediante le curve di Darendeli & Stokoe (2001) per indice di plasticità  $IP=0$  (Figura A2.10).

Dati colonna stratigrafica				(0.1 ≤PGA<0.2)g	(0.2 ≤PGA<0.4)g	(PGA≥0.4)g
H (m)	ID	Vs (m/s)	Dr (%)	Smedio (cm)		
30	D	200	45.88	0.92	3.94	9.05
30	D_bis	200	45.88	0.93	3.82	9.06
40	D	200	39.80	1.53	6.48	13.55
40	D_bis	200	39.80	1.59	6.45	14.49
40	H	300	86.08	0.18	0.63	1.59
40	H_bis	300	86.08	0.17	0.55	1.45
50	H	300	77.09	0.27	1.00	2.47
50	H_bis	300	77.09	0.28	0.94	2.88

EQ.1.	EQ.2	EQ.3	EQ.4.	EQ.5	EQ.6	EQ.7	EQ.8	EQ.9	EQ.10	EQ.11	EQ.12	EQ.13	EQ.14	EQ.15	EQ.16	EQ.17	EQ.18	EQ.19	EQ.20
<b>(0.1 ≤PGA&lt;0.2)g</b>																			
<b>Cedimento - S - (cm)</b>																			
1.48	2.11	0.26	0.11	1.71	0.90	1.31	1.09	0.18	0.60	0.77	0.58	1.19	1.14	0.70	0.50	0.67	0.98	0.14	0.10
1.50	2.24	0.27	0.17	1.69	0.81	1.35	1.17	0.18	0.65	0.69	0.58	1.14	1.18	0.66	0.53	0.71	0.94	0.14	0.10
2.39	3.14	0.39	0.29	2.72	1.23	2.42	1.82	0.35	0.94	1.60	1.19	2.14	1.95	1.22	0.73	1.32	1.47	0.23	0.21
2.58	3.42	0.42	0.27	2.78	1.33	2.54	1.93	0.37	1.10	1.47	1.15	2.28	1.92	1.23	0.86	1.26	1.61	0.24	0.22
0.31	0.53	0.05	0.04	0.27	0.13	0.29	0.21	0.01	0.12	0.11	0.12	0.20	0.26	0.11	0.10	0.15	0.14	0.03	0.02
0.29	0.54	0.05	0.04	0.21	0.12	0.25	0.21	0.04	0.14	0.10	0.13	0.19	0.24	0.10	0.11	0.16	0.14	0.03	0.02
0.42	0.68	0.08	0.05	0.48	0.21	0.44	0.32	0.05	0.18	0.19	0.17	0.31	0.36	0.19	0.15	0.20	0.25	0.04	0.03
0.48	0.78	0.08	0.06	0.40	0.21	0.45	0.34	0.06	0.21	0.17	0.19	0.31	0.38	0.17	0.17	0.24	0.23	0.05	0.04
<b>(0.2 ≤PGA&lt;0.4)g</b>																			
8.08	5.58	4.20	3.60	0.34	0.45	3.62	3.02	1.97	2.42	0.25	0.67	8.92	10.98	3.16	3.81	2.84	2.23	0.26	0.11
8.34	5.67	4.53	3.82	0.35	0.47	3.56	2.62	2.12	2.65	0.26	0.69	7.62	10.15	3.03	3.52	2.40	2.14	0.26	0.10
11.43	7.68	5.62	6.23	0.55	0.60	5.44	6.38	3.09	3.50	0.40	1.00	16.53	18.26	6.73	6.04	4.89	5.12	0.48	0.14
12.40	8.52	6.29	6.68	0.60	0.65	5.75	5.76	3.33	3.99	0.44	1.04	14.95	17.21	5.73	6.19	4.86	4.42	0.47	0.14
1.79	1.06	0.84	0.84	0.07	0.08	0.48	0.36	0.48	0.57	0.05	0.14	0.95	1.06	0.50	0.47	0.14	0.31	0.05	0.06
1.46	0.90	0.69	0.80	0.07	0.06	0.39	0.30	0.48	0.62	0.06	0.13	0.66	0.77	0.53	0.41	0.29	0.30	0.05	0.06
2.44	1.61	1.29	1.11	0.10	0.13	0.91	0.66	0.64	0.78	0.07	0.20	1.88	2.23	0.75	0.79	0.59	0.57	0.08	0.09
2.63	1.59	1.27	1.29	0.11	0.12	0.71	0.54	0.73	0.89	0.08	0.22	1.80	1.43	0.79	0.69	0.51	0.48	0.08	0.09
<b>(PGA≥0.4)g</b>																			
10.05	9.11	0.35	0.42	15.08	9.84	5.24	16.40	2.62	1.84	14.09	12.04	4.30	2.35	11.44	15.21	0.59	0.71	18.97	13.80
11.12	9.24	0.38	0.44	14.87	8.92	4.92	16.31	2.81	1.73	14.57	13.03	4.43	2.41	11.37	14.90	0.65	0.75	18.40	14.07
15.50	13.92	0.54	0.65	23.70	15.76	7.75	24.19	3.87	2.57	20.89	15.78	6.78	4.36	18.10	24.23	0.95	1.12	26.38	20.45
15.88	14.31	0.60	0.75	25.83	15.54	7.80	25.79	4.21	2.93	21.86	18.23	7.70	4.40	18.83	25.11	1.06	1.24	30.45	20.94
1.92	1.68	0.07	0.09	2.36	1.33	0.89	1.54	0.50	0.32	2.04	2.51	0.73	0.49	1.95	2.19	0.13	0.15	4.04	1.95
0.97	1.39	0.07	0.10	2.42	1.21	0.48	4.27	0.63	0.37	1.11	2.42	0.88	0.58	1.93	2.05	0.15	0.17	4.31	1.08
3.11	2.98	0.10	0.12	3.89	2.18	1.37	4.59	0.71	0.45	3.78	3.80	1.56	0.86	3.07	4.05	0.18	0.21	5.11	3.87
3.62	2.95	0.13	0.15	4.18	2.58	1.48	5.48	0.92	0.57	4.35	4.15	1.39	0.78	3.68	4.82	0.22	0.26	6.67	4.16

Figura A2.7 Confronto cedimenti stimati per le colonne stratigrafiche D4, D5, H5 e H6 al variare del profilo di velocità per le diverse classi di PGA.

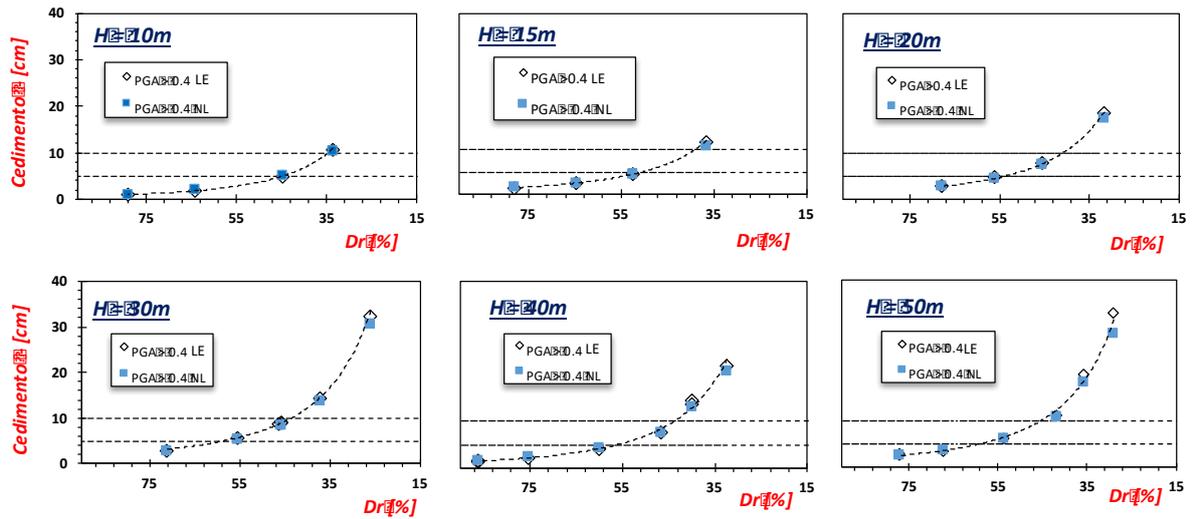


Figura A2.8 Confronto curve (S-Dr)<sub>sabbie</sub> calibrate con analisi lineari equivalenti (STRATA, Le in figura) e non lineari (DEEPSOIL, NL in figura) per le diverse classi di profondità dello strato deformabile H.

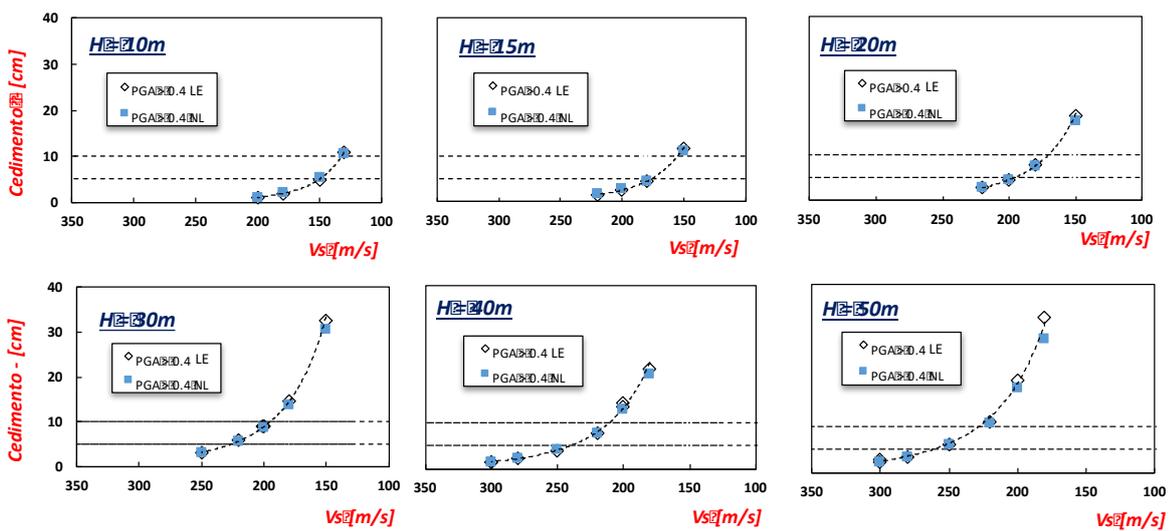


Figura A2.9 Confronto curve (S-Vs)<sub>sabbie</sub> calibrate con analisi lineari equivalenti (STRATA) e non lineari (DEEPSOIL) per le

diverse classi di profondità dello strato deformabile H.

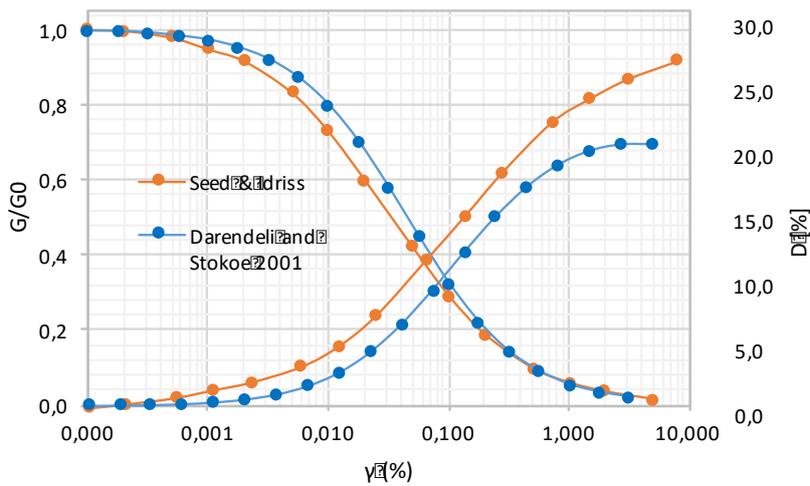


Figura A2.10 Curve di decadimento utilizzate per le analisi di RSL lineari equivalenti e non lineari per le sabbie.

Le Figure A2.11 e A2.12 mostrano le curve (S-Dr) e (S-Vs) ottenute per le classi di  $PGA$  pari a  $(0.1 \leq PGA < 0.2)g$  e  $(PGA \geq 0.4)g$  rispettivamente.

Nel caso di classe di  $PGA$  pari a  $(0.1 \leq PGA < 0.2)g$ , l'effetto delle due curve è trascurabile, trovandoci a bassi livelli deformativi. All'aumentare del livello deformativo, così come ad esempio nel caso della classe di  $(PGA \geq 0.4)g$ , l'effetto è apprezzabile. Le curve di Seed & Idriss (1970) infatti, esibiscono una maggiore non linearità e uno smorzamento più alto rispetto alle curve di Darendeli & Stokoe (2001)  $IP=0$ . Probabilmente, il più rapido decadimento della rigidezza associato a Seed & Idriss (1970), comporta una maggiore deformazione a taglio e quindi una compressione (cedimento) più elevata. Tale differenza viene esaltata per valori bassi di densità relativa ovvero di rigidezza del materiale.

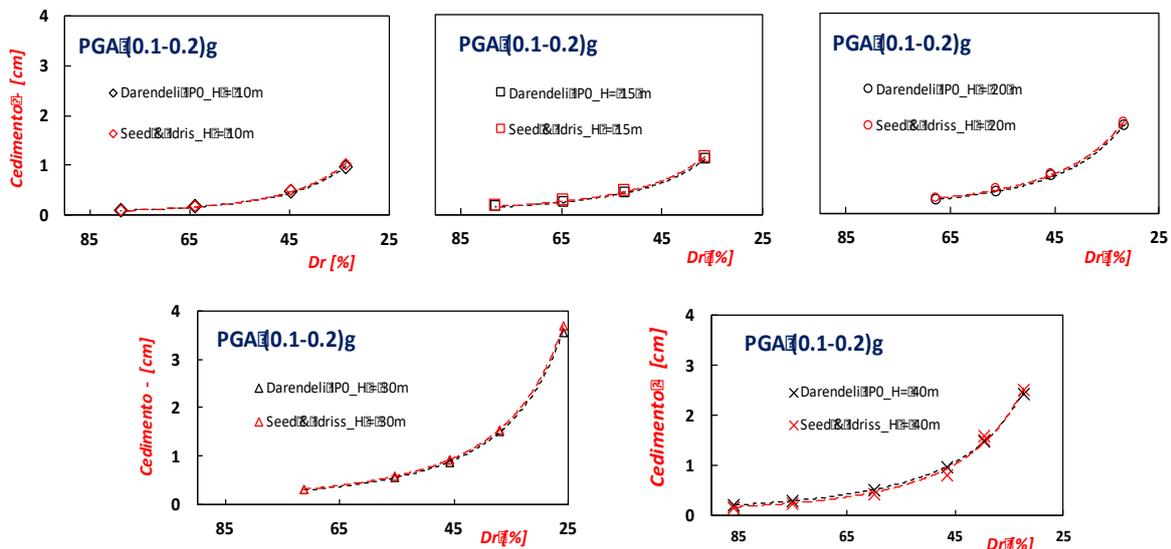


Figura A2.11 Confronto curve (S-Dr)<sub>sabbie</sub> al variare delle curve di decadimento per le diverse classi di PGA.

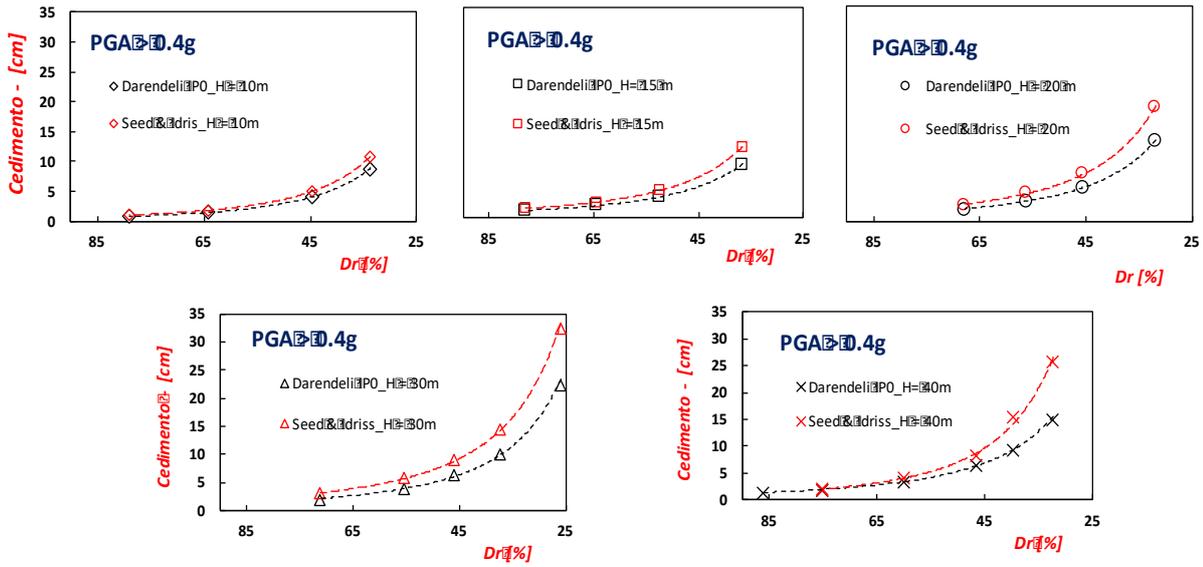


Figura A2.12 Confronto curve (S-Vs)<sub>sabbie</sub> al variare delle curve di decadimento per le diverse classi di PGA.

## 2 Sabbie-limose e limi-sabbiosi

I cedimenti da compressione sismica dei limi, limi-sabbiosi e sabbie-limose sono stati valutati attraverso il metodo proposto da Robertson & Shao (2010). Gli autori propongono una modifica del metodo di Pradel (1998), basandosi sui risultati di prove *CPT*, per poter indagare un campo più ampio di materiali. Il metodo si differenzia principalmente nel calcolo di  $(N1)_{60}$  equivalente,  $(N1)_{60,cs}$ , da utilizzare nell'equazione A2.4. In particolare, viene utilizzata l'equazione A2.9 riportata di seguito in cui  $Q_{tn,cs}$  è la resistenza alla punta normalizzata valutata con l'equazione A2.10 e corretta per il coefficiente  $K_c$  attraverso l'equazione A2.11 (Robertson & Wride 1998) che porta in conto dell'effetto della mineralogia, del contenuto di materiale fine e della plasticità attraverso l'indice di comportamento  $I_c$  (Equazione A2.12). Il termine  $F_r$  che compare in A2.13 è la resistenza laterale normalizzata secondo l'espressione A2.13.

$$(N1)_{60,cs} = \frac{Q_{tn,cs}}{8.5 \left[ 1 - \frac{I_c}{4.6} \right]} \quad (A2.9)$$

$$Q_{tn} = \left( \frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a} \right) * \left( \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (A2.10)$$

$$Q_{tn,cs} = K_c Q_{tn} \quad (A2.11)$$

$$I_c = [(3.47 - \log Q_{tn})^2 + (\log F_r + 1.22)^2]^{0.5} \quad (A2.12)$$

$$F_r = \left[ \left( \frac{f_r}{q_t - \sigma_{v0}} \right) \right] 100\% \quad (A2.13)$$

Nell'equazione A2.10, l'esponente  $n$  (esponente di tensione) è funzione di  $I_c$  attraverso l'espressione A2.14.

$$n = (0.381 * I_c) + 0.05 \left( \frac{\sigma'_{vo}}{p_a} \right) - 0.15 \quad (A2.14)$$

Definita la procedura di calcolo dei cedimenti da compressione sismica per i limi, si è proceduto in maniera analoga a quanto fatto per le sabbie definendo i vari modelli di calcolo per le analisi di *RSL*.

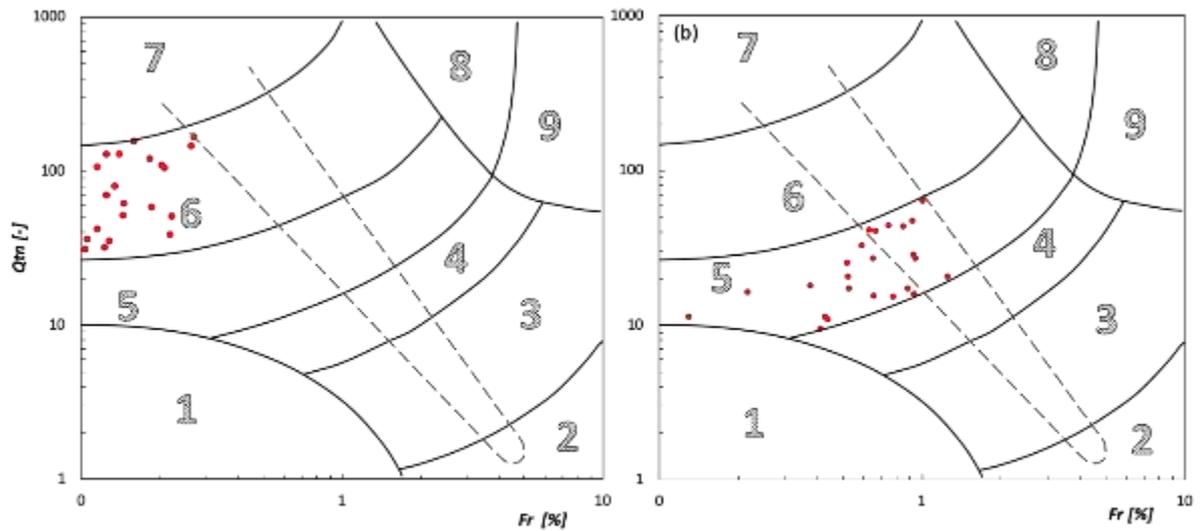
Per quanto riguarda l'altezza dello strato deformabile *H* sono state mantenute le stesse scelte delle analisi fatte sui depositi sabbiosi, mentre la rigidezza è stata assegnata attraverso la simulazione di prove *CPT*. Un certo numero di casi ideali è stato interpretato attraverso l'abaco 'Soil Behavior Type' (*SBT*), aggiornato da Roberson (2010). In Figura A2.13 vengono mostrati in rosso tutti i punti così individuati, selezionati all'interno della zona 5 corrispondente a limi sabbiosi, e della zona 6 corrispondente a sabbie limose. La velocità delle onde di taglio *V<sub>s</sub>* invece, è stata calcolata con l'espressione A2.15.

$$V_s = \left[ \alpha_{vs} \frac{q_t - \sigma_v}{p_a} \right]^{0.5} \quad \text{con } \alpha = 10^{0.55I_c + 1.68} \quad (A2.15)$$

In questo modo sono state parametrizzate le colonne stratigrafiche in termini di *V<sub>s</sub>*, ovvero *Dr(f(V<sub>s</sub>))*; in Figura A2.14 è mostrato il *range* granulometrico di interesse per cui sono state svolte le analisi di *RSL* lineari equivalenti con il codice *STRATA*, tenendo conto di tutte le considerazioni fatte per il caso delle sabbie.

Le analisi sono state svolte considerando le curve decadimento del modulo di rigidezza a taglio e il modulo di smorzamento di Seed & Idris 1970 per le sabbie-limose, e le curve di Darendeli & Stokoe (2001) IP=15 e Vucetic & Dobry (1991) IP=15 per i limi-sabbiosi (Figura A2.15). Alcuni dei risultati così ottenuti sono mostrati in Figura A2.16 e Figura A2.17, sia in termini di densità relativa che di velocità delle onde *S*.

In particolare, gli abachi proposti in Appendice 3 per i limi-sabbiosi sono il risultato della media dei cedimenti ottenuti utilizzando i due set di curve di Darendeli & Stokoe (2001) IP=15 e Vucetic & Dobry (1991) IP=15.



LEGENDA: 1) Terreni sensibili a grana fine; 2) Terreno organico, torba; 3) Argille. Da argille ad argille-limose; 4) Limi. Da limi-argillosi a argille-limose; 5) Sabbie. Da sabbie-limose a limi-sabbiosi; 6) Sabbie. Da sabbie pulite a sabbie limose; 7) Da sabbieghialose a sabbie dense; 8) Da sabbie molto dense a sabbie argillose fortemente sovraconsolidate o cementate; 9) Materiali fini granulari molto duri, fortemente sovraconsolidati o cementati.

Figura A2.13 Parametrizzazione colonne stratigrafiche per i limi sabbiosi e sabbie limose utilizzando l'abaco SBT.

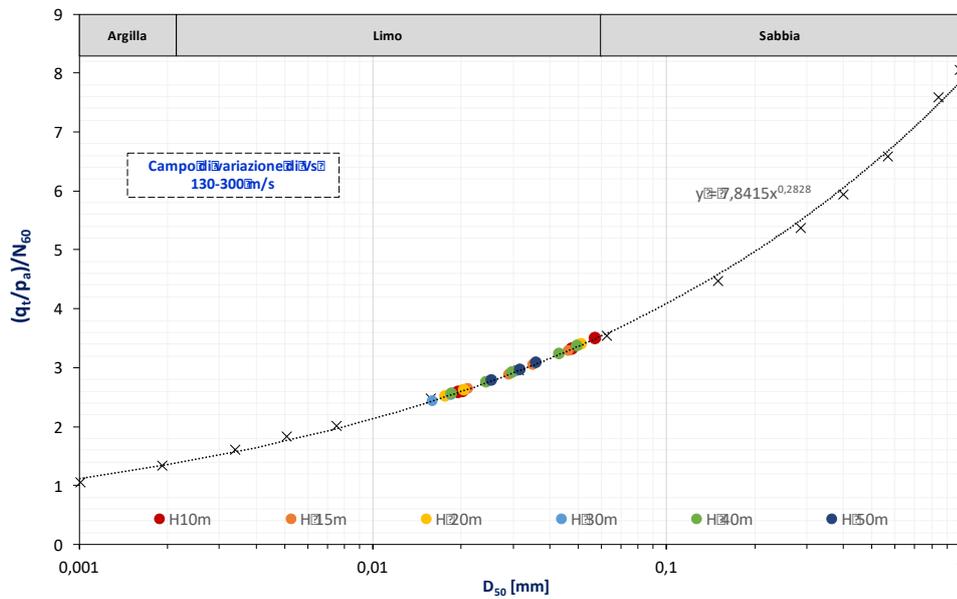


Figura A2.14 Intervallo granulometrico di interesse per la determinazione delle curve  $(S-Dr)_{limi}$  e  $(S-Vs)_{limi}$  attraverso il metodo di Robertson & Shao 2010.

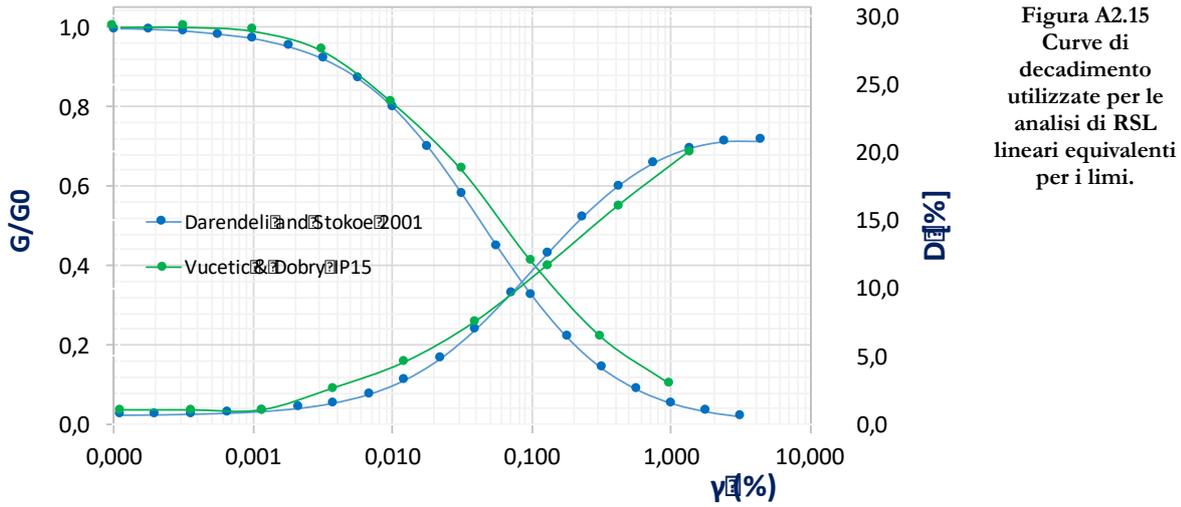


Figura A2.15  
Curve di  
decadimento  
utilizzate per le  
analisi di RSL  
lineari equivalenti  
per i limi.

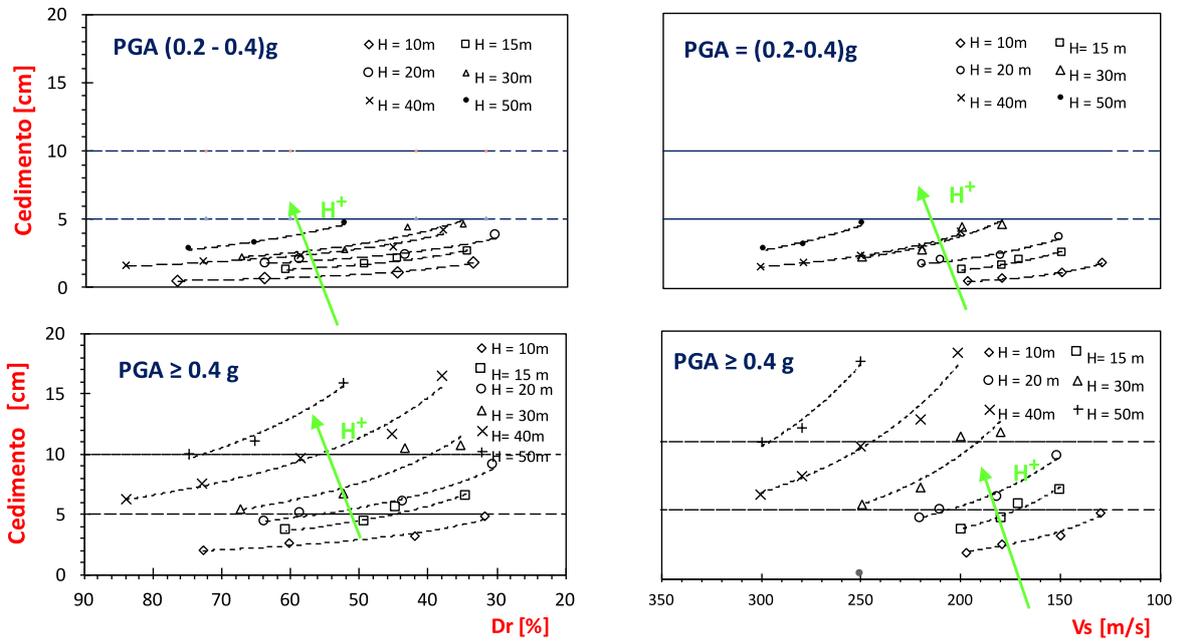


Figura A2.16 Curve (S-Dr)<sub>limi-sabbiosi</sub> per le diverse classi di PGA.

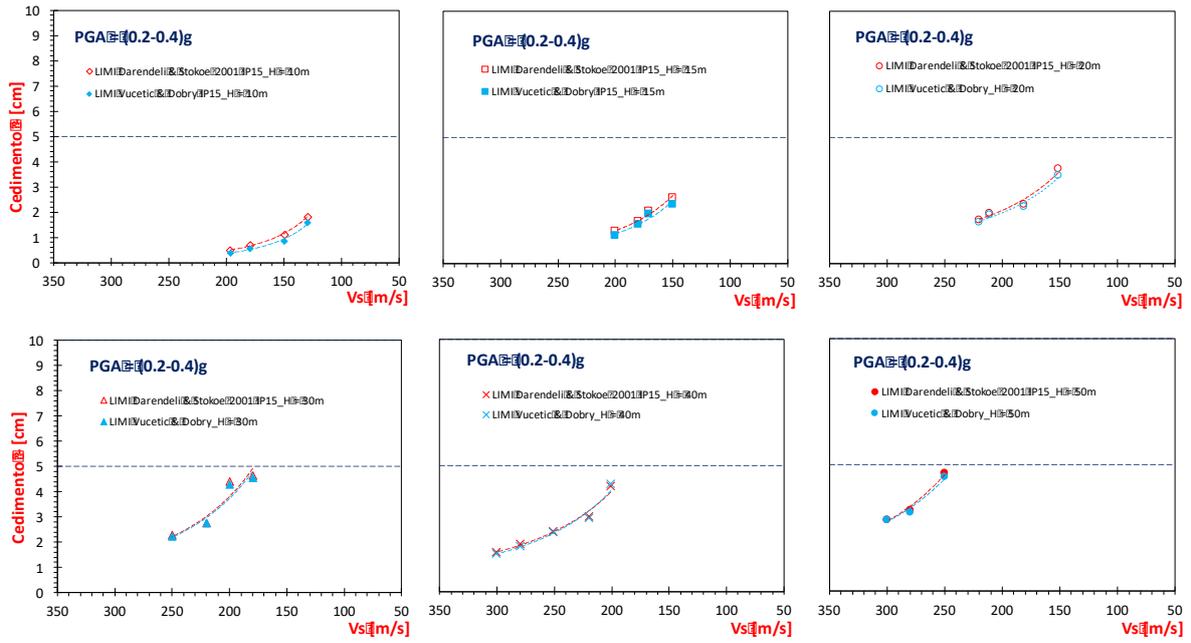


Figura A2.17 Confronto curve (S-Vs)<sub>limi-sabbiosi</sub> al variare delle curve di decadimento in funzione di H per la classe (0.2 ≤ PGA < 0.4)g.

## APPENDICE A3. Abachi per la stima dei cedimenti indotti da densificazione sismica (Livello 3 - MS)

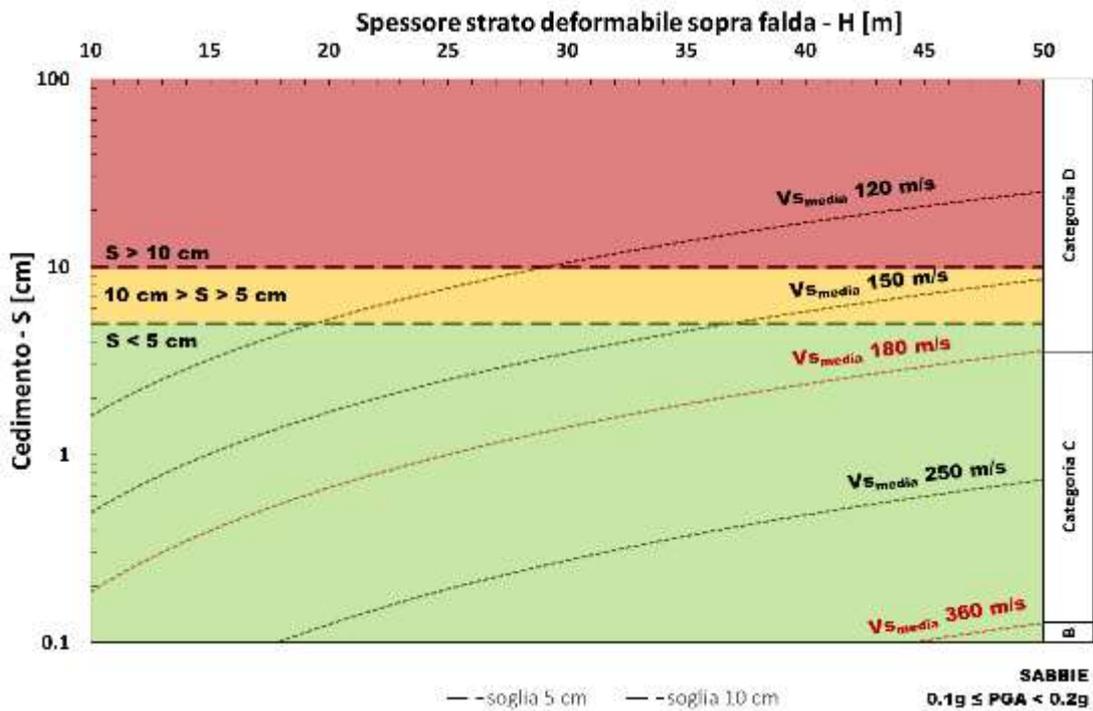
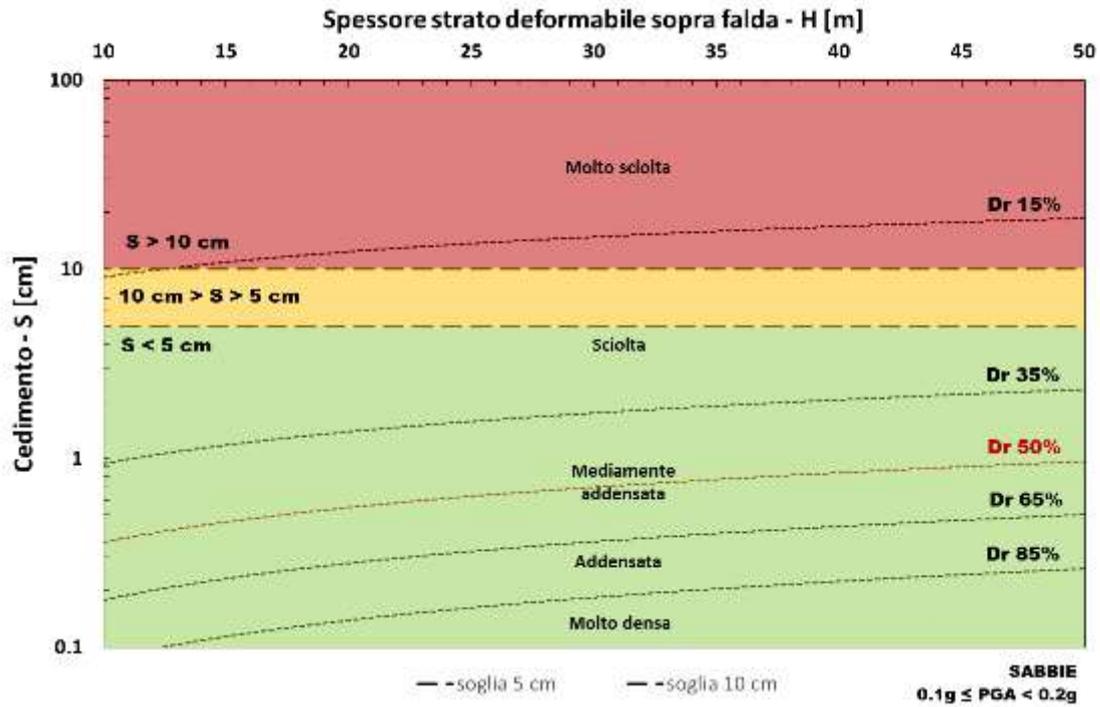
In questa appendice vengono forniti gli abachi per una stima speditiva del cedimento per densificazione indotta da azione sismica, da utilizzare nell'approccio semplificato per l'individuazione delle zone di suscettibilità ( $Z_{SDAS}$ ) e di rispetto ( $Z_{RDAS}$ ). Gli abachi sono relativi a tutti gli intervalli di PGA, inclusi gli intervalli per i quali si esclude il fenomeno. Ricordiamo che le soglie scatenanti considerate sono: PGA al bedrock  $\geq 0,2g$  per sabbie e  $\geq 0,4g$  per limi e limi sabbiosi. Vengono proposte due modalità di rappresentazione dell'abaco:

- 1) cedimento S in funzione dello spessore dello strato deformabile (H) sopra il livello di falda e la densità relativa ( $D_r$  %);
- 2) cedimento S in funzione della velocità media di propagazione delle onde S ( $V_{s,media}$ ) all'interno dello strato considerato (H).

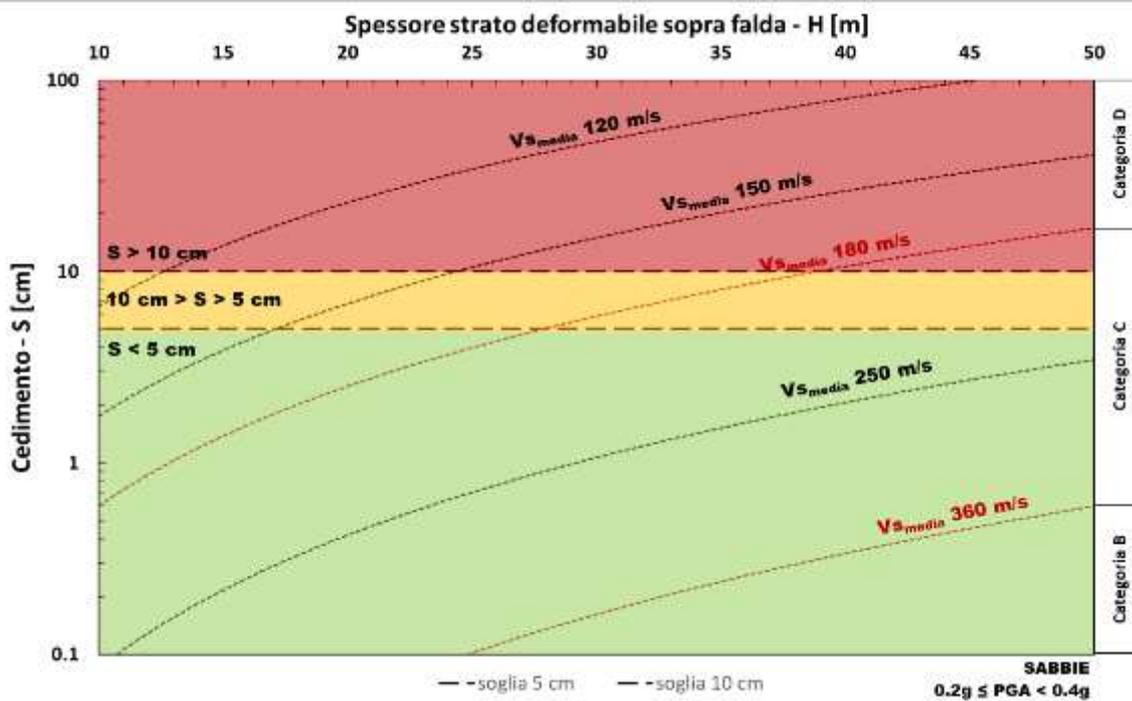
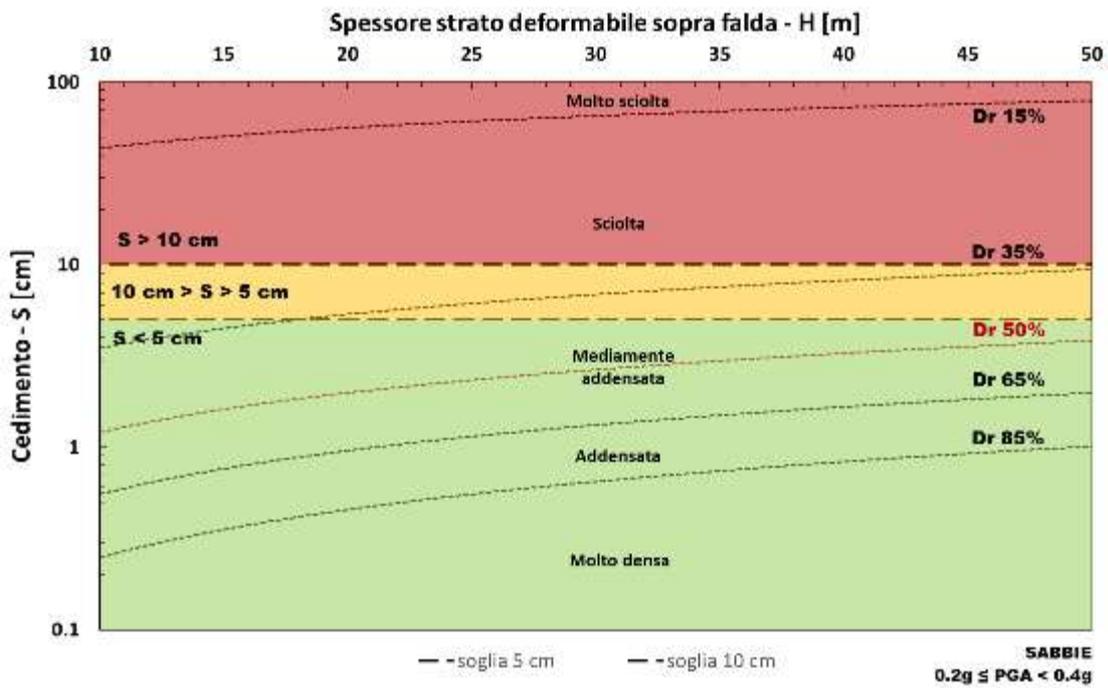
Gli abachi sono suddivisi per litologia (1. Sabbie pulite; 2. Sabbie-limose; 3. Limi-sabbiosi) e per intensità della forzante sismica ( $0.1g \leq PGA < 0.2g$ ;  $0.2g \leq PGA < 0.4g$  e  $PGA \geq 0.4g$ ) in funzione delle soglie di innesco discusse in §2.1.

Gli abachi possono essere utilizzati solamente nel caso in cui si ha a che fare con stratigrafie mono-litologiche (sabbie, sabbie-limose o limi-sabbiosi) e per spessore dello strato potenzialmente suscettibile di densificazione cosismica minore o uguale a 50 m. In caso di non applicabilità degli abachi, è necessario ricorrere ai metodi semplificati per la stima del cedimento descritti in Appendice A1.

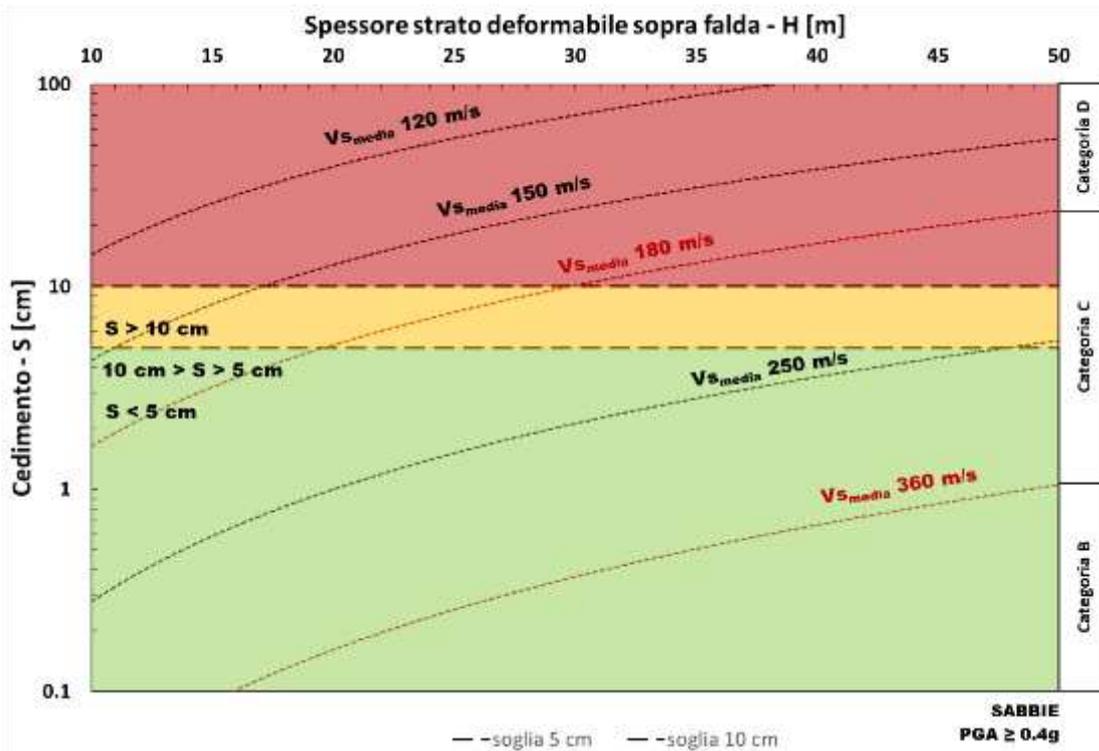
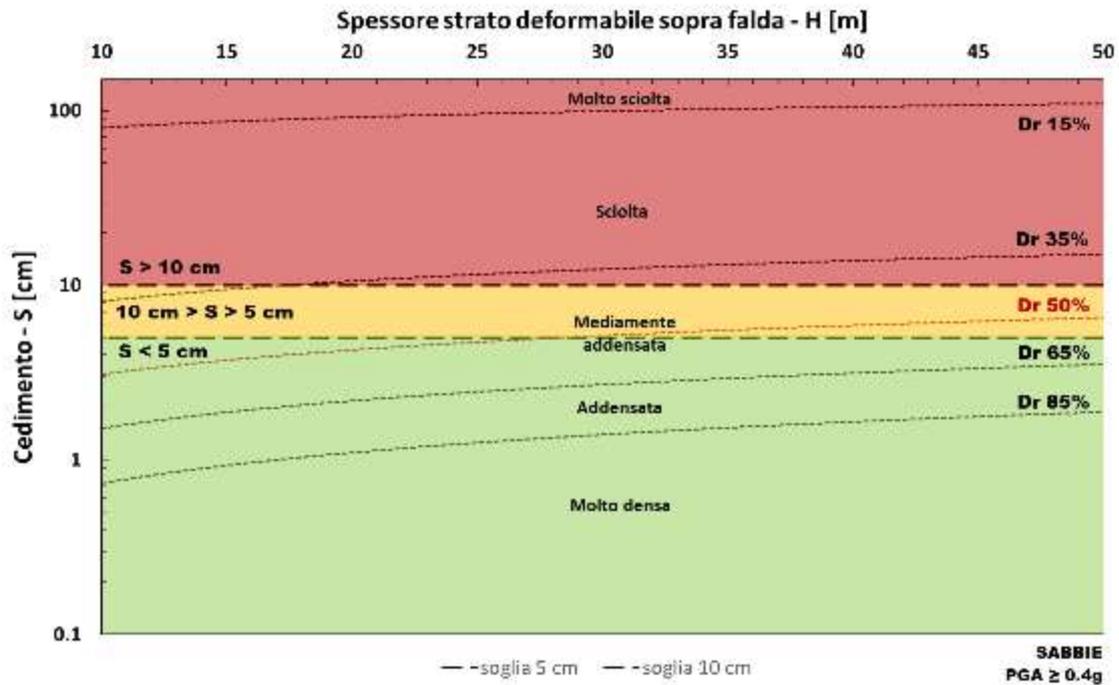
Sabbie pulite – classe di PGA  $\rightarrow 0.1g \leq PGA < 0.2g$



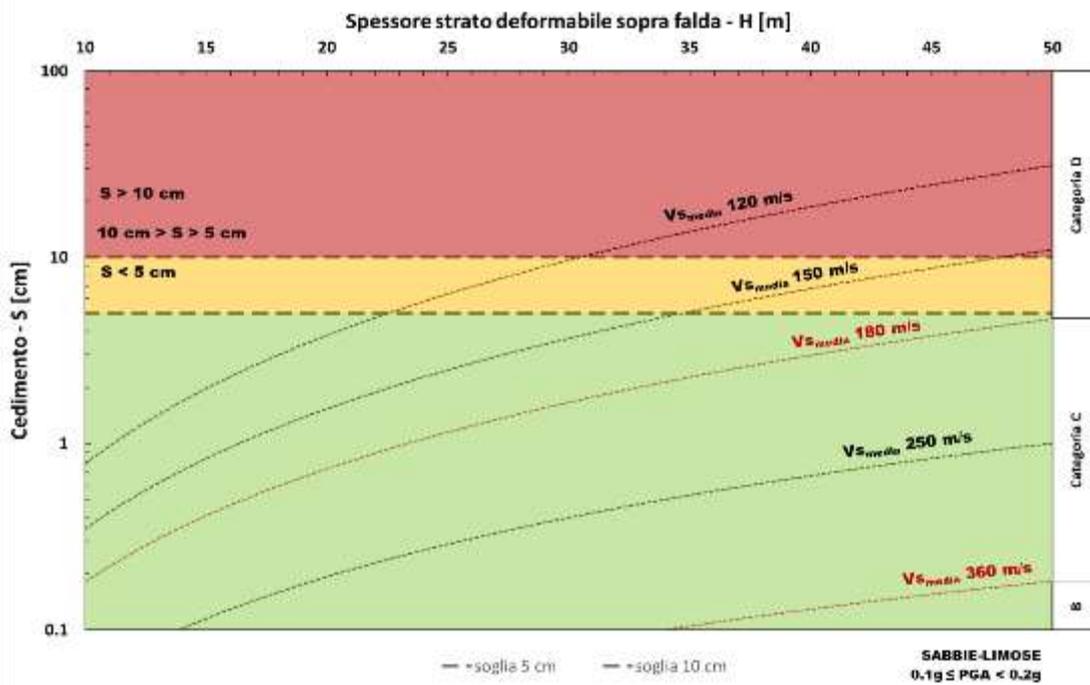
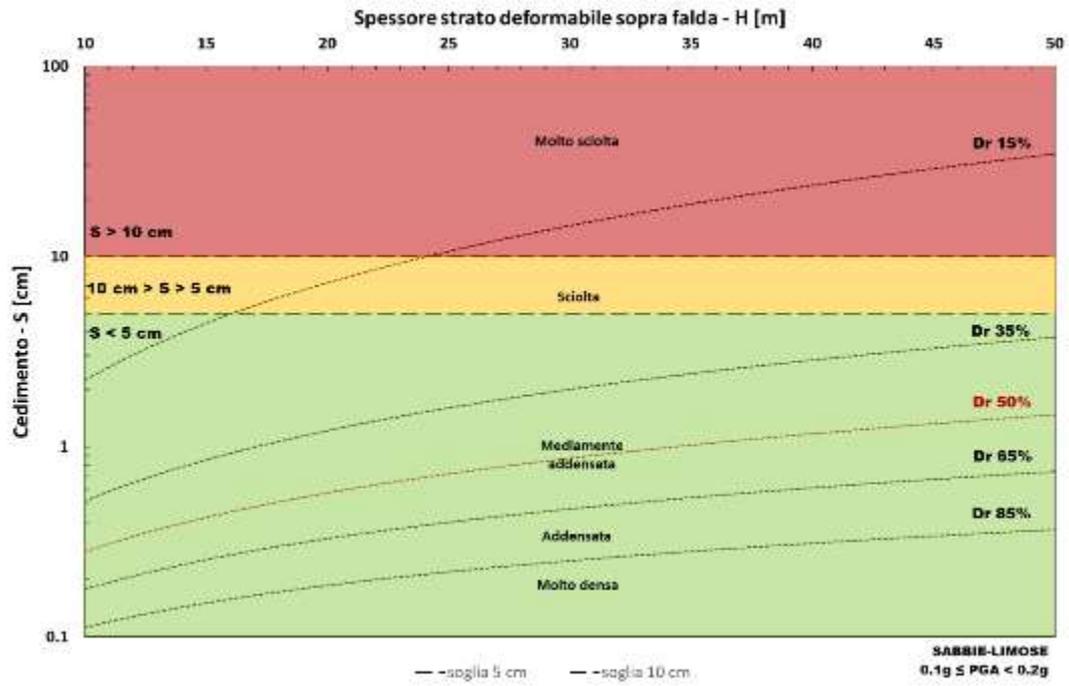
Sabbie pulite – classe di PGA  $\rightarrow 0.2g \leq PGA < 0.4g$



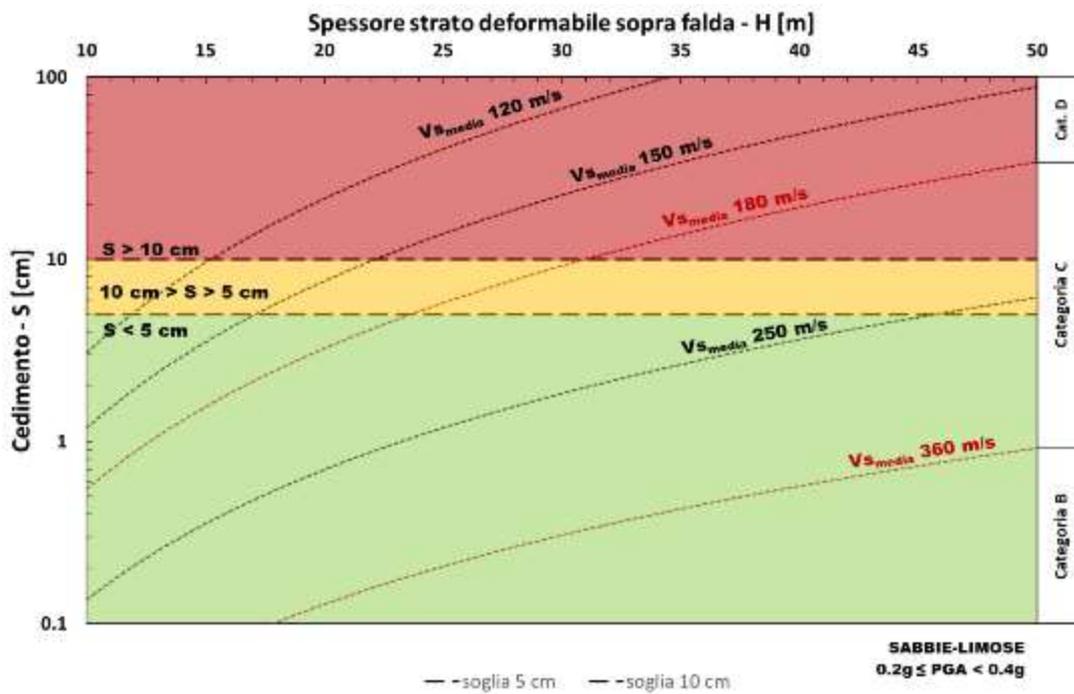
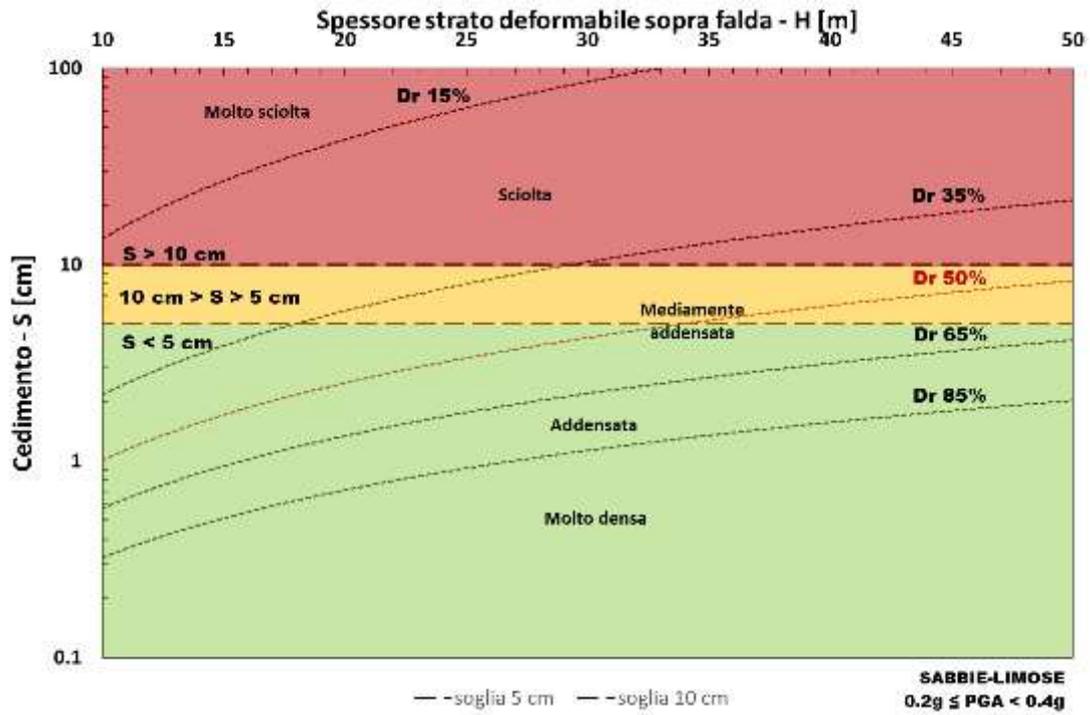
Sabbie pulite – classe di PGA  $\rightarrow$   $PGA \geq 0.4g$



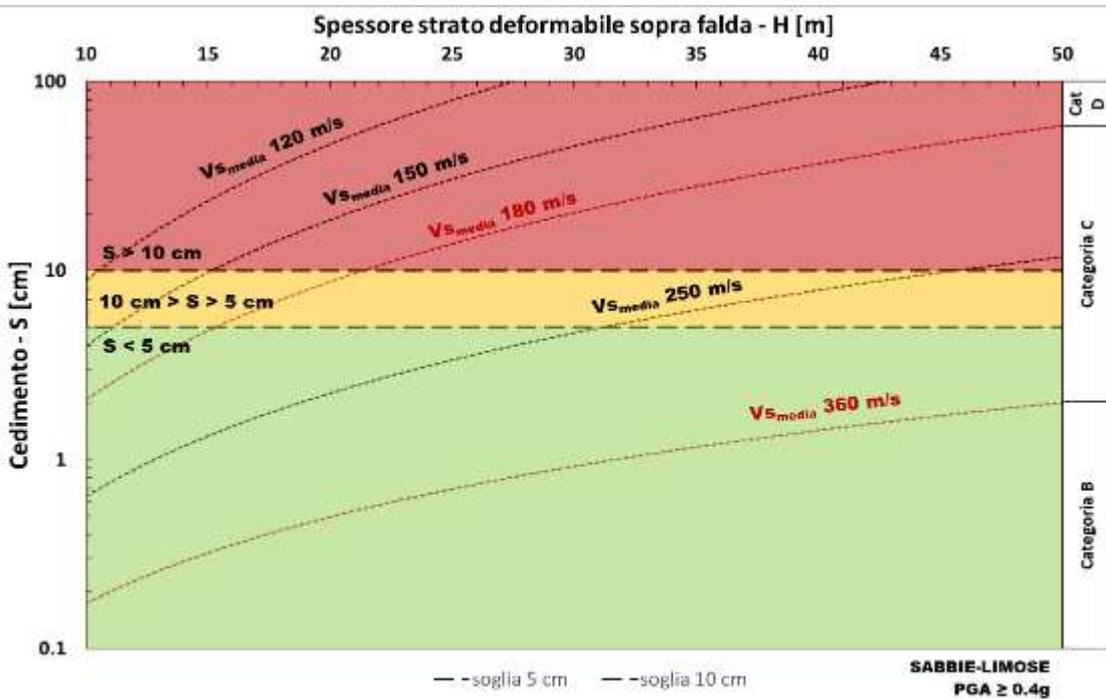
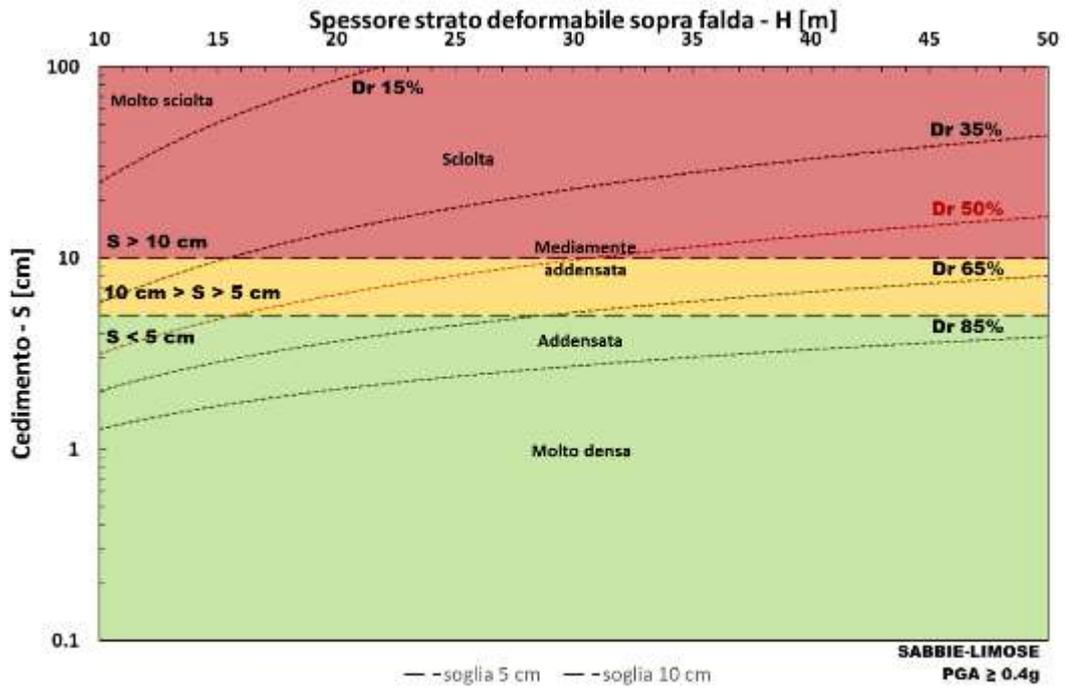
Sabbie limose – classe di PGA  $\rightarrow 0.1g \leq PGA < 0.2g$



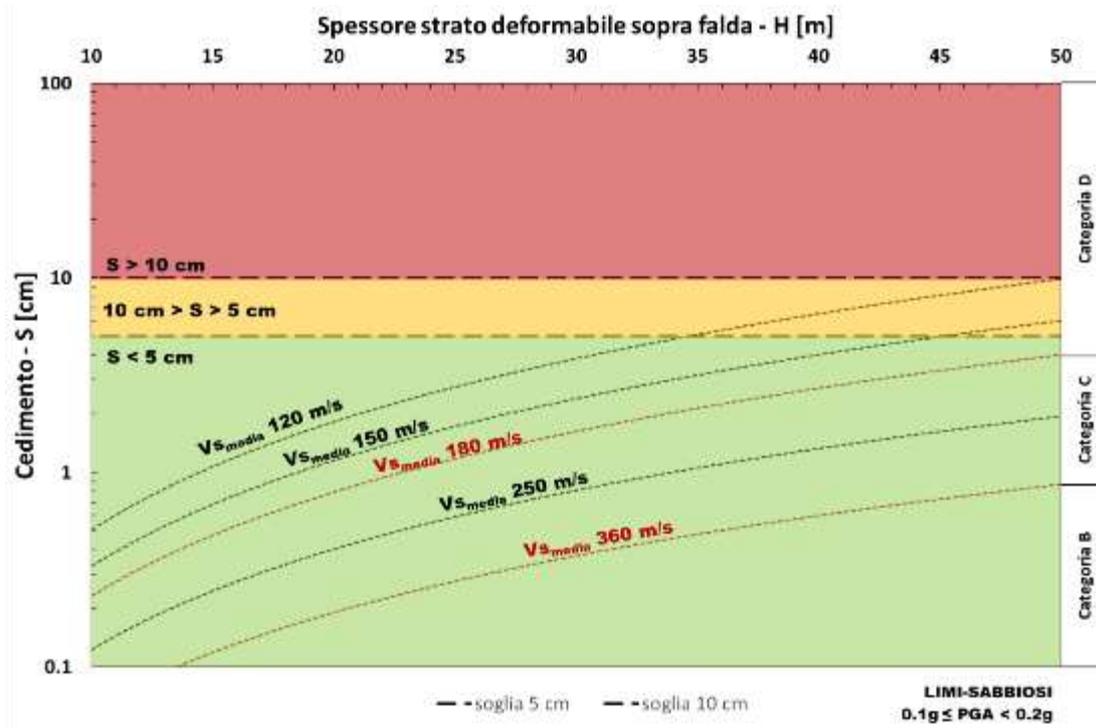
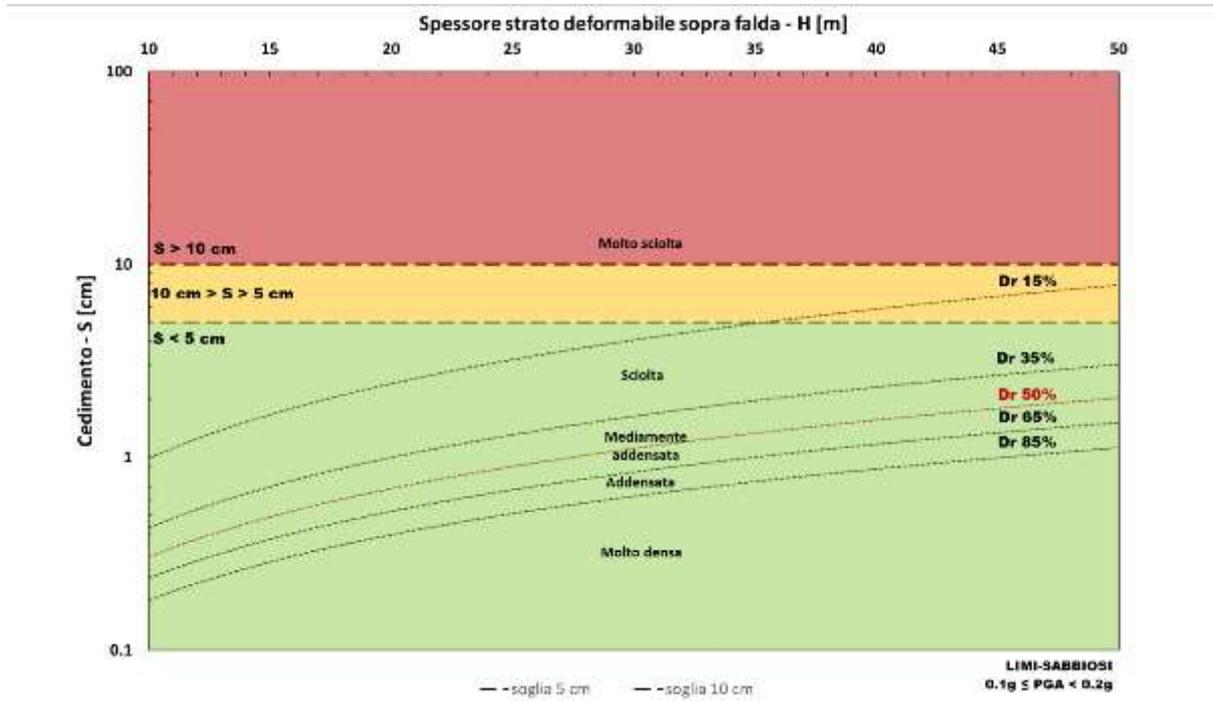
Sabbie limose – classe di PGA  $\rightarrow 0.2g \leq PGA < 0.4g$



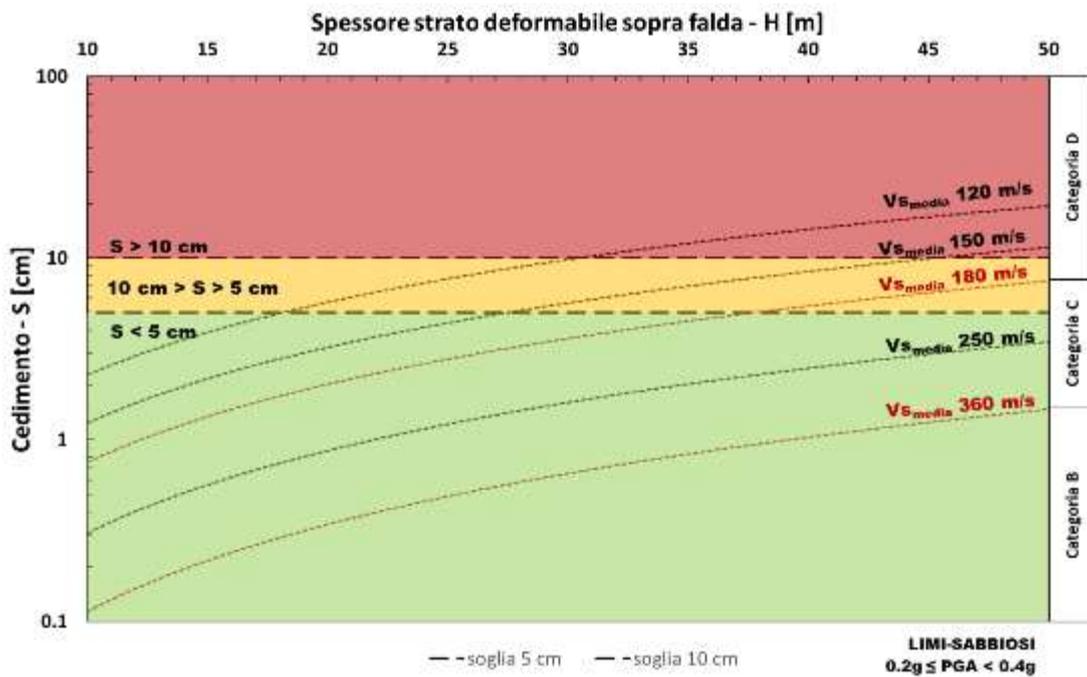
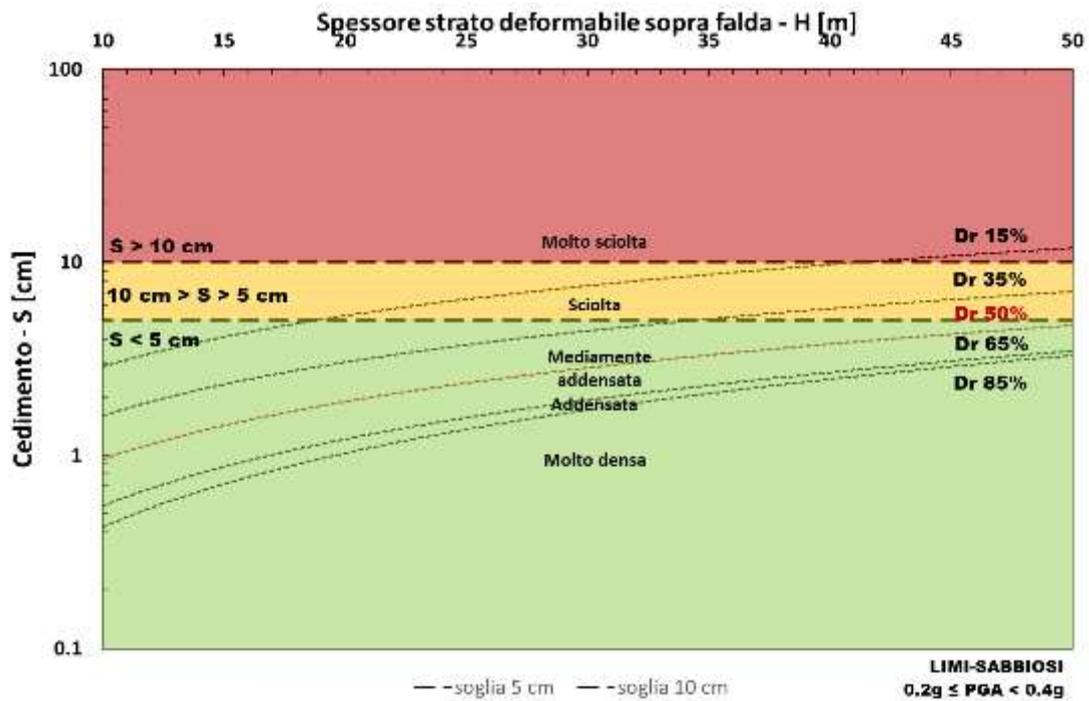
Sabbie limose -- classe di PGA →  $PGA \geq 0.4g$



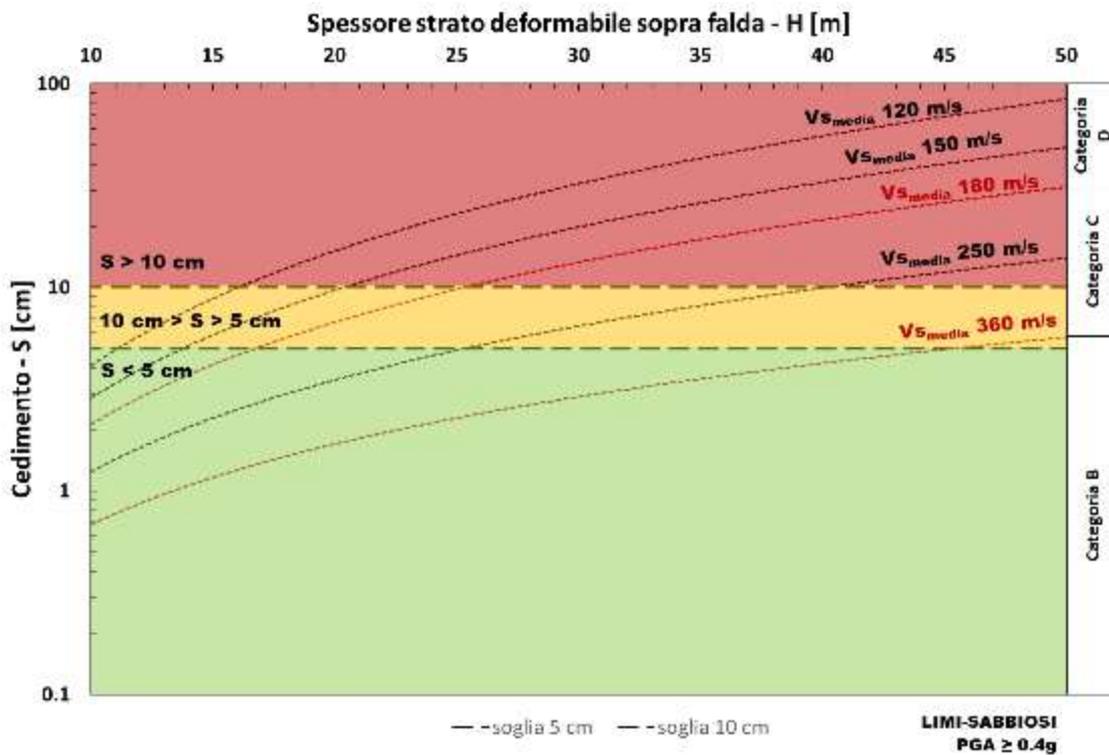
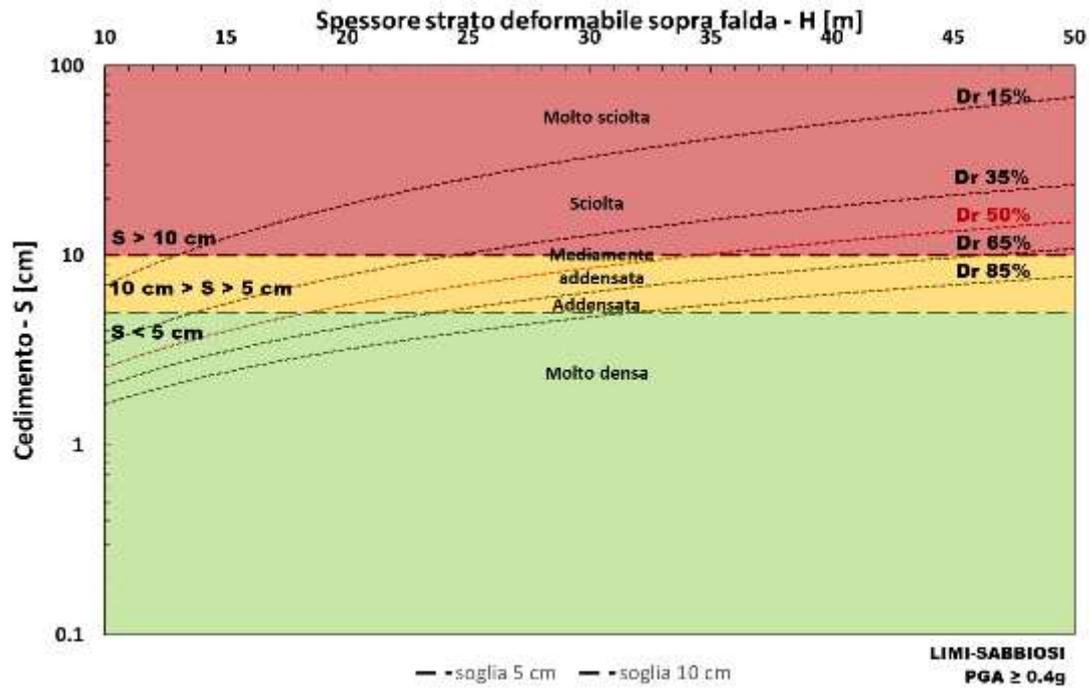
Limi sabbiosi – classe di PGA  $\rightarrow 0.1g \leq PGA < 0.2g$



Limi sabbiosi – classe di PGA  $\rightarrow 0.2g \leq PGA < 0.4g$



Limi sabbiosi – classe di PGA →  $PGA \geq 0.4g$



# APPENDICE A4. Indagini di sito e di laboratorio

## 1 Introduzione

Nella presente Appendice vengono analizzate le principali indagini geotecniche da realizzare per ottenere i parametri necessari per la stima dei cedimenti indotti da densificazione sismica nel Livello 3 di MS. La Tabella A4.1 riporta le principali prove, suddivise sulla base del livello MS.

#	Indagini di sito Livello 3 semplificato	Indagini di sito e di laboratorio Livello 3 avanzato
1	Prove Penetrometriche Dinamiche	Prove Down-Hole
2	Prove Penetrometriche Statiche	Prove Cross-Hole
3	Analisi Granulometriche	Prove con Cono Sismico e Dilatometro Sismico
4	-	Prove SASW e MASW
5	-	Prove di riflessione e rifrazione sismica
6	-	Prove di Colonna Risonante
7	-	Prove di Taglio Torsionale Ciclico
8	-	Prove di Taglio Semplice Ciclico

Tabella A4.1 Principali indagini geotecniche da realizzare, distinte sulla base del livello di MS.

Le indagini in sito da eseguire per il Livello MS 3 semplificato devono comprendere almeno indagini di tipo penetrometrico (a scelta tra quelle elencate in Tabella A4.1) al fine di stimare la densità relativa,  $D_r$ , ovvero la velocità delle onde di taglio,  $V_s$ , necessaria per l'utilizzo degli abachi proposti in Appendice A3. A tal fine, occorre che le prove *SPT* siano eseguite in numero e a profondità adeguate a caratterizzare l'intero spessore dello strato potenzialmente soggetto ad instabilità. Nel caso si ricorra a prove *CPT* si dovrà anche in questo caso attraversare l'intero strato di interesse. Sono altresì necessarie indagini per l'identificazione della granulometria del materiale e per la definizione della stratigrafica del sito (e.g. sequenza stratigrafica, spessori dei diversi litotipi, eventuale presenza di falda e sua profondità da piano campagna).

Le indagini di sito minime da eseguire per il Livello MS 3 avanzato devono comprendere almeno una prova geofisica tra quelle elencate in Tabella A4.1 al fine di definire un profilo di dettaglio delle velocità delle onde di taglio,  $V_s$ , lungo tutto lo spessore di interesse del sito in esame. La scelta della tipologia di prova tra quelle elencate in Tabella A4.1 deve avvenire sulla base delle condizioni logistiche ambientali relative al sito in esame, della stratigrafia (la presenza di terreni addensati/litoidi può inficiare l'esecuzione di prove *SCPT/SDMT*), della profondità da dover raggiungere e del budget a disposizione.

Nel caso di terreni in cui è possibile prelevare campioni indisturbati, le indagini di laboratorio per il Livello MS 3 avanzato devono comprendere almeno una prova tra quelle elencate in Tabella A4.1 al fine di caratterizzare il comportamento non lineare del terreno sotto carichi ciclici (e.g. curve di decadimento del modulo di rigidità a taglio,  $(G/G_0)$ , e di smorzamento,  $D$ ) necessario ai fini delle analisi di *RSL*.

## 2 Indagini per Livello 3 semplificato di MS

### 2.1 Prove penetrometriche Dinamiche

Le prove penetrometriche dinamiche (*SPT, Standard Penetration Test*) vengono utilizzate per determinare il numero di colpi ( $N_{SPT}$ ) necessari ad infiggere un campionatore di dimensioni standard, per una profondità di 300 mm, mediante battitura. Tramite il numero dei colpi si può stimare qualitativamente la consistenza del terreno e, adottando correlazioni empiriche, per terreni granulari, si può ottenere una valutazione quantitativa di densità relativa, angolo di resistenza a taglio, resistenza alla liquefazione e modulo di rigidezza a taglio  $G_0$  a piccole deformazioni. Il campo di applicazione della prova è limitato ai terreni granulari, preferibilmente sabbie e ghiaie fini, mentre risulta compromessa in presenza di trovanti lapidei.

La prova può effettuarsi sia in fori di sondaggio che in fori appositamente eseguiti. Sul fondo foro dovrà essere opportunamente infisso a percussione un campionatore standard e viene, così, determinato il numero di colpi necessari alla penetrazione di 450 mm, misurati separatamente in tre tratti da 150 mm ciascuno. La prova è normata dalla ASTM D1586-84.

La suddetta norma prevede l'impiego del tubo campionatore standard di tipo *Raymond*, il quale presenta un allargamento del diametro interno da 35 a 38.1 mm e le cui superfici esterne e interne sono lisce. L'allargamento è previsto per l'alloggiamento di un cilindro porta-campione. La norma stessa, tuttavia, prescrive l'utilizzo di aste di acciaio che collegano la testa di battuta del maglio al campionatore, aventi rigidità non inferiore a quella delle aste di perforazione di tipo "A" (diametri 41.2/28.5 mm, modulo di resistenza  $w=5.29 \times 10^{-6} \text{ m}^3$ ), ma possono utilizzarsi anche aste di perforazione di tipo "N" (ad esempio diametro 67 mm, spessore 8 mm, modulo di resistenza  $w=19.4 \times 10^{-6} \text{ m}^3$ , peso 12.7 kg/m). Le aste, inoltre, devono essere diritte presentando un'inflexione inferiore all'1‰. (cfr. ICMS08, 2008).

Il dispositivo di battuta è costituito da testa in acciaio avvitata all'estremità della batteria di aste, da un maglio con peso pari a  $63.5 \pm 0.5 \text{ kg}$  e da un dispositivo per il rilascio in caduta libera del maglio stesso da un'altezza 760 mm. Lo schema di funzionamento del dispositivo appena descritto è riportato in Figura A4.1.

Il peso del dispositivo non deve superare 115 kg. Occorre inoltre specificare il dispositivo di rilascio (*Fune Manila, Trip Monkey, Tombi* o Tipo Giappone, *Pilcon*) e il tipo di maglio (*Vicksburg, Donut, Safety, Old Standard, Pilcon, Nenzi, Pinneight*). Tali dati, però, possono essere omessi nel momento in cui venga fornita una taratura del sistema tramite l'indicazione del suo rendimento ER, espresso in termini percentuali.

Il foro nel quale eseguire la prova deve avere diametro compreso tra 63.5 e 150 mm, mentre il diametro interno del rivestimento, quando richiesto, deve essere compreso tra 56 e 162 mm. In presenza di un rivestimento provvisorio il diametro del foro non deve essere superiore al 90% del diametro interno di tale rivestimento.

Nella fase iniziale della prova, viene posizionato a fondo foro il campionatore mediante la batteria di aste e, successivamente, viene posizionato il dispositivo di battuta. In questa fase è necessario annotare anche l'eventuale penetrazione iniziale causata dal peso proprio della strumentazione. Si procede, in seguito, all'infissione di 150 mm che viene interrotta al raggiungimento di 50 colpi, indicandone la corrispondente penetrazione. Si passa, poi, all'infissione dei successivi 300 mm effettuata separatamente in due tratti di 150 mm ognuno. Questa seconda fase viene interrotta nel momento in cui vengono raggiunti i 100 colpi. Il numero dei colpi necessari ad infiggere il campionatore di 300 mm è indicato come resistenza alla penetrazione. La frequenza di battitura non deve superare i 30 colpi/min. Tra le altre informazioni, dovranno essere indicati il tipo di campionatore, il metodo di perforazione, il tipo di maglio, eventuali informazioni sulla falda, una descrizione dei terreni recuperati dal campionatore.

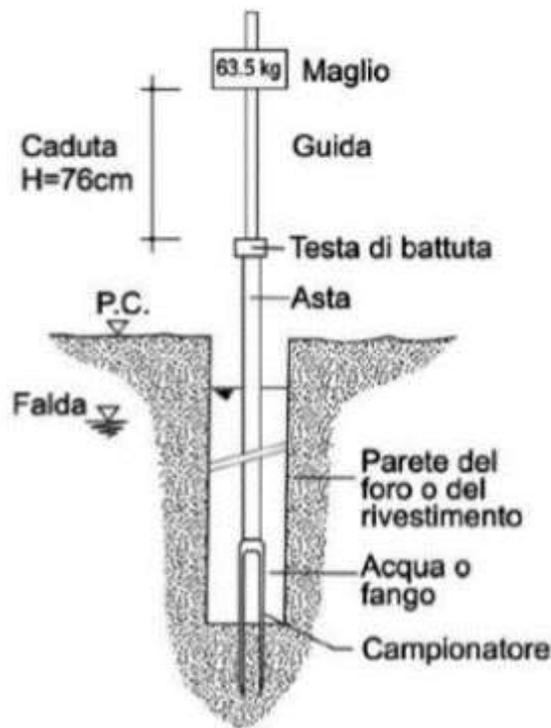


Figura A4.1 Schema di funzionamento di una Standard Penetration Test (Cestari, 1996).

## 2.2 Prove Penetrometriche Statiche

Le prove penetrometriche statiche (*CPT*, *Cone Penetration Test*) consistono nell'infingere a pressione nel terreno una punta d'acciaio chiusa di forma conica ed hanno lo scopo di misurare la forza necessaria alla penetrazione della punta stessa nel terreno ( $Q_c$ ), la forza di attrito laterale tra il terreno ed un manicotto di acciaio posto superiormente alla punta ( $Q_s$ ) e la pressione del fluido interstiziale durante l'avanzamento della punta ( $u$ ).

Tramite correlazioni di natura semi-empirica, è possibile estrarre da queste misure: l'andamento stratigrafico, la densità relativa ( $D_r$ ), l'angolo di resistenza a taglio ( $\phi'$ ), la resistenza alla liquefazione e il modulo di rigidezza a taglio  $G_0$  per i terreni granulari. La prova può realizzarsi in ogni tipo di terreno sciolto e, per i terreni granulari, le condizioni di prova sono non drenate.

La normativa di riferimento è la ASTM D3441-94 e prescrive che l'esecuzione deve avvenire con una velocità di avanzamento pari a 2 cm/s. Le caratteristiche standard della punta sono: area di base pari a 1000 mm<sup>2</sup>; angolo di apertura del cono pari a 60°, con altezza dello stesso compresa tra 24 e 31.2 mm; superficie del manicotto compresa tra 147000 e 15300 mm<sup>2</sup>. In Figura A4.2 sono riportate alcune tipologie di penetrometro comunemente utilizzate.

Esistono due tipologie di penetrometri, distinti in funzione della punta: penetrometro con punta meccanica e penetrometro con punta elettrica. Solo con la punta elettrica è possibile effettuare misure continue, mentre le punte meccaniche sono di tipo telescopico e la misura della spinta viene fatta in superficie. Le principali differenze quantitative, in termini di *output*, risiedono nella misura dell'attrito laterale: infatti, recenti studi indicano come le prove con punta meccanica tendano a sovrastimare la resistenza laterale (cfr. Facciorusso *et al.*, 2016).

Nel caso di penetrometri attrezzati con piezocono per la misura della pressione interstiziale (la prova è indicata come *CPTU*), è necessario che vi sia un setto poroso, il quale deve avere una permeabilità di 0.01 cm/s e deve essere saturato con glicerina.

Il sistema di spinta è caratterizzato da: batteria di aste; dispositivo di spinta; dispositivo di ancoraggio.

Il sistema di spinta deve spingere a velocità costante, utilizzando un'apparecchiatura idraulica e deve essere, inoltre, zavorrato, così da non muoversi rispetto al p.c.



Figura A4.2 Range di variazione delle sonde per prove CPT: da sinistra: 2 cm2, 10 cm2, 15 cm2, 40 cm2 (da Robertson, 2015).

Le punte elettriche presentano celle estensimetriche per la misura della forza assiale che agisce sul cono ( $Q_c$ ) e della forza di attrito laterale sul manicotto ( $Q_s$ ). Per la misura della pressione interstiziale ( $u$ ), il piezocono è attrezzato con un trasduttore di pressione. I sensori dipendono da una centralina situata in superficie e il collegamento è effettuato mediante un cavo inserito nelle aste di spinta. La profondità è acquisita tramite un *encoder*.

Nella prova continua è raccomandato un intervallo di acquisizione tra due misure successive inferiore a 0.2 m. Inoltre, potrà essere accettata una deviazione massima dalla verticale pari al 2%, controllata strumentando la punta con un inclinometro. La verticalità assume importanza sempre maggiore all'aumentare della profondità ed in terreni molto compatti, nei quali è rilevante la presenza di materiali lapidei. Le prove vanno eseguite ad almeno 1 m di distanza da una precedente verticale e/o ad almeno 25 diametri da un preesistente foro di sondaggio. (cfr. ICMS08, 2008).

Al termine della prova vengono indicate le seguenti grandezze: resistenza alla punta  $q_c = Q_c / A_c$  ( $A_c$  = area del cono); attrito laterale locale  $f_s = Q_s / A_s$  ( $A_s$  area del manicotto); spinta totale  $Q_t$ , cioè la forza necessaria a spingere contemporaneamente nel terreno la punta e le aste; resistenza di attrito totale  $Q_{st} = Q_t - Q_c$ ; rapporto tra le resistenze  $R_f (\%) = 100 \cdot f_s / q_c$ ; indice delle resistenze  $I_f = q_c / f_s$ .

I valori della resistenza penetrometrica vanno corretti a causa dell'influenza delle pressioni neutre, nel momento in cui queste vengono misurate, come segue:

$$q_{c,corr} = q_{c,mis} + u(1 + a) \quad (A4.1)$$

dove  $q_{c,corr}$  e  $q_{c,mis}$  rappresentano, rispettivamente, i valori di resistenza corretto e direttamente misurato, mentre  $a=A_N/A_c$  ( $A_c$ =area del cono;  $A_N$ =area netta del corpo dello strumento depurata dallo spessore del manicotto).

## 2.3 Analisi granulometriche

Per ottenere le varie frazioni granulometriche di un campione di terra, si utilizzano setacci standardizzati, i quali vengono impilati e viene misurata la frazione trattenuta da ciascun setaccio. I risultati sono riportati in un diagramma di frequenza cumulata, che presenta sull'asse delle ascisse il diametro equivalente delle particelle e sull'asse delle ordinate la percentuale in peso delle particelle con diametro inferiore. Il diagramma così prodotto prende il nome di curva granulometrica.

La setacciatura è possibile esclusivamente per materiali che vengono trattenuti al setaccio ASTM 200 (0.075 mm). Per materiali più fini si sfrutta il processo di sedimentazione, il quale si basa sulla legge di *Stokes*. Quest'ultima lega la velocità di sedimentazione di un insieme di sfere in un fluido viscoso al diametro delle stesse e alla densità delle sfere in sospensione. Sfruttando il fatto che le particelle più grandi sedimentano più velocemente di quelle più piccole, la determinazione della densità della sospensione a istanti successivi di tempo permette di calcolare la percentuale di passante ad un determinato diametro equivalente. I limiti di tale procedimento si riscontrano per particelle di diametri molto piccoli ( $d < 2 \mu m$ ), in quanto i moti browniani influenzano il processo di sedimentazione. In tal caso si adottano tecniche più avanzate come la spettroscopia laser.

## 3 Indagini per Livello 3 avanzato di MS

### 3.1 Prove *down-hole*

Le prove *down-hole* sono tra le più diffuse prove geofisiche disponibili. Con riferimento a tali prove è disponibile una robusta sperimentazione, nonché standard di riferimento internazionali (ASTM Standard D7400-08).

La prova consiste nel generare nel terreno una perturbazione tramite l'utilizzo di una sorgente meccanica e misurare, per mezzo di geofoni (sensori dotati di una terna di trasduttori di velocità), le velocità di attraversamento del treno di onde P ed S che si propaga in direzione verticale e le cui vibrazioni sono polarizzate, rispettivamente, secondo la direzione di propagazione (onde P) e su un piano ortogonale alla direzione di propagazione, quindi orizzontale (onde  $S_{VH}$ ).

Per realizzare la prova è necessario disporre di una sorgente capace di generare onde P ed onde  $S_{VH}$ . Le sorgenti sono, solitamente, meccaniche di tipo impulsivo: per le onde P tipicamente si utilizzano metodi classici quali caduta di un grave o esplosioni, mentre per le onde  $S_{VH}$  si utilizza una longarina in legno accoppiata alle estremità con piastre in metallo in corrispondenza dei punti di battuta; quest'ultima viene effettuata in direzione orizzontale con un martello. La longarina deve essere resa perfettamente aderente al terreno mentre vengono eseguite le battute e deve essere sempre garantita la sua orizzontalità. (cfr. Crespellani e Facciorusso, 2010).

La sorgente è posizionata ad una distanza dal foro compresa tra 1 m e 3 m. Un *range* così definito permette di evitare la sovrapposizione di onde P ed S e di evitare fenomeni di riflessione e rifrazione. Inoltre, è necessario adottare un sistema di ricezione che sia composto almeno da un geofono da pozzo tridimensionale ed orientabile. La terna di sensori all'interno del geofono sarà disposta in modo tale da garantire un sensore in direzione verticale e gli altri sul piano orizzontale posti in direzioni tra di loro ortogonali. Il geofono dovrà essere calato nel foro alla profondità di misura e collegato in superficie al sistema di acquisizione.

Nel caso in cui vengano adottati più geofoni, la distanza tra i due ricevitori deve essere nota a priori, nonché deve garantirsi la stessa disposizione dei sensori così da facilitare le operazioni di interpretazione delle registrazioni.

Qualora, invece, si disponga di un solo ricevitore, è necessario orientare i trasduttori sempre nello stesso modo quando si abbassa la terna nelle successive misurazioni. Bisogna, infine, disporre uno dei trasduttori orizzontali parallelamente alla sorgente.

I trasduttori, generalmente, sono alloggiati in un contenitore cilindrico del diametro di circa 50 mm, in modo tale da poter essere calato all'interno del foro di sondaggio già rivestito e deve essere dotato di un sistema di bloccaggio gestito dalla superficie con cuscinetto ad aria compressa.

Inoltre, è presente un *trigger*, cioè quel dispositivo che collega sorgente e sistema di acquisizione e che permette di visualizzare l'istante  $t_0$  di partenza delle onde sismiche. Esso viene realizzato con un trasduttore piezoelettrico montato sul martello. Alternativamente, il trigger può essere realizzato tramite un geofono da superficie ubicato in prossimità del punto di battuta.

Il foro di sondaggio, con diametro interno compreso tra 85 e 125 mm, viene realizzato con le tecniche classiche di perforazione e riducendo al minimo il disturbo. Prima di rivestire interamente il foro, è importante effettuare misure del livello di falda, in quanto se la velocità di propagazione delle onde P, che si trasmettono anche attraverso il fluido interstiziale, all'interno del terreno è minore rispetto alla stessa velocità di propagazione nell'acqua stessa, il treno d'onde si propaga interamente attraverso l'acqua, falsando, così, la misura.

È importante anche che il foro sia rivestito con un tubo in materiale ad alta impedenza alle vibrazioni, come il PVC e che l'intercapedine tra rivestimento e pareti del foro venga cementata con una miscela di acqua, cemento e bentonite per ripulire il foro di sondaggio.

Durante l'esecuzione della prova i geofoni vengono calati fino a fondo foro, misurando la profondità esatta dal p.c. alla quale si trovano i trasduttori. Dopo aver verificato l'orientazione dei trasduttori stessi, i geofoni vengono resi solidali alle pareti del rivestimento. Successivamente si esegue un certo numero di battute verticali, in genere tre e il sismografo, dopo aver acquisito le registrazioni, per eliminare il disturbo prodotto dal rumore, ne somma le ampiezze. Analogamente, per generare le onde S, si effettua lo stesso numero di battute orizzontali a destra e a sinistra della sorgente. Dopo l'acquisizione, si sbloccano i geofoni e si sollevano di una distanza pari all'intervallo di misura  $\Delta z$  prescelto e si ripete la misurazione fino ad arrivare in superficie. (cfr. Crespellani e Facciorusso, 2010). In Figura A4.3 è riportato lo schema esecutivo della prova.

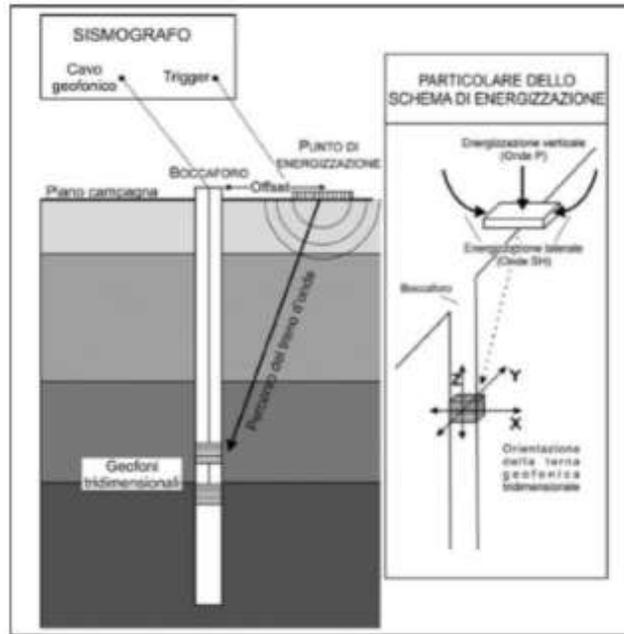


Figura A4.3 Schema semplificato di una prova down-hole (da ICMS08, 2008).

Per interpretare i tempi di arrivo delle onde si utilizzano i metodi cosiddetti dell'intervallo (nel caso si disponga di due geofoni) e dello pseudo-intervallo (per singolo geofono).

Nel primo si considerano, per ciascuna profondità raggiunta dai due geofoni, la coppia di segnali registrati dai trasduttori verticali in corrispondenza della medesima battuta verticale (onde P), mentre, per le onde S, la coppia di segnali registrati dei trasduttori orizzontali dei due geofoni, paralleli e concordi, disposti longitudinalmente rispetto alla longarina, sempre in corrispondenza della stessa battuta orizzontale.

Vengono, così, registrati i tempi di arrivo per i sensori 1 e 2 per le battute verticali ( $t_{p1}$  e  $t_{p2}$ ) e per le battute orizzontali ( $t_{s1}$  e  $t_{s2}$ ). Ovviamente, i percorsi seguiti dalle onde dalla sorgente al ricevitore non sono verticali, quindi bisogna determinare i tempi di arrivo corretti che sono i tempi che le onde, a parità di velocità di propagazione, impiegherebbero per raggiungere i ricevitori dalla superficie muovendosi in direzione verticale, ovvero:

$$t_{x1}^* = t_{x1} \cdot \frac{z}{d_1} = t_{x1} \cdot \frac{z}{\sqrt{R^2+z^2}} \quad (A4.2)$$

$$t_{x2}^* = t_{x2} \cdot \frac{z}{d_2} = t_{x2} \cdot \frac{z+\Delta z}{\sqrt{R^2+(z+\Delta z)^2}} \quad (A4.3)$$

Ove  $z$  è la profondità di misura;  $R$  è la distanza tra boccaforo e punto di energizzazione;  $d$  è il percorso del treno d'onda.

e la velocità è data da:

$$V_x = \frac{\Delta z}{t_{x2}^* - t_{x1}^*} \quad (A4.4)$$

con  $x=P,S$ .

Ovviamente il calcolo va ripetuto per tutti gli strati di spessore pari alla distanza verticale tra i geofoni.

Nel caso si disponga di un solo geofono, la procedura va effettuata considerando la coppia di segnali registrati dal trasduttore verticale (per le onde P) o orizzontale longitudinale (per le onde S) corrispondenti a due profondità successive raggiunte dal geofono durante la prova. In tal caso, per confrontare i segnali, è indispensabile disporre di un valido sistema di orientazione e energizzazione, che garantisca identiche condizioni di energizzazione e ricezione. Applicando, quindi, il metodo dello pseudo-intervallo, la velocità è riferita a uno strato di spessore pari al passo di avanzamento del sistema di ricezione all'interno del foro durante la prova.

La prova *down-hole* comporta costi di realizzazione medio-alti e una buona affidabilità. Le misure possono ritenersi affidabili tra le profondità di 10 m e 50 m, compatibilmente con il tipo di sorgente adottato (Stokoe *et al.*, 2004).

I limiti principali della prova consistono nell'attenuazione dell'ampiezza delle onde con la profondità, nella riflessione e rifrazione delle onde nel tragitto sorgente-ricevitore, nella difficoltà a caratterizzare terreni molto stratificati, nell'elevato costo. Di contro, occupano un ingombro areale limitato, forniscono la disponibilità di un sondaggio stratigrafico e della quota della falda, permettono di ricavare il profilo di velocità in funzione della profondità, forniscono un numero ridondante di registrazioni, sono basati su una sperimentazione robusta.

### 3.2 Prove *cross-hole*

La prova *cross-hole* è più antica (Barton, 1929; Stokoe e Woods, 1972), ma meno diffusa rispetto alla prova *down-hole* e si basa sulla normativa ASTM Standard D4428/D4428M-07.

La prova consiste nel generare una perturbazione nel terreno utilizzando una sorgente calata in un foro e di registrare i tempi di arrivo dei treni d'onde P ed S tramite uno o più geofoni ricevitori installati in altrettanti fori adiacenti, paralleli e realizzati contemporaneamente al primo. Le vibrazioni generate dalla sorgente sono polarizzate nella direzione di propagazione (onde P) e nelle direzioni perpendicolari alla direzione di propagazione, polarizzate secondo un piano verticale (onde  $S_{HV}$ ) e orizzontale (onde  $S_{HH}$ ).

L'apparecchiatura per l'esecuzione della prova è analoga a quella usata per le prove *down-hole*: infatti consta di una sorgente in grado di generare onde P o onde  $S_{HV}$  e  $S_{HH}$  che è possibile azionare dalla superficie, di un sistema di ricezione composto da due geofoni da pozzo tridimensionali e orientabili, calati alla profondità di misura e allineati con il foro in cui è ubicata la sorgente, paralleli tra loro e connessi in superficie con il sistema di acquisizione. I geofoni sono gli stessi che si utilizzano per le prove *down-hole*: è necessario garantire il posizionamento di un trasduttore in direzione verticale per la ricezione delle onde  $S_{HV}$  e gli altri due orizzontali per la ricezione delle onde P e delle onde  $S_{HH}$ . (cfr. Crespellani e Facciorusso, 2010).

I fori contenenti ricevitori e sorgente devono essere perfettamente allineati e deve essere stabilita in fase di programmazione della campagna indagini la loro distanza, poiché permette di ricavare la velocità di propagazione delle onde sismiche. Gli interassi tra i fori sono compresi tra 3 m e 5 m, analogamente a quanto accade nella prova *down-hole* (cfr. Crespellani e Facciorusso, 2010).

La prova *cross-hole* richiede una fase preliminare di preparazione di tutti i fori, realizzati con le normali tecniche di sondaggio e riducendo al minimo il disturbo. Successivamente questi devono essere rivestiti e cementati.

La prova si svolge calando a fondo foro i geofoni e, dopo averne verificato l'orientazione, questi si rendono solidali al rivestimento. Successivamente si eseguono una serie di energizzazioni per le onde P (di solito tre) che il sismografo acquisisce e somma per ridurre il rumore. Analoga operazione si esegue per le onde S. Poi, si sbloccano i geofoni e si sollevano di una distanza  $\Delta z$  pari all'intervallo di misura prescelto, verificandone attentamente l'inclinazione. Tali operazioni si eseguono sino ad arrivare in superficie (vedi Figura A.4.4).

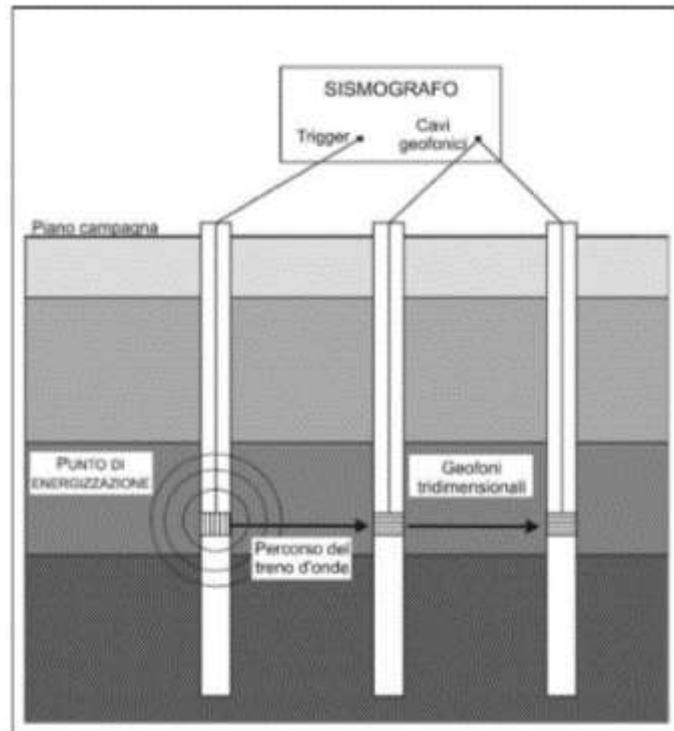


Figura A4.4 Schema semplificato di una prova cross-hole (da ICMS08).

Per l'interpretazione dei risultati, in genere, si adottano il metodo dell'intervallo o il metodo diretto. In entrambi i casi si ipotizza che le onde si propaghino in direzione orizzontale senza subire deviazioni. Nel metodo diretto si considerano, per ciascuna profondità raggiunta dai ricevitori, in corrispondenza della stessa energizzazione, la coppia di segnali trasmessi dai trasduttori paralleli e concordi dei due geofoni. Successivamente viene calcolato il tempo di arrivo delle onde P e delle onde S al geofono più vicino e più lontano dalla sorgente ( $t_{p1}$  e  $t_{p2}$ ,  $t_{s1}$  e  $t_{s2}$ , rispettivamente).

Rapportando le distanze tra i fori e la differenza tra i tempi di arrivo ( $\Delta t_p$  e  $\Delta t_s$ ), si ottiene la velocità di propagazione delle onde. Indicando con  $R_{12}$  la distanza tra i fori in cui sono alloggiati i ricevitori, si avrà:

$$V_x = \frac{R_{12}}{\Delta t_x} \quad (\text{A4.5})$$

con  $x=P,S$ .

Alternativamente possono utilizzarsi singolarmente i tempi di arrivo delle onde P e delle onde S per calcolare le velocità corrispondenti e, indicando con  $R_0$  la distanza tra la sorgente e il primo ricevitore, si avrà:

$$V_x = \frac{R_0}{t_{x1}} = \frac{R_0 + R_{12}}{2} \quad (\text{A4.6})$$

La prova *cross-hole* si colloca in una fascia alta di costi anche a causa della necessità di effettuare più fori. Allo stesso tempo presenta anche una elevata affidabilità dei risultati ottenuti. Le velocità ottenute possono essere considerate affidabili anche a profondità dell'ordine di 200 m. Per la stessa ragione, la prova risulta essere molto invasiva.

Oltre a tutti i vantaggi già illustrati per la prova *down-hole*, con la prova *cross-hole* si possono raggiungere sicuramente profondità maggiori, vengono meno i problemi di rifrazione e riflessione delle onde e possono caratterizzarsi anche terreni molto stratificati.

### 3.3 Prove con cono sismico e dilatometro sismico

Le prove con cono sismico (*SCPT*) e dilatometro sismico (*SDMT*) sono alcune tra le tecniche di misura sismica in foro sviluppate più recentemente. Queste utilizzano, rispettivamente, le prove *CPT/CPTU* (vengono, quindi indicate come *SCPT/SCPTU*) e le prove *DMT (SDMT)* sulla base delle modalità operative delle prove *down-hole* o *cross-hole*, superandone l'elevato costo dovuto ai fori di sondaggio: infatti, gli strumenti utilizzati (cono e dilatometro) consentono di accoppiare misure sismiche e misure effettuate in campo statico. Un altro vantaggio del loro utilizzo consiste nell'aver, alla stessa profondità, la stima di parametri statici e sismici, permettendo la ricerca di correlazioni empiriche tra tali parametri. (cfr. Crespellani e Facciorusso, 2010).

La prova *SCPT* può venire effettuata sia secondo la modalità *down-hole* (Campanella *et al.*, 1986) che secondo la modalità *cross-hole* (Baldi *et al.*, 1988), mentre la prova *SDMT* esclusivamente nella modalità *down-hole*. Lo schema di riferimento è analogo a quello utilizzato per le prove *down-hole* e *cross-hole*, con l'unica, sostanziale, differenza che i fori vengono realizzati contestualmente alla prova, senza la necessità di preparazione del foro stesso (rivestimento e cementazione). Per la perforazione si adotta l'apparecchiatura usata per le prove in campo statico, cioè una batteria di aste che terminano con la punta conica o con il dilatometro, le quali sono collegate ad un dispositivo di spinta posto in superficie.

Nel caso di modalità *cross-hole*, si predispongono tre penetrometri e su due di essi vengono montati i geofoni, mentre sul terzo viene montato un dispositivo che funge da sorgente. Talvolta, per ragioni di economicità, i penetrometri possono essere ridotti a due (sorgente-ricevitore). Eseguito il controllo della verticalità, si inizia la contemporanea perforazione delle aste, poste a distanze fissate, fino a raggiungere la profondità alla quale si vuole effettuare la misura della velocità delle onde P o delle onde S. Tale operazione si ripete fino al raggiungimento della massima profondità alla quale effettuare la misura, per poi sollevare le aste.

Nel caso di prova eseguita con metodo *down-hole*, come illustrato in Figura A4.5, la sorgente rimane in superficie ed è, quindi, necessario un unico penetrometro sulla testa del quale viene montato o il cono o il dilatometro, unitamente ai sensori. La batteria di aste spinge il penetrometro fino alla profondità di prova, dove viene effettuata la misura secondo il tradizionale approccio previsto dalla *down-hole*.

Le caratteristiche dei geofoni, del sistema di acquisizione e del *trigger* sono analoghe a quelle delle prove geofisiche classiche. Per evitare il danneggiamento dei geofoni, si preferisce alloggiarli al di sopra del manicotto della punta o della lama dilatometrica. L'orientazione degli stessi è fissata rendendoli solidali alla batteria d'aste e, poiché il foro è realizzato durante l'esecuzione della prova, è garantita la contiguità tra geofono e terreno.

Le modalità di lettura dei risultati sono analoghe a quelle utilizzate per le prove *cross-hole* e *down-hole*.

Notevoli vantaggi economici ed un livello di affidabilità pressoché analogo, se non maggiore a causa del minor grado di disturbo arrecato, si ottengono utilizzando questo tipo di prova rispetto alle prove geofisiche classiche.

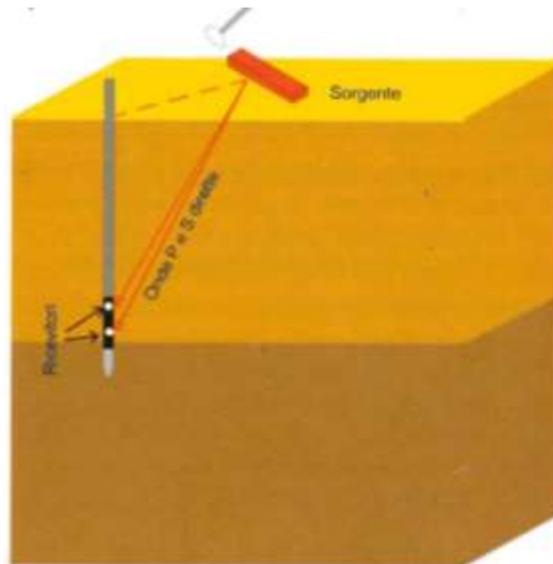


Figura A4.5 Schema semplificato della prova SCPT o SDMT nella modalità down-hole (da Crespellani e Facciorusso, 2010).

### 3.4 Prove SASW e MASW

La prova SASW (*Spectral Analysis of Surface Waves*) serve a determinare il profilo di rigidità del sito in esame misurando la velocità di propagazione delle onde superficiali di *Rayleigh* ( $V_R$ ) ed effettuando un successivo processo di inversione, con il quale viene fornita una stima indiretta di  $V_S$ .

La prova è applicabile nel caso in cui la profondità delle coperture da esplorare appartiene all'intervallo di profondità 10-50 m, con attendibilità maggiori per profondità inferiori a 20 m. Per eseguire la prova è necessaria una superficie pianeggiante. Si ipotizza, inoltre, che il terreno indagato presenti stratificazioni orizzontali e ogni strato assuma un comportamento elastico, omogeneo e isotropo.

Durante la prova si produce sulla superficie del terreno una sollecitazione dinamica diretta verticalmente, in un determinato intervallo di frequenze, per poi registrare le vibrazioni prodotte a distanze note e prefissate.

Inizialmente, si stima la curva di dispersione del sito in esame (diagramma velocità di fase delle onde di *Rayleigh*-frequenza) per poi eseguire la procedura di inversione, al fine di ottenere una stima del profilo di velocità delle onde di taglio.

Le onde misurate sono le onde superficiali di *Rayleigh*, polarizzate sul piano verticale e caratterizzate da componenti longitudinali e trasversali. Le onde si propagano seguendo fronti d'onda cilindrici, coassiali alla sorgente, con attenuazione proporzionale all'inverso della distanza dalla sorgente. La componente verticale indotta dalle onde di *Rayleigh* risulta predominante rispetto a quella orizzontale e si attenua rapidamente al crescere della profondità, diventando irrilevante ad una quota di poco superiore alla lunghezza d'onda  $\lambda$  della sollecitazione. Per tale ragione, per indagare profondità maggiori, è necessario aumentare la lunghezza d'onda della sorgente (cfr. ICMS08, 2008). La velocità delle onde di *Rayleigh* è molto prossima a quella delle onde di taglio, infatti si ha:

$$V_R \approx (0.86 \div 0.95) \cdot V_S \quad (\text{A4.7})$$

L'apparecchiatura è costituita da una sorgente sismica di tipo meccanico, che varia a seconda del campo di lunghezze d'onda che si vuole investigare; da un sistema di ricezione; da un sistema di acquisizione dati. Con

riferimento alla sorgente, si usano martelli di massa ridotta (<500 g) fino a elementi di 2 o 3 t circa, fatti cadere da una benna meccanica. Per quanto riguarda il sistema di ricezione, esso è composto da almeno due geofoni verticali, che devono possedere appropriate caratteristiche di frequenza per poter ricevere in maniera adeguata il treno d'onde prodotto dalla sorgente.

Il sistema di acquisizione deve essere del tipo multicanale per registrare, su ogni singolo canale, in digitale, le forme d'onda e archivarle su memoria di massa. Essendo collegato ad ogni singolo trasduttore di velocità, consente di registrare in forma numerica le vibrazioni rilevate dai geofoni.

La sorgente e i ricevitori devono essere disposti sulla stessa retta ed equidistanti tra loro, con i ricevitori posizionati dalla stessa parte rispetto alla sorgente. Definita la verticale da indagare, viene preparato il sistema di acquisizione dati, collegando i geofoni ai canali del sistema. Poi, si attiva la sorgente, disposta da un lato rispetto ai ricevitori e le vibrazioni prodotte vengono registrate dai trasduttori, con la prova che viene ripetuta più volte per disporre di più registrazioni, le quali, mediate, permettono di ridurre i rumori di fondo. In seguito, si sposta la sorgente in posizione opposta rispetto ai ricevitori stessi che rimangono fissi e la prova viene ripetuta. La procedura viene ulteriormente ripetuta, cambiando la sorgente in modo tale da produrre onde di lunghezza maggiore e adeguando i ricevitori aumentandone l'interasse. In Figura A4.6 è riportato uno schema semplificato della prova.

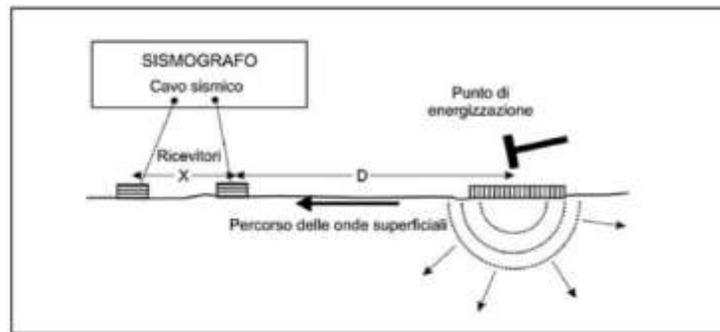


Figura A4.6 Schema semplificato di una prova SASW (da ICMS08, 2008).

Per stimare la velocità di propagazione con metodologia SASW si ricorre al metodo della cross-correlazione nel dominio della frequenza, utilizzando la presenza dei due ricevitori.

La funzione di cross-correlazione per due segnali  $h(t)$  e  $g(t)$  registrati dai due ricevitori per lo stesso impulso è la seguente:

$$CC(\tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} h(t) \cdot g(t - \tau) dt \quad (\text{A4.8})$$

Essa è funzione del ritardo  $\tau$  e si ottiene integrando, nel dominio del tempo, il prodotto tra il segnale acquisito dal ricevitore più lontano  $h(t)$  e quello registrato dal ricevitore più vicino, però, ritardato  $g(t - \tau)$ . Il valore del ritardo tale che la funzione assume il valore massimo è anche il valore per cui le funzioni integrande assumono valori più simili. Per tale ragione, questo valore di  $\tau$  è assunto come tempo di propagazione del segnale dall'uno all'altro ricevitore. Invece di ricavare direttamente la funzione  $CC(\tau)$ , è pratica comune calcolarne la trasformata di Fourier  $CS(f)$ , nota come spettro di cross-correlazione, ovvero:

$$CS(f) = G(f) \cdot \overline{H(f)} \quad (\text{A4.9})$$

Si definisce, poi, un angolo di fase  $\phi$  dello spettro di cross-correlazione e, da esso, si ricava il tempo di viaggio delle onde tra i due ricevitori  $t(f)$ , in funzione della frequenza  $f$  e nota la distanza  $d$ , quindi:

$$t(f) = \frac{\phi(f)}{360 \cdot f} \quad (\text{A4.10})$$

Così, si determina la velocità:

$$v(f) = \frac{d}{t(f)} \quad (\text{A4.11})$$

dove  $d$ , indica la distanza sorgente-ricevitore.

Si considera, quindi, un intervallo di frequenza all'interno del quale la funzione di coerenza dello spettro di cross-correlazione è prossima a 1, assumendo in questo modo, come valori accettabili di velocità  $v(f)$ , quelli appartenenti a questo range ed effettuandone una media. La velocità delle onde di *Rayleigh*, invece, può essere così correlata alla sua lunghezza d'onda:

$$L_R = \frac{v_R(f)}{f} \quad (\text{A4.12})$$

e da questa espressione si ottiene la curva di dispersione.

Una stima del profilo delle onde S può essere ottenuta assumendo che  $V_R=0.92 \cdot V_s$  e che la profondità corrispondente a ciascun valore di velocità  $V_R(L_R)$  sia uguale 1/2 o 1/3 della corrispondente lunghezza d'onda. (cfr. ICMS08, 2008).

La prova MASW (acronimo di *Multichannel Analysis of Surface Waves*) rappresenta uno sviluppo della prova SASW mediante l'utilizzo di più ricevitori. Con questa tecnica, le onde vengono generate, analogamente a quanto accade per la prova SASW, da una sorgente di tipo impulsivo, che in genere è un martello, o da un *input* sinusoidale allineata con i ricevitori (di solito 24) ad interasse costante pari ad 1 m. Successivamente, questa viene allontanata applicando il cosiddetto *walk-away method*. Le registrazioni, acquisite simultaneamente dai geofoni, ottenute per ciascuna posizione della sorgente, vengono sommate con lo scopo di ridurre gli errori. Il numero maggiore di registrazioni e un campionamento spaziale più fitto permettono di rilevare meglio i modi superiori, agevolando il *data-processing*. Trasformando le tracce nel dominio frequenza  $f$  – numero d'onda  $k$ , si risale al valore di  $V_R$  secondo la relazione:

$$V_R = \frac{f}{k} \quad (\text{A4.13})$$

La prova può essere ripetuta adottando spaziature dei ricevitori diverse. Il procedimento da seguire per l'inversione è lo stesso adottato nel caso della prova *SASW*.

### 3.5 Prove di riflessione e rifrazione sismica

Le tecniche di misura sismica superficiale a riflessione e a rifrazione sono tra le più diffuse tecniche geofisiche e sono normate dalle ASTM *Standard D7128-05* e ASTM *Standard D5777-00*. Esse consistono nel produrre in superficie onde di volume e nel determinare i loro tempi di arrivo ad un certo numero di geofoni (in genere 24) allineati con la sorgente stessa, così da formare il cosiddetto profilo o stendimento sismico. I geofoni possono essere posizionati simmetricamente rispetto alla sorgente oppure tutti da un lato. (cfr. Crespellani e Facciorusso, 2010). I geofoni, così disposti, contengono trasduttori verticali e orizzontali che giacciono nel piano della sezione sismica, non riuscendo a fornire informazioni in merito alla direzione ortogonale allo stendimento.

L'obiettivo principale della prova è quello di determinare la forma e la posizione delle superfici di separazione tra strati con differenti proprietà meccaniche (detti riflettori o rifrattori) e di determinare la velocità media delle onde P o S per gli strati attraversati.

La prova si basa sul principio secondo il quale quando un'onda di volume attraversa una superficie di interfaccia tra due strati a comportamento isotropo ma con differenti proprietà meccaniche, genera, nel punto di incidenza,

più onde di volume di natura diversa con direzioni di propagazione diverse. Inoltre, in base al principio di *Huygens*, le direzioni di propagazione dell'onda incidente e delle onde rifratte e riflesse generate giacciono nello stesso piano normale all'interfaccia tra i due mezzi e passante per il punto di incidenza. Gli angoli che i raggi formano con la normale alla superficie di interfaccia sono correlati tra loro, come ben noto dalla teoria di propagazione delle onde. Il modello adottato è quello bidimensionale di un deposito costituito da due strati omogenei ed isotropi, con caratteristiche meccaniche differenti e separati da una superficie piana ed orizzontale.

Nel caso si utilizzino le onde riflesse, si misurano lo spessore dello strato più superficiale e la velocità di propagazione delle onde sismiche nello stesso, mentre qualora vengano utilizzate le onde rifratte, si possono determinare lo spessore dello strato più superficiale, la velocità di propagazione delle onde sismiche nello strato stesso e nello strato sottostante. La stima dei parametri di *output* dalla prova viene effettuata sulla base di considerazioni matematiche in merito alla forma delle dromocrone (curve distanza dalla sorgente-tempo di arrivo dell'onda) e sulla base di valutazioni fisiche sugli angoli di rifrazione e riflessione delle onde.

L'apparecchiatura per le prove è la stessa utilizzata per le prove SASW ed è costituita da una sorgente e da un *trigger* collegato alla sorgente che invia al sistema di registrazione, un sismografo a 24 canali. Le principali differenze strumentali tra le due prove (sismica a riflessione e sismica a rifrazione) risiedono nel posizionamento dei geofoni: infatti le onde rifratte vengono rilevate a distanze elevate dalla sorgente e richiedono, quindi, stendimenti ed energizzazioni maggiori. I geofoni adottati per tale prova, inoltre, devono essere in grado di rilevare frequenze più basse.

Le prove vengono realizzate dopo aver disposto in superficie 24 ricevitori lungo la stessa linea. Nel caso della sismica a riflessione, la sorgente può essere allineata o meno con i ricevitori, al centro dello stendimento o ad una delle estremità, mentre nella sismica a rifrazione, si adottano due punti di sorgente alle estremità dello stendimento per ottenere due profili coniugati.

Con riferimento ai dati ottenuti, per ciascuna energizzazione, si ricavano lungo lo stendimento la profondità e l'inclinazione delle superfici di riflessione e rifrazione, nonché le velocità di propagazione delle onde negli strati.

Per ottenere una più accurata determinazione di tali risultati, è consigliato ripetere la prova su più profili tra loro ortogonali. I risultati delle suddette prove devono essere rappresentati in grafici, detti sezioni sismiche, in cui in ascissa sono riportate le distanze progressive dei ricevitori rispetto alla sorgente e in ordinata il tempo di arrivo delle onde riflesse o rifratte o la profondità della superficie di riflessione/rifrazione rispetto alla sorgente.

Le tecniche appena descritte sono sicuramente le più economiche tra tutte le prove sismiche e presentano, però, un'affidabilità molto dipendente dalle condizioni di sito, dalla geologia e dalla morfologia del deposito e con una precisione che diminuisce con la profondità di esplorazione. I vantaggi consistono in scarso impatto ambientale, basso costo e possibilità di investigare ampi volumi di terreno, mentre i limiti sono legati alla ridotta profondità che è possibile investigare (di solito minore di 30 m), all'impossibilità di definire puntualmente i valori di velocità e di investigare terreni molto stratificati, agli elevati ingombri areali necessari.

### 3.6 Prove di colonna risonante

La prova di colonna risonante (*Resonant Column Test*, RC) è una delle prove di laboratorio più diffuse nella pratica ingegneristica ed è utilizzata per misurare i parametri dinamici dei terreni a livelli di deformazioni di taglio  $\gamma$  che vanno da  $10^{-6}$  a  $10^{-2}$  e la loro legge di variazione in funzione di  $\gamma$  stesso. La prova è regolata dallo *Standard* ASTM D 4015-07. La versione più diffusa dell'apparecchio di prova è quella proposta da *Stokoe* (Isenhower, 1979), con il quale non è possibile portare il terreno alle condizioni di rottura. Con tale apparecchio è possibile applicare solo vibrazioni torsionali e la consolidazione può essere esclusivamente isotropa.

Con la prova si mira determinare il modulo di rigidezza a taglio iniziale  $G_0$  e il rapporto di smorzamento  $D_0$  a basse deformazioni, ricavare le leggi di variazione  $G(\gamma)$  e  $D(\gamma)$ , valutare la soglia lineare  $\gamma_l$  e, tramite le misure della pressione interstiziale, la soglia volumetrica  $\gamma_v$ .

La prova consiste nell'applicare con un attuatore di carico elettromagnetico un momento torcente ciclico  $M_D(t)$ , con ampiezza fissata e pari a  $M$  e frequenza variabile  $f$ . L'azione è applicata all'estremità di un provino cilindrico pieno o cavo, incastrato alla base, libero in sommità e già consolidato isotropicamente.

La frequenza è fatta variare fino a raggiungere le condizioni di risonanza del sistema formato dal provino e dall'apparecchio di carico. Vengono, così, misurate la frequenza di risonanza  $f_n$  corrispondente al primo modo di vibrare e la risposta rotazionale del terreno. La rotazione è acquisita con un accelerometro posto sulla sommità del provino. Si sfrutta la teoria di propagazione delle onde elastiche in una trave cilindrica, in quanto si assume che in condizioni di risonanza, la velocità di propagazione delle onde  $S$  nel terreno sia funzione della frequenza di risonanza  $f_n$  e dell'altezza  $h$  del provino. Nota la frequenza di risonanza, è possibile determinare  $G$ , mentre nota la rotazione massima del provino nell'estremità libera è possibile determinare la deformazione  $\gamma$ . Facendo variare l'ampiezza del momento torcente, variano la rotazione massima, quindi la deformazione di taglio  $\gamma_{max}$  e la frequenza di risonanza  $f_n$ , quindi il modulo di taglio  $G$  ad essa legato. Così facendo, può determinarsi la legge  $G(\gamma)$  e da questa, può calcolarsi la soglia di deformazione lineare  $\gamma_l$ . Dalla misura delle pressioni interstiziali, invece, si valuta la soglia di deformazione volumetrica  $\gamma_v$ . Lo smorzamento  $D$  è misurabile a partire dal fattore di amplificazione in risonanza (*steady state method*) oppure interrompendo l'eccitazione e analizzando il decadimento delle vibrazioni libere (*amplitude decay method*). Lo schema semplificato di prova è riportato in Figura A4.7.

L'apparecchiatura di prova è costituita da un sistema di eccitazione, un sistema elettromeccanico e un sistema di registrazione. Il sistema di eccitazione consiste in un generatore di funzioni, il quale genera un segnale periodico regolare con prefissati intervalli di ampiezza e frequenza, mentre il sistema elettromeccanico è composto da una cella di pressione all'interno della quale alloggia il provino e da un oscillatore torsionale che garantisce la trasmissione dell'azione al provino. Il sistema di registrazione, infine, è costituito da un accelerometro montato sulla testa del provino per registrare la risposta dello stesso.

Durante la prova, inizialmente si prepara il provino e lo si monta sull'apparecchiatura; successivamente si applicano i carichi dinamici in due fasi: *Multistage Consolidation Test* durante la quale viene eseguita la misura di  $G_0$  in corrispondenza di tre valori della pressione efficace di confinamento, che è aumentata fino a raggiungere la pressione litostatica verticale e *Large Strain Test*, in cui si fa variare  $M$ , calcolando la frequenza di risonanza. Successivamente, si interrompe l'eccitazione e si esegue la prova di *amplitude decay*. Infine, si varia l'ampiezza di  $M$  e si ripete la prova, fino ad indagare il *range* di deformazioni desiderato. (cfr. Crespellani e Facciorusso, 2010).

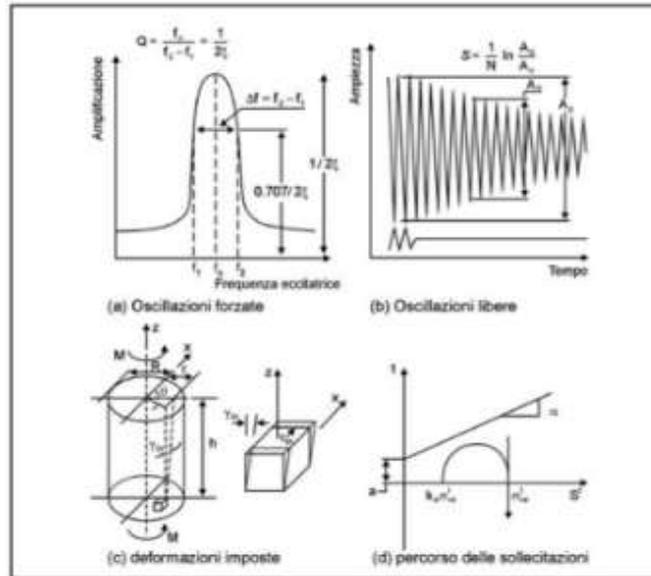


Figura A4.7 Schema di prova della colonna risonante (da ICMS08, 2008).

### 3.7 Prove di Taglio Torsionale Ciclico

La prova di taglio torsionale ciclico (*Cyclic Torsional Shearing Test*, CTS) è una prova adottata per misurare i parametri  $G$  e  $D$  per medi livelli deformativi, ovvero per valori di  $\gamma$  compresi tra  $10^{-6}$  e  $10^{-4}$ , ricavati tramite il ciclo d'isteresi del provino. L'importanza della prova sta nel fatto che essa permette di applicare al provino sollecitazioni di frequenza molto simile a quella delle azioni sismiche, tra 0.01 e 1Hz. Molto spesso la prova è accoppiata a quella di colonna risonante. Le apparecchiature si differenziano in funzione della tipologia del provino, sia esso pieno o cavo; la prova è a carico controllato. Gli obiettivi sono analoghi alla prova di colonna risonante, ovvero determinare il modulo di rigidezza a taglio iniziale  $G_0$  e il rapporto di smorzamento  $D_0$  a piccole deformazioni, ricavare le leggi di variazione  $G(\gamma)$  e  $D(\gamma)$ , valutare la soglia di deformazione lineare  $\gamma_l$  e la soglia di deformazione volumetrica  $\gamma_v$ .

L'apparecchio utilizzato è anch'esso analogo a quello adottato per la colonna risonante. Durante la prova, il provino, una volta saturato e consolidato, viene sottoposto ad un momento torcente che è applicato alla sua estremità con un motore torsionale. L'*input*, mediante un generatore di funzioni, consiste in un segnale periodico a frequenza costante assegnata e ampiezza incrementata ad ogni esecuzione della prova. In corrispondenza della testa del provino, due trasduttori di non contatto permettono di misurare le deformazioni del provino e tracciare il ciclo d'isteresi corrispondente. Il modulo di taglio e il rapporto di smorzamento sono valutati indirettamente dalle loro definizioni analitiche, come segue:

$$G = \frac{\tau_{pp}}{\gamma_{pp}} \quad (A4.14)$$

$$D = \frac{W_D}{4\pi W_s} \quad (A4.15)$$

Se le due prove (RC e CTS) sono realizzate insieme, ha la precedenza la prova di colonna risonante. In essa la durata della risonanza è limitata a 60 secondi per minimizzare l'effetto dei cicli di vibrazione. (cfr. Crespellani e Facciorusso, 2010)

### 3.8 Prove di Taglio Semplice Ciclico

La prova di taglio semplice ciclico (*Cyclic Simple Shear Test*, CSS) è realizzata mediante una scatola di taglio opportunamente modificata per consentire l'applicazione ad un provino con diametro maggiore dell'altezza, già consolidato, una sollecitazione tagliente dinamica e ciclica sul piano orizzontale. La prova può essere a controllo di carico o a controllo di deformazione (cfr. Crespellani e Facciorusso, 2010).

Durante la prova si mira a caratterizzare il comportamento sforzi-deformazioni del provino di terreno in condizioni di carico monotono e/o ciclico, per livelli di deformazione medio-alti, maggiori di 0.001; a determinare la resistenza dinamica e ciclica indicata dalla relazione tra il rapporto di sforzo di taglio normalizzato rispetto alla tensione di confinamento  $\tau/\sigma'_v$  e il numero di cicli a rottura  $N$ ; a studiare il comportamento post-ciclico.

L'apparecchiatura consiste in una scatola di taglio a sezione circolare, nella quale un provino di diametro 70 mm e un'altezza pari alla metà del diametro è avvolto in una membrana di gomma rinforzata per evitare deformazioni in direzione radiale, garantendo, così, consolidazione e deformazione in condizioni di taglio semplice. Le più recenti versioni consentono l'applicazione di carichi multidirezionali in un ampio *range* di frequenze. Quando il carico è verticale è applicato in fase di consolidazione, lo sforzo laterale è in condizioni  $K_0$ . Il carico ciclico è applicato tramite un attuatore e i trasduttori all'interno della scatola permettono di misurare i carichi applicati e le deformazioni orizzontali e verticali. Le prove in condizioni non drenate sono condotte a volume costante. Le prove possono eseguirsi in condizioni statiche o dinamiche e possono essere applicati schemi di carico *one-way* e *two-ways*. In Figura A4.8 è riportato lo schema di carico della prova.

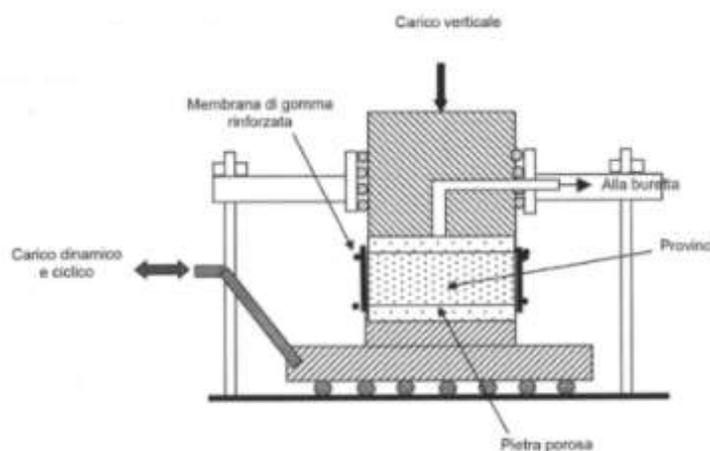


Figura A4.8 Schema di carico della prova di taglio semplice ciclico (da Crespellani e Facciorusso, 2010).

L'acquisitore permette di registrare le storie temporali di sforzo di taglio agente, delle deformazioni, delle pressioni interstiziali e vengono tracciati i cicli di sforzo e deformazione da cui vengono ricavati, al variare dell'ampiezza di sforzo o di deformazione richiesta, i valori dei moduli  $G$  e  $D$ . Il problema che risiede nell'apparecchio sta nell'impossibilità di generare sforzi sulle facce laterali, a contatto con le pareti della cella, che siano complementari a quelli generati nel piano orizzontale e che quindi garantiscano l'equilibrio.

La prova si articola in una prima fase di consolidazione che può avvenire in maniera isotropa o anisotropa; successivamente è applicato uno sforzo di taglio statico in condizioni drenate, seguito dall'applicazione di uno sforzo di taglio o di una deformazione monotonicamente crescente o ciclica orizzontale per un determinato numero di cicli fino a giungere a rottura in condizioni non drenate. Infine, il provino viene riconsolidato per

dissipare eventuali sovrappressioni neutre e, eventualmente, vengono applicate deformazioni o sforzi statici crescenti con andamento monotono fino a rottura in condizioni drenate o non drenate.

La prova permette di ottenere i cicli di isteresi sul piano  $\tau$ - $\gamma$ , la storia temporale degli sforzi di taglio, delle deformazioni e delle pressioni interstiziali, i parametri G e D per alti livelli di deformazione, le curve di resistenza al taglio.

## APPENDICE A5. Metodi di mitigazione del rischio dovuto a densificazione indotta da azione sismica

Il danno alle strutture, causato da fenomeni di densificazione del terreno indotta in concomitanza ad eventi sismici, può essere ridotto intervenendo con due differenti categorie di contromisure:

- 1) si mitiga la pericolosità, mettendo in opera interventi mirati a migliorare le caratteristiche del terreno (principalmente lo stato di addensamento);
- 2) si riduce la vulnerabilità delle opere antropiche, realizzando interventi mirati a rinforzare le strutture per prevenire il danno.

In genere, in aree con presenza di manufatti, una reale efficacia si ottiene applicando parallelamente entrambe le contromisure.

Relativamente al problema dei cedimenti indotti da densificazione cosismica affrontato in queste linee guida, le tecniche di miglioramento dei terreni riguardano principalmente la compattazione, ovvero l'aumento della densità del materiale e, quindi, il miglioramento delle proprietà meccaniche (aumento di  $D_r$  e della velocità delle onde di taglio  $V_s$ ).

I fattori che influenzano la compattazione sono:

- > il contenuto d'acqua;
- > il tipo di terreno;
- > il metodo di compattazione.

Nei terreni coesivi, il contenuto d'acqua gioca un ruolo fondamentale nella *compattabilità* del materiale. Contrariamente, nei terreni incoerenti, si possono ottenere massimi addensamenti anche in condizioni di assenza di acqua (terreni insaturi). Infatti, l'assenza di capillarità, responsabile della coesione apparente, limita l'energia necessaria per compattare il deposito.

La valutazione del grado di compattazione o di addensamento per un materiale granulare è fatta mediante la relazione A5.1 di Terzaghi.

$$D_r = \frac{e_{max} - e_0}{e_{max} - e_{min}} * 100 \quad [\%] \quad (A5.1)$$

dove:

- >  $D_r$  - densità relativa espressa in percentuale;
- >  $e_0$  - indice dei vuoti del terreno;
- >  $e_{max}$  - indice dei vuoti massimo (stato più sciolto possibile);
- >  $e_{min}$  - indice dei vuoti minimo (stato più denso possibile).

La densità relativa può, allo stesso modo, essere espressa con l'espressione A5.2 in termini di densità secca  $\gamma_d$ .

$$Dr = \frac{\gamma_{dmax}(\gamma_d - \gamma_{dmin})}{\gamma_d(\gamma_{dmax} - \gamma_{dmin})} * 100 \quad [\%] \quad (A5.2)$$

Generalmente risultano facilmente addensabili i materiali ben gradati (coefficiente di uniformità  $U > 6$ ) mentre, i materiali poco gradati e monogranulari ( $U < 6$ ) possono essere addensati con minore efficacia. A tale proposito la *compattabilità* dei terreni viene definita attraverso la A5.3.

$$F = \frac{e_{max} - e_{min}}{e_{min}} \quad (A5.3)$$

In terreni ben gradati il termine  $(e_{max} - e_{min})$  è elevato ed  $e_{min}$  è piccolo, come conseguenza  $F$  risulta elevato ad indicare terreni che si compattano più facilmente. Al contrario, nei terreni monogranulari, il termine  $(e_{max} - e_{min})$  è piccolo ed  $e_{min}$  è elevato con  $F$  che risulta di conseguenza basso per un terreno che si compatta meno facilmente.

La tabella in Figura A5.1 riporta vari valori possibili delle proprietà fisiche fin ora descritte e il grado di *compattabilità*  $F$  per i terreni classificati secondo il sistema unificato USCS (*Unified Soil Classification System*).

## 1 Metodi di compattazione

Per terreni limosi e sabbiosi, quali quelli trattati in queste linee guida, le metodologie impiegate per la compattazione sono essenzialmente di tipo dinamico.

La **compattazione** dinamica può avvenire **per rullatura** con rulli lisci o con piastre, in alcuni casi è possibile utilizzare rulli vibranti o piastre vibranti ed ottenere un'azione combinata la cui incidenza dipende dal peso statico del mezzo, dall'ampiezza e dalla frequenza della vibrazione (maggiore è l'ampiezza maggiore è la profondità di terreno interessata) e dalla velocità del rullo compattatore. I mezzi indicati per la compattazione dei limi e delle sabbie sono i rulli vibranti lisci pesanti.

Tra i metodi dinamici rientra anche la **compattazione per impatto** (*heavy tamping*) (Facciorusso *et alii*, 2018), nella quale una massa pesante dalle decine alle centinaia di tonnellate viene lasciata ripetutamente cadere sul terreno da un'altezza prefissata. La profondità alla quale questo tipo di trattamento ha effetto è relazionata al peso della massa battente e all'altezza di caduta.

La **vibroflottazione** è un altro tra i metodi dinamici utilizzato per il miglioramento delle proprietà fisico-meccaniche dei terreni granulari anche per strati profondi. Questa può avvenire in due modi. Il primo attraverso l'immissione nel terreno della sola punta vibrante con acqua o aria in pressione, che produce un addensamento del materiale; il secondo attraverso l'inserimento nel terreno della punta vibrante a secco e di materiale granulare al fine di favorire un duplice effetto di vibrazione e compenetrazione che produce un elevato addensamento nel deposito.

Altri metodi sono:

- > pali compattanti;
- > iniezioni di miscele per permeazione (*Jet grouting*).

La scelta di uno piuttosto che di un altro metodo dipende da fattori quali il tipo di terreno e le sue proprietà iniziali, il volume di materiale sul quale si intende operare, ma vanno tenuti in considerazione anche i tempi necessari all'intervento nonché i costi relativamente all'importanza dell'opera.

<i>Unified Classification</i>	$\gamma_{min}$	$\gamma_{max}$	$e_{min}$	$e_{max}$	<i>Max. size</i>	$D_{10}$	$C_u$	$C_c$	$F$
SP-SM	90	108	0.54	0.84	#16	0.058	6.0	2.2	0.555
SM	75	97	0.83	1.36	3"	0.0065	31	5.5	0.638
SP	92	112	0.48	0.80	#4	0.15	3.0	0.93	0.667
SP	93	113	0.46	0.77	1 1/2"	0.16	2.4	0.92	0.674
SP	95	116	0.43	0.74	#4	0.30	3.7	1.0	0.721
SP-SM	92	113	0.46	0.80	3"	0.08	3.0	0.88	0.739
SP	85	107	0.54	0.94	#30	0.10	2.3	1.3	0.740
SP	97	118	0.40	0.70	1 1/2"	0.11	3.2	1.2	0.750
SP	99	120	0.38	0.67	1 1/2"	1.8	4.4	0.76	0.763
SM-ML	83	108	0.62	1.11	#4	0.012	8.3	1.5	0.790
SP-SM	79	103	0.60	1.08	#30	0.09	2.4	1.5	0.800
SP	103	124	0.33	0.60	3/8"	0.17	5.0	0.75	0.818
SM	105	126	0.31	0.57	5"	0.02	350	0.30	0.838
SP-SM	87	112	0.48	0.90	#4	0.08	3.0	1.3	0.875
SM	82	108	0.54	1.02	#16	0.023	6.5	1.4	0.889
SW-SM	95	119	0.39	0.74	3"	0.05	10	1.4	0.897
SP	98	122	0.36	0.69	#4	0.37	5.1	1.2	0.917
SW-SM	98	125	0.34	0.71	3"	0.07	6.8	1.0	1.088
SP-SM	97	124	0.33	0.70	3"	0.10	5.0	1.4	1.121
SP-SM	84	115	0.44	0.97	1 1/2"	0.085	4.7	1.4	1.205
SP-SM	94	123	0.34	0.76	1 1/2"	0.12	4.4	1.3	1.235
SM	99	128	0.31	0.70	3"	0.02	240	1.8	1.258
SP-SM	80	114	0.44	1.06	#16	0.07	3.7	1.6	1.409
SW-SM	80	116	0.42	1.07	1 1/2"	0.074	6.6	2.4	1.547
SM	83	120	0.38	0.99	#4	0.015	26	6.1	1.605
SM	102	134	0.23	0.62	3"	0.01	120	1.9	1.695
GN-GM	113	127	0.31	0.47	3"	0.14	86	1.2	0.517
GP-GM	112	129	0.32	0.52	3"	0.03	200	0.50	0.625
GW-GM	116	133	0.26	0.44	5"	0.17	171	2.2	0.692
GP-GM	110	128	0.30	0.51	3"	0.11	191	15	0.700
GP-GM	117	133	0.24	0.41	5"	0.125	160	4.0	0.708
GW-GP	111	130	0.27	0.49	3"	0.20	106	7.5	0.815
GP	116	134	0.23	0.43	5"	0.27	111	6.2	0.870
GW	119	139	0.24	0.45	3"	0.51	45	2.2	0.875
GW	120	139	0.20	0.39	3"	0.45	51	1.6	0.950
GW	119	139	0.21	0.41	3"	0.18	94	1.1	0.952
GW	111	132	0.25	0.49	3"	2.9	9.7	1.8	0.960
GP	115	136	0.22	0.44	5"	0.38	29	0.61	1.000
GP	114	135	0.22	0.45	3"	2.0	11	0.77	1.045
GW-GM	121	141	0.19	0.39	3"	0.30	77	2.3	1.052
GM	122	141	0.17	0.36	1 1/2"	0.025	381	3.0	1.118
GW-GM	114	137	0.21	0.45	3"	0.60	16	1.2	1.143
GW	112	138	0.20	0.48	3"	2.0	12	1.3	1.400
GW	109	137	0.21	0.52	3"	2.0	14	2.6	1.476
GP	114	140	0.18	0.45	3"	1.7	10	0.76	1.500
GM	101	132	0.25	0.64	1 1/2"	0.03	260	12	1.560
GW-GM	111	139	0.19	0.49	3"	1.8	13	2.3	1.578
GP	115	142	0.17	0.44	3"	0.31	87	8.2	1.588
GW	123	146	0.13	0.34	3"	0.21	124	1.1	1.615
GW-GM	110	139	0.19	0.50	5"	0.42	43	2.1	1.631
GW-GM	115	142	0.17	0.45	3"	0.15	133	1.1	1.647
GP-GM	112	140	0.18	0.48	3"	0.42	26	4.2	1.667
GW-GM	112	140	0.18	0.48	5"	0.25	56	1.0	1.667
GW-GM	114	142	0.16	0.45	3"	1.2	15	1.7	1.812
GP	112	141	0.17	0.48	3"	1.4	7.1	0.73	1.823
GW-GM	118	147	0.12	0.40	3"	1.3	19	1.1	2.333

Figura A5.1 Valori di compattabilità (F) dei materiali (da Winterkorn & Fang, 1975).

## APPENDICE A6. Esempio di perimetrazione delle Zone soggette a Densificazione indotta da azione sismica

Viene riportato in questa appendice un esempio di perimetrazione delle zone soggette a densificazione a partire dalla carta delle MOPS prodotta negli studi di Livello 1 di MS.

Nel Livello 1 di MS, le Zone di Attenzione ( $Z_{ADAS}$ ) vengono individuate in corrispondenza di quelle zone in cui sono verificate contemporaneamente la condizione preliminare  $C_{PR}$  e le condizioni da C1 a C4 (§ 2.1). In particolare, la condizione preliminare viene valutata attraverso il calcolo della pendenza media della MOPS la quale deve risultare non superiore a  $15^\circ$ . La Figura A6.1 mostra una carta delle MOPS per la quale, attraverso la sovrapposizione con un modello digitale di terreno, viene calcolata la pendenza media delle singole microzone attraverso statistica zonale sul *raster* delle pendenze precedentemente elaborato (Figura A6.2).

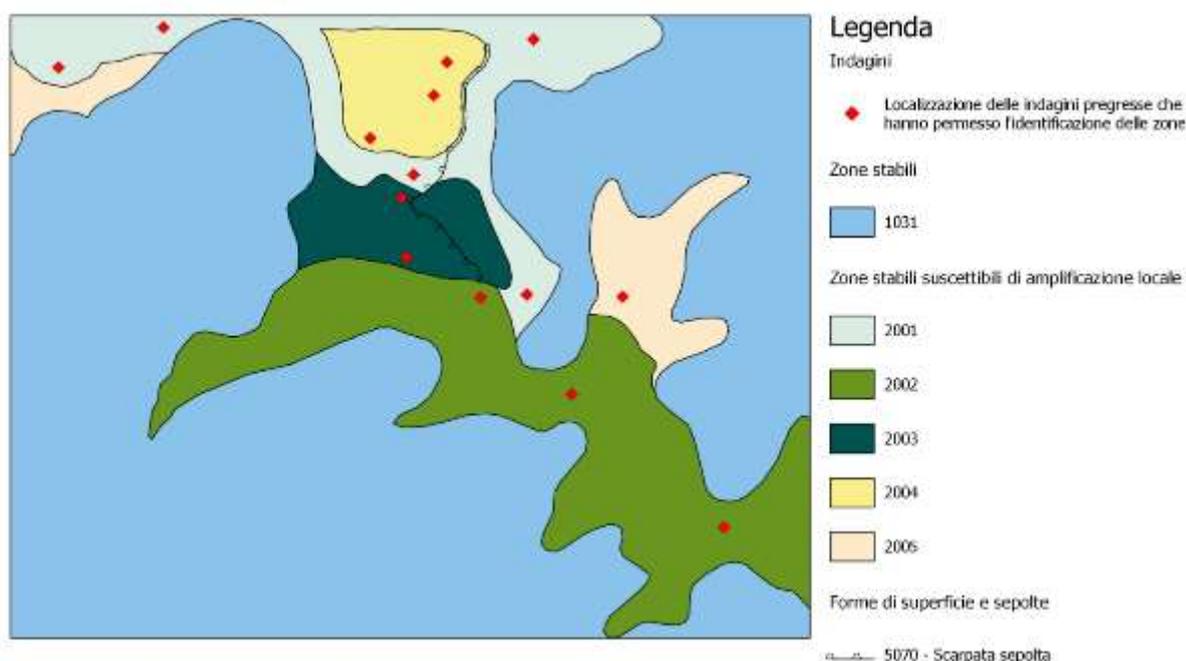
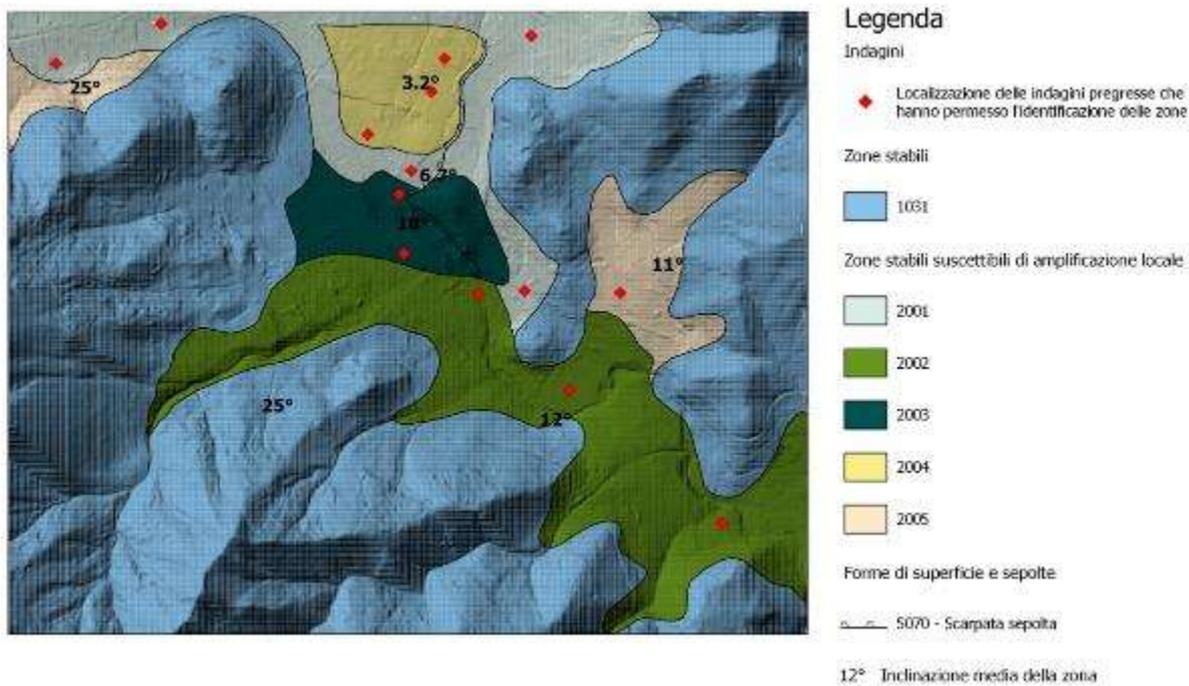


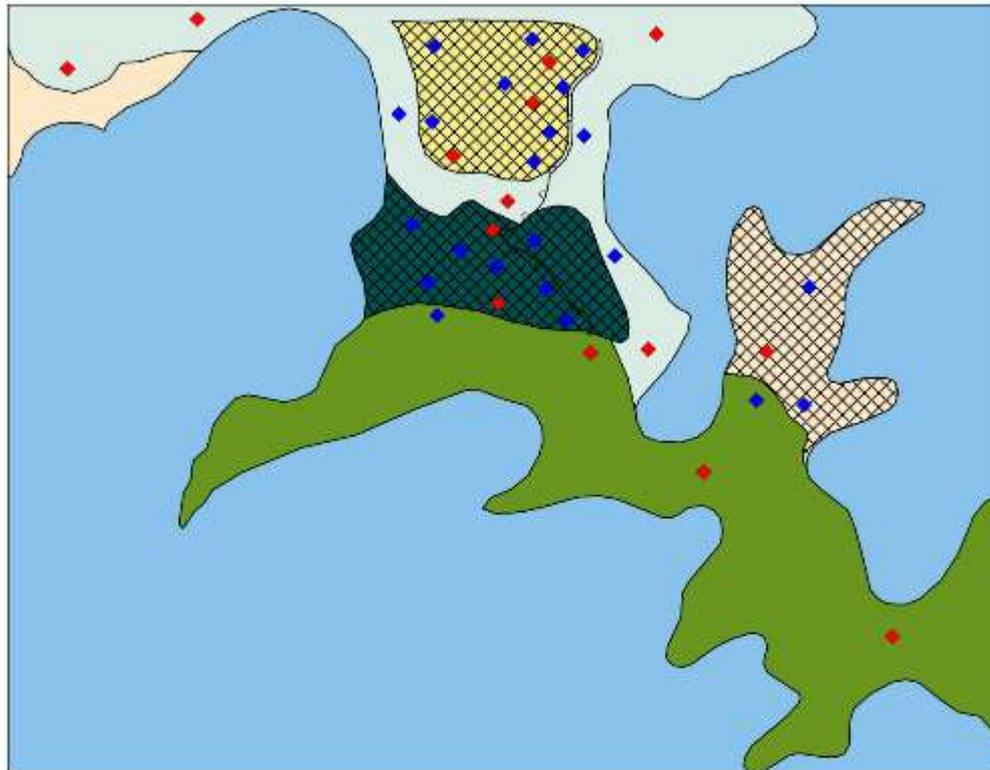
Figura A6.1 Schema esemplificativo di una Carta delle MOPS in fase di elaborazione. Sono riportate le "Zone stabili" e le "Zone suscettibili di amplificazione". I punti rossi rappresentano la localizzazione delle indagini che hanno permesso l'identificazione delle zone (il simbolo utilizzato indica un'indagine generica e non ha nessun riferimento con la simbologia presente negli standard di archiviazione e rappresentazione informatica). In questa fase non sono ancora state analizzate le condizioni riportate in § 2.1.



**Figura A6.2** Schema esemplificativo di una Carta delle MOPS in fase di verifica della condizione preliminare  $C_{PR}$ . La Carta delle MOPS è sovrapposta ad un DEM per evidenziare le differenze morfologiche esistenti nell'area. Inoltre, attraverso una statistica zonale, è stata calcolata l'inclinazione media di ogni MOPS, al fine di verificare la condizione preliminare  $C_{PR}$ . In questa fase non sono ancora state analizzate le condizioni C1-C4 riportate in § 2.1.

Tutte le microzone (MOPS) che presentano una pendenza non superiore a  $15^\circ$  passeranno al livello di screening successivo nel quale verranno valutate le condizioni predisponenti da C1 a C4 (§ 2.1). Le Microzone che soddisfano la condizione preliminare  $C_{PR}$  e le condizioni predisponenti da C1 a C4 verranno indicate come zone di attenzione  $Z_{ADAS}$  (Figura A6.3).

Nel Livello di 3 MS, la stima dei cedimenti indotti dalla densificazione cosismica mediante abachi (Appendice A3) o mediante l'applicazione di metodi semplificati (Appendice A1), porta alla perimetrazione delle zone di suscettibilità alla densificazione  $Z_{SDAS}$  per valori di cedimento compresi tra 5 cm e 10 cm ( $5 \text{ cm} \leq S < 10 \text{ cm}$ ) e delle zone di rispetto  $Z_{RDAS}$  per valori di cedimento superiori o uguali a 10 cm ( $S \geq 10 \text{ cm}$ ) (Figura A6.4).



### Legenda

#### Indagini

- ◆ Localizzazione delle indagini pregresse che hanno permesso l'identificazione delle zone
- ◆ Localizzazione delle indagini da eseguire al livello 3

#### Zone stabili

1001

#### Zone stabili suscettibili di amplificazione locale

- 2001
- 2002
- 2003
- 2004
- 2005

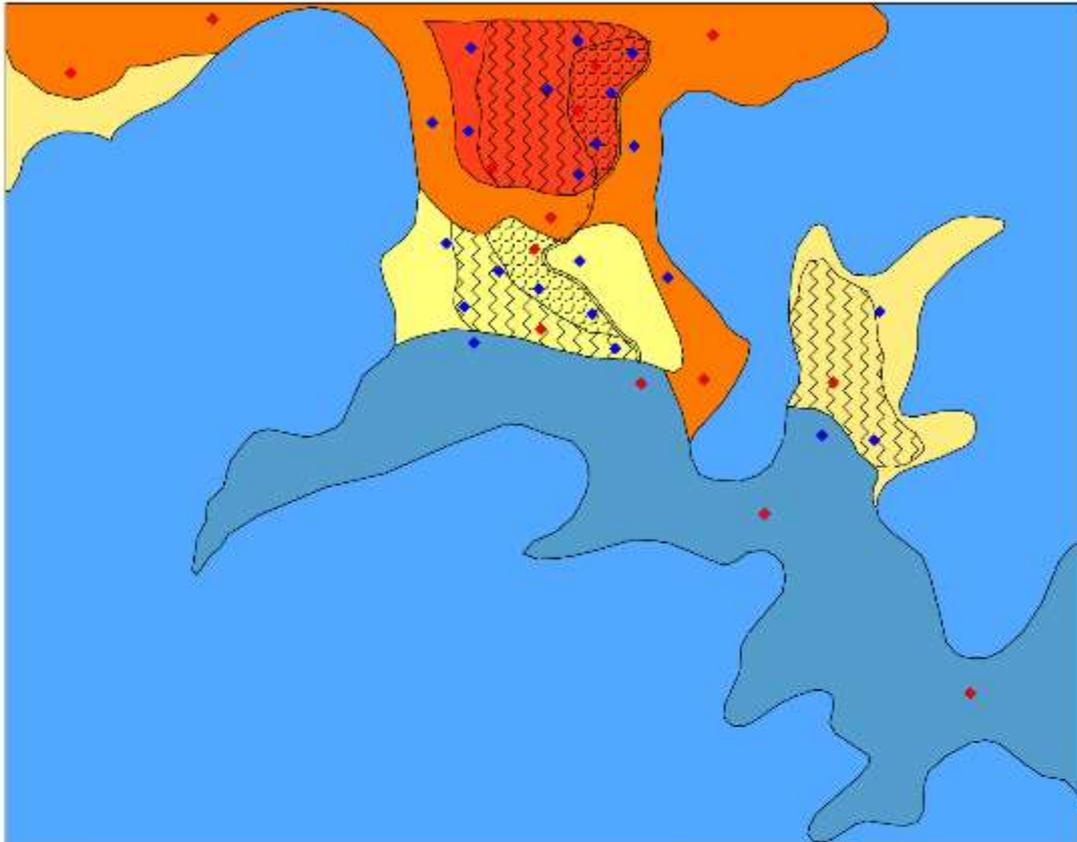
#### Zone di attenzione per instabilità

- ZAdas - Zone di attenzione per densificazione indotta da azione sismica
- ZAdas - Zone di attenzione per densificazione indotta da azione sismica
- ZAdas - Zone di attenzione per densificazione indotta da azione sismica

#### Forme di superficie e sepolte

5070 - Scarpata sepolta

Figura A6.3 Schema esemplificativo di una carta delle MOPS sulla quale sono state riportate le ZADAS che verificano le condizioni predisponenti descritte in §2.1. I punti in blu rappresentano la localizzazione delle indagini da eseguire nel livello 3 (il simbolo utilizzato indica un'indagine generica e non ha nessun riferimento con la simbologia presente negli standard di archiviazione e rappresentazione informatica).



### Legenda

#### Indagini

- ◆ Indagini pregresse che hanno permesso l'identificazione delle zone
- ◆ Indagini di nuova acquisizione che hanno permesso la perimetrazione delle ZSDAS e delle ZRDAS

#### Zone stabili

FA 1.0

#### Zone stabili suscettibili di amplificazione locale

FA 1.0 - 1.2

FA 1.3 - 1.4

FA 1.5 - 1.6

FA 1.7 - 1.8

FA 1.9 - 2.0

#### Zone suscettibili di instabilità FA 1.0 - 1.2

ZSDAS - Zone di suscettibilità per densificazione indotta da azione sismica  $5.0 \text{ cm} \leq S < 10.0 \text{ cm}$

ZRDAS - Zone di rispetto per densificazione indotta da azione sismica  $S \geq 10.0 \text{ cm}$

FA 1.3 - 1.4

ZSDAS - Zone di suscettibilità per densificazione indotta da azione sismica  $5.0 \text{ cm} \leq S < 10.0 \text{ cm}$

FA 1.9 - 2.0

ZSDAS - Zone di suscettibilità per densificazione indotta da azione sismica  $5.0 \text{ cm} \leq S < 10.0 \text{ cm}$

ZRDAS - Zone di rispetto per densificazione indotta da azione sismica  $S \geq 10 \text{ cm}$

#### Forme di superficie e sepolte

50/0 - Scarpa sepolta

Figura A6.4 Schema esemplificativo di una Carta di MS in cui sono riportate le ZSDAS e le ZRDAS individuate in relazione alle soglie di cedimento. Il retino delle ZSDAS e delle ZRDAS si sovrappone al colore che indica la classe del parametro di amplificazione.

# APPENDICE B1. Schema di Programma Zona Instabili

## 1 Finalità generale

La finalità generale del Programma Zone Instabili è ridurre gli eventuali effetti dovuti a:

- densificazione indotta da azione sismica;
- liquefazione;
- (...)

## 2 Oggetto e finalità specifiche

1. Le ZS o ZR dei comuni interessati sono oggetto di uno specifico Programma che verifica e persegue [selezione in funzione della scelta dell'obiettivo]:
  - a. la delocalizzazione di tutte le funzioni strategiche, con individuazione di altre sedi o nuova realizzazione delle stesse in aree esterne alle ZS e alle ZR;
  - b. la delocalizzazione degli edifici rilevanti, come definiti dal Decreto del Capo Dipartimento della protezione civile n.3685/2003;
  - c. la delocalizzazione delle funzioni residenziali;
  - d. il cambiamento delle destinazioni d'uso delle aree non edificate, in funzioni di servizio e altre funzioni, senza volumetrie;
  - e. interventi di mitigazione della pericolosità e della vulnerabilità;
  - f. interventi di adeguamento o miglioramento antisismico sull'edilizia esistente;
  - g. le priorità di intervento fra ZS e ZR.
2. Tale programma individua gli incentivi finanziari, gli incentivi urbanistici e le misure premiali dirette a favorire la rapida e completa attuazione degli interventi di miglioramento, adeguamento o di delocalizzazione, volti anche al raggiungimento di più elevati livelli di sicurezza sismica, efficienza energetica e qualificazione dell'assetto urbano da parte dei privati interessati.
3. Il programma è corredato da un'analisi del fabbisogno finanziario per l'attuazione del programma stesso.
4. Il programma individua interventi che possono essere in conformità con gli strumenti urbanistici generali vigenti, o rendere necessaria la loro variante:
  - a. Qualora risulti indispensabile la realizzazione di nuovi insediamenti prevalentemente residenziali o produttivi, il programma definisce la contestuale realizzazione e completamento delle connesse dotazioni territoriali e infrastrutture per la mobilità;
  - b. Qualora tali previsioni non siano presenti nella pianificazione urbanistica vigente, le stesse devono essere individuate in adiacenza e continuità con i tessuti urbani esistenti.
5. Per la scelta delle aree nelle quali trasferire gli edifici e le funzioni delocalizzate nel programma si individua come prioritario il riuso di immobili e aree dismesse, collocate all'interno del territorio urbanizzato o in fase di urbanizzazione certa.
6. Il programma può essere realizzato anche attraverso specifici piani attuativi, ove necessari, di iniziativa pubblica da approvare mediante Accordo di programma ai sensi dell'art. art. 34 del D.Lgs. 267/2000.

## 3 Strumenti di attuazione. Piani attuativi

1. Il programma, per le sue finalità, individua le aree da sottoporre a specifici piani attuativi.
2. I piani attuativi individuati ai sensi del comma 1, disciplinano le trasformazioni urbanistiche da operare nell'ambito delle ZS e delle ZR, per conseguire gli obiettivi generali e specifici indicati all'articolo 2, fra le quali:
  - a. interventi di ristrutturazione edilizia, per l'adeguamento antisismico degli edifici ospitanti funzioni compatibili;
  - b. interventi di ristrutturazione urbanistica con particolare attenzione all'incremento del sistema delle vie di fuga e della loro ridondanza;

- c. cambiamento di destinazione d'uso per gli immobili che ospitavano funzioni strategiche oggetto di delocalizzazione.
3. I piani individuano le Unità Minime di Intervento, come definite dalle Regioni, che necessitano di modifica della disciplina prevista dalla pianificazione urbanistica, stabilendo i sistemi strutturali, gli ingombri planivolumetrici e le caratteristiche progettuali più appropriate, ai fini della conservazione dei tessuti urbani, e ogni altra regolamentazione di dettaglio necessaria per procedere con intervento diretto alla realizzazione degli interventi. A tal fine è incentivata la costituzione di forme consortili e accordi tra i proprietari degli edifici ricadenti negli interventi unitari, favorendo la sinergia tra pubblico e privato e intervenendo anche sui tempi di esecuzione.
  4. Il piano individua le limitazioni per classi d'uso consentite e il tipo di intervento con riferimento alla normativa tecnica e individua inoltre:
    - a. le parti del territorio interessate da ZS e ZR da includere nel piano in funzione della unitarietà e coerenza urbanistica e in funzione delle Unità Minime di Intervento;
    - b. gli ambiti del territorio comunale idonei alla eventuale rilocalizzazione delle funzioni.
  5. Allo scopo di assicurare la fattibilità dell'intervento, la delibera di adozione dei piani è corredata da una apposita relazione circa il pieno coinvolgimento di tutti i soggetti privati interessati, attraverso la stipula di accordi compensativi che dimostrino la disponibilità delle risorse finanziarie necessarie per l'attuazione degli interventi.
  6. Allo scopo di assicurare il pieno coinvolgimento di tutti i soggetti privati interessati, i contenuti dei piani possono essere oggetto di accordi preliminari con i privati stessi.
  7. Il quadro conoscitivo e le valutazioni ambientali dei piani sono predisposti ai sensi della normativa sulla VAS, tenendo conto delle analisi di microzonazione sismica, con particolare riguardo alle aree urbanizzate e a quelle prescelte per i nuovi insediamenti.

## APPENDICE B2. Schemi sintetici di classificazione

A ciascuna indicazione urbanistica della Tab. 3 (qui riportata nuovamente, Tab. B2.1) vengono associate una o più indicazioni sulla tipologia di intervento per l'edilizia esistente o di nuova costruzione riportate nella Tab. B2.2

Categorie urbanistiche		Aree edificate (recenti o consolidate)	Aree non edificate (con previsione di trasformazione)	Aree non urbanizzate a trasformazione limitata	Infrastrutture
Zone soggette a densificazione	Z <sub>ADAS</sub>	Obbligo di approfondimento (6.1.1)	Obbligo di approfondimento (6.2.1)		Programma infrastrutture (6.3)
	Z <sub>SDAS</sub>	Programma Zone Instabili (6.1.2)	Intervento limitato (6.2.2)		
	Z <sub>R<sub>DAS</sub></sub>				

Tabella B2.1 Indicazioni urbanistiche.

Categorie urbanistiche		Aree edificate (recenti o consolidate)	Aree non edificate (con previsione di trasformazione)	Aree non urbanizzate a trasformazione limitata	Infrastrutture
Zone soggette a densificazione	Z <sub>ADAS</sub>	EL-NI	EL-NI		Programma infrastrutture (6.3)
	Z <sub>SDAS</sub>	EL-NI (EL-NL) (EO-NL) (EO-NI) (ED-NI)	EL-NL		
	Z <sub>R<sub>DAS</sub></sub>				

Tabella B2.2 Indicazioni sulle tipologie di intervento per l'edilizia esistente e per la nuova edificazione.

### Legenda

Sigla	Edilizia	Tipo intervento	Descrizione
EL	Esistente	Limitato	Con esclusione degli interventi di manutenzione ordinaria, degli interventi di adeguamento igienico-sanitario, o altri interventi obbligatori di settore, qualsiasi altro tipo di intervento deve prevedere interventi di miglioramento o di adeguamento e valutazione di eventuali interventi di riduzione della pericolosità (in conformità alla normativa vigente).
EO	Esistente	Obbligatorio	Non è obbligatoria la delocalizzazione, ma viene favorita. Interventi obbligatori (nei tempi definiti dalla Regione):  interventi di miglioramento e/o adeguamento e/o rafforzamento locale e valutazione di interventi di riduzione della pericolosità (in conformità alla normativa vigente), indipendentemente da richieste di manutenzione o altri tipi di richiesta.
ED	Esistente	Delocalizzazione	Non è consentito alcun intervento sull'edilizia esistente, perché oggetto di delocalizzazione obbligatoria.
NL	Nuova costruzione	Limitato	È consentita la nuova edificazione con valutazione di interventi di riduzione della pericolosità (in conformità alla normativa vigente).

Sigla	Edilizia	Tipo intervento	Descrizione
NI	Nuova costruzione	Inibito	Non è consentita la nuova edificazione.

La Tabella B2.2, con riferimento alla disciplina d'uso per le zone di ricostruzione post-terremoto di cui al capitolo 6), per quanto riguarda le Aree edificate (recenti o consolidate), viene così integrata:

Categorie urbanistiche		Aree edificate (recenti o consolidate)
Zone soggette a densificazione	Z <sub>DAS</sub>	LL-ML-GL
	Z <sub>S<sub>DAS</sub></sub>	LL-ML-GL (LL-ML-GO)
	Z <sub>R<sub>DAS</sub></sub>	LL-ML-GL (LO-MO-GO)

Tabella B2.3 Indicazioni sulle tipologie di intervento per l'edilizia esistente e per l'edilizia danneggiata.

## Legenda

Sigla	Edilizia	Tipo intervento	Descrizione
LL	Danneggiata	Limitato	Qualsiasi tipo di intervento deve prevedere (nei tempi definiti dalla Regione) interventi di miglioramento e/o adeguamento e/o rafforzamento locale e valutazione di eventuali interventi di riduzione della pericolosità (in conformità alla normativa vigente).
ML	(danno Leggero,	Obbligatorio	
GL	Medio-grave, Gravissimo)		
LO	Danneggiata (danno Leggero, Medio-grave,		Interventi obbligatori (nei tempi definiti dalla Regione): interventi di miglioramento e/o adeguamento e/o rafforzamento locale e valutazione di interventi di riduzione della pericolosità (in conformità alla normativa vigente), indipendentemente da richieste di manutenzione o altri tipi di richiesta.
MO	Gravissimo)		
GO			

Le sigle relative all'edilizia sopra riportate fanno riferimento ad una possibile classificazione dell'edilizia in funzione del danno. Sistemi di classificazione possono prevedere la valutazione del livello di danneggiamento a partire dagli esiti dei sopralluoghi di agibilità post-sisma (Figura B2.1).



Figura B2.1 Definizione livelli di danno.

Descrizione dei livelli di danno della scala EMS 98 ottenuti dalla conversione del danno rilevato con la scheda AeDES:

- D1. danno leggero:** nessun danno strutturale e danno non strutturale trascurabile; fessure capillari a pochi pannelli murari; caduta di piccoli pezzi di solo intonaco, in rari casi caduta di parti superiori di edifici.
- D2. danno moderato non strutturale:** lesioni alle murature, cadute di pezzi abbastanza grandi di intonaco; crolli parziali di canne fumarie.
- D3. danno medio con estese lesioni in più pannelli murari:** lesioni ai cornicioni; crollo di elementi non strutturali.
- D4. danno grave alle strutture:** crollo di porzione di muri, crollo parziale di cornicioni e solai.
- D5. danno gravissimo alle strutture:** prossimo al crollo o crollo totale.

## Bibliografia

- AGI Associazione Geotecnica Italiana (2005). "Linea guida. Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica". Patron Editore, Bologna
- Andrus R.D., Piratheepan P., Ellis B.S., Zhang J., Juang C.H. (2004). "Comparing liquefaction evaluation methods using penetration-Vs relationships". *Soil Dyn. and Earthquake Engrg*, 24 (910), 713-721.
- ASTM 4015-07 (2007). "Standard Test Method for Modulus and Damping of Soils by the Resonant-Column method". ASTM International, West Conshohocken, PA, 2007, DOI: 10.1520/D4015-07, [www.astm.org](http://www.astm.org).
- ASTM D1586-84 (1984). "Standard Test method for penetration test and split-barrel sampling of soils". ASTM International
- ASTM D3441-94 (1994) "Standard Test method for deep, quasi-static cone and friction–cone penetration test". ASTM International.
- ASTM D4428/D4428M-07 (2007). "Standard Test methods for Crosshole Seismic Testing". ASTM International, West Conshohocken, PA, 2007, DOI: 10.1520/D4428\_D4428M-07, [www.astm.org](http://www.astm.org).
- ASTM D5777-00 (2006). "Standard Guide for Using the Seismic Refraction Method for Shallow Subsurface Investigation". ASTM International, West Conshohocken, PA, 2006, DOI: 10.1520/D5777-00R06, [www.astm.org](http://www.astm.org).
- ASTM D7128-05 (2005). "Standard Guide for Using the Seismic Reflection Method for Shallow Subsurface Investigation". ASTM International, West Conshohocken, PA, 2005, DOI: 10.1520/D7128-05, [www.astm.org](http://www.astm.org).
- ASTM D7400-08 (2008). "Standard Test Methods for Downhole Seismic Testing". ASTM International, West Conshohocken, PA, 2008, DOI: 10.1520/D7400-08, [www.astm.org](http://www.astm.org).
- Baldi G., Bruzzi D., Superbo S., Battaglio M., Jamiolkowski M. (1988). "Seismic cone in Po River sand". Penetration Testing 1988, ISOPT-1 Symposium, Orlando, Florida, Vol. 2, pp. 643-650.
- Barton D.C. (1929). "The seismic method of mapping geologic structure". *Geophysical Prospecting*, American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers, Vol.1, pp. 643-650.
- Bjerrum L., Landva A. (1966). "Direct simple shear tests on a Norwegian quick clay". *Géotechnique*, 16(1), pp. 1-20.
- Boulanger R.W., Idriss I.M. (2004). "Evaluating the potential for liquefaction or cyclic failure of silts and clays". Report UCD/CGM-04/01, Center for Geotechnical Modeling, University of California, Davis, CA, 130 pp.
- Boulanger R.W., Idriss I.M. (2006) "Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays". *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg*, ASCE, 132(11), 1413-1426.
- Byrne P.M. (1991) "A cyclic shear-volume coupling and pore pressure model for sand". Proc., 2nd Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Missouri Univ. of Science and Technology, Rolla, MO, 47–55.
- Campanella R. G., Robertson P. K., Gillespie D. (1986). "Seismic Cone Penetration Test". ASCE Speciality Conference on Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, Blacksburg, VA, pp.116-130.
- Cestari F.(1996). "Prove Geotecniche in Sito". Edizioni Geo-Graph s.n.c., Segrate.

- Crespellani T., Facciorusso J. (2010). "Dinamica dei terreni per le applicazioni sismiche". ISBN 978-88-579-0042-1. Dario Flaccovio Editore s.r.l.
- Darendeli M.B., Stokoe II K.H. (2001). "Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves". University of Texas, Geotechnical Engineering Report GD01-1.
- Duku P.M., Stewart J.P., Whang D.H., Venugopal R. (2007) "Digitally controlled simple shear apparatus for dynamic soil testing". Geotechnical Testing Journal, ASTM, 30(5), pp. 368-377.
- Duncan J.M., Chang C.-Y. (1970). "Nonlinear analysis of stress and strain in soils". Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 96(5), pp. 1629-1653.
- Egglezos D. (2007). "Simplified prediction for earthquake induced settlements of granular soils". 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, June 25-28, 2007, Paper no.1366.
- Esposito E., Porfido S., Simonelli A. L., Mastrolorenzo G., Iaccarino G. (2000) Landslides and other surface effects induced by the 1997 Umbria–Marche seismic sequence. Engineering Geology 58 (2000) 353–376.
- Fabozzi S., Porchia A., Fierro T., Peronace E., Pagliaroli A., Moscatelli M. (2019a). *Simplified charts to evaluate settlements from seismic compression in dry loose sand*. VII Italian Conference of Researchers in Geotechnical Engineering (CNRIG). Geotechnical Research for Land Protection and Development. Politecnico di Milano Polo territoriale di Lecco, Italy, 3-5 Luglio 2019. DOI: 10.1007/978-3-030-21359-6\_11.
- Fabozzi S., Porchia A., Fierro T., Peronace E., Pagliaroli A., Moscatelli M. (2019b). Seismic compression susceptibility in loose dry sandy and silty soil in a seismic Microzonation perspective. International Journal Engineering Geology (accepted).
- Facciorusso J., Madiati C., Vannucchi G., Baglione M., Martelli L., Veronese T. (2016). "Utilizzo di prove penetrometriche statiche a punta meccanica per la stima del potenziale di liquefazione". Rivista Italiana di Geotecnica.
- Facciorusso J., Marcellini A., Gerosa D. - "Terreno e terremoto: geologia, geotecnica ed effetti di sito". Ed. Pendragon, 2018. ISBN: 978-88-6598-981-4.
- Fernandez A. (2000). "Tomographic imaging stress fields in discrete media". Ph.D. Dissertation, Georgia Institute of Technology, USA.
- Finn W.D.L., Byrne P.M. (1976). "Estimating settlements in dry sands during earthquakes". Can. Geotech. J., 13(4), 355–363.
- Fortunato C., Martino S., Prestininzi A., Romeo R.W., coauthors Fantini A., Sanandrea P. (2012). New release of the Italian catalogue of earthquake-induced ground failures (CEDIT). Italian Journal of Engineering Geology and Environment, DOI: 10.4408/IJEGE.2012-02.O-05. <http://www.ceri.uniroma1.it/index.php/web-gis/cedit/>
- Ghayoomi M., McCartney J.S., Ko H.-Y. (2013). "An empirical methodology to estimate seismically induced settlement of partially-saturated sand". J Geotech Geoenviron Eng 139(3):367–376.
- Gruppo di Lavoro MPS (2004). Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003. Rapporto Conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano-Roma, aprile 2004, 65 pp. + 5 appendici.
- Gucunski N., Woods R.D. (1991). "Use of Rayleigh modes in interpretation of SASW test". Proceedings of the Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St Louis, Missouri, pp. 1399-1408.

- Guidoboni E., Ferrari G., Mariotti D., Comastri A., Tarabusi G., Sgattoni G., Valensise G. (2018) - CFTI5Med, Catalogo dei Forti Terremoti in Italia (461 a.C.-1997) e nell'area Mediterranea (760 a.C.-1500). Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). <http://storing.ingv.it/cfti/cfti5/>
- Hans F. Winterkorn, Hsai-Yang Fang (1975), "Soil technology and engineering properties of soils". Foundation engineering handbook, second edition.
- Hardin B.O., Drnevich V.P. (1972). "Shear modulus and damping in soil: Design equation and curves". J. Soil Mech. Found. Div., ASCE 98, No. 7, 667–692.
- Hashash, Y.M.A., Musgrove, M.I., Harmon, J.A., Ilhan, O., Groholski, D.R., Phillips, C.A., Park, D. (2017) "DEEPSOIL 7.0, User Manual".
- Holtz R.D., Kovacs W. D. (1981). "An Introduction to Geotechnical Engineering". Prentice Hall.
- ICMS (2008). "Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica". Dipartimento della Protezione Civile e Conferenza delle Regioni e Province autonome; 3 vol. e 1 DVD.
- Idriss I.M. (1999). "An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential". in Proceedings, TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction, FHWA-RD-99-165, FHWA, Washington, D.C.
- Idriss I.M., Boulanger R.W. (2008). "Soil Liquefaction during Earthquake". Earthquake Engineering Research Institute, EERI Publication MNO-12.
- Isenhower W.M. (1979). "Torsional simple shear/ Resonant column properties of San Francisco Bay mud". Ph.D. Thesis, The University of Texas, Austin.
- Isenhower W.M., Stokoe K.H. II, Allen J.C. (1987) "Instrumentation for Torsional Shear/Resonant Column Measurements Under Anisotropic Stresses". Geotechnical Testing Journal, 10(4), pp. 183-191.
- Ishihara K. (1982). "Evaluation of soil properties for use in earthquake response analysis". Proc., Int. Symp. Numer. Models in Geomech., Zurich, Switzerland, 1-23.
- Iwasaki T., Tatsuoka F., Takagi Y. (1978). "Shear modulus of sands under cyclic torsional shear loading". Soils and Found., 18(1), 39-50.
- Jefferies, M.G. and Been, K., (2006). "Soil Liquefaction – A critical state approach". Taylor & Francis, ISBN 0419-16170-8 478 pages.
- Juang C. H., Jiang T., and Andrus R. D. (2002), "Assessing probability-based methods for liquefaction potential evaluation". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2002:128 - pp. 580-589. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2002\)128:7\(580\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2002)128:7(580))
- Kaklamanos J., Bradley B.A., Thompson E.M., Baise L.G. (2013). "Critical Parameters Affecting Bias and Variability in Site-Response Analyses Using KiK-net Downhole Array Data". Bull. Seism. Soc. Am., 103(3),1733–1749.
- Kottke A. R., Wang X., Rathje E. M. (2013). "Technical Manual for Strata". Geotechnical Engineering Center Department of Civil, Architectural, and Environmental Engineering, University of Texas, 89 pp.
- Lambe T.W., Whitman R.V. (1969). "Soil Mechanics". John Wiley & Sons Inc.
- Lancellotta R. (2010). "Geotecnica". Terza Edizione, Zanichelli Editore S.p.A.
- Lasley S., Green R.A., Chen Q., Rodriguez-Marek A. (2016). "Approach for Estimating Seismic Compression Using Site Response Analyses". J. Geotech. Geoenviron. Eng., Vol. 142 Issue 6 – June 2016, 04016015, ASCE.

- Li X. S., Wang Z. L., Shen C. K. (1992). "SUMDES: A nonlinear procedure for response analysis of horizontally-layered sites subjected to multi-directional earthquake loading". Dept. of Civil Engineering, Univ. of California, Davis, CA.
- Liu A.H., Stewart J.P., Abrahamson N.A., Moriwaki Y. (2001). "Equivalent number of uniform stress cycles for soil liquefaction analysis". *J. Geotech. & Geoenviron. Engrg.*, ASCE, 127 (12), 1017-102.
- Lunne T., Robertson P.K., Powell J.J.M. (1997). "Cone penetration testing in geotechnical practice". Blackie Academic, EF Spon/Routledge Publ., New York, 1997, 312 pp.
- Martin G.R., Finn W.D.L., Seed H.B. (1975). "Fundamentals of liquefaction under cyclic loading". *J. Geotech. Eng. Div.*, 101(GT5), 423-438.
- Mayne P.W., Kulhawy F.H. (1982). "K<sub>0</sub>-OCR relationships in soil". *J. Geotech. Engrg.*, Vol. 108 (GT6), 851-872.
- Miller R.D., Xi J., Park C.B., Ivanov J. (1999). "Multichannel analysis of surface waves to map bedrock". *Leading Edge* 18, pp. 1392-1396.
- Nasim A.S.M., Wartman J. (2006). "Seismic compression analysis using a soil liquefaction constitutive model". *FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics 2006: Proc., 4th Int. FLAC Symp.*, Itasca Consulting Group, Minneapolis.
- Nie C.-X., Chen Q.-S., Gao G.-Y., Yang J. (2017). "Determination of seismic compression of sand subjected to two horizontal components of earthquake ground motions". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 92: 330-333, <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.10.007>.
- NTC (2018). "Norme Tecniche per le Costruzioni". DM 17 gennaio 2018, *Gazzetta Ufficiale*, n. 42 del 20 febbraio 2018, Supplemento Ordinario n.8, [www.cslp.it](http://www.cslp.it), Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato, Roma.
- Ohta Y., Goto N. (1976). "Estimation of S-wave velocity in terms of characteristic indices of soil". *Butsuri-Tanku*, 29(4), 34-41, in Japanese.
- Park C.B., Mileer R.D., Xia J. (1999). "Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW)". *Geophysics*, Vol. 64, pp. 800-808.
- Pradel D. (1998). "Procedure to Evaluate Earthquake induced Settlements in Dry Sandy Soils". *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, 124(4), 364-368.
- Pyke R., Seed H.B., Chan C.K. (1975). "Settlement of sands under multidirectional shaking". *ASCE J Geotech Eng Div*; 101(4):379-98.
- Richart F.E., Newmark N.M. (1948). "An hypothesis for determination of cumulative damage in fatigue". *ASTM Proc.*, 48, 767-800.
- Roberson P.K., Cabal K.L. (2015). "Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering". Gregg Drilling & Testing Inc. Corporate Headquarters 2726 Walnut Avenue Signal Hill, California 90755, 6th Edition.
- Robertson P.K., Wride C.E. (1998). "Cyclic liquefaction and its evaluation based on the SPT and CPT". In *Proceedings of the 1996 NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils* - Edited by T.L. Youd and LM. Idriss, NCEER-97-0022.
- Robertson P.K. (2009). "Interpretation of Cone Penetration Tests: a unified approach". *Canadian Geotechnical Journal*.

- Robertson, P. K., Shao L. (2010). "Estimation of Seismic Compression in Dry Soils Using the CPT". International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. 18. <http://scholarsmine.mst.edu/icrageesd/05icrageesd/session04/18>.
- Robertson, P.K., (2010). "Soil behaviour type from the CPT: an update". 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'10, Huntington Beach, CA, USA. [www.cpt10.com](http://www.cpt10.com)
- Rowe K. (1962). "The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact". Proc. Royal Society, Vol. A269, 500-527.
- Sawicki A., Swidzinski W. (1987). "Compaction curve as one of basic characteristics of granular soils". In 4<sup>th</sup> e<sup>me</sup> Colloque Franco-Polonais de Mecanique des Sols, Grenoble, vol. 1, 103–115.
- Sawicki A., Swidzinski W. (1989). "Mechanics of a sandy subsoil subjected to cyclic loadings". International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 1989; 13:511–529.
- Seed H.B., Idriss I.M. (1970). "Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses". Rep. No. EERC 70-10. Earthquake Engrg. Res. Ctr., Univ. Of California, Berkeley, Calif.
- Seed H.B., Idriss I.M. (1971). "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential". J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, 97(9), 1249-1274.
- Seed H.B., Silver M.L. (1972). "Settlement of dry sands during earthquakes". Soil Mech. Found. Div., ASCE, 98(4), 381-397.
- Seed R.B., Cetin K.O., Moss R.E.S., Kammerer A.M., Wu J., Pestana J.M., Riemer M.F. (2001). "Recent advances in soil liquefaction engineering and seismic site response evaluation". Proc. 4th Int. Conf. on Recent Advances in Geotech. Eqk. Engrg. Soil Dyn., Paper No. SPL-2.
- Silver M.L., Seed H.B. (1971), "Volume changes in sands due to cyclic loading", J. Geotech. Engrg., ASCE, 97(9), 1171-1182.
- Stewart J.P., Whang D.H. (2003). "Simplified Procedure to Estimate Ground Settlement from Seismic Compression in Compacted Soils". Pacific Conference on Earthquake Engineering.
- Stokoe II K.H., Sing-Ho J., Woods R.D (2004). "Some contributions of in situ geophysical measurements to solving geotechnical engineering problems". Proceedings of ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Viana da Fonseca & Mayne (Eds.), ISBN 90 5966 009 9.
- Stokoe II K.H., Woods R.D. (1972). "In situ and laboratory shear wave velocities". Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, 98 (SM5), pp.443-460.
- Stokoe II K.H., Wright S.G., Bay J.A., Roesset J.M. (1994). "Characterization of Geotechnical Sites by SASW Method". ISSMFE Technical Committee #10 for XIII ICSMFE, Geophysical Characterization of Sites, A.A. Balkema Publishers/Rotterdam & Brookfield, Netherlands, pp. 15-25.
- Terzaghi K., Peck R.B. (1967). "Soil Mechanics in Engineering Practice". 2nd edn., John Wiley, NY.
- Tokimatsu K. and Seed H.B. (1987). "Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking". J. Geotech. Engrg., ASCE, 113(8), 861-878.
- Viggiani C. (1999). "Fondazioni. Seconda Edizione". Hevelius Edizioni. ISBN 88-86977-12-3
- Vincens E., Labbé P., Cambou B. (2003). "Simplified estimation of seismically induced settlements". Int J Numer Anal Methods Geomech;27: 669–83.
- Vucetic M., Dobry R. (1991). "Effects of the soil plasticity on cyclic response". Journal of the Geoth. Eng. Division, ASCE, 117(1), 89-107.

- Yi F. (2010a). "Case Study of CPT Application to Evaluate Seismic Settlement in Dry Sand - Proc. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, California, USA, May 9-11, 2010.
- Yi F. (2010b). "Procedure to evaluate seismic settlement in dry sand based on shear wave velocity". 9th Us National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering (9USN/10CCEE), At Toronto, Canada. 10.13140/RG.2.1.1277.3926.
- Youd T.L., Idriss I.M., Andrus R.D., Arango I., Castro G., Christian J.T., Dobry R., Finn W.D.L., Harder L.F., Hynes M.E., Ishihara K., Koester J.P., Liao S.S.C., Marcuson III W.F., Martin G.R., Mitchell J.K., Moriwaki Y., Power M.S., Robertson P.K., Seed R.B., and Stokoe III K.H. (2001). "Liquefaction Resistance of soils: summary report from 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils". J. Geotech. and Geoenviron. Engrg., ASCE 127(10), 817-33.