

Pratiche correnti per le analisi di suscettibilità alla liquefazione negli studi di microzonazione sismica di livello 3

a cura di:

S. Amoroso, L. Minarelli, A. Pagliaroli, N. Salvatore

Collana a cura del **CentromS**

BookMS

MANUALI



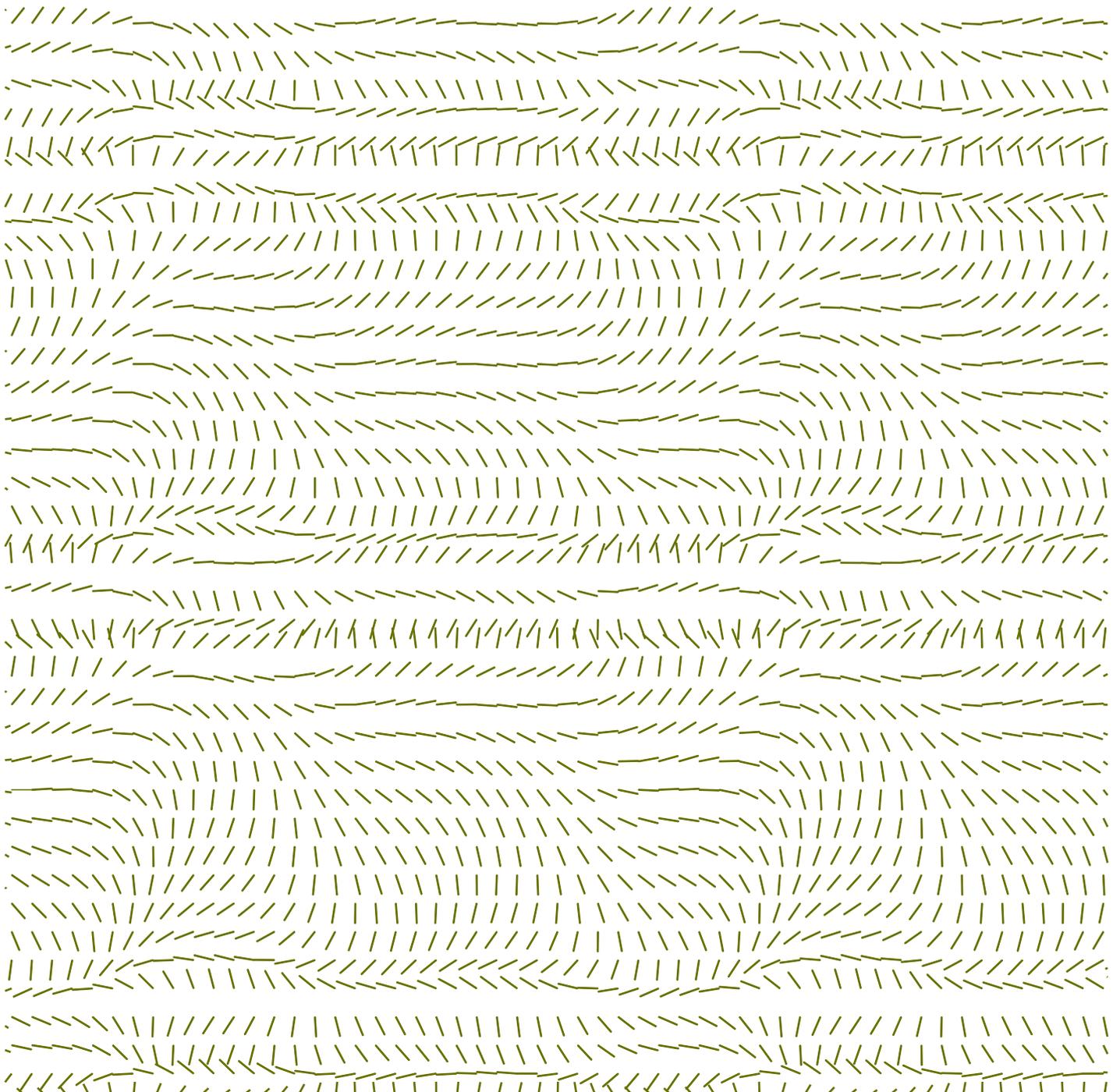
edizioni

Consiglio Nazionale delle Ricerche

Pratiche correnti per le analisi di suscettibilità alla liquefazione negli studi di microzonazione sismica di livello 3

a cura di:

S. Amoroso, L. Minarelli, A. Pagliaroli, N. Salvatore



Collana a cura del **Centroms**

BookMS

MANUALI

 **edizioni**
Consiglio Nazionale delle Ricerche

Pratiche correnti per le analisi di suscettibilità alla liquefazione negli studi di microzonazione sismica di livello 3

A cura di:

Sara Amoroso

(Università degli Studi G. d'Annunzio Chieti-Pescara, Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia)

Luca Minarelli

(Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia)

Alessandro Pagliaroli

(Università degli Studi G. d'Annunzio Chieti-Pescara)

Nadia Salvatore

(Università degli Studi G. d'Annunzio Chieti-Pescara)

Coordinamento editoriale:

Federica Polpetta,

Francesco Stigliano

Progetto grafico:

FF3300 S.r.l.



Consiglio Nazionale delle Ricerche

Istituto di Geologia Ambientale e Geoingegneria

© Cnr Edizioni, 2024

piazzale Aldo Moro 7 – 00185 Roma

La riproduzione, con qualsiasi procedimento, della presente opera o di parti di essa, deve essere preventivamente autorizzata dall'Editore.

ISBN 978-88-8080-661-5 ed. digitale

DOI: [10.32053/PRATICHE_CORRENTI_PER_ANALISI_SUSCETTIBILITA ALLA LIQUEFAZIONE_NEGLI_STUDI_DI_MICROZONAZIONE_SISMICA_LIVELLO_3](https://doi.org/10.32053/PRATICHE_CORRENTI_PER_ANALISI_SUSCETTIBILITA ALLA LIQUEFAZIONE_NEGLI_STUDI_DI_MICROZONAZIONE_SISMICA_LIVELLO_3)

https://doi.org/10.32053/PRATICHE_CORRENTI_PER_ANALISI_SUSCETTIBILITA ALLA LIQUEFAZIONE_NEGLI_STUDI_DI_MICROZONAZIONE_SISMICA_LIVELLO_3

https://doi.org/10.32053/PRATICHE_CORRENTI_PER_ANALISI_SUSCETTIBILITA ALLA LIQUEFAZIONE_NEGLI_STUDI_DI_MICROZONAZIONE_SISMICA_LIVELLO_3

Per citare il presente testo, si raccomanda di utilizzare la seguente dicitura:

Amoroso S., Minarelli L., Pagliaroli A., Salvatore N., Pratiche correnti per le analisi di suscettibilità alla liquefazione negli studi di microzonazione sismica di livello 3.

CNR Edizioni, 2024.



Quest'opera è distribuita con Licenza Creative Commons Attribuzione 4.0 Internazionale

Indice

Premessa	5
Stefano Catalano e Marco Mancini	
Premessa	6
Prof.ssa Claudia Madiati	
Premessa	8
Prof.ssa Sara Amoroso, Dott. Luca Minarelli, Prof. Alessandro Pagliaroli, Dott.ssa Nadia Salvatore	

Tabella simboli	9
------------------------	---

PARTE PRIMA Quadro d'insieme

1.1 Introduzione	14
1.2. Principi di base della liquefazione	14
1.2.1 Definizione di liquefazione	14
1.2.2 Condizioni predisponenti alla liquefazione	14
1.3. Stima della suscettibilità alla liquefazione	16
1.3.1 Metodi di analisi semplificata	16
1.3.2 Metodi di analisi dinamica	16
1.3.3 Pianificazione delle prove in sito	16
1.4. Normativa e documenti di riferimento	18

PARTE SECONDA Il fenomeno della liquefazione negli studi di microzonazione sismica

2.1. Microzonazione sismica di livello 1	20
2.1.1 Dati da acquisire ai fini della valutazione della suscettibilità alla liquefazione	21
2.1.2 Elaborazione dei dati	21
2.1.3 Prodotti finali	21
2.2. Microzonazione sismica di livello 2	21
2.3. Microzonazione sismica di livello 3	21
2.3.1 Dati da acquisire ai fini della valutazione della suscettibilità alla liquefazione	21
2.3.2 Elaborazione dei dati	21
2.3.2.1 Caratterizzazione delle ZL_{LQ}	21
2.3.2.2 Caratterizzazione delle ZR_{LQ}	22
2.3.3 Prodotti finali	22

PARTE TERZA Stima della suscettibilità alla liquefazione negli studi di microzonazione sismica di livello 3

3.1. Fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione e rapporto di sforzo ciclico	24
3.1.1 Metodi per la stima della sollecitazione sismica	24
3.1.1.1 Magnitudo massima (Mw_{max}) dal catalogo DBMI15	25
3.1.1.2 Magnitudo massima (Mw_{max}) delle zone sismogenetiche e disaggregazione	25
3.1.1.3 Metodo con codice di calcolo SASHA	26
3.1.1.4 Criteri del cut-off magnitudo-distanza	26
3.2. Metodi per la stima del rapporto di resistenza ciclica	27
3.2.1 Terreni sabbiosi	29
3.2.1.1 Metodi basati sui risultati di prove penetrometriche dinamiche (SPT)	29
3.2.1.2 Metodi basati sui risultati di prove penetrometriche statiche (CPT)	31
3.2.1.3 Metodi basati sui risultati di prove con dilatometro piatto (DMT)	33
3.2.1.4 Metodi basati sui risultati di prove combinate CPT-DMT	34
3.2.1.5 Metodi basati sulle misure di velocità delle onde di taglio (V_s)	34
3.2.2 Terreni ghiaiosi	35
3.2.2.1 Metodi basati sui risultati di prove penetrometriche dinamiche (SPT)	35
3.2.2.2 Metodi basati sui risultati di prove penetrometriche dinamiche con maglio cinese pesante (DPT)	35
3.2.2.3 Metodi basati sulle misure di velocità delle onde di taglio (V_s)	36
3.3. Indice del potenziale di liquefazione (LPI)	36

PARTE QUARTA Applicazioni negli studi di microzonazione sismica: il caso distretto di Vigarano Mainarda (FE)

4.1. Inquadramento geologico-strutturale	40
4.2. Dati geotecnici e geofisici	41
4.3. Elaborazione dei dati	42
4.3.1 Definizione del modello geologico di sottosuolo	42
4.3.2 Risposta sismica locale e definizione della sollecitazione sismica	42
4.3.3 Analisi di suscettibilità alla liquefazione	43
4.4. Prodotti finali	44
Appendici	
A. Indagini geotecniche e geofisiche per la valutazione della suscettibilità alla liquefazione mediante i metodi semplificati	46
B. Indici di severità alla liquefazione	48
B1. Indice del potenziale di liquefazione derivato da Ishihara (LPI_{ISH})	48
B2. Numero di severità alla liquefazione (LSN)	48
B3. Numero di severità alla liquefazione derivato da Ishihara (LSN_{ISH})	49
B4. Indice di severità alla liquefazione (L_s)	49
B5. Misura del danneggiamento indotto da liquefazione (I_{AM})	50
B6. Cedimenti verticali indotti dalla liquefazione (S)	50
B7. Spostamenti orizzontali indotti dalla liquefazione (LD)	51
C. Prodotti cartografici estratti dagli studi di microzonazione sismica di livello 3 del comune di Vigarano Mainarda (FE)	53
C1. Stralcio della carta delle indagini	54
C2. Stralcio della carta geologico-tecnica	55
C3. Stralcio della carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (MOPS)	56
C4. Stralcio della carta di microzonazione sismica livello 3 – F.A. PGA	57
C5. Stralcio della carta di microzonazione sismica livello 3 – F.A. 0.1-0.5	58

Bibliografia	60
---------------------	----

English section	67
------------------------	----

Premessa

Il Centro per la Microzonazione Sismica e le sue applicazioni (CentroMS), fin dalla sua costituzione, promuove la progressione della conoscenza, l'aggiornamento e lo stimolo dei processi innovativi nelle attività tecnico-scientifiche finalizzate alla mitigazione del rischio sismico. La divulgazione dei risultati scientifici ottenuti è uno degli obiettivi qualificanti del CentroMS, come occasione non solo per un aggiornamento tecnico-scientifico, ma, soprattutto, per contribuire ad una sempre più elevata consapevolezza della comunità professionale e della cittadinanza sensibile alla tematica della pianificazione territoriale e di emergenza e per la disciplina di uso del territorio nell'ambito del rischio sismico. La collana BookMS, edita da CentroMS, adempie a pieno titolo al ruolo di strumento di diffusione e aggiornamento tecnico-scientifico su specifiche tematiche connesse all'universo della microzonazione sismica e della valutazione degli effetti di sito, inteso come momento di riflessione sullo stato dell'arte, condito con gli elementi di novità nei risultati delle ricerche condotte dai gruppi afferenti al CentroMS.

Questo nuovo volume arricchisce la collana BookMS con una completa e approfondita trattazione delle metodologie geotecniche, da quelle tradizionali alle più moderne, atte a verificare la suscettibilità dei terreni di fondazione al fenomeno di liquefazione sismo-indotta. Il tema è particolarmente rilevante, in quanto sempre più numerosi sono i casi di osservazione diretta e ben documentata dei fenomeni di liquefazione a seguito di terremoti, sin dalla sequenza sismica del 2012 in Emilia Romagna, in terreni di varia natura e tipologia, in contesti morfologici differenziati, e con effetti notevolmente dannosi soprattutto in termini di perdite economiche su edifici ed infrastrutture. L'impatto sociale del tema è evidente se si pensa che interi abitati, centri di attività economiche nonché le principali infrastrutture del paese risiedono o attraversano aree di pianura o zone costiere, potenzialmente soggette al fenomeno. Tale considerazione viene ulteriormente avvalorata dai risultati sperimentali presentati nel volume, che certificano un sostanziale ampliamento delle condizioni predisponenti del fenomeno, che coinvolgerebbero caratteristiche del sottosuolo molto più varie rispetto a quelle ritenute necessarie nel passato. Il volume propone un aggiornamento sostanziale delle metodologie geotecniche, indispensabili alla definizione degli indici di potenziale liquefazione, conseguenti a questo avanzamento nella conoscenza scientifica, fornendo informazioni sugli avanzamenti tecnologici, per mezzo di nuovi strumentazioni, abachi e metodi di calcolo, per integrare e, in alcuni casi, sostituire i metodi tradizionali.

Il volume, nello spirito di servizio alla comunità che anima il CentroMS, intende fornire gli elementi tecnico-scientifici utili a definire una strategia di valutazione e mitigazione per questo particolare e insidioso elemento di pericolosità, ottemperando appieno le finalità didattiche, divulgative e formative perseguite dal CentroMS.

Stefano Catalano,

Università di Catania, Presidente del CentroMS

Marco Mancini,

Istituto di Geologia Ambientale e Geoingegneria CNR, Responsabile scientifico del CentroMS

Premessa

Prof.ssa Claudia Madaia¹

I primi studi importanti sulla liquefazione sismica furono avviati intorno alla metà degli anni '60, a seguito degli effetti osservati durante i grandi terremoti di Anchorage (Alaska) e Niigata (Giappone) del 1964, dove la liquefazione determinò estesi fenomeni franosi, sprofondamento e ribaltamento di edifici e infrastrutture, galleggiamento di manufatti interrati. Da allora, sono state sviluppate importanti ricerche in ambito sismico, geologico, geofisico e geotecnico, mirate ad approfondire la comprensione del fenomeno della liquefazione, ad identificare i fattori chiave e i principali meccanismi che la controllano, nonché ad investigare adeguate tecniche di intervento per la riduzione del rischio ad essa associato. Sono state inoltre progressivamente ampliate le banche dati contenenti le informazioni relative alle caratteristiche dei terreni, del sottosuolo e dell'evento sismico per i casi di liquefazione che sono avvenuti in varie parti del mondo con conseguenze talvolta drammatiche, talvolta solo spettacolari. L'acquisizione di nuovi dati, oltre alla revisione critica delle fonti per i casi di studio più antichi, ha portato anche a riconsiderare condizioni di sito che in passato sono state raramente oggetto di interesse, in quanto ritenute poco favorevoli al manifestarsi della liquefazione. È il caso, ad esempio, dei depositi con contenuti significativi di ghiaia, sui quali recentemente sono state condotte campagne di prove penetrometriche dinamiche con maglio cinese pesante (DPT) per la determinazione della resistenza a liquefazione, oppure dei depositi con elevate frazioni di terreni a grana fine, non plastici, che sono stati oggetto di numerosi studi dopo le sequenze sismiche della Nuova Zelanda del 2010-2011 e dell'Emilia-Romagna del 2012. Queste ultime, infatti hanno suscitato grande interesse in ambito scientifico proprio a causa degli 'inaspettati' fenomeni di liquefazione che si sono verificati in concomitanza delle scosse principali in strati di terreni a grana fine non plastici, a fronte di valori relativamente contenuti della magnitudo. Soprattutto nell'ambito degli studi su vasta scala, la disponibilità di banche dati geotecniche consistenti e aggiornate rende particolarmente utile e pratico l'impiego delle procedure note come 'metodi semplificati', che consentono di stimare la suscettibilità alla liquefazione, al variare della profondità lungo una verticale di indagine, sulla base dei risultati di prove geotecniche in sito e prove geofisiche di tipo corrente. Il potenziale di liquefazione dell'intera verticale di indagine viene tradizionalmente sintetizzato in classi di pericolosità in base al valore dell'indice LPI introdotto da Iwasaki nel 1982. Più recentemente, sono stati proposti diversi indici alternativi che definiscono le classi di pericolosità di liquefazione tenendo conto, in alcuni casi, anche degli effetti attesi sul territorio e sull'ambiente costruito. Anche se è ragionevole supporre, oltre che auspicabile, che la ricerca scientifica sulle questioni appena esposte (così come su altri aspetti, come ad esempio la determinazione del valore di magnitudo da utilizzare nei metodi semplificati) possa compiere ulteriori interessanti progressi, ad oggi il livello delle conoscenze sull'argomento 'liquefazione sismica' è molto avanzato e qualunque normativa antisismica a livello mondiale contiene specifiche prescrizioni e indicazioni più o meno dettagliate per valutare la sicurezza del sito nei confronti di questo fenomeno. In particolare, in ambito nazionale, il tema della verifica a liquefazione sismica, e dell'adozione di eventuali misure di riduzione del rischio ad essa associato, è stato affrontato la prima volta in maniera esplicita dall'OPCM 3274/2003, in un paragrafo ispirato sommariamente all'Eurocodice 8 - Parte 5. Successivamente, l'argomento è stato ripreso e trattato in maniera più approfondita sia dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, il cui aggiornamento del 2018 (NTC18) costituisce il riferimento normativo attuale per la progettazione, sia dagli Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica (ICMS), che rappresentano il principale documento di indirizzo per azioni a scala territoriale.

Nella redazione del presente volume l'attenzione è stata rivolta specificamente alla scala territoriale. In esso vengono richiamati innanzitutto i criteri generali con cui devono essere affrontati, nell'ambito di uno studio di MS, i diversi livelli di approfondimento per la stima della probabilità di occorrenza della liquefazione. Vengono poi presentati i metodi semplificati basati sull'impiego dei risultati di prove geotecniche in sito e prove geofisiche di tipo corrente che, come già osservato, rappresentano gli approcci più diffusi nell'ambito degli studi di microzonazione sismica per la valutazione del potenziale di liquefazione. Tali metodi vengono qui descritti in dettaglio, evidenziandone vantaggi e limiti.

¹ Università degli Studi di Firenze.

La trattazione è suddivisa per prove geotecniche e geofisiche, e con riferimento a terreni sabbiosi, in assenza o in presenza di una percentuale significativa di componente ghiaiosa. Per ciascun metodo, sono richiamate le formule necessarie al calcolo della capacità di resistenza e della domanda di resistenza nei confronti della liquefazione, ovverosia al calcolo del fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione, al variare della profondità. Per valutare il potenziale di liquefazione, oltre al tradizionale indice di Iwasaki riportato nel testo, sono presentati, in una delle appendici, gli indici più recenti, alcuni dei quali associabili al danno atteso. A conclusione del volume è descritto, a titolo di esempio, un utile caso di studio. Il volume rappresenta un compendio dei metodi semplificati più diffusi per la stima del potenziale di liquefazione nell'ambito degli studi di MS e descrive in dettaglio i diversi passi che portano dalla caratterizzazione dei siti all'identificazione del loro comportamento nei confronti della liquefazione.

Premessa

**Prof.ssa Sara Amoroso^{1,2}, Dott. Luca Minarelli², Prof. Alessandro Pagliaroli^{1,3},
Dott.ssa Nadia Salvatore^{1,4}**

L'impatto del fenomeno della liquefazione indotta dai grandi terremoti sulla società e sull'economia è ben documentato a livello mondiale (es., Idriss & Boulanger, 2008; Rollins et al., 2021) e in particolare in Italia (es., Baratta, 1910; Galli, 2000; Sirovich, 1996a, 1996b; Monaco & Amoroso, 2019; Minarelli et al., 2022). La riduzione della rigidità e della resistenza al taglio nei terreni incoerenti saturi causata da questo fenomeno interessa depositi a granulometria variabile, dalle ghiaie ai limi non plastici.

Le presenti linee guida forniscono un quadro aggiornato dei metodi e delle procedure più ampiamente utilizzate per valutare la suscettibilità dei terreni alla liquefazione nel contesto degli studi di microzonazione sismica. Sono principalmente rivolte ai professionisti, come strumento utile e facile da usare, concepito come un diagramma di flusso logico per guidare passo dopo passo dalla caratterizzazione geologica e geotecnica del sito alla stima del potenziale di liquefazione.

Il documento è organizzato come segue: una breve introduzione seguita dalle nozioni di base relative alla liquefazione e alle condizioni di suscettibilità del fenomeno stesso, con una panoramica sui metodi utilizzabili partendo da prove geotecniche in situ e di laboratorio. Successivamente, vengono sintetizzati i criteri degli studi di microzonazione sismica per i livelli 1, 2 e 3, con particolare riferimento alla valutazione della suscettibilità alla liquefazione, partendo dai dati in ingresso per arrivare ai prodotti finali. Le linee guida proseguono con una disamina di metodi e formule ad essi correlate per la stima del fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione, del rapporto di sforzo ciclico, del rapporto di resistenza ciclica e dell'indice del potenziale di liquefazione, mediante l'uso delle indagini geotecniche e geofisiche. Infine, viene presentato il caso di studio del comune di Vigarano Mainarda (FE) per meglio illustrare, attraverso un esempio ben strutturato, quelle che sono le corrette pratiche per l'analisi della suscettibilità alla liquefazione nell'ottica degli studi di microzonazione sismica di livello 3.

Un quadro di sintesi inerente le prove geotecniche e geofisiche necessarie per le analisi della suscettibilità alla liquefazione, insieme con altri indici di severità alla liquefazione disponibili in letteratura e con gli stralci degli elaborati cartografici prodotti nel caso di studio sono riportati come appendici A, B e C rispettivamente.

1 Università degli Studi "d'Annunzio" di Chieti-Pescara.

2 Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia –

Sezione di Roma 1.

3 Istituto di Geologia Ambientale e Geoingegneria

(IGAG) – Consiglio Nazionale delle Ricerche.

4 Università degli Studi di Catania.

Tabella simboli

a_g	a_{max}	$a(t)$	A
accelerazione di picco su roccia	accelerazione massima in superficie in condizioni di campo libero	accelerogramma	lettura della pressione necessaria per controbilanciare la pressione del terreno ed iniziare il movimento della membrana del dilatometro piatto (DMT)
B	C_B	C_E	CH
lettura della pressione necessaria per ottenere uno spostamento del centro della membrana contro il terreno di 1.1 mm (DMT)	fattore correttivo del diametro del foro di sondaggio per SPT	fattore correttivo del rapporto energetico del maglio per SPT	prova cross-hole
C_N	CPT	CPT_E	CPT_U
fattore correttivo rispetto alla profondità e ad una tensione efficace di 100 kPa	prova penetrometrica statica	prova penetrometrica statica con punta elettrica	prova penetrometrica statica con piezocono
C_R	CRR	$CRR_{7.5}$	C_S
fattore correttivo della lunghezza dell'asta per SPT	rapporto di resistenza ciclica	rapporto di resistenza ciclica riferito ad una magnitudo momento di 7.5 e ad una tensione efficace di 100 kPa	fattore correttivo del metodo di campionamento per SPT
CSR	$CSR_{7.5}$	C_σ	d
rapporto di sforzo ciclico	rapporto di sforzo ciclico normalizzato rispetto ad una magnitudo momento di 7.5 e ad una tensione efficace di 100 kPa	coefficiente dipendente da $(N_1)_{60cs}$ per SPT e da $(q_{C1N})_{cs}$ per CPT	diametro dei grani
D	DH	DMT	DPT
fattore di smorzamento del terreno	prova down-hole	prova con dilatometro piatto	prova penetrometrica dinamica con maglio cinese pesante
D_R	$Drif$	$D50_{15}$	ER_{DPT}
densità relativa	distanza sito – sorgente di riferimento	diametro del passante al 50% nel T15	rapporto energetico per DPT
ESM	$E_{ChineseDPT}$	$E_{HammerDPT}$	$E_{HammersPT}$
Engineering Strong Motion	energia di riferimento trasferita dal maglio cinese alle aste	energia misurata che il maglio da 120 kg è in grado di trasferire alle aste	energia misurata che il maglio SPT è in grado di trasferire alle aste

f	f_s	F	FA
fattore correttivo SPT dipendente dalla densità relativa	attrito laterale misurato da prova CPT	rapporto di attrito normalizzato per CPT	fattore di amplificazione
FC	$F_{LSN_{ISH}}$	FS_L	$F(z)$
contenuto di fine	fattore legato alle deformazioni verticali, al fattore di sicurezza e allo spessore dello strato superficiale non liquefacibile	fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione	funzione del fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione per il calcolo di LPI
F_{15}	g	G	G_0
contenuto di fine degli strati granulari saturi liquefacibili all'interno dello spessore T_{15}	accelerazione di gravità	modulo di rigidezza a taglio	modulo di rigidezza a taglio a bassi livelli di deformazione
H	$HVSR$	H_1	I_{AM}
dislivello topografico dalla base del rilievo al punto di interesse	indagine geofisica a stazione singola di sismica passiva	spessore dello strato superficiale non liquefacibile	misura del danneggiamento indotto da liquefazione
I_C	I_D	K_C	K_D
indice di comportamento del terreno	indice del materiale	fattore correttivo CPT dipendente dall'indice di comportamento del terreno	indice di spinta orizzontale
K_σ	L	LD	LDI
fattore correttivo per tener conto dell'entità delle tensioni efficaci	distanza dalla base del rilievo al punto di interesse	spostamento orizzontale indotto dalla liquefazione	indice dello spostamento laterale indotto dalla liquefazione
LL	LPI	LPI_{ISH}	L_s
limite liquido	indice del potenziale di liquefazione	indice del potenziale di liquefazione ispirato a Ishihara	indice di severità alla liquefazione
LSN	LSN_{ISH}	M	$MASW$
numero di severità alla liquefazione	numero di severità alla liquefazione ispirato a Ishihara	magnitudo	indagine geofisica lineare di sismica attiva - Multichannel Analysis of Surface Waves
$MOPS$	$Mrif$	MS	MSF
microzone omogenee in prospettiva sismica	magnitudo di riferimento	microzonazione sismica	fattore di scala della magnitudo
MSF_{max}	M_i	MS_i	M_w
fattore di scala della magnitudo dipendente da $(N_1)_{60cs}$ per SPT e da $(q_{CLN})_{cs}$ per CPT	magnitudo della i-esima zona sismogenetica	magnitudo della i-esima zona sismogenetica calcolata	magnitudo momento
M_{Wmax}	N_{DPT}	N_{SPT}	N_{60}
magnitudo momento massima	numero di colpi DPT per una penetrazione di 10 cm	numero di colpi SPT	resistenza penetrometrica SPT corretta per un'efficienza energetica del 60%

$(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60cs}$	N_{120}	N'_{120}
resistenza penetrometrica SPT normalizzata rispetto a una tensione efficace di 100 kPa e corretta per un'efficienza energetica del 60%	resistenza penetrometrica SPT normalizzata rispetto a una tensione efficace di 100 kPa e corretta per un'efficienza energetica del 60% e per sabbie pulite	numero di colpi DPT per 30 cm corretto per il rapporto energetico ER_{DPT}	resistenza penetrometrica N_{120} normalizzata rispetto a una tensione efficace di 100 kPa
p	p_0	p_1	PGA
percentuale di materiale passante	prima lettura DMT corretta	seconda lettura DMT corretta	accelerazione di picco, funzione della profondità
PI	P_L	q_c	q_{C1N}
indice di plasticità	fattore dipendente dal fattore di sicurezza	resistenza alla punta misurata da prova CPT	resistenza penetrometrica da CPT normalizzata rispetto ad una tensione efficace di 100 kPa
$(q_{C1N})_{cs}$	Q	r_d	r_u
resistenza penetrometrica da CPT normalizzata rispetto ad una tensione efficace di 100 kPa e corretta per sabbie pulite	resistenza alla penetrazione normalizzata per CPT	coefficiente di riduzione degli sforzi di taglio indotti dalla deformabilità del terreno	rapporto di sovrappressione neutra
R	R_i	S	$SCPT$
distanza sito - sorgente	distanza minima sito - i-esima sorgente sismogenetica	cedimenti verticali indotti dalla liquefazione	prova con cono sismico
$SCPTU$	$SDMT$	SPT	T_{15}
prova con piezocono sismico	prova con dilatometro sismico	prova penetrometrica dinamica	spessore cumulativo degli strati di terreni granulari saturi con $(N_1)_{60} < 15$
u_0	U_c	V_s	V_{s1}
pressione interstiziale (o neutra) in condizioni idrostatiche	coefficiente di uniformità	velocità delle onde di taglio	velocità delle onde di taglio normalizzata rispetto alla tensione efficace di 100 kPa
V_{s1}^*	$V_{s,12m}^*$	V_{s30}	w_c
limite superiore di V_{s1} per il verificarsi della liquefazione	V_s media misurata nei primi 12.2 m di profondità	velocità delle onde di taglio equivalente nei primi 30 m di profondità	contenuto d'acqua
$w(z)$	W	z	z_{max}
funzione della profondità per il calcolo di LPI	rapporto tra l'altezza del dislivello topografico (H) e la distanza dalla base del rilievo al punto di interesse	profondità	massima profondità dello strato liquefacibile
z_{min}	ZA	ZA_{LQ}	Z_M
minima profondità dello strato liquefacibile	zona di attenzione	zona di attenzione per la liquefazione	deviazione dallo zero del manometro (DMT)
ZR	ZR_{LQ}	ZS	ZS_{LQ}
zona di rispetto	zona di rispetto per la liquefazione	zona di suscettibilità	zona di suscettibilità per la liquefazione

α	$\alpha(z)$	β	$\beta(z)$
coefficiente SPT dipendente dal contenuto di fine	coefficiente SPT dipendente dalla profondità	coefficiente SPT dipendente dal contenuto di fine	coefficiente SPT dipendente dalla profondità
γ	γ_{max}	ΔA	ΔB
deformazione di taglio	massima deformazione di taglio ciclico	parametro di calibrazione della membrana (DMT)	parametro di calibrazione della membrana (DMT)
$\Delta(N_1)_{60}$	Δq_{C1V}	ε_v	σ_{v0}
fattore correttivo SPT per il contenuto di fine	fattore correttivo CPT per il contenuto di fine	deformazione volumetrica volumetrica indotta dalla liquefazione	tensione verticale totale geostatica
σ'_{v0}	τ_{max}		
tensione verticale efficace geostatica	tensione tangenziale massima alla profondità di interesse		

1.1 Introduzione

**1.2. Principi di base
della liquefazione**

1.2.1 Definizione di liquefazione

**1.2.2 Condizioni predisponenti
alla liquefazione**

**1.3. Stima della suscettibilità
alla liquefazione**

1.3.1 Metodi di analisi semplificata

1.3.2 Metodi di analisi dinamica

1.3.3 Pianificazione delle prove in sito

**1.4. Normativa e documenti
di riferimento**

1. Quadro d'insieme

1.1. Introduzione

Il fenomeno della liquefazione, inteso come l'insieme degli effetti associati alla perdita di resistenza al taglio o accumulo di deformazioni permanenti in terreni saturi non coesivi sollecitati da azioni cicliche e dinamiche in condizioni non drenate (e.g., AGI, 2005), è estesamente documentato sia a livello mondiale (e.g., Idriss & Boulanger, 2008; Rollins et al., 2021) che nazionale (e.g., Baratta, 1910; Galli, 2000; Sirovich, 1996a, 1996b; Monaco & Amoroso, 2019; Minarelli et al., 2022) su terreni a granulometria variabile dalle ghiaie ai limi non plastici.

In questo volume vengono presentate le procedure per la valutazione della possibilità di occorrenza di liquefazione nell'ambito degli studi di microzonazione sismica. Tali procedure sono state selezionate facendo riferimento a quelle più recenti e più utilizzate a livello nazionale ed internazionale al momento della stesura del volume. Si ricorda che la scelta del metodo da utilizzare per la stima della suscettibilità alla liquefazione è subordinato ad un'accurata caratterizzazione geologica e geotecnica dei siti oggetto di studio.

1.2. Principi base della liquefazione

1.2.1 Definizione di liquefazione

Con il termine "liquefazione" si intende la perdita parziale o totale della resistenza al taglio e della rigidità in un terreno non coesivo saturo poco addensato a causa dell'incremento della pressione interstiziale indotto da azioni cicliche e dinamiche in condizioni non drenate.

Sotto l'azione sismica, infatti, il terreno non coesivo saturo è sottoposto a sforzi ciclici che, se si susseguono con frequenza sufficientemente alta rispetto al tempo necessario per la filtrazione dell'acqua nei pori, portano all'aumento della pressione interstiziale ed a una condizione di "galleggiamento" dei granuli. A seguito di questo fenomeno, le sovrappressioni vengono dissipate con filtrazione di acqua verso la superficie, spesso accompagnata da elutriazione delle particelle più fini, mentre i granuli restanti si depositano con un diverso arrangiamento comportando la diminuzione dell'indice dei vuoti intergranulare, e conseguentemente un addensamento del terreno liquefatto (Lai et al., 2009).

Gli effetti superficiali legati alla liquefazione sono, ad esempio, la fuoriuscita di acqua con espulsione di limo/sabbia/ghiaia (vulcanelli, crateri, fessure di espulsione), abbassamenti e sollevamenti del terreno, movimenti orizzontali, movimenti di masse fluide e/o collasso di pendii naturali e artificiali, che in presenza di manufatti si traducono in perdita di capacità portante delle fondazioni e cedimenti/rotazioni/collassi.

1.2.2 Condizioni predisponenti alla liquefazione

L'occorrenza di fenomeni di liquefazione in un sito è legata alla presenza, generalmente nei primi 20 m di profondità, di una successione litologica costituita da orizzonti di terreno non coesivo con falda acquifera ad una profondità media stagionale non superiore ai 15 m dal piano campagna (e.g., Linee guida MS, 2018; NTC, 2018).

Come riportato nelle Linee guida AGI (2005) e successivamente anche nelle NTC (2018) e nelle Linee guida MS (2018), uno dei fattori predisponenti alla liquefazione è la presenza nei primi 20 m di profondità di terreni con granulometria compresa nei limiti indicati in **FIGURA 1.1**.

Tuttavia, la granulometria dei terreni suscettibili alla liquefazione è estremamente variabile (generalmente dalle ghiaie ai limi non plastici), come dimostrato da diversi studi presenti in letteratura (e.g., Rollins et al., 2021; Bray & Sancio, 2006; Andrews & Martin, 2000; Idriss & Boulanger, 2008; Boncio et al., 2018; Boncio et al., 2020).

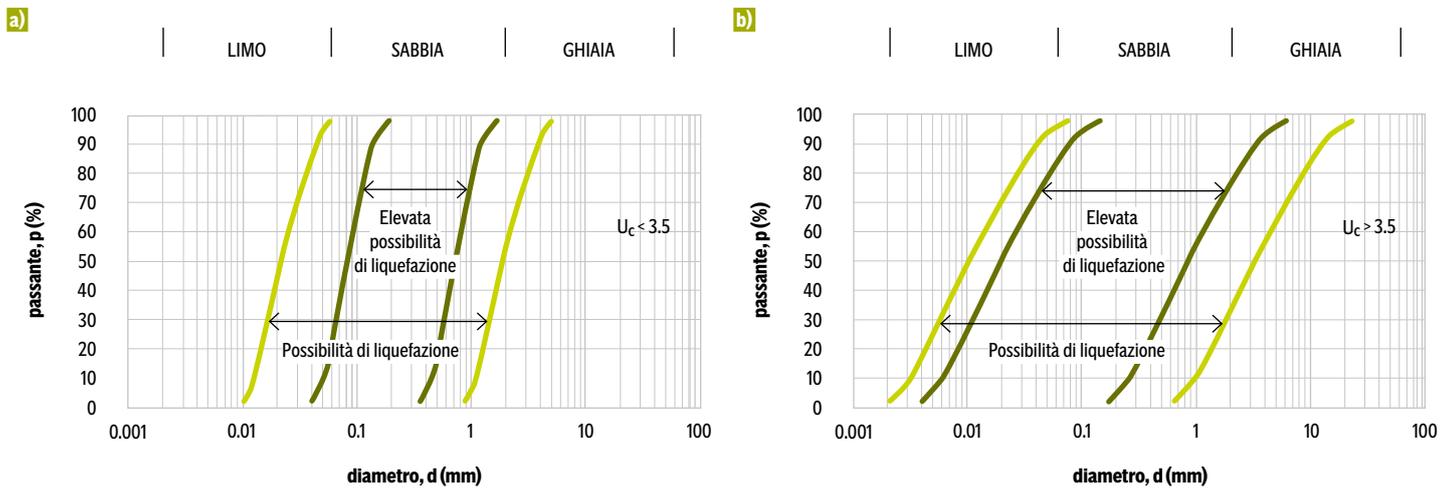
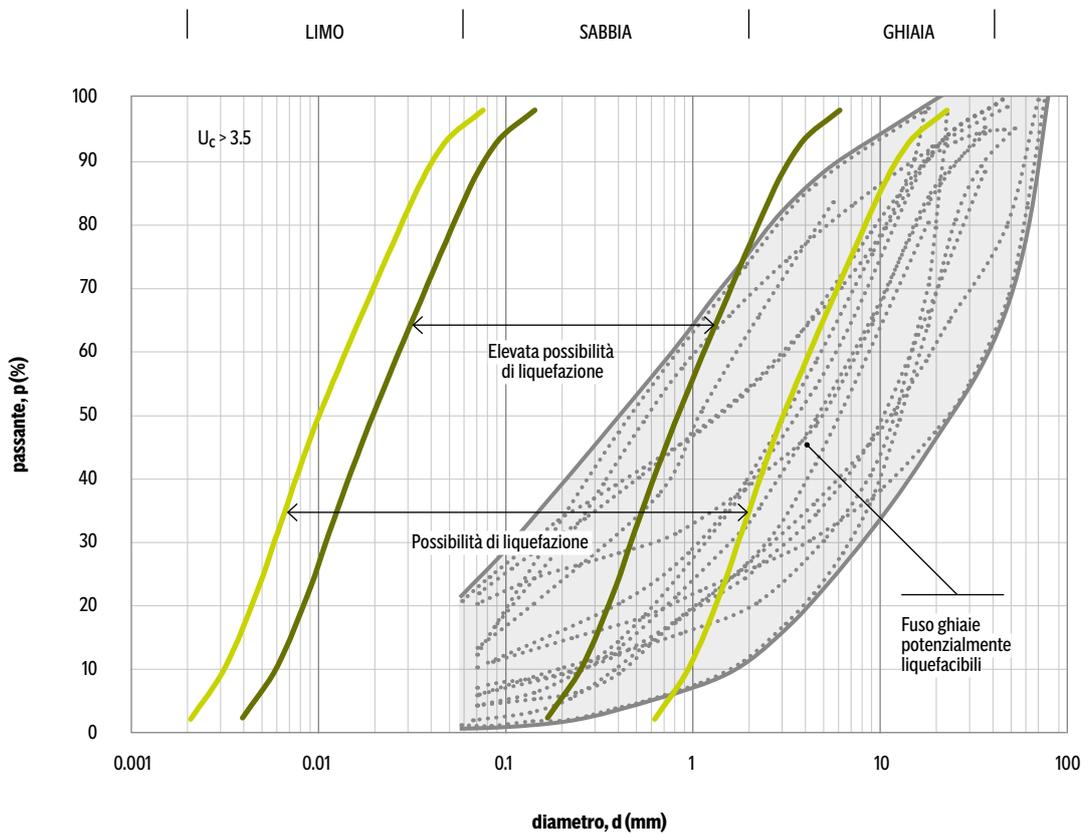


FIGURA 1.1
Fusi granulometrici per la determinazione della suscettibilità a liquefazione di un terreno; a) nel caso di terreni in cui il coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$; b) nel caso di terreni con $U_c > 3.5$ (AGI, 2005)

Per tale motivo, la sola granulometria non è considerata un parametro affidabile per le analisi di suscettibilità alla liquefazione. A titolo di esempio in **FIGURA 1.2** si riportano le curve granulometriche relative a depositi ghiaiosi liquefatti in seguito a terremoti con magnitudo momento M_W compresa tra 5.3 e 9.2 riportati da Rollins et al. (2021) sovrapposte ai fusi granulometrici di figura 1.1b (Salvatore et al., 2022).

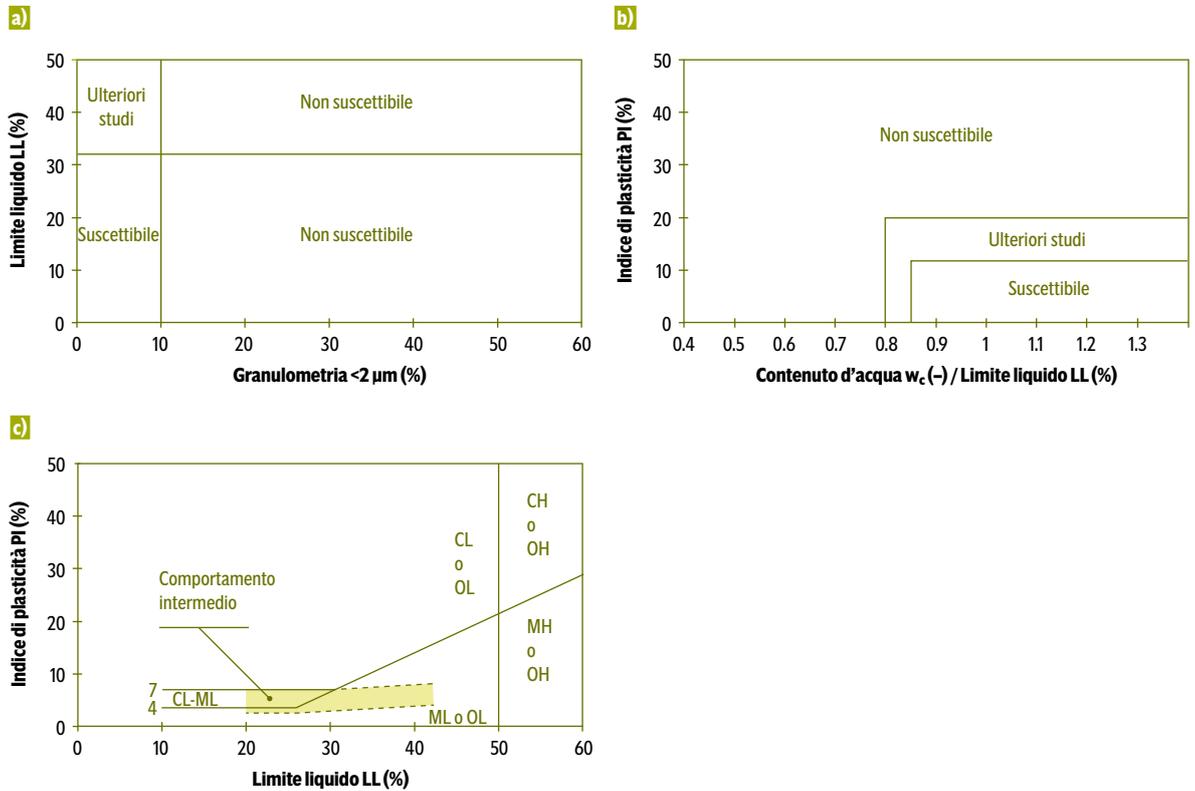
FIGURA 1.2
Curve granulometriche riferite a siti oggetto di liquefazione in terreni ghiaiosi (in grigio, modificato da Rollins et al., 2021), sovrapposte ai fusi granulometrici di normativa per la determinazione della suscettibilità a liquefazione dei terreni con $U_c > 3.5$ (modificato da Salvatore et al., 2022)



In **FIGURA 1.3** si riportano inoltre i principali abachi disponibili in letteratura (Bray & Sancio, 2006; Andrews & Martin, 2000; Idriss & Boulanger, 2008) per una prima valutazione della suscettibilità alla liquefazione dei terreni a grana fine, mediante la determinazione dei limiti di Atterberg, del contenuto d'acqua e della percentuale di argilla.

FIGURA 1.3

Abacchi per la stima della suscettibilità di un terreno alla liquefazione attraverso prove geotecniche di laboratorio:
 a) Andrews e Martin (2000);
 b) Bray e Sancio (2006);
 c) Idriss e Boulanger (2008).
 LL è il limite liquido;
 PI è l'indice di plasticità;
 w_{lc} è il contenuto d'acqua;
 OL, ML, CL, OH, MH e CH identificano le classi di terreno in accordo con la classificazione USCS (ASTM D2487-11, 2011)



Ai fattori predisponenti sopra descritti vanno aggiunti l'occorrenza di fenomeni di liquefazione in presenza di (1) eventi sismici con magnitudo attesa $M_w \geq 5$ (condizione rimossa dalle NTC, 2018, ma presente sulle Linee guida MS, 2018) e (2) eventi sismici con accelerazione massima in superficie in condizioni di campo libero $a_{max} \geq 0.1g$ (condizione presente sia nelle NTC, 2018, che nelle Linee guida MS, 2018).

Le NTC (2018) indicano inoltre come suscettibili nei confronti della liquefazione quei depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata da prove penetrometriche dinamiche $SPT (N_1)_{60} < 30$ o da prove penetrometriche statiche $CPT q_{CLN} < 180$. Per la definizione di entrambi i parametri si faccia riferimento rispettivamente ai paragrafi 3.2.1.1 e 3.2.1.2 del presente documento.

1.3. Stima della suscettibilità alla liquefazione

Posto quindi che il fenomeno della liquefazione si verifica in terreni con caratteristiche e condizioni definite (§ 1.2.2), è possibile determinare la suscettibilità alla liquefazione attraverso l'uso dei "metodi semplificati" o attraverso l'uso di tecniche di analisi dinamica secondo quanto riassunto nella

TABELLA 1.1.

TABELLA 1.1

Metodi di analisi alla liquefazione secondo le NTC (2018) e le Linee guida AGI (2005) (adattata da Silvestri e d'Onofrio, 2014)

Metodo di analisi	Moto sismico di riferimento	Legame costitutivo	Indagini e prove geotecniche	Risultati tipici
Analisi semplificata	Accelerazione massima a_{max} Magnitudo M_w	Semplificato rigido-plastico	Tradizionali in sito e laboratorio Misure di V_s	Coefficiente di sicurezza
Analisi dinamica semplificata	Accelerogramma (-i) $a(t)$	Mezzo monofase lineare equivalente	Tradizionali in sito e laboratorio Misure di V_s	Coefficiente di sicurezza
Analisi dinamica avanzata		Mezzo polifase elasto-plastico	Prove cicliche/dinamiche in laboratorio	Accelerogrammi Tensioni totali Pressioni interstiziali Tensioni efficaci (cedimenti)

1.3.1 Metodi di analisi semplificata

Come riportato anche dalle NTC (2018), fatta salva la possibilità di utilizzare procedure di analisi avanzate, la stima della suscettibilità alla liquefazione di un terreno può essere effettuata con l'uso dei cosiddetti "metodi semplificati" (Seed & Idriss, 1971) basati sull'uso prove geotecniche in sito e di laboratorio. Tuttavia, i campioni prelevati con tecniche standard su terreni potenzialmente liquefificabili risultano generalmente disturbati, data la loro natura incoerente, e le tecniche necessarie per un campionamento indisturbato sono troppo costose nella maggior parte dei casi. Pertanto, si ricorre solitamente all'uso delle prove in sito, con la raccomandazione di utilizzare almeno due tipologie di prove in ogni sito oggetto di analisi per ottenere dei risultati il più possibile affidabili (Robertson & Wride, 1998; Youd et al., 2001; AGI, 2005).

Considerato ciò, la scelta della prova in sito da utilizzare nelle analisi di liquefazione deve essere subordinata alla caratterizzazione geologica e geotecnica del sito da indagare. Per ogni tipo di prova in sito vengono qui proposti diversi metodi semplificati, che utilizzano i parametri geotecnici misurati per stimare il rapporto di resistenza ciclica, necessario al calcolo del fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione. Anche in questo caso, la scelta dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla eventuale necessità di un approccio più o meno cautelativo.

1.3.2 Metodi di analisi dinamica

La suscettibilità alla liquefazione può essere determinata anche attraverso l'utilizzo di metodi di analisi dinamica semplificata e avanzata.

Nei primi la verifica della suscettibilità alla liquefazione si esegue valutando il carico sismico applicato attraverso un'analisi di risposta locale del sito in termini di tensioni totali, generalmente di tipo 1D in corrispondenza di un numero adeguato di verticali. Il rapporto di resistenza ciclica continua ad essere calcolato a partire dai risultati di prove geotecniche in sito (o più raramente di laboratorio) con le medesime procedure adottate nei metodi semplificati.

I metodi di analisi dinamica avanzata possono essere suddivisi ulteriormente in due categorie sulla base della modalità di modellazione dell'interazione tra fase solida e fase fluida (Chiaradonna, 2016): 1) approcci accoppiati approssimati nei quali l'interazione è espressa mediante correlazioni empiriche per la previsione degli eccessi di pressioni interstiziale, 2) approcci rigorosamente accoppiati (o metodi rigorosi in tensioni efficaci) in cui l'interazione tra le fasi è modellata mediante un opportuno legame costitutivo (generalmente modelli tipo multisuperfici o a superficie limite). Questi ultimi sono generalmente implementati in codici di calcolo 2D/3D ad elementi finiti o alle differenze finite (AGI, 2005).

1.3.3. Pianificazione delle prove in sito

L'esecuzione delle prove in sito necessarie per la stima della suscettibilità alla liquefazione attraverso i metodi semplificati (§ 1.3.1) è subordinata ad un'attenta pianificazione delle stesse, finalizzata all'ottenimento di dati il più possibile rappresentativi del contesto geologico-geotecnico oggetto di indagine e all'ottimizzazione dei costi e dei tempi di esecuzione.

Una corretta pianificazione passa perciò attraverso una caratterizzazione preliminare del terreno oggetto di studio attraverso la realizzazione di un modello geologico di dettaglio che tenga conto sia di informazioni derivanti dal rilevamento geologico che da eventuali indagini e studi pregressi, in modo da ottenere una densità di dati sufficiente rispetto alla variabilità stratigrafica dell'area oggetto di studio.

Risulta perciò necessario innanzitutto acquisire tutta la cartografia (carte geologiche, carte geomorfologiche, carte idrogeologiche, carte di dissesti, carte litotecniche, carta della pericolosità sismica di base, ecc.) e bibliografia disponibili, al fine di stimare le informazioni relative alla profondità/andamento della falda acquifera, alla pericolosità sismica di base e alla granulometria prevalente dei depositi nei primi 20 m di profondità dal piano campagna. Quest'ultima, ad esempio, è uno dei principali fattori nella determinazione del tipo di prova in sito da utilizzare (§ 3.2).

La presenza di una stratigrafia di sondaggio, accompagnata dal prelievo di campioni da sottoporre ad analisi geotecniche di laboratorio per la stima delle proprietà indice, risulta quindi di fondamentale importanza per determinare le caratteristiche dei depositi oggetto di studio. Tuttavia, le informazioni derivanti da sondaggio e prove di laboratorio devono essere accompagnate da indagini geotecniche o geofisiche specifiche (Appendice A), che assicurino una dettagliata caratterizzazione geotecnica del sottosuolo nei primi 20 m di profondità. Come raccomandato da AGI (2005) e da numerosi autori in letteratura (e.g., Robertson & Wride, 1998; Youd et al., 2001) è preferibile utilizzare almeno due tipologie di prove in ogni sito oggetto di analisi per ottenere dei risultati il più possibile affidabili.

1.4. **Normativa e documenti di riferimento**

Si riportano di seguito i principali documenti disponibili a livello nazionale ed europeo per gli studi di microzonazione sismica e per lo studio della suscettibilità alla liquefazione di un sito:

Normativa europea

- Eurocode 8 Part 5 (2004) – *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects* – European Committee for Standardization, Brussels, 45 pp.
- Eurocode 8 Part 5 (2022) – *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 5: Geotechnical aspects, foundations, retaining and underground structures* – European Committee for Standardization (versione provvisoria).

Normativa nazionale

- NTC (2018) – *Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”*. D.M. 17 gennaio 2018, pubblicato sul Supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale, n. 42 del 20 febbraio 2018, Serie generale. 372 pp.
- Ministero delle infrastrutture e dei trasporti (2019) – *Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*. Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP., pubblicato sul Supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale, n.35 del 11 febbraio 2019, Serie generale. 348 pp.
- OPCM 3907/2010 e s.m.i. – *Attuazione dell'articolo 11 del decreto-legge 28 aprile 2009, n.39, convertito, con modificazioni, dalla legge 24 giugno 2009, n.77 in materia di contributi per interventi di prevenzione del rischio sismico*. Ordinanza n. 3907 pubblicata sul Supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale, n.281 del 1° dicembre 2010, Serie generale. 112 pp.

Linee guida e standard nazionali

- ICMS (2008) – *Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica*. Conferenza delle Regioni e delle Province autonome – Dipartimento della protezione civile, Roma, 124 pp.
- Dolce M., Albarello D., Castellaro S., Castenetto S., Colombi A., Compagnoni M., Di Filippo M., Di Nezza M., Eva C., Foti S., Martini G., Naso G., Pergalani F., Santucci de Magistris F., Scarascia Mugnozza G., Silvestri F. (2011) – *Contributi per l'aggiornamento degli Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica*. Ingegneria sismica, anno XXVIII, 2, 65 pp.
- Linee guida MS (2018) – *Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da liquefazioni (LQ)*. Versione 1.0. Commissione tecnica per la microzonazione sismica. Roma. 32 pp.
- AGI (2005) – *Aspetti geotecnici della progettazione in zone sismiche*. Linee guida AGI – Associazione Geotecnica Italiana, Patron Editore, Bologna, 416 pp.
- Standard MS (2020) – *Standard di rappresentazione e archiviazione informatica*. Versione 4.2 e s.m.i.. Commissione tecnica per la microzonazione sismica Roma. 138 pp.
- Gruppo di lavoro Centro MS (2020) – *Protocolli di acquisizione ed elaborazione dati relativi alle attività di microzonazione sismica di livello 3 in Italia Centrale*. Roma. 127 pp.

Linee guida e standard regionali

Abruzzo

- MS liv 3 LQ (2022) – *Procedure di riferimento per le analisi di microzonazione sismica di terzo livello di approfondimento – Liquefazione*. Versione 1.2. Tavolo tecnico di monitoraggio degli studi di microzonazione sismica della Regione Abruzzo. L'Aquila, 36 pp
- Tavolo tecnico di monitoraggio degli studi di microzonazione sismica (2015) – *Liquefazione ed aree soggette a possibili fenomeni di cedimenti differenziali o distorsioni angolari locali*. L'Aquila. 3 pp.
- Tavolo tecnico di monitoraggio degli studi di microzonazione sismica (2017) – *Studi di pericolosità sismica di base de territorio regionale abruzzese, volti alla definizione di terremoti di riferimento*. L'Aquila. 54 pp.
- Tavolo tecnico di monitoraggio degli studi di microzonazione sismica (2021) – *Abachi per la valutazione delle amplificazioni locali nell'area periadriatica della Regione Abruzzo*. Versione 1.1. L'Aquila. 65 pp

Emilia-Romagna

- Delibera Giunta Regionale Emilia-Romagna n. 476 del 12/04/2021 – *Aggiornamento dell'“Atto di coordinamento tecnico sugli studi di microzonazione sismica per la pianificazione territoriale e urbanistica (artt. 22 e 29, L.R. n. 24/2017)” di cui alla deliberazione della Giunta Regionale 29 aprile 2019, n. 630*. 54 pp.
- Delibera Giunta Regionale Emilia-Romagna n. 564 del 21/04/2021 – *Integrazione della propria deliberazione n. 476 del 12 aprile 2021 mediante approvazione dell'allegato A, “Atto di coordinamento tecnico sugli studi di microzonazione sismica per la pianificazione territoriale ed urbanistica (artt. 22 e 49, L.R. n. 24/2017)”*.

Friuli

- Delibera di Giunta Regionale Friuli-Venezia-Giulia n. 633 del 29/03/2023 *Indirizzi tecnico-metodologici per la redazione degli studi di microzonazione sismica di livello 2 e 3 sul territorio regionale*. Allegato 1 “Liquefazione” 73 pp.

Il fenomeno della liquefazione negli studi di microzonazione sismica

2.1. Microzonazione sismica di livello 1

- 2.1.1 Dati da acquisire ai fini della valutazione della suscettibilità alla liquefazione
- 2.1.2 Elaborazione dei dati
- 2.1.3 Prodotti finali

2.2. Microzonazione sismica di livello 2

2.3. Microzonazione sismica di livello 3

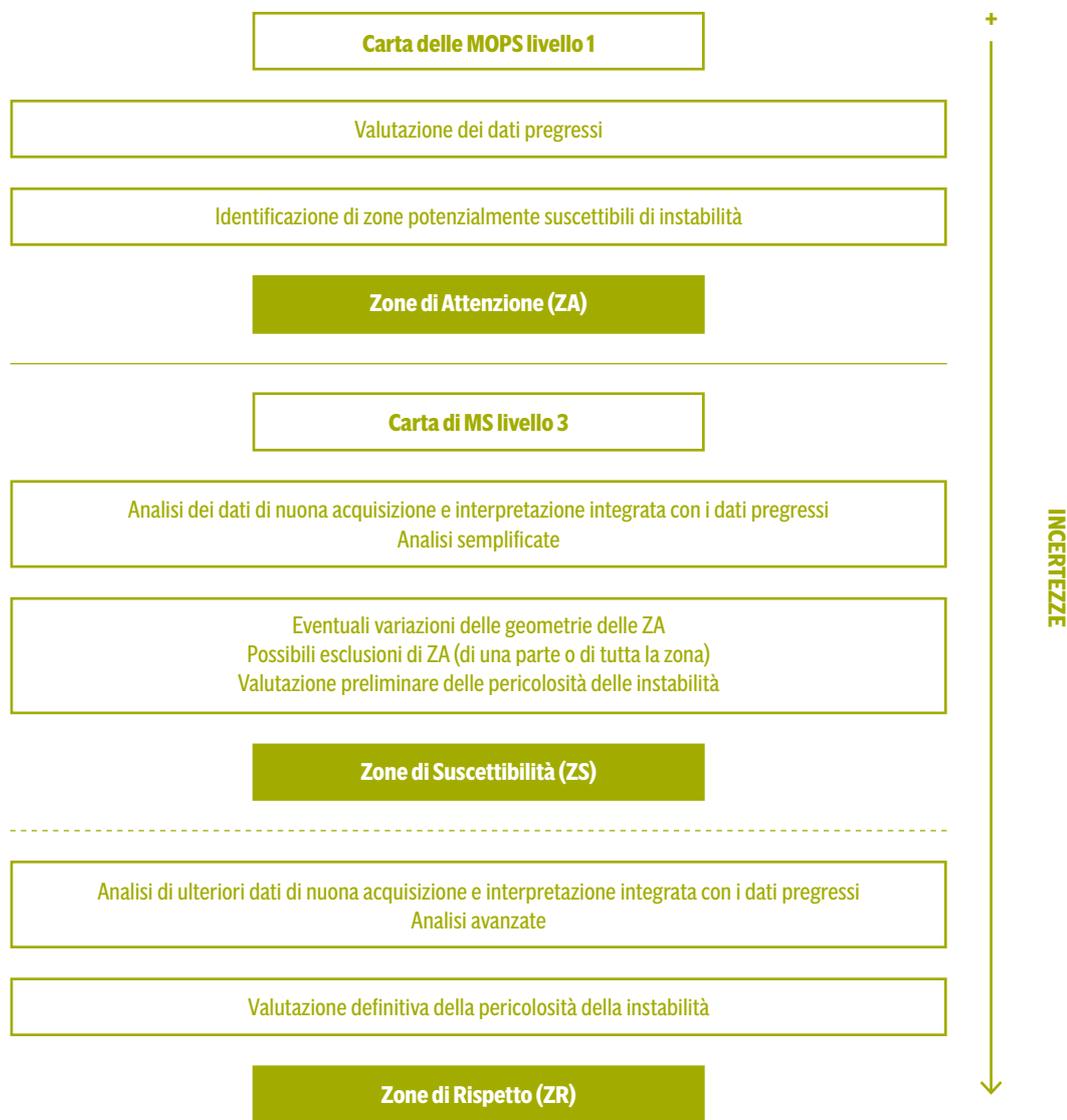
- 2.3.1 Dati da acquisire ai fini della valutazione della suscettibilità alla liquefazione
- 2.3.2 Elaborazione dei dati
 - 2.3.2.1 Caratterizzazione delle ZL_{Lq}
 - 2.3.2.2 Caratterizzazione delle ZR_{Lq}
- 2.3.3 Prodotti finali

2. Il fenomeno della liquefazione negli studi di microzonazione sismica

La microzonazione sismica ha lo scopo di riconoscere ad una scala sufficientemente grande (scala comunale o sub-comunale) le condizioni locali che possono modificare sensibilmente le caratteristiche del moto sismico atteso o possono produrre deformazioni permanenti rilevanti per le costruzioni e le infrastrutture (ICMS, 2008). In quest'ottica, le linee guida nazionali prevedono tre diversi livelli di approfondimento, a complessità ed impegno crescenti dal livello 1 al livello 3, descritti in dettaglio nei paragrafi successivi (**FIGURA 2.1**).

FIGURA 2.1

Schema illustrativo del tipo di zona di instabilità nelle carte MOPS e MS, (Linee guida MS, 2018)



2.1. Microzonazione sismica di livello 1

Il livello 1 degli studi di microzonazione sismica è propedeutico e obbligatorio per i successivi livelli ed ha come obiettivo l'individuazione delle microzone a comportamento sismico omogeneo attraverso la raccolta e l'elaborazione di dati preesistenti (ICMS, 2008).

2.1.1 Dati da acquisire ai fini della valutazione della suscettibilità alla liquefazione

Nel livello 1 degli studi di microzonazione, ai fini della valutazione delle suscettibilità alla liquefazione del territorio considerato, è necessario effettuare una raccolta di rilievi geologici, geomorfologici, idrogeologici, geologico-tecnici, nonché di sondaggi e prove geotecniche in sito esistenti nell'area di interesse, considerando che lo spessore significativo minimo delle coperture è di 3 m (Standard MS, 2020). Oltre a questi, dovranno essere considerati gli eventuali fenomeni di liquefazione legati ad eventi storici avvenute nel territorio di interesse.

In caso che le informazioni disponibili non siano sufficienti, è opportuno effettuare nuove prove geotecniche in sito e in laboratorio (Linee guida MS, 2018).

2.1.2 Elaborazione dei dati

I dati raccolti vanno sintetizzati nella carta delle indagini e nella carta geologico-tecnica, arrivando così alla descrizione dei litotipi che costituiscono il sottosuolo dell'area di interesse, nonché degli elementi di paleogeografia (es. paleoalvei, ventagli di rotta d'argine, sorgenti non più attive o tombate) o antropici (es. argini fluviali artificiali) che possano influire con l'individuazione di aree che presentino delle condizioni locali predisponenti alla liquefazione (§ 1.1.2). Queste dovranno essere segnalate direttamente sulla carta geologico-tecnica e nelle note illustrative come aree per le quali risultano necessari ulteriori approfondimenti.

2.1.3 Prodotti finali

I prodotti finali del livello 1 di microzonazione sismica sono le note illustrative e la carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (MOPS). In quest'ultima vanno definite, utilizzando come base la carta geologico-tecnica ed in generale quanto derivato dalla fase di elaborazione dati, le zone di attenzione per la liquefazione ($Z_{A_{LQ}}$), definite nelle Linee guida MS (2018) come le 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.

2.2. Microzonazione sismica di livello 2

Il livello 2 degli studi di microzonazione sismica è finalizzato allo studio delle zone stabili soggette ad amplificazioni locali attraverso analisi di risposta sismica locale con metodi semplificati che prevedano l'utilizzo di abachi nazionali o regionali esistenti. Nel livello 2 non sono previsti approfondimenti per le $Z_{A_{LQ}}$ (Linee guida MS, 2018), che vanno quindi riportate tal quali dal livello 1 nella mappa di livello 2 con l'aggiunta del solo fattore di amplificazione calcolato da abachi nel livello 2.

2.3. Microzonazione sismica di livello 3

Il livello 3 degli studi di microzonazione sismica si applica alle zone stabili suscettibili di amplificazioni locali nei casi di situazioni complesse non risolvibili con l'uso degli abachi e nelle zone di instabilità, con l'obiettivo di caratterizzare le $Z_{A_{LQ}}$ individuate nel livello 1 e identificare le zone suscettibili di liquefazione ($Z_{S_{LQ}}$) e le zone di rispetto per la liquefazione ($Z_{R_{LQ}}$), utilizzando rispettivamente metodi di analisi semplificati o avanzati.

2.3.1 Dati da acquisire ai fini della valutazione della suscettibilità alla liquefazione

Per la caratterizzazione delle $Z_{S_{LQ}}$ è necessaria una raccolta dati specifica finalizzata all'applicazione dei metodi di analisi semplificata, acquisibili attraverso prove geotecniche in sito e di laboratorio specifiche per il contesto geologico-geotecnico (§ 3.2). Per questo fine è necessario pianificare le indagini in modo da arrivare a ridefinire la geometria dell'area suscettibile alla liquefazione, attribuendo a quella zona l'indice del potenziale di liquefazione (LPI , definito in § 3.3) medio, inteso come la media degli indici calcolati in tutte le verticali ricadenti nella zona (Linee guida MS, 2018).

2.3.2 Elaborazione dei dati

2.3.2.1 Caratterizzazione delle $Z_{S_{LQ}}$

I dati acquisiti sulle verticali rappresentative del contesto geologico-stratigrafico delle aree oggetto di indagine devono essere utilizzati nei calcoli di analisi di suscettibilità alla liquefazione attraverso i metodi semplificati (capitolo 3), al fine di calcolare l' LPI (medio) come definito da Iwasaki et al. (1978). Utilizzando la divisione in classi di Sonmez (2003), successivamente discussa in § 3.3 e riportata in tabella 3.2 è possibile definire come aree $Z_{S_{LQ}}$ quelle che presentino un valore di indice pari a $2 < LPI \leq 15$. Queste verranno ulteriormente distinte nella rappresentazione cartografica in zona a media ($2 < LPI \leq 5$) e ad alta ($5 < LPI \leq 15$) pericolosità.

2.3.2.2 Caratterizzazione delle ZR_{LQ}

Su tutte le aree che, alla fine dell'analisi con metodi semplificati, presentano un $LPI > 15$ è necessario rivalutare l' LPI medio con ulteriori dati e/o attraverso l'utilizzo di analisi dinamiche semplificate o avanzate (§ 1.3.2), oltre che una revisione dei risultati ottenuti nelle precedenti prove in sito e analisi geotecniche di laboratorio in modo da stimarne le incertezze.

Come risultato, le aree che da questa analisi ulteriore risultino avere un valore medio di $LPI \leq 15$ saranno definite come ZS_{LQ} , mentre quelle che si confermeranno con un valore medio di $LPI > 15$ saranno definite come ZR_{LQ} (Linee guida MS, 2018).

2.3.3 Prodotti finali

I prodotti finali del livello 3 di microzonazione sismica sono la Relazione Illustrativa e la Carta di microzonazione sismica di livello 3, con la definizione delle zone di suscettibilità (ZS) e di rispetto (ZR).

Stima della suscettibilità alla liquefazione negli studi di microzonazione sismica di livello 3

3.1. Fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione e rapporto di sforzo ciclico

3.1.1 Metodi per la stima della sollecitazione sismica

3.1.1.1 Magnitudo massima (M_{Wmax}) dal catalogo DBMI15

3.1.1.2 Magnitudo massima (M_{Wmax}) delle zone sismogenetiche e disaggregazione

3.1.1.3 Metodo con codice di calcolo SASHA

3.1.1.4 Criteri del cut-off magnitudo-distanza

3.2. Metodi per la stima del rapporto di resistenza ciclica

3.2.1 Terreni sabbiosi

3.2.1.1 Metodi basati sui risultati di prove penetrometriche dinamiche (SPT)

3.2.1.2 Metodi basati sui risultati di prove penetrometriche statiche (CPT)

3.2.1.3 Metodi basati sui risultati di prove con dilatometro piatto (DMT)

3.2.1.4 Metodi basati sui risultati di prove combinate CPT-DMT

3.2.1.5 Metodi basati sulle misure di velocità delle onde di taglio (V_s)

3.2.2 Terreni ghiaiosi

3.2.2.1 Metodi basati sui risultati di prove penetrometriche dinamiche (SPT)

3.2.2.2 Metodi basati sui risultati di prove penetrometriche dinamiche con maglio cinese pesante (DPT)

3.2.2.3 Metodi basati sulle misure di velocità delle onde di taglio (V_s)

3.3. Indice del potenziale di liquefazione (LPI)

3. Stima della suscettibilità alla liquefazione negli studi di microzonazione sismica di livello 3

Nel seguito si fa riferimento ai metodi di analisi semplificata e a quelli di analisi dinamica semplificata generalmente adottati negli studi di suscettibilità alla liquefazione per studi di microzonazione sismica di livello 3. La trattazione dei metodi di analisi dinamica avanzata (§ 1.3.2) richiede l'approfondimento di molteplici aspetti, sia sulla modellazione numerica in campo dinamico che sui relativi modelli costitutivi in tensioni efficaci (semplificati e avanzati), che vanno oltre lo scopo di questo volume.

3.1. Fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione e rapporto di sforzo ciclico

Il fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione (FS_L) può essere espresso come:

$$FS_L = CRR_{7.5} / CSR_{7.5} \quad (3.1)$$

con $CSR_{7.5}$ definito come il rapporto di sforzo ciclico normalizzato rispetto ad una magnitudo momento di 7.5 e ad una tensione efficace di 100 kPa e $CRR_{7.5}$ (in letteratura spesso indicato anche con l'acronimo CRR) è il rapporto di resistenza ciclica.

Il rapporto di sforzo ciclico normalizzato può essere espresso come segue:

$$CSR_{7.5} = CSR / (MSF \cdot K_\sigma) \quad (3.2)$$

dove CSR è il rapporto di sforzo ciclico, MSF è il fattore di scala della magnitudo, applicato per correggere i valori di magnitudo attesi al sito di interesse diversi da M_W 7.5, e K_σ è il fattore correttivo applicato per tener conto dell'entità delle tensioni efficaci.

Nei metodi semplificati il CSR è dato da:

$$CSR = 0.65 \cdot (\sigma_{v0} / \sigma'_{v0}) \cdot (a_{max} / g) \cdot r_d \quad (3.3)$$

dove σ_{v0} è la tensione verticale totale, σ'_{v0} è la tensione verticale efficace, g è l'accelerazione di gravità, a_{max} è l'accelerazione massima in superficie in condizioni di campo libero, r_d è il coefficiente di riduzione degli sforzi di taglio indotti alla deformabilità del terreno.

Nei metodi di analisi dinamica semplificata, il CSR è invece calcolato con l'espressione seguente:

$$CSR = 0.65 \cdot (\tau_{max} / \sigma'_{v0}) \quad (3.4)$$

in cui τ_{max} è la tensione tangenziale massima alla profondità di interesse calcolata mediante un'analisi di risposta sismica locale in tensioni totali.

3.1.1 Metodi per la stima della sollecitazione sismica

Per la stima della sollecitazione sismica nell'ambito dei metodi semplificati occorre stimare l'accelerazione massima in superficie in condizioni di campo libero a_{max} e la magnitudo momento M_W . L'accelerazione a_{max} è ricavabile da metodi approssimati (es. basati sulle categorie di sottosuolo delle NTC, 2018) o dalle analisi di risposta sismica locale in tensioni totali. Per la stima di M_W si fa riferimento a quanto consigliato nella Linee guida MS (2018) e qui di seguito sintetizzato.

3.1.1.1 Magnitudo massima (M_{Wmax}) dal catalogo DBMI15

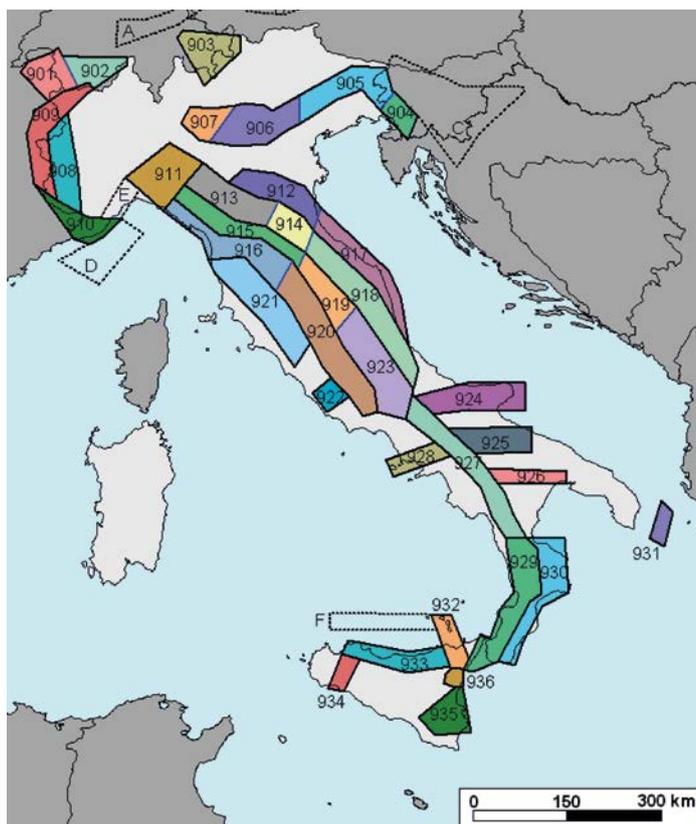
Attraverso questo metodo, completamente deterministico, si considera la magnitudo massima registrata nel catalogo DBMI15 (Locati et al., 2022; <https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15>) riferita all'area di interesse. Nonostante il catalogo aggiornato riporti 3219 eventi e 123756 dati di intensità, il metodo presenta delle incertezze legate sia alla conversione empirica intensità-magnitudo, sia alla caratterizzazione dell'evento storico in sé. Non viene inoltre esplicitamente considerata la distanza sito-sorgente che, a parità di magnitudo, può produrre sollecitazioni tangenziali molto differenti. Non sempre poi nel catalogo sono riportate le località di interesse (es. località troppo piccole) quindi in tal caso la ricerca può essere estesa a località maggiori adiacenti.

3.1.1.2 Magnitudo massima (M_{Wmax}) delle zone sismogenetiche e disaggregazione

Il metodo, come riportato nelle Linee guida MS (2018), prevede l'utilizzo della zonazione sismogenetica ZS9 (Meletti et al., 2004; FIGURA 3.1).

FIGURA 3.1

Zonazione sismogenetica ZS9 (<http://data.ingv.it/en/dataset/344#additional-metadata>)



Se l'area di interesse ricade in una delle 36 zone sismogenetiche, si assume come valore di M_W il valore della M_{Wmax} associato alla zona (TABELLA 3.1).

TABELLA 3.1

Zone Sismogenetiche (ZS) e relative M_{Wmax} (Linee guida MS, 2018)

Nome ZS	Numero ZS	M_{Wmax}
Colli Albani, Etna	922, 936	5.45
Ischia-Vesuvio	928	5.91
Altre zone	901, 902, 903, 904, 907, 908, 909, 911, 912, 913, 914, 916, 917, 920, 921, 926, 932, 933, 934	6.14
Medio-Marchigiano/Abruzzese, Appennino Umbro, Nizza Sanremo	918, 919, 910	6.37
Friuli-Veneto orientale, Garda-Veronese, Garfagnana-Mugello, Calabria jonica	905, 906, 915, 930	6.60
Molise-Gargano, Ofanto, Canale d'Otranto	924, 925, 931	6.83
Calabria tirrenica, Iblei	929, 935	7.29

Nell'eventualità in cui il sito non ricada in alcuna zona sismogenetica, si determinano le minime distanze (R_i) del sito dalle zone sismogenetiche circostanti (i). Quindi si confronta, per ciascuna zona, la magnitudo ad essa relativa (M_i) con la magnitudo fornita dalla relazione:

$$Ms_i = 1 + 3 \cdot \log(R_i) \quad (3.5)$$

Nel caso in cui esista almeno una zona per cui Ms_i è minore rispetto al valore di M_i corrispondente, si assume come valore di M_w quello più alto tra le zone sismogenetiche circostanti.

Altrimenti, se tutte le Ms_i calcolate (equazione 3.5) hanno valori superiori alle rispettive M_i , la M_w deve essere determinata con il metodo della disaggregazione, che consente di valutare i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un'area.

La forma più comune di disaggregazione è quella bidimensionale in magnitudo - distanza (M-R), come descritta nelle Linee guida MS (2018), che fornisce i valori medi e modali di M e R per ciascun comune italiano come riportato nella tabella Comuni_MR del CD-ROM allegato all'ICMS (2008). La disaggregazione è fornita per 9 periodi di ritorno: 30, 50, 72, 100, 140, 200, 475, 1000 e 2500 anni.

3.1.1.3 Metodo con codice di calcolo SASHA

Il metodo, implementato nel codice SASHA (D'Amico & Albarello, 2008), è descritto nelle Linee guida MS (2018) - Parte II - Appendice A1 e consiste in una "analisi di disaggregazione" volta ad identificare gli eventi sismici del passato più rappresentativi della pericolosità locale.

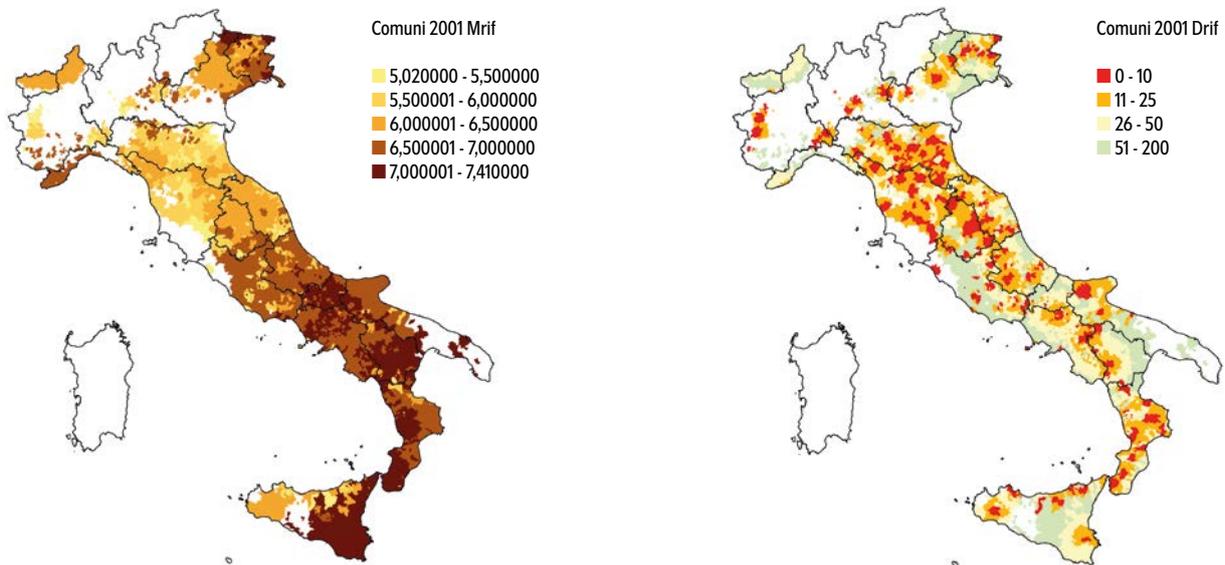


FIGURA 3.2
Mappa nazionale della magnitudo di riferimento (Linee guida MS, 2018)

FIGURA 3.3
Mappa nazionale della distanza di riferimento (Linee guida MS, 2018)

Il codice identifica, per ciascuna località capoluogo comunale, i valori delle intensità macrosismiche associate ad un dato tempo di ritorno (per la MS il riferimento è 475 anni) e gli eventi storici che hanno maggiormente contribuito a tale pericolosità sismica. Fra questi eventi viene quindi selezionato quell'evento che ha fornito il maggior contributo. Di questo evento sono restituiti magnitudo macrosismica e distanza epicentrale come da catalogo sismico di riferimento.

Una mappa a scala nazionale (FIGURE 3.2, 3.3) con la magnitudo e la distanza di riferimento (Mrif e Drif) calcolata in accordo alla metodologia descritta è disponibile nel materiale supplementare allegato alle Linee guida MS (2018).

3.1.1.4 Criteri del cut-off magnitudo-distanza

Questi criteri empirici definiscono la massima distanza dall'epicentro di un sisma oltre la quale i fenomeni di liquefazione possono essere ragionevolmente esclusi. Le Linee guida MS (2018) consigliano l'utilizzo di varie curve limite (o di *cut-off*) magnitudo M_w - distanza R di seguito richiamate.

Queste curve possono essere usate in abbinamento ai metodi visti precedentemente per verificare se, per un dato valore di magnitudo, la distanza (a seconda del metodo applicato calcolata dalla sorgente/epicentro o derivante da disaggregazione) è effettivamente tale da poter indurre liquefazione. I criteri magnitudo-distanza, oltre ad essere affetti dall'incertezza del valore di M_w da dati storici, presentano notevoli incertezze dovute anche alle formule di stima dell'attenuazione con la distanza, per cui le diverse curve limite possono portare a diverse stime della distanza massima per la quale si verifica la liquefazione.

Le curve più utilizzate tra quelle sviluppate per evidenze di liquefazione in terreni sabbiosi, come riportato dalle Linee guida MS (2018), sono quelle derivanti dalle relazioni empiriche mostrate nelle

equazioni 3.6, 3.7 e 3.8 e proposte rispettivamente da Seed et al. (1984), Ambraseys (1988), Galli (2000). A queste è stata aggiunta la relazione proposta, sempre per terreni sabbiosi, da Maurer et al. (2015a) (equazione 3.9). Quest'ultima relazione è risultata inoltre meglio approssimare i valori di magnitudo-distanza in caso di siti di liquefazione/non liquefazione anche in terreni ghiaiosi (Salvatore et al., 2022):

$$M_W = (\log R + 1.14) / 0.463 \quad (3.6)$$

$$M_W = 4.64 + 2.65 \cdot 10^{-3} \cdot R + 0.99 \cdot \log(R) \quad (3.7)$$

$$M_W = 2.75 + 2.0 \cdot \log(R) \quad (3.8)$$

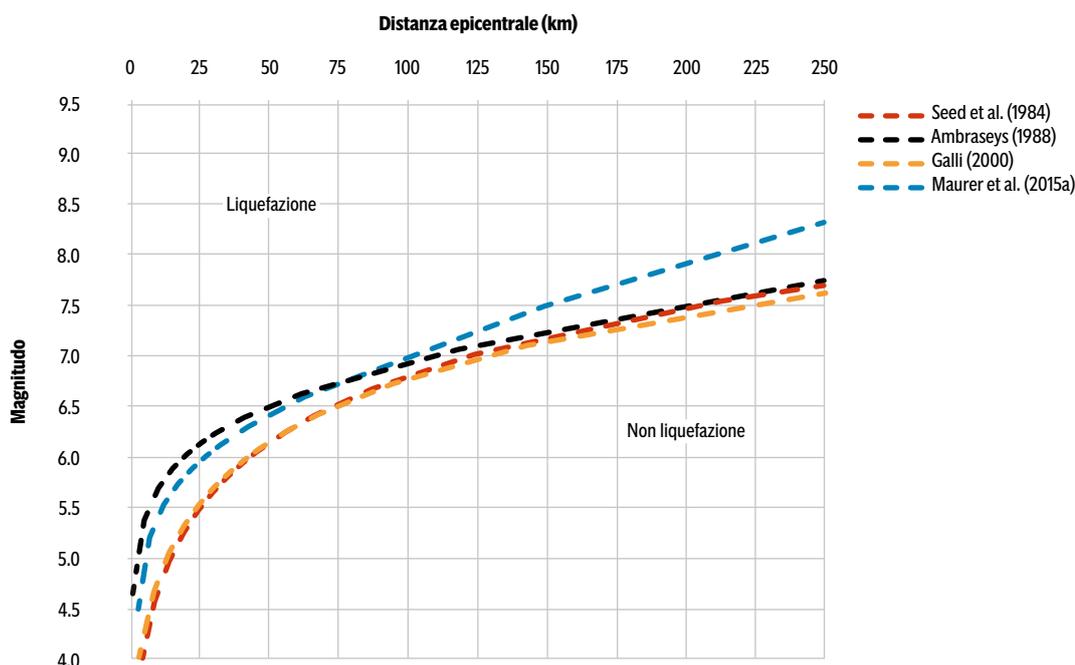
$$M_W = -0.26 + 2.4 \cdot 10^{-7.58} \cdot (R \cdot 10^{-4.98}) + 0.96 \cdot \log(R \cdot 10^{5.02}) \quad (3.9)$$

con la distanza R espressa in km.

Nel caso dell'equazione 3.8 il metodo utilizza un database contenente esclusivamente eventi accaduti in Italia. In **FIGURA 3.4** il grafico con le curve derivanti dalle equazioni 3.6, 3.7, 3.8 e 3.9.

FIGURA 3.4

Curve di correlazione magnitudo - distanza epicentrale proposte da Seed et al. (1984), Ambraseys (1988), Galli (2000), Maurer et al. (2015a)



3.2. Metodi per la stima del rapporto di resistenza ciclica

I terreni oggetto di analisi di liquefazione, come precedentemente accennato, devono essere caratterizzati in base al profilo stratigrafico ricostruito lungo la verticale fino ad una profondità tipica di 20 m. Per la stima del rapporto di resistenza ciclica riferito ad una magnitudo momento di 7.5 e ad una tensione efficace di 100 kPa ($CRR_{7.5}$) si utilizzano prevalentemente i risultati di prove geotecniche in sito, come la prova penetrometrica dinamica SPT (ASTM D1586/D1586M-18e1, 2022; UNI EN ISO 22476-3:2012, 2012), la prova penetrometrica dinamica con maglio cinese DPT (Chinese Design Code, 2021), la prova penetrometrica statica preferibilmente con punta elettrica CPTE o con piezocono CPTU (ASTM D5778-12, 2020; UNI EN ISO 22476-1:2023, 2023) e la prova con dilatometro piatto DMT (ASTM D6635-01, 2017; UNI EN ISO 22476-11:2017, 2017).

L'uso della prova penetrometrica statica con punta meccanica è sconsigliato in quanto fornisce risultati che sottostimano la suscettibilità alla liquefazione dei depositi analizzati. Qualora si ricorra all'uso di questa tipologia di prova è necessario applicare dei fattori correttivi secondo quanto indicato da Madiati et al. (2016).

È possibile, inoltre, utilizzare i metodi geofisici in foro (prove cross-hole CH, down-hole DH, con sismico SCPT o piezocono sismico SCPTU, dilatometro sismico SDMT - ASTM D4428/D4428M-14, 2023; ASTM D7400/D7400M-19, 2019), che permettono di ottenere un profilo di misura dettagliato per la velocità delle onde di taglio V_s (**FIGURA 3.5**), sebbene l'uso di V_s per la stima del rapporto di resistenza ciclica sia sconsigliato dall'Eurocode 8 Part 5 (2004) e successivamente rimosso dall'Eurocode 8 Part 5 (2022) in quanto: (1) le misure di V_s sono riferite a piccole deformazioni, mentre la liquefazione av-

viene a deformazioni medio-grandi; (2) l'identificazione dei depositi non liquefacibili richiede comunque il prelievo di campioni per la classificazione del terreno; (3) i metodi geofisici non sempre consentono l'identificazione di strati sottili caratterizzati da bassi valori di V_s ; (4) la V_s nelle sabbie risente poco di alcuni fattori, come il grado di sovraconsolidazione, che invece influenzano fortemente la resistenza a liquefazione (Lai et al., 2009).

Si rimanda all'Appendice A per ulteriori dettagli.

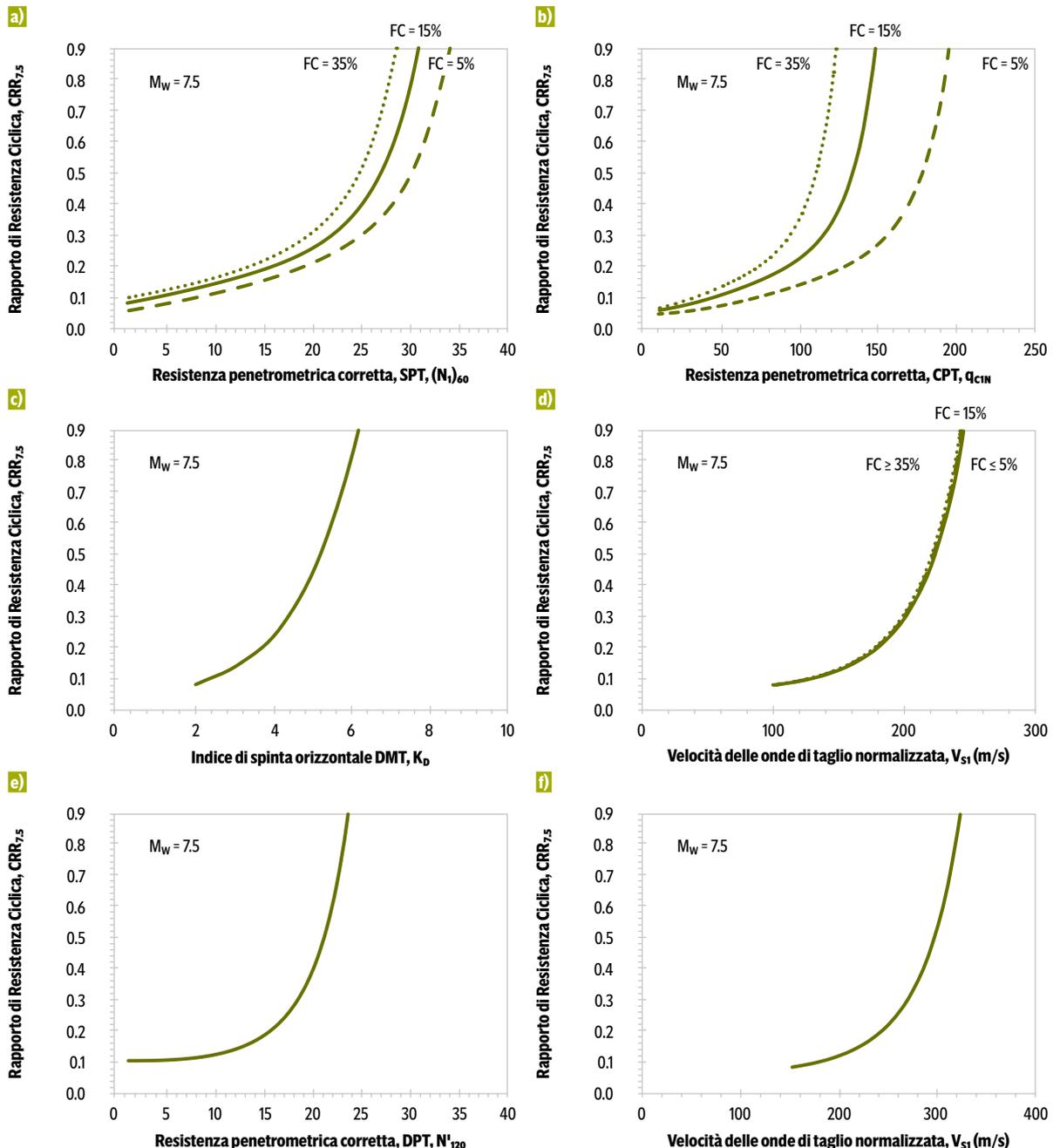
Considerando la tipologia di terreno prevalente nel profilo stratigrafico dei primi 20 m, si consiglia l'utilizzo di: (1) prove in sito DPT (Rollins et al., 2021) o eventualmente la misura di V_s (Rollins et al., 2022) per terreni ghiaiosi; (2) prove in sito SPT (Youd et al., 2001; Idriss & Boulanger, 2008; Boulanger & Idriss, 2014), CPT (Youd et al., 2001; Idriss & Boulanger, 2008; Boulanger & Idriss, 2014), DMT (Monaco et al., 2005; Tsai et al., 2009; Robertson, 2012; Marchetti, 2016; Chiaradonna & Monaco, 2022), DMT e CPT (Marchetti, 2016), o eventualmente la misura di V_s (Andrus & Stokoe, 2000; Kayen et al., 2013) per i terreni sabbiosi.

L'uso delle prove SPT nei depositi ghiaiosi è sconsigliato perché la presenza di clasti di dimensioni superiori a quelle considerate per la messa a punto della prova (sviluppata per sabbie) può portare a sovrastimare la resistenza alla penetrazione del terreno (AGI, 2005). Al contrario, l'utilizzo della prova DPT nei depositi ghiaiosi è incoraggiato per la maggiore capacità di penetrazione rispetto alla prova SPT, che tenderebbe a sovrastimare la densità relativa D_R in questo tipo di terreni.

Inoltre, la prova DPT può essere considerata continua, con una risoluzione decisamente più alta della SPT ed una capacità di individuare alternanze di strati anche sottili maggiore rispetto all'uso dei metodi geofisici.

FIGURA 3.5

Abacchi per la determinazione del rapporto di resistenza ciclica ($CRR_{7,5}$) in terreni sabbiosi: a) da prove SPT (Idriss & Boulanger, 2008); b) da prove CPT (Idriss & Boulanger, 2008); c) da prove DMT (Monaco et al., 2005); d) da velocità delle onde di taglio V_s (Kayen et al. 2013); abacchi per la determinazione del rapporto di resistenza ciclica ($CRR_{7,5}$) in terreni ghiaiosi: e) da prove DPT (Rollins et al., 2021); f) da velocità delle onde V_s (Rollins et al., 2022). FC è il contenuto di fine in percentuale



Per i terreni a grana fine si faccia riferimento alle considerazioni fatte nel capitolo precedente, per quanto sia possibile valutarne la suscettibilità alla liquefazione secondo quanto proposto da Idriss & Boulanger (2008) e attraverso analisi di laboratorio avanzate, che non sono tuttavia oggetto del presente documento e non verranno perciò trattati.

Di seguito si riportano i principali metodi utilizzati per la stima del $CRR_{7,5}$ per ogni tipologia di prova. È raccomandabile applicare, per ogni tipologia di prova, più metodi per una stima più affidabile del $CRR_{7,5}$ in sito (Robertson & Wride, 1998; Youd et al., 2001; Idriss & Boulanger, 2008).

3.2.1 Terreni sabbiosi

3.2.1.1 Metodi basati sui risultati di prove penetrometriche dinamiche (SPT)

Attraverso la prova SPT è possibile individuare una relazione tra la resistenza alla liquefazione del terreno e la resistenza penetrometrica N_{SPT} (numero di colpi per 30 cm di penetrazione). Il $CRR_{7,5}$ sarà funzione della resistenza penetrometrica corretta ($N_1)_{60cs}$ (definita nei paragrafi seguenti, a seconda dei metodi, in accordo alle equazioni 3.14 e 3.23) ed i dati saranno filtrati in funzione del contenuto di fine (FC), ottenuto da analisi granulometriche in laboratorio, includendo nell'analisi solo quei terreni di natura prevalentemente sabbiosa, escludendo gli strati con $FC > 50\%$.

Metodo di Youd et al. (2001)

Per arrivare al calcolo delle equazioni 3.1 e 3.3 è necessario applicare dei fattori di correzione al valore di N_{SPT} , ottenendo un valore di resistenza alla penetrazione corretto per un'efficienza energetica del 60%, N_{60} :

$$N_{60} = N_{SPT} \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \quad (3.10)$$

dove:

C_E è il fattore correttivo del rapporto energetico del maglio, C_B è il fattore correttivo del diametro del foro di sondaggio, C_R è il fattore correttivo della lunghezza dell'asta e C_S è il fattore correttivo del metodo di campionamento.

Il fattore correttivo C_E può quindi essere calcolato mediante:

$$C_E = E_{HammerSPT} / 60 \quad (3.11)$$

dove $E_{HammerSPT}$ è l'energia trasferita dal maglio SPT all'asta al momento del colpo, in percentuale.

Tuttavia, qualora non sia disponibile una misura diretta dell'energia, C_E , e degli altri fattori correttivi C_B , C_R , C_S , questi possono essere stimati mediante i valori riportati nella **TABELLA 3.2**.

TABELLA 3.2
Fattori correttivi per la resistenza alla penetrazione N_{SPT} (Robertson & Wride, 1998)

Fattore correttivo	Caratteristiche dell'attrezzatura di prova	Correzione
Rapporto energetico C_E	Maglio ad anello	0.5-1.0
	Maglio di sicurezza	0.7-1.2
	Maglio a rilascio automatico	0.8-1.3
Diametro foro C_B	65-115 mm	1.0
	150 mm	1.05
	200 mm	1.15
Lunghezza asta C_R	< 3 m	0.75
	3-4 m	0.8
	4-6 m	0.85
	6-10 m	0.95
	10-30 m	1.0
Metodo campionamento C_S	Campionatore standard	1.0
	Campionatore senza rivestimento	1.1-1.3

Per tenere in considerazione della profondità di esecuzione della prova il parametro N_{60} viene inoltre corretto rispetto alla profondità di esecuzione della prova con il fattore C_N , come definito da Liao & Whitman (1986) ottenendo il valore $(N_1)_{60}$ corretto rispetto ad una tensione efficace di 100 kPa e un'efficienza energetica del 60%:

$$(N_1)_{60} = N_{60} \cdot C_N \quad (3.12)$$

con

$$C_N = 100 / (\sigma'_{v0})^n \leq 1.7 \quad (3.13)$$

con

$n = 0.5$ e σ'_{v0} in kPa

Il parametro $(N_1)_{60}$ viene ulteriormente corretto per ottenere un valore equivalente riferito a sabbie pulite, $(N_1)_{60cs}$:

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta \cdot (N_1)_{60} \quad (3.14)$$

con

$$\alpha = 0 \text{ e } \beta = 1 \quad \text{se } FC \leq 5\% \quad (3.15a)$$

$$\alpha = \exp[1.76 - (190 / FC^2)] \text{ e } \beta = 0.99 + (FC^{1.5} / 1000) \quad \text{se } 5\% < FC < 35\% \quad (3.15b)$$

$$\alpha = 5 \text{ e } \beta = 1.2 \quad \text{se } FC \geq 35\% \quad (3.15c)$$

Il $CRR_{7.5}$, così come proposto da Youd et al. (2001), sarà dato da:

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{(10 \cdot (N_1)_{60cs} + 45)^2} - \frac{1}{200} \quad \text{se } (N_1)_{60cs} < 30 \quad (3.16)$$

Se $(N_1)_{60cs} \geq 30$ il terreno si considera troppo denso per essere soggetto a liquefazione.

Per il calcolo del CSR secondo l'equazione 3.3, si utilizzino le seguenti relazioni di Liao & Whitman (1986) per la stima di r_d :

$$r_d = 1 - 0.00765 \cdot z \quad \text{per } z \leq 9.15m \quad (3.17a)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 \cdot z \quad \text{per } 9.15 < z \leq 23m \quad (3.17b)$$

dove z = profondità dal piano campagna. Per il calcolo di FS_L secondo l'equazione 3.1, Youd et al. (2001) introducono inoltre le seguenti formule per la stima di MSF e K_σ :

$$MSF = 10^{2.24} / M_W^{2.56} \quad (3.18)$$

$$K_\sigma = (\sigma'_{v0} / 100)^{(t-1)} \quad \text{se } \sigma'_{v0} > 100kPa \quad (3.19a)$$

$$K_\sigma = 1 \quad \text{se } \sigma'_{v0} \leq 100kPa \quad (3.19b)$$

con

$$f = 0.8 \quad \text{se } D_R < 40\% \quad (3.20a)$$

$$f = 0.8 - 0.005 \cdot (D_R - 40) \quad \text{se } 40\% \leq D_R \leq 80\% \quad (3.20b)$$

$$f = 0.6 \quad \text{se } D_R > 80\% \quad (3.20c)$$

È possibile calcolare la densità relativa D_R secondo quanto proposto da Kulhawy e Mayne (1990):

$$D_R = ((N_1)_{60cs} / 60)^{0.5} \quad (3.21)$$

Metodo di Idriss & Boulanger (2008)

Per arrivare al calcolo delle equazioni 3.1 e 3.3 Idriss & Boulanger (2008) utilizzano il parametro $(N_1)_{60}$ precedentemente definita da Youd et al. (2001), come visto nelle equazioni 3.10 e 3.12.

Per il calcolo del C_N si utilizzi l'equazione 3.13 con

$$n = 0.784 - 0.521 \cdot D_R \quad (3.22a)$$

e D_R come da equazione 3.21.

$$D_R = ((N_1)_{60cs} / 45)^{0.5} \quad (3.22b)$$

Il valore equivalente riferito a sabbie pulite, $(N_1)_{60cs}$, viene invece definito, introducendo la correzione per il contenuto di fine $\Delta(N_1)_{60}$:

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (3.23)$$

con

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp\{1.63 + [9.7 / (FC + 0.01)] - [15.7 / (FC + 0.01)]^2\} \quad (3.24)$$

Il $CRR_{7.5}$, così come proposto da Idriss & Boulanger (2008), sarà dato da:

$$CRR_{7.5} = \exp\left\{\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left[\frac{(N_1)_{60cs}}{126}\right]^2 - \left[\frac{(N_1)_{60cs}}{23,6}\right]^3 - \left[\frac{(N_1)_{60cs}}{25,4}\right]^4 - 2.8\right\} \quad (3.25)$$

Per il calcolo del CSR secondo l'equazione 3.3 si utilizzino le seguenti relazioni di Idriss (1999) per la stima di r_d :

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) \cdot M_w] \quad \text{per } z \leq 34 \text{ m} \quad (3.26)$$

con

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \cdot \sin(z / 11.73 + 5.133) \quad (3.27a)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \cdot \sin(z / 11.28 + 5.142) \quad (3.27b)$$

Per il calcolo di FS_L secondo l'equazione 3.1, Idriss & Boulanger (2008) introducono inoltre le seguenti formule per la stima di MSF e K_σ :

$$MSF = 6.9 \cdot \exp(-M_w / 4) - 0.058 \leq 1.8 \quad (3.28)$$

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \cdot \ln(\sigma'_{v0} / 100) \leq 1.1 \quad (3.29)$$

con

$$C_\sigma = 1 / [18.9 - 2.55 \cdot (N_1)_{60cs}^{0.5}] \leq 0.3 \quad (3.30)$$

e $(N_1)_{60cs} \leq 37$

Metodo di Boulanger & Idriss (2014)

Per arrivare al calcolo delle equazioni 3.1 e 3.3 Boulanger & Idriss (2014) utilizzano le stesse equazioni viste per il metodo di Idriss & Boulanger (2008), tranne per l'equazione 3.28 che diventa:

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) \cdot [8.64 \cdot \exp(-M_w / 4) - 1.325] \leq 1.8 \quad (3.31)$$

con

$$MSF_{max} = 1.09 + [(N_1)_{60cs} / 31.5]^2 \leq 2.2 \quad (3.32)$$

3.2.1.2 Metodi basati sui risultati di prove penetrometriche statiche (CPT)

Attraverso la prova CPT è possibile individuare una relazione tra la resistenza alla liquefazione del terreno e la resistenza penetrometrica q_c (resistenza alla penetrazione statica misurata alla punta). Il $CRR_{7.5}$ sarà funzione della resistenza penetrometrica corretta $(q_{c1N})_{cs}$ (o q_{c1Ncs} , definita nei paragrafi seguenti, a seconda dei metodi, in accordo alle equazioni 3.38 e 3.42), ed i dati saranno filtrati in funzione dell'indice di comportamento del terreno I_c definito dalle seguenti equazioni (Robertson, 1990; Zhang et al., 2002):

$$I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5} \quad (3.33)$$

con la resistenza alla penetrazione normalizzata Q definita come:

$$Q = [(q_c - \sigma_{v0}) / 100] \cdot [100 - (\sigma'_{v0})]^n \quad (3.34)$$

e il rapporto di attrito normalizzato F dato da:

$$F = [f_s / (q_c - \sigma_{v0})] \cdot 100 \quad (3.35)$$

dove f_s è l'attrito laterale misurato da prova CPT.

Imponendo inizialmente $n = 1.0$ nell'equazione 3.34, si procede iterativamente al calcolo di Q , F e I_c finché $\Delta n < 0.01$. Se $\sigma'_{v0} > 300 \text{ kPa}$ (Robertson & Wride 1998, Zhang et al., 2002), $n = 1.0$ per ogni tipo di terreno, altrimenti:

$$\text{se } I_c \leq 1.64 \quad n = 0.5 \quad (3.36a)$$

$$se\ 1.64 < I_C < 3.30 \quad n = (I_C - 1.64) \cdot 0.3 + 0.5 \quad (3.36b)$$

$$se\ I_C \geq 3.30 \quad n = 1 \quad (3.36c)$$

Essendo il valore di $I_C = 2.6$ approssimativamente il limite tra terreni classificabili da limi argillosi ad argille limose e quelli classificabili da sabbia limose a limi sabbiosi, per le analisi di liquefazione vanno considerati solo i dati derivanti da prova CPT con $I_C \leq 2.6$. Bisogna però tener conto del fatto che questo limite può essere opportunamente spostato tra 2.4 e 2.8 in base alle caratteristiche del terreno, come evidenziato da Boulanger & Idriss (2014).

Metodo di Youd et al. (2001)

Per arrivare al calcolo delle equazioni 3.1 e 3.3 Youd et al. (2001) hanno ottenuto un valore di q_C normalizzato rispetto alla tensione efficace di 100 kPa e applicando il fattore correttivo per la profondità di esecuzione della prova C_N (equazione 3.13) assumendo $n = 0.5$:

$$q_{C1N} = C_N \cdot (q_C / 100) \quad (3.37)$$

Il parametro q_{C1N} viene ulteriormente corretto con il parametro K_C per ottenere un valore equivalente riferito a sabbie pulite:

$$(q_{C1N})_{es} = K_C \cdot q_{C1N} \quad (3.38)$$

con

$$K_C = 1 \quad se\ I_C \leq 1.64 \quad (3.39a)$$

$$K_C = -0.403 \cdot I_C^4 + 5.581 \cdot I_C^3 - 21.63 \cdot I_C^2 + 33.75 \cdot I_C \quad se\ 1.64 < I_C \leq 2.60 \quad (3.39b)$$

Il $CRR_{7.5}$, così come proposto da Youd et al. (2001), sarà dato da:

$$CRR_{7.5} = 0.833 \cdot [(q_{C1N})_{es} / 1000] + 0.05 \quad se\ (q_{C1N})_{es} < 50 \quad (3.40a)$$

$$CRR_{7.5} = 93 \cdot [(q_{C1N})_{es} / 1000]^3 + 0.08 \quad se\ (q_{C1N})_{es} \geq 50 \quad (3.40b)$$

Per il calcolo del CSR si utilizzino le equazioni 3.3 e 3.17, mentre per il MSF si utilizzi l'equazione 3.18. Per il K_σ si utilizzi l'equazione 3.19, con D_R dato dalla relazione proposta da Kulhawy & Mayne (1990) e semplificata per sabbie medie, pulite e non cementate:

$$D_R = [(q_{C1N})_{es} / 350]^{0.5} \quad (3.41)$$

Metodo di Idriss & Boulanger (2008)

Come per il metodo di Youd et al. (2001), per arrivare al calcolo delle equazioni 3.1 e 3.3 è necessario normalizzare la resistenza in punta come in equazione 3.37, considerando per il parametro C_N (equazione 3.13) il valore di n visto nell'equazione 3.22, con D_R definita come:

$$D_R = 0.478 \cdot [(q_{C1N})_{es}]^{0.264} - 1.063 \quad (3.42)$$

Il parametro q_{C1N} viene ulteriormente corretto per ottenere un valore equivalente riferito a sabbie pulite $(q_{C1N})_{es}$ come:

$$(q_{C1N})_{es} = q_{C1N} + \Delta q_{C1N} \quad (3.43a)$$

con

$$\Delta q_{C1N} = [5.4 + (q_{C1N} / 16)] \cdot \exp\{1.63 + [9.7 / (FC + 0.01)] - [15.7 / (FC + 0.01)]^2\} \quad (3.43b)$$

Il $CRR_{7.5}$, così come proposto da Idriss & Boulanger (2008), sarà dato da:

$$CRR_{7.5} = \exp\left\{\frac{(q_{C1N})_{es}}{540} + \left[\frac{(q_{C1N})_{es}}{67}\right]^2 - \left[\frac{(q_{C1N})_{es}}{80}\right]^3 + \left[\frac{(q_{C1N})_{es}}{114}\right]^4 - 3\right\} \quad (3.44)$$

Per la stima del contenuto di fine FC Idriss e Boulanger (2008) sottolineano l'importanza di analisi granulometriche puntuali, considerata la dispersione delle correlazioni esistenti in letteratura tra I_C ed FC (e.g. Suzuki *et al.*, 1998). Tuttavia, qualora la stima di FC venga effettuata sulla base di una correlazione tra I_C ed FC (e.g. Suzuki *et al.*, 1998), gli stessi autori suggeriscono di eseguire analisi granulometriche puntuali per calibrare la correlazione utilizzata allo specifico sito di indagine.

Per il calcolo del CSR si utilizzano le equazioni 3.3, 3.26 e 3.27, mentre per il MSF l'equazione 3.28. Per il K_σ si fa riferimento all'equazione 3.29 considerando che l'equazione 3.30 diventa:

$$C_{\sigma} = 1 / \{37.3 - 8.27 \cdot [(q_{C1N})_{cs}]^{0.264}\} \leq 0.3 \quad (3.45)$$

Metodo di Boulanger & Idriss (2014)

Per arrivare al calcolo delle equazioni 3.1 e 3.3 si utilizzano le stesse equazioni viste per il metodo di Idriss & Boulanger (2008), tranne per l'equazione 3.43b che diventa:

$$\Delta q_{C1N} = [11.9 + (q_{C1N} / 14.6)] \cdot \exp\{1.63 + [9.7 / (FC + 2)] - [15.7 / (FC + 2)]^2\} \quad (3.46)$$

Per la stima del contenuto di fine FC anche Boulanger e Idriss (2014) sottolineano l'importanza di disporre di analisi granulometriche puntuali, seppure gli stessi autori propongono una nuova correlazione tra I_C ed FC da utilizzare solo se opportunamente calibrata con prove di laboratorio effettuate nel sito di indagine.

Il $CRR_{7.5}$, così come proposto da Boulanger & Idriss (2014), sarà dato da:

$$CRR_{7.5} = \exp \left\{ \frac{(q_{C1N})_{cs}}{113} + \left[\frac{(q_{C1N})_{cs}}{1000} \right]^2 - \left[\frac{(q_{C1N})_{cs}}{140} \right]^3 + \left[\frac{(q_{C1N})_{cs}}{137} \right]^4 - 2.8 \right\} \quad (3.47)$$

Per il MSF si applica l'equazione 3.31, con l'equazione 3.32 che diventa:

$$MSF_{max} = 1.09 + \{(q_{C1N})_{cs} / 31.5\}^2 \leq 2.2 \quad (3.48)$$

3.2.1.3 Metodi basati sui risultati di prove con dilatometro piatto (DMT)

Attraverso la prova DMT è possibile individuare una relazione tra la resistenza alla liquefazione del terreno e il parametro di resistenza normalizzato K_D (indice di spinta orizzontale). Come per la prova CPT, i dati devono essere filtrati in funzione di un indice di comportamento meccanico del terreno, definito come indice del materiale I_D secondo le equazioni proposte da Marchetti (1980), Marchetti & Crapps (1981):

$$I_D = (p_1 - p_0) / (p_0 - u_0) \quad (3.49)$$

dove p_0 è la prima lettura DMT corretta (equazione 3.50a) e p_1 è la seconda lettura DMT corretta (equazione 3.50b) e u_0 la pressione neutra in condizioni idrostatiche:

$$p_0 = 1.05 \cdot (A - Z_M + \Delta A) - 0.05 \cdot (B - Z_M - \Delta B) \quad (3.50a)$$

$$p_1 = B - Z_M - \Delta B \quad (3.50b)$$

dove A è la lettura della pressione necessaria per controbilanciare la pressione del terreno ed iniziare il movimento della membrana del dilatometro piatto (pressione di distacco o lift-off), B è la lettura della pressione necessaria per ottenere uno spostamento del centro della membrana contro il terreno di 1.1 mm, ΔA e ΔB sono i parametri di calibrazione della membrana, Z_M è la deviazione dallo zero del manometro.

Essendo definito per $I_D = 1.2$ il limite tra limi e limi sabbiosi, nelle analisi di liquefazione si suggerisce di considerare i dati DMT corrispondenti ad un $I_D \geq 1.2$. Come per le prove CPT, Bisogna il valore soglia può essere opportunamente spostato ad 1.0 in base alle caratteristiche del terreno, come evidenziato da Robertson (2009).

L'indice di spinta orizzontale K_D è definito dalla seguente equazione:

$$K_D = (p_0 - u_0) / \sigma'_{v0} \quad (3.51)$$

I metodi DMT non prevedono una correzione riferita a sabbie pulite, sebbene siano in corso studi a riguardo (e.g. Di Buccio *et al.*, 2023). Per valutare le equazioni 3.2 e 3.3 i metodi DMT non dispongono di una propria formulazione per i parametri r_d ed MSF , pertanto si ricorre alle equazioni derivate per i metodi CPT nel paragrafo 3.2.1.2. K_{σ} è assunto pari a 1.

Metodo di Monaco et al. (2005)

Il $CRR_{7.5}$, così come proposto da Monaco et al. (2005), sarà dato da:

$$CRR_{7.5} = 0.0107 \cdot K_D^3 - 0.1741 \cdot K_D^2 + 0.2169 \cdot K_D - 0.1306 \quad (3.52)$$

Metodo di Tsai et al. (2009)

Il $CRR_{7.5}$, così come proposto da Tsai et al. (2009), sarà dato da:

$$CRR_{7.5} = \left[\left(\frac{K_D}{8.2} \right)^3 + \left(\frac{K_D}{6.5} \right)^2 + \left(\frac{K_D}{2.5} \right) - 3.1 \right] \quad (3.53)$$

Metodo di Robertson (2012)

Il $CRR_{7.5}$, così come proposto da Robertson (2012), sarà dato da:

$$CRR_{7.5} = 93 \cdot (0.025 \cdot K_D)^3 + 0.08 \quad (3.54)$$

Metodo di Marchetti (2016)

Il $CRR_{7.5}$, così come proposto da Marchetti (2016), sarà dato da:

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\frac{25 \cdot K_D}{540} + \left(\frac{25 \cdot K_D}{67} \right)^2 - \left(\frac{25 \cdot K_D}{80} \right)^3 + \left(\frac{25 \cdot K_D}{114} \right)^4 - 3 \right] \quad (3.55)$$

Metodo di Chiaradonna & Monaco (2022)

Il $CRR_{7.5}$, così come proposto da Chiaradonna & Monaco (2022), sarà dato da:

$$CRR_{7.5} = \exp(0.001109 \cdot K_D^4 - 0.00569 \cdot K_D^3 + 0.000625 \cdot K_D^2 + 0.221 \cdot K_D - 2.8) \quad (3.56)$$

3.2.1.4 Metodi basati sui risultati di prove combinate CPT-DMT

Questo metodo permette di correlare, attraverso media geometrica, il $CRR_{7.5}$ ottenuto attraverso il metodo di Idriss & Boulanger (2008) per CPT (§ 3.2.1.2.2) con quello ottenuto col metodo di Marchetti (2016) per DMT (§ 3.2.1.3.4). Per questo i valori di I_C e I_D dovranno essere filtrati contemporaneamente alla stessa profondità selezionando valori di $I_C \leq 2.6$ per la prova CPT e valori di $I_D \geq 1.2$ per quella DMT. Per la scelta dei valori di soglia si rimanda alle considerazioni illustrate per CPT (§ 3.2.1.2) e per DMT (§ 3.2.1.3).

Metodo di Marchetti (2016)

La correlazione tra $(q_{C1N})_{cs}$ e K_D sarà data da:

$$(q_{C1N})_{cs} = 25 \cdot K_D \quad (3.57)$$

Il valore finale di $CRR_{7.5}$ sarà, così come proposto da Marchetti (2016), la media geometrica tra le equazioni 3.44 e 3.55:

$$CRR_{7.5} = [(CRR_{7.5} \text{ da } (q_{C1N})_{cs} - \text{equazione 3.44}) \cdot (CRR_{7.5} \text{ da } K_D - \text{equazione 3.55})]^{0.5} \quad (3.58)$$

3.2.1.5 Metodi basati sulle misure di velocità delle onde di taglio (V_s)

Attraverso i profili di velocità delle onde di taglio V_s è possibile individuare una relazione tra la resistenza alla liquefazione del terreno e la velocità di propagazione delle onde stesse, partendo dal presupposto che $CRR_{7.5}$ e V_s sono influenzati in modo simile, anche se non proporzionale, dalle caratteristiche del terreno. L'uso delle misure di V_s è tuttavia sconsigliato per quanto riportato nel paragrafo 3.2. Una volta misurata, la V_s deve essere normalizzata alla tensione efficace di 100 kPa:

$$V_{s1} = V_s \cdot C_V \quad (3.59a)$$

$$C_V = (100 / \sigma'_{v0})^{0.25} \quad (3.59b)$$

dove σ'_{v0} va espressa in kPa. Il coefficiente C_V non deve superare il valore di 1.4 nel metodo di Andrus e Stokoe (2000) e di 1.5 nel metodo di Kayen *et al.* (2013).

I dati saranno filtrati in funzione contenuto di fine FC , includendo nell'analisi solo quei terreni di natura prevalentemente sabbiosa caratterizzati da $FC \leq 50\%$. Il contenuto di fine sarà valutato mediante analisi granulometriche in laboratorio. Qualora le misure di V_s derivino da prove con cono sismico, piezocono sismico o dilatometro sismico, stime di FC potranno essere ottenute da correlazioni disponibili in letteratura (e.g. SCPT ed SCPTU: Suzuki *et al.*, 1998 o Boulanger e Idriss, 2014; SDMT: Di Buccio *et al.*, 2023).

Metodo di Andrus & Stokoe (2000)

Il $CRR_{7.5}$, così come proposto da Andrus & Stokoe (2000), sarà dato da:

$$CRR_{7.5} = \{0.022 \cdot (V_{s1} / 100)^2 + 2.8 \cdot [1 / (V_{s1}^* - V_{s1}) - 1 / V_{s1}^*]\} \cdot MSF$$

dove V_{s1}^* è espresso in [m/s] ed è il limite superiore di V_{s1} per il verificarsi della liquefazione assunto pari a:

$$V_{s1}^* = 215 \quad \text{per } FC \leq 5\% \quad (3.61a)$$

$$V_{s1}^* = 215 - 0.5 \cdot (FC - 5) \quad \text{per } 5\% < FC < 35\% \quad (3.61b)$$

$$V_{s1}^* = 200 \quad \text{per } FC \geq 35\% \quad (3.61c)$$

Per il calcolo di r_d si utilizzi l'equazione 3.17, per l' MSF (Idriss, 1999) si avrà che:

$$MSF = 6.9 \cdot \exp(-M_W / 4) - 0.06 \quad \text{per } M_W > 5.2 \quad (3.62a)$$

$$MSF = 1.82 \quad \text{per } M_W \leq 5.2 \quad (3.62b)$$

Metodo di Kayen et al. (2013)

Il $CRR_{7.5}$, così come proposto da Kayen et al. (2013), sarà dato da:

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\frac{(0.0073 \cdot V_{s1})^{2.8011} - 2.6168 \cdot \ln(M_W) - 0.0099 \cdot \ln(\sigma'_v) + 0.0028 \cdot FC + 0.4809 \cdot 0.15}{1.946} \right] \quad (3.63)$$

Per arrivare al calcolo delle equazioni 3.1 e 3.3, la V_s misurata deve essere corretta come in equazione 3.59. La formula per il calcolo di r_d diventa:

$$r_d = (1 + X_1) / (1 + X_2) \quad (3.64)$$

dove

$$X_1 = \frac{-23.013 - 2.949 \cdot a_{max} + 0.999 \cdot M_W + 0.0525 \cdot V_{s,12m}^*}{16.258 + 0.201 \cdot e^{0.341 \cdot (-z + 0.0785 \cdot V_{s,12m}^* + 7.586)}} \quad (3.65a)$$

e

$$X_2 = \frac{-23.013 - 2.949 \cdot a_{max} + 0.999 \cdot M_W + 0.0525 \cdot V_{s,12m}^*}{16.258 + 0.201 \cdot e^{0.341 \cdot (0.0785 \cdot V_{s,12m}^* + 7.586)}} \quad (3.65b)$$

con z = profondità in [m], misurata nel punto medio dello strato critico e $V_{s,12m}^* = V_s$ media misurata nei primi 12.2 m di profondità.

Il MSF viene calcolato come:

$$MSF = 15 \cdot M_W^{-1.342} \quad (3.66)$$

Si consideri $K_\sigma = 1$.

3.2.2 Terreni ghiaiosi

3.2.2.1 Metodi basati sui risultati di prove penetrometriche dinamiche (SPT)

I metodi basati sui risultati delle prove SPT sono quelli già illustrati nel paragrafo 3.2.1.1, ma sono sconsigliati per quanto illustrato nel paragrafo 3.2.

3.2.2.2 Metodi basati sui risultati di prove penetrometriche dinamiche con maglio cinese pesante (DPT)

Attraverso la prova DPT (Cao et al., 2013, si veda anche la descrizione della prova in Appendice A) è possibile individuare una relazione tra la resistenza alla liquefazione del terreno e la resistenza penetrometrica N_{DPT} (numero di colpi per 10 cm di penetrazione). Il $CRR_{7.5}$ sarà funzione della resistenza penetrometrica corretta N'_{120} (equazione 3.68) ed i dati saranno filtrati in funzione del contenuto di fine (FC), ottenuto da analisi granulometriche in laboratorio, includendo nell'analisi solo quei terreni di natura prevalentemente ghiaiosa, escludendo gli strati con $FC > 50\%$.

Metodo di Rollins et al. (2021)

Per arrivare al calcolo delle equazioni 3.1 e 3.3 Rollins et al. (2021) utilizzano il parametro N_{DPT} definito in precedenza corretto rispetto al rapporto energetico ER_{DPT} secondo le relazioni:

$$N_{120} = N_{DPT} \cdot 3 \cdot ER_{DPT} \quad (3.67a)$$

$$ER_{DPT} = (E_{HammerDPT} / E_{ChineseDPT}) \quad (3.67b)$$

dove $E_{HammerDPT}$ è l'energia misurata che il maglio da 120 kg è in grado di trasferire alle aste, in percentuale, e $E_{ChineseDPT}$ è l'energia di riferimento trasferita dal maglio cinese alle aste, pari ad 89%.

Qualora venga utilizzato il maglio SPT invece del maglio da 120 kg (sebbene l'adozione di questa soluzione non risulta ottimale in quanto riduce la capacità di penetrazione della punta conica DPT), il rapporto energetico è determinato secondo la seguente formulazione:

$$ER_{DPT} = (E_{HammerSPT} \cdot 63.5 \text{ kg} \cdot 76 \text{ cm}) / (E_{ChineseDPT} \cdot 120 \text{ kg} \cdot 100 \text{ cm}) \quad (3.67c)$$

dove $E_{HammerSPT}$ è l'energia misurata che il maglio SPT è in grado di trasferire alle aste, espressa in percentuale.

Essendo C_N come da equazione 3.13 assumendo $n = 0.5$, avremo che:

$$N_{120} = N_{120} \cdot C_N \quad (3.68)$$

Il $CRR_{7.5}$, proposto da Rollins et al. (2021) sulla base di un dataset di 137 siti (17 terremoti avvenuti in 7 differenti paesi, inglobante anche i punti sperimentali della curva sperimentale preliminarmente sviluppata da Cao et al., 2013, relativa al singolo evento sismico del terremoto di Wenchuan, 2008 di M_w 7.9), sarà dato da:

$$CRR_{7.5} = \exp[(0.0008 \cdot N_{120}^3 - 11.63) / 5.2] \quad (3.69)$$

Per il calcolo di r_d si utilizzino le equazioni 3.26 e 3.27, mentre l'equazione 3.18 diventa:

$$MSF = 7.258 \cdot \exp(-0.264 \cdot M_w) \quad (3.70)$$

Si consideri $K_\sigma = 1$.

3.2.2.3 Metodi basati sulle misure di velocità delle onde di taglio (V_S)

Attraverso i profili di velocità delle onde di taglio V_S è possibile individuare una relazione tra la resistenza alla liquefazione del terreno e la velocità di propagazione delle onde stesse, partendo dal presupposto che $CRR_{7.5}$ e V_S sono influenzati in modo simile, anche se non proporzionale, dalle caratteristiche del terreno. I dati saranno filtrati in funzione del contenuto di fine, includendo nell'analisi solo quei terreni di natura prevalentemente ghiaiosa, escludendo gli strati con $FC > 50\%$. L'uso delle misure di V_S è tuttavia sconsigliato per quanto riportato nel paragrafo 3.2.

Metodo di Rollins et al. (2022)

Per arrivare al calcolo delle equazioni 3.1 e 3.3, la V_S misurata deve essere corretta come in equazione 3.59.

Il $CRR_{7.5}$, proposto da Rollins et al. (2021) sulla base di un dataset di 137 siti (17 terremoti avvenuti in 7 differenti, inglobante anche i punti sperimentali della curva sperimentale preliminarmente sviluppata da Cao et al., 2011, relativa al singolo evento sismico del terremoto di Wenchuan, 2008 di M_w 7.9), sarà dato da:

$$CRR_{7.5} = \exp\left(\frac{3.88 \cdot 10^{-7} \cdot V_{S1}^3 - 13.73}{4.95}\right) \quad (3.71)$$

La formula per il calcolo di r_d è quella proposta nell'equazione 3.26, mentre per l' MSF Rollins et al. (2022) introducono la seguente formula:

$$MSF = 10.667 \cdot \exp(-0.316 \cdot M_w) \quad (3.72)$$

Si consideri $K_\sigma = 1$.

3.3. Indice del potenziale di liquefazione (LPI)

Una volta ottenuto il fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione FS_L con uno dei metodi sopra indicati è possibile ricavare le classi di suscettibilità alla liquefazione attraverso gli indici di severità alla liquefazione di seguito riportati. Le Linee guida MS (2018) consigliano l'utilizzo dell'indice di potenziale liquefazione LPI come indice per determinare il potenziale di liquefazione nelle analisi con metodi semplificati, riportato di seguito. Tuttavia, per completezza di informazione, in Appendice B sono riportati altri indici di severità nei confronti della liquefazione presenti in letteratura, inclusi i cedimenti verticali e gli spostamenti orizzontali indotti dalla liquefazione.

L'indice del potenziale di liquefazione LPI , proposto da Iwasaki et al. (1978), consiste in un parametro integrale calcolato lungo una verticale di 20 m, tenendo conto sia dello spessore degli strati liquefacibili che della sua vicinanza alla superficie libera, secondo la relazione:

$$LPI = \int_0^{20} F(z) \cdot w(z) dz \quad (3.73)$$

con

$$F(z) = 1 - FS_L \quad \text{se } FS_L \leq 1.0 \quad (3.74a)$$

$$F(z) = 0 \quad \text{se } FS_L > 1.0 \quad (3.74b)$$

$$w(z) = 10 - 0.5 \cdot z \quad \text{se } z \leq 20 \text{ m} \quad (3.74c)$$

$$w(z) = 0$$

$$\text{se } z > 20 \text{ m}$$

$$(3.74d)$$

Considerando le indicazioni delle Linee Guida MS (2018) si utilizzino le classi di potenziale di liquefazione definite da Somnez (2003):

TABELLA 3.2

Classi pericolosità dell'indice LPI rispetto al potenziale di liquefazione (Somnez, 2003)

LPI	Potenziale di liquefazione
0	Non liquefacibile
0 - 2	Basso
2 - 5	Moderato
5 - 15	Alto
>15	Molto alto

Sempre per quanto indicato nelle Linee guida MS (2018), attraverso l'indice LPI è poi possibile fornire una stima della pericolosità e quindi definire le zone di suscettibilità alla liquefazione ZS_{LQ} , distinte nella rappresentazione cartografica in zone a media se $2 < LPI \leq 5$ e ad alta pericolosità se $5 < LPI \leq 15$, e le zone di rispetto ZR_{LQ} se $LPI > 15$. In quest'ultimo caso è indicato compiere ulteriori indagini per confermare la zona. Per ulteriori dettagli si veda il volume relativo alle Linee guida MS (2018).

Parte quarta

Applicazioni negli studi di microzonazione sismica: il caso distudio di Vigarano Mainarda (FE)

4.1. Inquadramento geologico-strutturale

4.2. Dati geotecnici e geofisici

4.3. Elaborazione dei dati

4.3.1 Definizione del modello geologico di sottosuolo

4.3.2 Risposta sismica locale e definizione della sollecitazione sismica

4.3.3 Analisi di suscettibilità alla liquefazione

4.4. Prodotti finali

4. Applicazione negli studi di microzonazione sismica: il caso di studio di Vigarano Mainarda (FE)

Nel paragrafi seguenti viene illustrato il caso di studio di microzonazione sismica di livello 3 del comune di Vigarano Mainarda (FE) in cui sono stati applicati metodi semplificati per la valutazione della suscettibilità di liquefazione dei terreni (MS L3 Vigarano Mainarda, 2020). Per la consultazione dei documenti originali si rimanda alla cartella OCDPC 293/2015 – MS3+CLE al seguente link: <https://geo.regione.emilia-romagna.it/schede/pnsrs/index.jsp?id=38022>

4.1. Inquadramento geologico-strutturale

L'area esaminata fa parte del bacino di avanfossa dell'Appennino, sviluppato tra l'Appennino settentrionale ed i primi rilievi veneti delle Alpi meridionali.

In questa regione le prospezioni per idrocarburi hanno permesso di riconoscere nel sottosuolo una complessa serie di pieghe e sovrascorrimenti con geometria a pianta arcuata e vergenza settentrionale (Pieri & Groppi, 1975; Pieri & Groppi, 1981). All'interno delle strutture che formano il fronte esterno della catena appenninica sepolta, è possibile distinguere due fasci principali di pieghe, con concavità rivolta verso il margine appenninico, denominati "Arco delle Pieghe Emiliane", a nord-ovest, e "Arco delle Pieghe Ferraresi-Romagnole", a sud-est (Pieri & Groppi, 1975). Queste strutture compressive hanno progressivamente coinvolto l'avanfossa appenninica tra il Neogene e il Quaternario.

L'area è stata interessata da terremoti sia in tempi storici che recenti, come riportato sul catalogo CP-TI15 (Rovida et al., 2022), verificatisi in corrispondenza di diverse sorgenti sismogenetiche descritte nel database DISS di INGV (DISS Working Group, 2021) connesse all'evoluzione tettonica della parte frontale sepolta della catena appenninica.

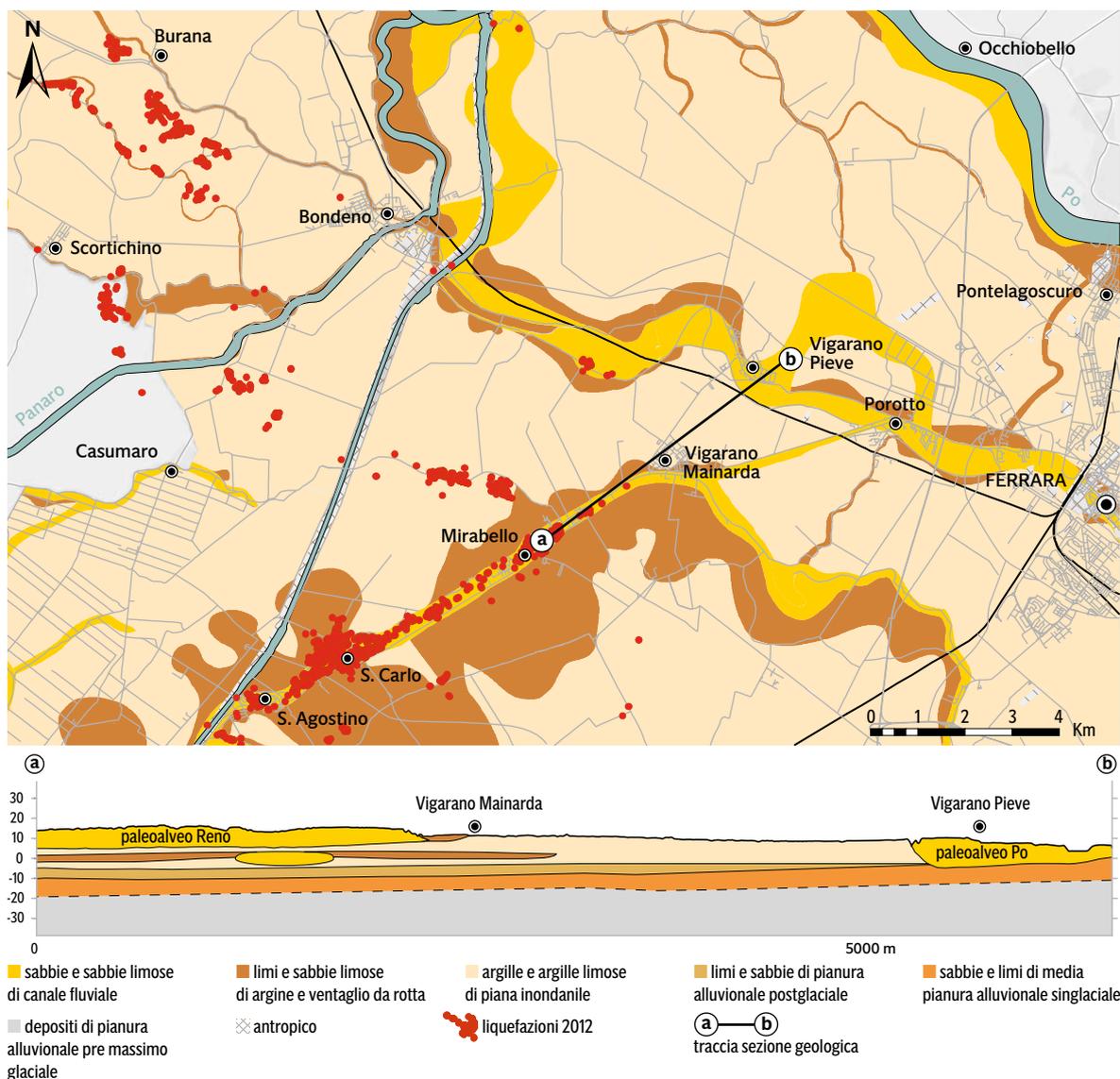
Fonti storiche (Guidoboni et al., 2018) documentano l'occorrenza di fenomeni di liquefazione legati ad eventi sismici noti, come quelli connessi alla sequenza sismica del 1570 che hanno interessato anche i depositi sabbiosi del fiume Reno (Caputo et al., 2016). Tuttavia, il primo caso di liquefazione diffusa e ben documentata in terremoti recenti in Italia è rappresentato dal terremoto dell'Emilia 2012, durante il quale gli effetti di liquefazione hanno colpito estese aree delle province di Ferrara, Modena e Mantova. I fenomeni di liquefazione si sono manifestati in occasione delle due scosse principali della sequenza sismica: il primo evento, di M_w 6.1, avvenuto il 20 maggio 2012 con epicentro a nord di Finale Emilia, ha prodotto diffuse liquefazioni, principalmente nella parte occidentale del territorio ferrarese; il secondo, di magnitudo leggermente inferiore (M_w 5.9), avvenuto il 29 maggio con epicentro a sud di Mirandola, ha innescato liquefazioni principalmente nel modenese.

Il territorio comunale di Vigarano Mainarda (FE) si sviluppa in un'area di bassa pianura alluvionale, formata, in superficie, da depositi fluviali olocenici. Nelle prime decine di metri del sottosuolo sono inoltre presenti sedimenti tardo-pleistocenici, depositi durante l'ultima fase glaciale. Questi sedimenti sin-glaciali sono di origine appenninica nella parte meridionale, ove sono costituiti da alternanze di sabbie e grossi volumi di limi, mentre sono di provenienza alpino-padana nella parte centro-settentrionale, dove sono formati da estesi corpi di sabbie medio-grossolane.

Nella zona meridionale, la parte basale dei sedimenti post-glaciali è ancora prevalentemente costituita da limi di provenienza appenninica. Tale unità diminuisce di spessore fino a chiudersi nella parte settentrionale del comune, dove spessi corpi di sabbie di riempimento del canale di Po di età storica si sovrappongono direttamente a quelli sin-glaciali.

La porzione più recente dei depositi post-glaciali risulta dominata da sedimenti del Reno nella parte meridionale dell'area di studio e da quelli del Po nella parte settentrionale, in gran parte costituiti da argille limose, anche organiche, deposte in ambienti di piana inondabile e palude continentale. Le unità argillose sono intervallate da corpi allungati di sabbie e sabbie limose, fiancheggiati da argini limoso-sabbiosi che risultano più sviluppati nella parte meridionale del territorio (**FIGURA 4.1**).

FIGURA 4.1
 Carta geologica semplificata (modificata da Di Buccio et al., 2023) e sezione geologica (modificata la MS L3 Vigarano Mainarda, 2020) dell'area oggetto di studio



4.2. Dati geotecnici e geofisici

I dati utilizzati in questo studio sono stati ricavati da indagini di sottosuolo sia di tipo diretto che indiretto. Per quanto concerne i metodi di analisi diretta, sono stati esaminati sia sondaggi a carotaggio continuo, sia a distruzione di nucleo che, seppur meno dettagliati dei primi, offrono informazioni sullo spessore e la litologia dei corpi sepolti a maggiori profondità, e talvolta anche sulla litologia e profondità del substrato sismico.

Fra i sistemi d'indagine indiretta, sono stati analizzate prove penetrometriche statiche con punta elettrica (CPTe) e con piezocono (CPTU). Sono stati inoltre esaminate indagini di sismica attiva con piezocono sismico (SCPTU) e con stendimenti lineari in superficie (MASW), e di sismica passiva a stazione singola (HVSr).

Sono stati inoltre considerati i dati di sottosuolo dei comuni confinanti; ciò ha permesso di aumentare le conoscenze geologiche e meglio definire le geometrie e i limiti geologici dei corpi deposizionali e delle aree a diverso rischio di liquefazione, sviluppati lungo le fasce di confine del comune.

A supporto dello studio di microzonazione sismica del comune di Vigarano Mainarda è stato necessario realizzare una specifica campagna di acquisizioni di lunga durata di microtremiti. Le misure realizzate, anche in notturna, hanno avuto lo scopo di verificare la presenza di amplificazioni alle basse frequenze, come indicato nella letteratura internazionale (es. Mascandola et al., 2019; Mascandola et al., 2017; Milana et al., 2014).

L'abbondanza e l'omogenea distribuzione delle indagini geognostiche pregresse, ha consentito un'accurata ricostruzione del quadro litostratigrafico ed una buona correlazione generale delle proprietà geotecniche dei terreni presenti nei primi trenta metri di sottosuolo. Per alcune aree si è ritenuto comunque opportuno realizzare approfondimenti attraverso l'esecuzione di nuove indagini geotecniche di tipo CPTU.

La buona disponibilità di misure di V_s come SCPTU e MASW ha permesso di definire le variazioni della velocità equivalente delle onde di taglio nei primi 30 m (V_{s30}) alla scala dell'intero territorio indagato, senza necessità di eseguire nuove indagini di sismica attiva.

4.3. Elaborazione dei dati

4.3.1 Definizione del modello geologico di sottosuolo

Una corretta suddivisione in aree a diversa pericolosità sismica deve essere basata su un dettagliato modello concettuale di sottosuolo. La bontà del modello è certamente funzione della disponibilità di dati geotecnici e geofisici, ma altrettanto dell'esperienza del geologo che lo definisce.

Una fase fondamentale nell'elaborazione di una microzonazione sismica è quindi la definizione del modello di sottosuolo e l'individuazione del substrato sismico, caratterizzato da elevati valori di rigidità e di velocità di propagazione delle onde sismiche. Esso è definito, in normativa (NTC, 2018), da valori di velocità delle onde di taglio (V_s) superiori a 800 m/s.

Per ottenere una stima affidabile della distribuzione delle velocità del sottosuolo, occorre disporre di una calibrazione derivante da fonti indipendenti, come sondaggi e profili sismici, dato che una determinata distribuzione dell'amplificazione spettrale alle varie frequenze oscillatorie è compatibile con molte combinazioni di spessori e velocità dei diversi corpi geologici.

Il compito del geologo può risultare particolarmente complesso in contesti di pianura, in cui la ricostruzione del sottosuolo è basata essenzialmente su indagini puntuali, in numero anche molto rilevante e con una distribuzione areale fortemente eterogenea.

Nel territorio studiato la ricostruzione dei primi 30 m di sottosuolo è stata ottenuta mediante la tradizionale interpretazione delle facies sedimentarie e delle geometrie deposizionali, che integra precedenti informazioni derivate dalle sezioni geologiche del "Foglio 203 - Poggio Renatico" (https://www.isprambiente.gov.it/Media/carg/203.POGGIO_RENATICO/Foglio.html) del Progetto Nazionale CARG o pubblicate all'interno di lavori scientifici (Stefani et al., 2018 - Allegato 1 - sezioni A-A').

4.3.2 Risposta sismica locale e definizione della sollecitazione sismica

Le analisi di risposta sismica locale sono procedure di calcolo numerico che permettono di ricavare le funzioni di trasferimento del moto sismico dal bedrock alla superficie. Tali procedure necessitano della definizione di un modello di sottosuolo, ottenuto a partire dalle caratteristiche geotecniche e geofisiche delle successioni sedimentarie sovrapposte al substrato sismico.

I modelli proposti nello studio si basano sui risultati delle indagini geotecniche e geofisiche in sito e di laboratorio, archiviate nella banca dati del territorio indagato o derivanti da altri studi di microzonazione sismica eseguiti in comuni limitrofi. Queste indagini hanno consentito la caratterizzazione dei terreni di copertura costituenti le prime decine di metri di sottosuolo.

Le unità stratigrafiche più profonde sono state invece caratterizzate utilizzando informazioni di letteratura e correlazioni a scala regionale, realizzate in base all'integrazione di sezioni stratigrafiche e profili sismici (Martelli et al., 2017; Molinari et al., 2007, Regione Emilia-Romagna, 1998, Affatato et al., 2019) e dati di pozzo (progetto ViDEPI <https://www.videpi.com/videpi/videpi.asp>).

In particolare, i valori di velocità delle onde di taglio V_s sono stati ottenuti dalle misure dirette disponibili (es. down-hole, cross-hole) o da letteratura scientifica (Di Capua & Tarabusi, 2013, Minarelli et al., 2016). Le curve di decadimento del modulo di taglio ($G/G_0 - \gamma$) e di incremento del fattore di smorzamento ($D - \gamma$) sono state invece ottenute da prove cicliche o dinamiche di laboratorio disponibili o stimate da indagini in sito con dilatometro sismico realizzate per studi di microzonazione sismica in aree limitrofe.

Le modellazioni sono state eseguite in corrispondenza di sette zone che considerano sia le importanti variazioni di profondità del substrato sismico presenti nell'area di studio sia le principali differenze stratigrafiche che caratterizzano le Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica (MOPS) individuate all'interno del territorio comunale.

Nelle modellazioni numeriche eseguite sono stati considerati due contrasti di impedenza profondi. La superficie associata al maggior aumento di rigidità (fino a $V_s = 1200$ m/s) corrisponde, nel settore settentrionale, alla discordanza che marca il tetto delle successioni marine marnose del Miocene. Nella parte centro-meridionale del territorio comunale il maggior contrasto di impedenza rilevato non corrisponde più alle unità mioceniche che si approfondiscono notevolmente, ma al tetto delle successioni di arenarie torbiditiche del Pliocene che le ricoprono.

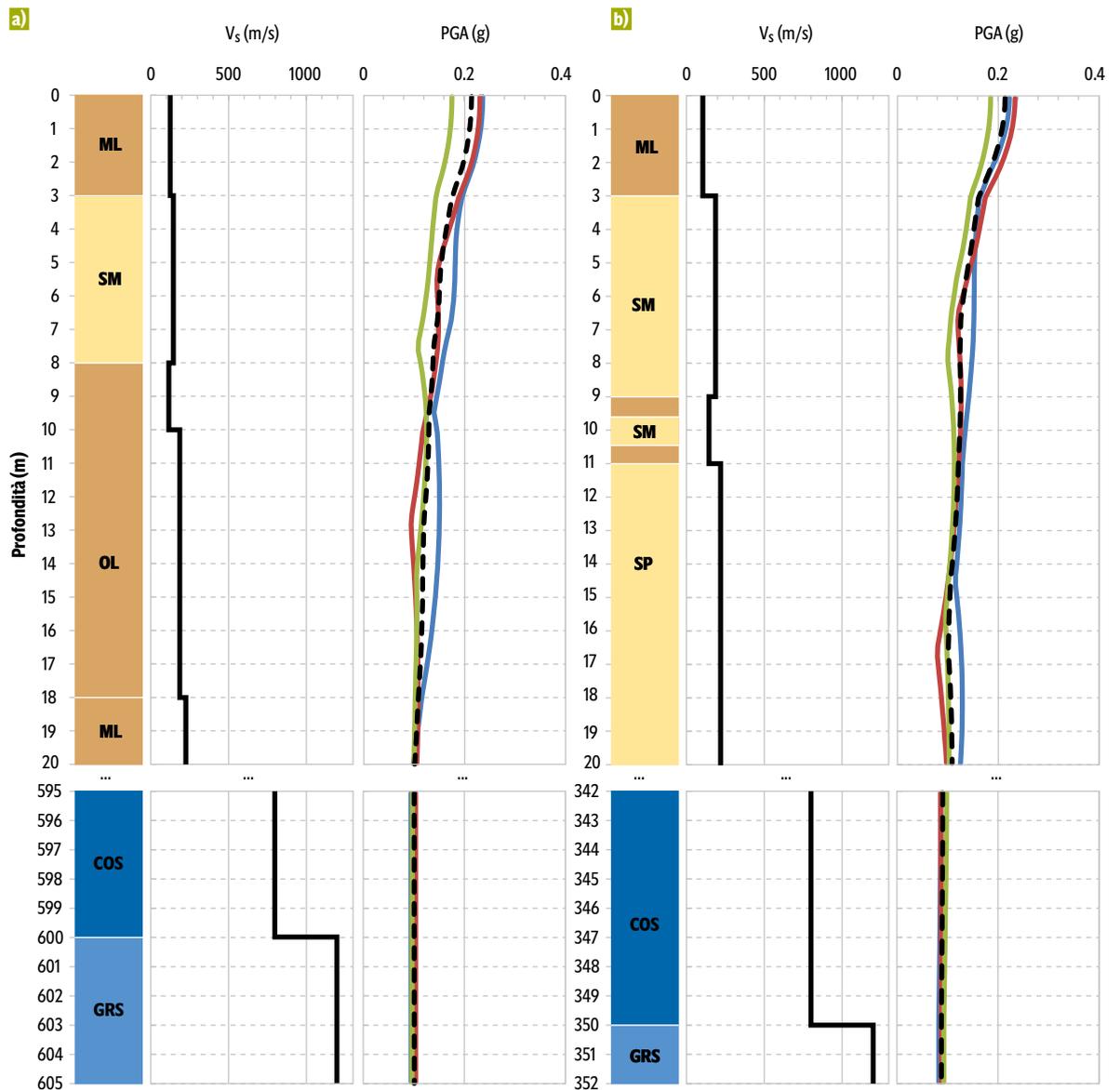
Questo elevato contrasto, individuato tra i 200 m e 700 m di profondità, identifica il bedrock sismico delle analisi numeriche di risposta sismica locale. La seconda superficie di discordanza stratigrafica, meno profonda e associata ad un contrasto di impedenza minore, ma comunque significativo, è sviluppata all'interno delle successioni quaternarie e marca il tetto dell'unità del Quaternario Marino. I potenti depositi del Quaternario Marino si rinvengono a profondità molto variabili, comprese tra i 350 m dei settori meridionali ed i 150 metri delle aree più settentrionali, ove risalgono e si riducono a poche decine di metri di spessore.

Come accelerogrammi di input per il calcolo della risposta sismica locale, sono stati utilizzati i tre segnali di riferimento forniti dalla Regione Emilia-Romagna in allegato alla D.G.R. n. 630/2019, selezionati dalla banca dati accelerometrica Engineering Strong Motion (ESM) database (Luzi et al., 2020, <https://esm-db.eu/#/home>) scalati rispetto ai valori di accelerazione di picco su roccia (a_g) ottenuti dall'interpolazione delle accelerazioni definite ai nodi del reticolo su cui si basa la mappa di pericolosità sismica nazionale INGV (TR 475 anni, 50esimo percentile) (Stucchi et al., 2004). Per i diversi ambiti geografici di studio sono stati quindi utilizzati valori di a_g variabili tra 0.15g e 0.13g.

I risultati delle analisi, per ciascuna zona, sono stati rappresentati in termini di funzione di amplificazione in superficie, spettri di risposta in accelerazione con smorzamento al 5% sempre calcolati in superficie, andamento delle accelerazioni di picco con la profondità (profilo delle PGA) e fattori di amplificazione (FA) del moto sismico in termini di PGA, di intensità di Housner (calcolata negli intervalli di periodi 0.1-0.5 s, 0.5-1.0 s e 0.5-1.5 s), di accelerazione spettrale (integrata negli intervalli 0.1-0.5 s, 0.4-0.8 s, 0.7-1.1 s e 0.5-1.5 s). A titolo esemplificativo, i risultati delle analisi di risposta locale per le due verticali esaminate nel paragrafo 4.3.3 per le analisi di liquefazione sono riportate in **FIGURA 4.2** in termini di profili della variazione di PGA con la profondità.

FIGURA 4.2

Log stratigrafici da prove CPTU e dati bibliografici secondo classificazione Standard MS (2020) con associati i profili della velocità delle onde di taglio (V_s) ed dell'accelerazione di picco (PGA, profilo medio con linea nera tratteggiata e profili ricavati da accelerogrammi ESM con linee colorate: a) esempio di verticale in depositi del fiume Reno nell'abitato di Vigarano Mainarda; b) esempio di verticale in depositi del fiume Po nell'abitato di Vigarano Pieve



4.3.3 Analisi di suscettibilità alla liquefazione

L'assetto geologico-stratigrafico del territorio e le osservazioni degli effetti di sito prodotti dalla sequenza sismica emiliana del 2012 hanno permesso di identificare nelle zone instabili problematiche connesse ad amplificazione del moto sismico e liquefazione dei terreni. Nelle aree definite come instabili, sono state, pertanto, eseguite stime puntuali del potenziale di liquefazione, mediante metodi di analisi semplificata (§ 3), già applicati e verificati in analoghi contesti geologico-stratigrafici, in seguito agli eventi sismici del 2012.

Per il calcolo del potenziale di liquefazione delle diverse aree indagate è stato utilizzato il metodo CPT

FIGURA 4.3

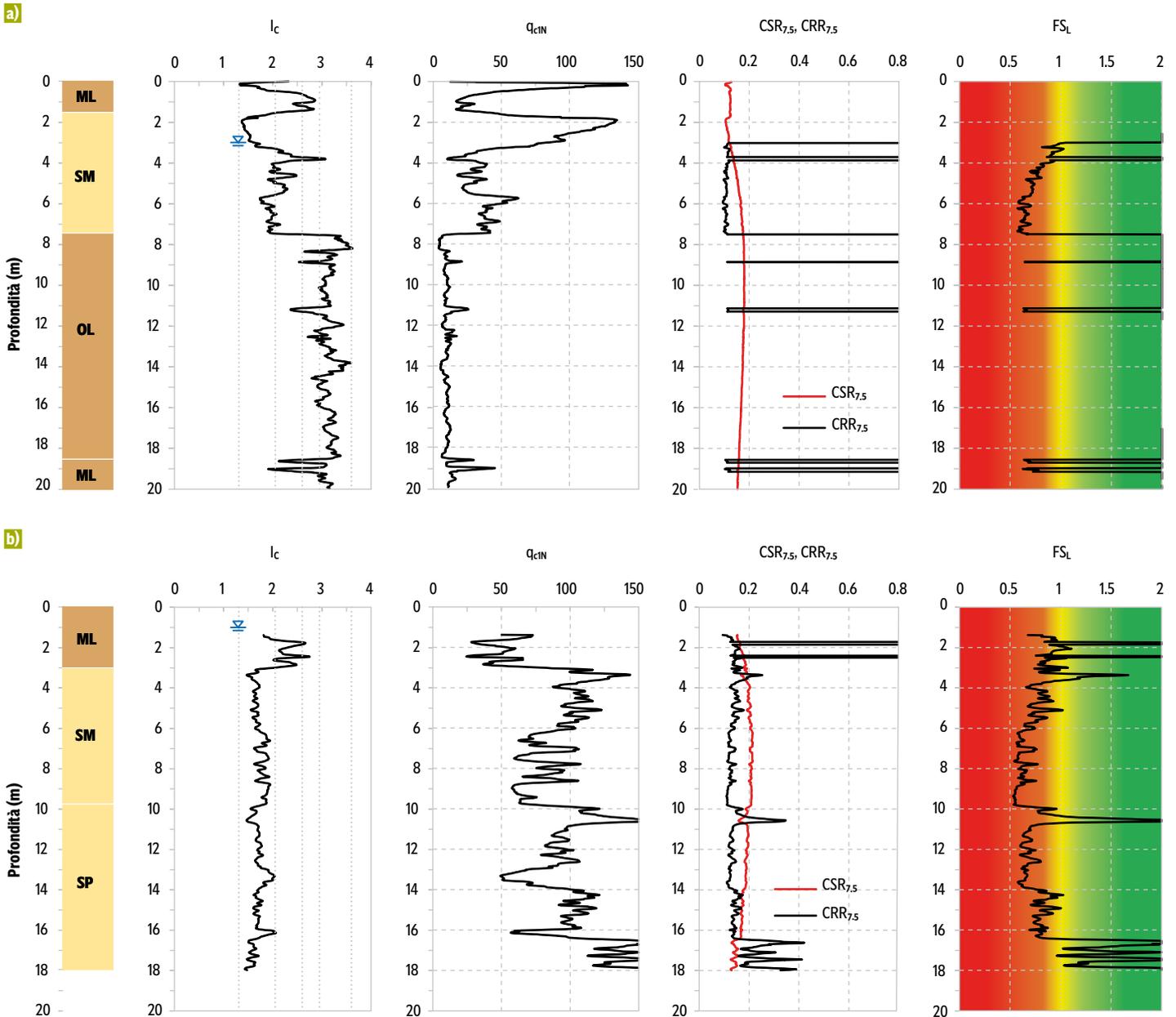
Risultati delle analisi di liquefazione illustrati mediante log stratigrafico da prove CPTU e dati bibliografici secondo classificazione Standard MS (2020) con associati i profili di I_c , q_{c1N} , $CSR_{7,5}$, $CRR_{7,5}$ e FS_L : a) esempio di verticale in depositi del fiume Reno nell'abitato di Vigarano Mainarda; b) esempio di verticale in depositi del fiume Po nell'abitato di Vigarano Pieve

sviluppato da Boulanger & Idriss (2014), come suggerito dalle linee guida della Regione Emilia-Romagna. Il valore di M_w considerato corrisponde a quello massimo atteso per la zona 912 della ZS9 (§ 3.1.1.2), pari a 6.14. Per la stima della sollecitazione sismica sono stati utilizzati i valori di a_{max} , ottenuti dalle analisi di risposta sismica locale per il livello 3 degli studi di microzonazione sismica.

In mancanza di studi idrogeologici di dettaglio e di analisi storico-statistiche sull'andamento delle isofreatiche, per la stima delle soggiacenze di falda da utilizzare nelle verifiche a liquefazione sono stati considerati valori maggiormente cautelativi rispetto a quelli misurati nel corso delle campagne di indagini geotecniche.

In base all'analisi morfologica del modello altimetrico LIDAR è stato possibile suddividere il territorio comunale in zone depresse inter-alveo e zone di dosso morfologico naturale e/o artificiale. A queste due diverse tipologie di aree sono stati rispettivamente attribuiti valori di soggiacenza della falda pari a 1 e 3 m, come già adottato per le analisi di suscettibilità a liquefazione eseguite negli studi di microzonazione post-sisma (Martelli et al., 2013; Martelli & Romani, 2013; Minarelli et al., 2022).

Questo procedimento di analisi ha permesso l'individuazione delle $ZS_{L,Q}$ e $ZR_{L,Q}$ (§ 2.3.2.1, 2.3.2.2). Un esempio di analisi di suscettibilità alla liquefazione è riportato in FIGURA 4.3 in termini di indice di comportamento del terreno (I_c), resistenza penetrometrica corretta (q_{c1N}), rapporto di resistenza ciclica ($CRR_{7,5}$), rapporto di sforzo ciclico normalizzato per MSF e K_σ ($CSR_{7,5}$), fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione (FS_L).



4.4. Prodotti finali

Un estratto della cartografia prodotta per gli studi di microzonazione sismica del comune di Vigarano Mainarda (FE) è riportato in Appendice C.

A. Indagini geotecniche e geofisiche per la valutazione della suscettibilità alla liquefazione mediante i metodi semplificati

B. Indici di severità alla liquefazione

- B1. Indice del potenziale di liquefazione derivato da Ishihara (LPI_{ISH})**
- B2. Numero di severità alla liquefazione (LSN)**
- B3. Numero di severità alla liquefazione derivato da Ishihara (LSN_{ISH})**
- B4. Indice di severità alla liquefazione (L_s)**
- B5. Misura del danneggiamento indotto da liquefazione (I_{AM})**
- B6. Cedimenti verticali indotti dalla liquefazione (S)**
- B7. Spostamenti orizzontali indotti dalla liquefazione (LD)**

C. Prodotti cartografici estratti dagli studi di microzonazione sismica di livello 3 del comune di Vigarano Mainarda (FE)

- C1. Stralcio della carta delle indagini**
- C2. Stralcio della carta geologico-tecnica**
- C3. Stralcio della carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (MOPS)**
- C4. Stralcio della carta di microzonazione sismica livello 3 – F.A. PGA**
- C5. Stralcio della carta di microzonazione sismica livello 3 – F.A. 0.1-0.5**

APPENDICE A: Indagini geotecniche e geofisiche per la valutazione della suscettibilità alla liquefazione mediante i metodi semplificati

Le indagini geotecniche e geofisiche utilizzate per determinare i parametri di resistenza del terreno alla penetrazione o la velocità delle onde di taglio, necessari per l'utilizzo dei metodi semplificati riportati nel presente volume, possono essere realizzate seguendo quanto indicato negli ICMS (2008). Risultano inoltre recentemente pubblicate le Raccomandazioni dell'Associazione Geotecnica Italiana sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche in sito (Gruppo di Lavoro AGI, 2024). Si riportano infine i riferimenti bibliografici delle normative tecniche italiane e straniere disponibili, relativi alle prove geotecniche e geofisiche in sito oggetto del presente documento (**TABELLA A.1**).

TABELLA 1.A

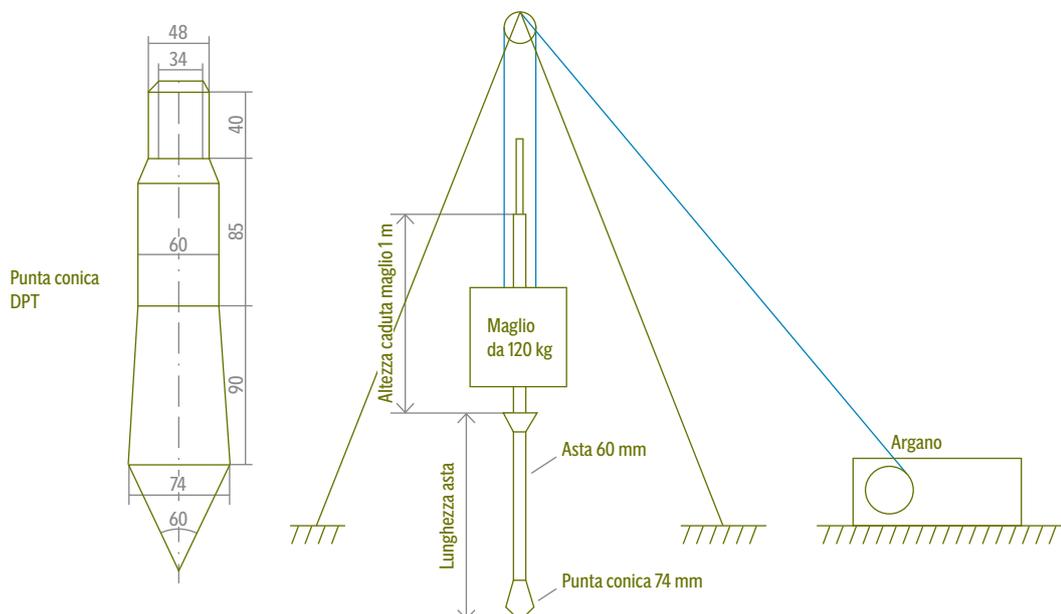
Prove geotecniche e geofisiche utilizzate per le analisi di suscettibilità alla liquefazione con l'uso di metodi di analisi semplificata e relativi standard di riferimento

Tipo di prova		Standard di riferimento
Prova penetrometrica dinamica	SPT	ASTM D1586/D1586M-18e1 (2022) UNI EN ISO 22476-3:2012 (2012)
Prova penetrometrica dinamica con maglio cinese pesante	DPT	Chinese Design Code (2021)
Prova penetrometrica statica	CPTE, CPTU	ASTM D5778-12 (2020) UNI EN ISO 22476-1:2023 (2023)
Prova con dilatometro piatto	DMT	ASTM D6635-01 (2017) UNI EN ISO 22476-11:2017 (2017)
Misure di velocità delle onde di taglio	CH, DH, SDMT SCPT/SCPTU	ASTM D4428/D4428M-14 (2023) ASTM D7400/D7400M-19 (2019)

Le prove penetrometriche dinamiche continue (DPT) sono realizzate con un maglio da 120 kg ed altezza libera di caduta di 100 cm che batte su un'incudine direttamente collegata ad aste in ferro di lunghezza 1 m e di diametro compreso tra 50 e 70 mm, alla cui estremità è posta una punta conica di acciaio di diametro 74 mm e angolo apicale di 70°, come riportato in **FIGURA A.1** (Cao et al., 2013).

FIGURA A.1

Rappresentazione schematica dell'attrezzatura necessaria per la prova DPT (Cao et al., 2013)



Tuttavia, in assenza di maglio da 120 kg, è possibile utilizzare il maglio SPT di peso 63.5 kg e altezza di caduta 76 cm. L'adozione di questa soluzione con maglio SPT non risulta ottimale in quanto riduce la capacità di penetrazione della punta DPT.

Le prove DPT sono generalmente eseguite mediante l'impiego di una sonda di perforazione, dotata di argano di servizio di adeguato tiro (non inferiore a 400 daN) e con antenna di perforazione di altezza non inferiore a 6 m.

Il maglio viene azionato con l'utilizzo dell'argano di servizio della sonda stessa, attraverso l'azione di un meccanismo di cattura posto alla fine del cavo metallico che aggancia il peso e lo solleva fino alla posizione richiesta. Lo spostamento laterale del peso è impedito da un'asta guida che deve superare l'altezza di caduta (1 m) di almeno l'altezza del maglio.

L'operatore aziona lo sgancio semiautomatico del maglio una volta raggiunta l'altezza richiesta, per poi ripetere l'operazione di sollevamento del maglio come visto sopra. L'aggiunta delle aste necessaria a raggiungere la profondità di indagine richiesta va effettuata rigorosamente dopo aver bloccato il maglio e in piena sicurezza.

Le aste sono opportunamente graduate con intervalli di 10 cm per poter rilevare il numero di colpi necessari alla penetrazione della punta nel terreno.

Il conteggio dei colpi nella prova DPT (N_{DPT}) è definito come il numero di cadute del maglio necessarie per permettere l'avanzamento di 10 cm della punta conica nel terreno. Viene inoltre definito il parametro N_{120} che rappresenta il numero di colpi necessario per far avanzare la punta nel terreno di 30 cm ed è calcolato semplicemente moltiplicando il numero di colpi misurato per un fattore 3. L'intervallo di 30 cm è richiesto per rendere il dato confrontabile con quello delle prove SPT.

In caso la prova vada a rifiuto entro il volume significativo d'indagine ($N_{DPT} > 40$ utilizzando maglio da 120 kg oppure $N_{DPT} > 100$ utilizzando maglio da 63.5 kg) è necessario:

- rivestire il foro con tubazione di rivestimento fino alla profondità di rifiuto;
- eseguire una perforazione di sondaggio per attraversare il livello più grossolano;
- rivestire il tratto perforato con tubazione di rivestimento;
- riprendere la prova DPT solo dopo aver eseguito la pulizia del foro. Se la prova va ripetutamente a rifiuto la prova DPT può essere interrotta.

APPENDICE B:

Indici di severità alla liquefazione

Una volta ottenuto il fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione FS_L con uno dei metodi indicati nel capitolo 3 è possibile ricavare le classi di suscettibilità alla liquefazione attraverso gli indici di severità alla liquefazione di seguito riportati. Le Linee guida MS (2018) consigliano l'utilizzo dell'indice di potenziale liquefazione LPI come indice per determinare il potenziale di liquefazione nelle analisi con metodi semplificati. Per completezza, di seguito vengono proposti ulteriori indici presenti in letteratura e utilizzati correntemente per lo stesso fine.

B1. Indice del potenziale di liquefazione derivato da Ishihara (LPI_{ISH})

Maurer et al. (2015b) propongono un indice di potenziale liquefazione modificato ed “ispirato” a Ishihara (1985), per tenere in considerazione anche lo spessore della “crosta” (H_I), ossia dello strato superficiale non liquefacibile. L'indice del potenziale di liquefazione derivato da Ishihara LPI_{ISH} è definito dalle relazioni:

$$LPI_{ISH} = \int_{H_I}^{20} F(F_{SL}) \cdot \frac{25.56}{z} dz \quad (B.1)$$

con

$$F(F_{SL}) = 1 - F_{SL} \quad \text{se } F_{SL} \leq 1 \cap H_I \cdot m(F_{SL}) \leq 3 \quad (B.2a)$$

$$F(F_{SL}) = 0 \quad \text{negli altri casi} \quad (B.2b)$$

e

$$m(F_{SL}) = \exp \frac{5}{25.56 \cdot (1 - F_{SL})} - 1$$

Si definiscono così le classi di potenziale di liquefazione:

TABELLA B.1

Classi di pericolosità dell'indice LPI_{ISH} rispetto al potenziale di liquefazione (Maurer et al., 2015b)

LPI_{ISH}	Potenziale di liquefazione
0	Nulla
0 - 5	Basso
5 - 15	Alto
> 15	Molto alto

B2. Numero di severità alla liquefazione (LSN)

Tonkin & Taylor (2013) in seguito alla sequenza sismica neozelandese del 2010-2011 definiscono un nuovo indice noto come numero di severità alla liquefazione LSN :

$$LSN = 1000 \int_0^{20} \frac{\epsilon_v}{z} dz \quad (B.4)$$

Per i valori della deformazione volumetrica indotta da liquefazione ε_v , si rimanda alle equazioni da B.15 a B.24 (§ B6).

Si definiscono così le classi degli effetti indotti dalla liquefazione:

TABELLA B.2

Classi di pericolosità dell'indice LSN rispetto agli effetti predominanti indotti dalla liquefazione (Tonkin & Taylor, 2013)

LSN	Effetto predominante indotto dalla liquefazione
0 – 10	Nessun effetto o effetti minimi indotti dalla liquefazione
10 – 20	Effetti minori indotti dalla liquefazione, presenza di qualche vulcanello di sabbia (“sand boils”)
20 – 30	Effetti moderati indotti dalla liquefazione, con vulcanelli di sabbia (“sand boils”) e qualche danno strutturale
30 – 40	Effetti da moderati a severi indotti dalla liquefazione, cedimenti che possono causare danni strutturali
40 – 50	Effetti maggiori indotti dalla liquefazione, deformazioni e danni in superficie, cedimenti totali e differenziali severi sulle strutture
> 50	Danni severi indotti dalla liquefazione, evidenze estese di liquefazione in superficie, cedimenti totali e differenziali severi sulle strutture, danni ai sottoservizi

B3. Numero di severità alla liquefazione derivato da Ishihara (LSN_{ISH})

Come proposto da Upadhyaya et al. (2022), l' LSN_{ISH} unisce il modello proposto da Maurer et al. (2015b) per l' LPI_{ISH} (§ B1) e quello di Tonkin & Taylor (2013) per l' LSN (§ B2), ottenendo:

$$LSN_{ISH} = \int_{H_1}^{20} F_{LSN_{ISH}} \cdot \varepsilon_v \cdot \frac{36.929}{z} dz \quad (B.5)$$

con

$$F_{LSN_{ISH}}(\varepsilon_v) = \varepsilon_v / 5.5 \quad \text{se } FS_L \leq 2 \text{ e } H_1 \cdot m(\varepsilon_v) \leq 3m \quad (B.6a)$$

$$F_{LSN_{ISH}}(\varepsilon_v) = 0 \quad \text{negli altri casi} \quad (B.6b)$$

$$m(\varepsilon_v) = \exp(0.7447 / \varepsilon_v) - 1 \quad \text{se } \varepsilon_v \geq 0.16 \quad (B.7)$$

$$m(\varepsilon_v) = 100 \quad \text{se } \varepsilon_v < 0.16 \quad (B.8)$$

Upadhyaya et al. (2022) suggeriscono di utilizzare le stesse classi di pericolosità precedentemente definite per l'indice LSN (TABELLA B.2).

B4. Indice di severità alla liquefazione (L_s)

Sonmez & Gokceoglu (2005) propongono un indice di severità alla liquefazione modificando quello proposto da Iwasaki et al. (1978) proposto in equazione 3.73 (§ 3.3), che viene quindi riscritto nella forma:

$$L_s = \int_0^{20} PL(z) \cdot w(z) dz \quad (B.9)$$

con

$$PL(z) = \frac{1}{1 + (FS_L / 0.96)^{4.5}} \quad \text{se } FS_L \leq 1.411 \quad (B.10)$$

$$PL(z) = 0 \quad \text{se } FS_L > 1.411 \quad (B.11)$$

Il metodo sottolinea che strati di terreno con $FS_L \leq 1.411$ possono essere considerati non liquefacibili tenendo in conto nell'analisi il contenuto di argilla e il limite liquido.

Il termine $w(z)$ può assumere i valori proposti da Iwasaki et al. (1978), riportati nel paragrafo 3.3 (equazioni 3.74c, 3.74d).

TABELLA B.3

Classi di pericolosità dell'indice L_s rispetto al potenziale di liquefazione (Sonmez & Gokceoglu, 2005).

L_s	Potenziale di liquefazione
0	Nulla
0 – 15	Molto Basso
15 – 35	Basso
35 – 65	Moderato
65 – 85	Alto
85 – 100	Molto Alto

B5. Misura del danneggiamento indotto da liquefazione (I_{AM})

L'indice I_{AM} , proposto da Di Ludovico et al. (2020) in seguito alla sequenza sismica emiliana del 2012, misura il danno indotto dalla liquefazione ed è definito dalla relazione:

$$I_{AM} = \frac{1}{1 + z_{min}} \int_{z_{min}}^{z_{max}} r_u dz \quad (B.12)$$

dove z_{min} e z_{max} sono rispettivamente la minima e la massima profondità dello strato liquefacibile, mentre r_u è il rapporto di sovrappressione neutra, inteso come:

$$r_u = \Delta u / \sigma'_{v0} \quad (B.13)$$

con Δu = sovrappressione neutra indotta dall'evento sismico.

Per la stima dell'indice I_{AM} mediante prove SPT e CPT si rimanda a Chiaradonna & Flora (2020). Si definiscono così le classi rispetto allo stato di danneggiamento:

TABELLA B.4

Classi di pericolosità dell'indice I_{AM} rispetto allo stato di danneggiamento (Chiaradonna et al., 2020)

I_{AM}	Stato di danneggiamento indotto da liquefazione
0.1	Basso
0.1 – 0.3	Moderato
0.3 – 1	Esteso
> 1	Severo

B6. Cedimenti verticali indotti dalla liquefazione (S)

In questo caso il livello di pericolosità del fenomeno e i possibili danni superficiali vengono espressi sotto forma di cedimenti verticali indotti nel terreno dalla liquefazione (S).

La stima dei cedimenti verticali indotti dalla liquefazione con utilizzo delle prove CPT può essere effettuata secondo quanto proposto da Zhang et al. (2002):

$$S = \sum_{i=1}^j \varepsilon_{vi} \cdot \Delta z_i \quad (B.14)$$

con: S = cedimento indotto dalla liquefazione; ε_{vi} = deformazione volumetrica dovuta alla liquefazione nello strato i -esimo; Δz_i = spessore dello strato i -esimo. Si avrà che:

$$se\ FS_L \leq 0.5 \quad \varepsilon_v = 102 \cdot (q_{C1Ncs})^{-0.82} \quad se\ 33 \leq q_{C1Ncs} \leq 200 \quad (B.15)$$

$$se\ FS_L = 0.6 \quad \varepsilon_v = 102 \cdot (q_{C1Ncs})^{-0.82} \quad se\ 33 \leq q_{C1Ncs} \leq 147 \quad (B.16a)$$

$$se\ FS_L = 0.6 \quad \varepsilon_v = 2411 \cdot (q_{C1Ncs})^{-1.45} \quad se\ 147 \leq q_{C1Ncs} \leq 200 \quad (B.16b)$$

$$se\ FS_L = 0.7 \quad \varepsilon_v = 102 \cdot (q_{C1Ncs})^{-0.82} \quad se\ 33 \leq q_{C1Ncs} \leq 110 \quad (B.17a)$$

$se FS_L = 0.7$	$\varepsilon_v = 1701 \cdot (q_{C1Ncs})^{-1.42}$	$se 110 \leq q_{C1Ncs} \leq 200$	(B.17b)
$se FS_L = 0.8$	$\varepsilon_v = 102 \cdot (q_{C1Ncs})^{-0.82}$	$se 33 \leq q_{C1Ncs} \leq 80$	(B.18a)
$se FS_L = 0.8$	$\varepsilon_v = 1690 \cdot (q_{C1Ncs})^{-1.46}$	$se 80 \leq q_{C1Ncs} \leq 200$	(B.18b)
$se FS_L = 0.9$	$\varepsilon_v = 102 \cdot (q_{C1Ncs})^{-0.82}$	$se 33 \leq q_{C1Ncs} \leq 60$	(B.19a)
$se FS_L = 0.9$	$\varepsilon_v = 1430 \cdot (q_{C1Ncs})^{-1.48}$	$se 60 \leq q_{C1Ncs} \leq 200$	(B.19b)
$se FS_L = 1.0$	$\varepsilon_v = 64 \cdot (q_{C1Ncs})^{-0.93}$	$se 33 \leq q_{C1Ncs} \leq 200$	(B.20)
$se FS_L = 1.1$	$\varepsilon_v = 11 \cdot (q_{C1Ncs})^{-0.65}$	$se 33 \leq q_{C1Ncs} \leq 200$	(B.21)
$se FS_L = 1.2$	$\varepsilon_v = 9.7 \cdot (q_{C1Ncs})^{-0.69}$	$se 33 \leq q_{C1Ncs} \leq 200$	(B.22)
$se FS_L = 1.3$	$\varepsilon_v = 7.6 \cdot (q_{C1Ncs})^{-0.71}$	$se 33 \leq q_{C1Ncs} \leq 200$	(B.23)
$se FS_L = 2$	$\varepsilon_v = 0.0$	$se 33 \leq q_{C1Ncs} \leq 20$	(B.24)

Una volta calcolati i cedimenti verticali, è possibile riferirli allo stato di danneggiamento con la suddivisione in classi (TABELLA B.5) inizialmente proposta da Ishihara & Yoshimine (1992) e successivamente modificata da Bird et al. (2006).

TABELLA B.5

Classi di pericolosità rispetto allo stato di danno, già presentato da Ishihara & Yoshimine (1992) e modificato da Bird et al. (2006)

S (m)	Stato di danneggiamento indotto da liquefazione
≤ 0.1	Basso
0.1 – 0.3	Moderato
0.3 – 1	Esteso
> 1	Severo

B7. Spostamenti orizzontali indotti dalla liquefazione (LD)

B7.1. Youd et al. (2002)

Barlett & Youd (1995) hanno inizialmente sviluppato una procedura di regressione lineare multipla (MLR) per la valutazione predittiva degli spostamenti orizzontali indotti da liquefazione utilizzando prove SPT. Successivamente, Youd et al. (2002) hanno aggiornato tale formulazione, usando un database di 400 osservazioni relative a 10 terremoti, ottenendo:

$$\log LD = -16.713 + 1.532 \cdot M_W - 1.406 \cdot \log R^* - 0.012 \cdot R + 0.592 \cdot \log W + 0.540 \cdot \log T_{15} + 3.413 \cdot \log(100 - F_{15}) - 0.795 \cdot \log(D50_{15} + 0.1) \quad (B.25)$$

valida in presenza di free-face;

$$\log LD = -16.213 + 1.532 \cdot M_W - 1.406 \cdot \log R^* - 0.012 \cdot R + 0.338 \cdot \log S + 0.540 \cdot \log T_{15} + 3.413 \cdot \log(100 - F_{15}) - 0.795 \cdot \log(D50_{15} + 0.1) \quad (B.26)$$

valida in condizioni di debole pendenza.

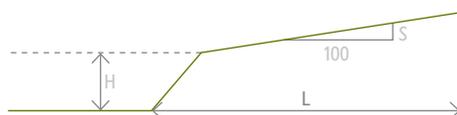
Per entrambe le equazioni si ha che:

$$R^* = R_0 + R \quad \text{con } R_0 = 10^{(0.89M_W + 5.64)} \quad (B.27)$$

e che: LD è lo spostamento laterale previsto in [m]; R è la distanza del sito dall'epicentro in [km]; T_{15} è lo spessore cumulativo degli strati granulari saturi liquefacibili con $(N_1)_{60} < 15$ in [m]; F_{15} è il contenuto di fine degli strati granulari saturi liquefacibili all'interno dello spessore T_{15} , in [%]; S è la pendenza del versante in [%] (FIGURA B.1); $D50_{15}$ è il diametro del passante al 50% nel T_{15} , in [mm]; W = rapporto tra l'altezza del dislivello topografico (H) e la distanza (L) dalla base del rilievo al punto di interesse in [%] (FIGURA B.1).

FIGURA B.1

Esempio di superficie a pendenza moderata con free face (modificato da Zhang et al., 2004)



B7.2. Zhang et al. (2004)

Come evidenziato da Zhang et al. (2004), la possibilità di occorrenza di spostamenti orizzontali indotti da liquefazione è legata alla geometria del versante interessato, che gli autori suddividono in tre macro-gruppi: a pendenza moderata senza scarpata, mediamente piano con scarpata, a pendenza moderata con scarpata. Per ogni gruppo, lo spostamento rilevato è legato alle misure ottenute mediante prova CPT.

Da questo, gli autori definiscono l'indice dello spostamento laterale LDI per la stima degli spostamenti orizzontali indotti dalla liquefazione secondo la relazione:

$$LDI = \int_0^{z_{max}} \gamma_{max} dz \quad (B.28)$$

con: γ_{max} = massima deformazione di taglio ciclico; z_{max} = profondità massima entro cui sono presenti strati con $FS_L \leq 2$.

La massima deformazione di taglio ciclico γ_{max} può essere calcolata con le seguenti relazioni:

$$se D_R = 90\% \quad \gamma_{max} = 3.26 \cdot (FS_L)^{-1.80} \quad per 0.7 \leq FS_L \leq 2.0 \quad (B.29a)$$

$$se D_R = 90\% \quad \gamma_{max} = 6.2 \quad per FS_L < 0.7 \quad (B.29b)$$

$$se D_R = 80\% \quad \gamma_{max} = 3.22 \cdot (FS_L)^{-2.08} \quad per 0.56 \leq FS_L \leq 2.0 \quad (B.30a)$$

$$se D_R = 80\% \quad \gamma_{max} = 10.0 \quad per FS_L < 0.56 \quad (B.30b)$$

$$se D_R = 70\% \quad \gamma_{max} = 3.20 \cdot (FS_L)^{-2.89} \quad per 0.59 \leq FS_L \leq 2.0 \quad (B.31a)$$

$$se D_R = 70\% \quad \gamma_{max} = 14.5 \quad per FS_L < 0.59 \quad (B.31b)$$

$$se D_R = 60\% \quad \gamma_{max} = 3.58 \cdot (FS_L)^{-4.42} \quad per 0.66 \leq FS_L \leq 2.0 \quad (B.32a)$$

$$se D_R = 60\% \quad \gamma_{max} = 22.7 \quad per FS_L < 0.66 \quad (B.32b)$$

$$se D_R = 50\% \quad \gamma_{max} = 4.22 \cdot (FS_L)^{-6.39} \quad per 0.72 \leq FS_L \leq 2.0 \quad (B.33a)$$

$$se D_R = 50\% \quad \gamma_{max} = 34.1 \quad per FS_L < 0.72 \quad (B.33b)$$

$$se D_R = 40\% \quad \gamma_{max} = 3.31 \cdot (FS_L)^{-7.97} \quad per 1.0 \leq FS_L \leq 2.0 \quad (B.34a)$$

$$se D_R = 40\% \quad \gamma_{max} = 250 \cdot (1 - FS_L) + 3.5 \quad per 0.81 \leq FS_L \leq 1.0 \quad (B.34b)$$

$$se D_R = 40\% \quad \gamma_{max} = 51.2 \quad per FS_L < 0.81 \quad (B.34c)$$

L'indice LDI viene quindi corretto, a seconda della geometria del versante, per ottenere lo spostamento orizzontale indotto dalla liquefazione LD , in condizioni di debole pendenza (equazione B.35a) oppure in condizioni pianeggianti ($S \leq 0.2\%$) e presenza di dislivello topografico (equazione B.35b):

$$LD = (S + 0.2) \cdot LDI \quad per 0.2\% < S < 3.5\% \quad (B.35a)$$

$$LD = 6 \cdot (L / H)^{-0.8} \cdot LDI \quad per 4 < L / H < 40 \quad (B.35b)$$

Per la definizione di S , L e H si faccia riferimento alla **FIGURA B.1**.

APPENDICE C: Prodotti cartografici estratti dagli studi di microzonazione sismica di livello 3 del comune di Vigarano Mainarda (FE)

A titolo di esempio di prodotti cartografici da studi di microzonazione sismica di livello 3 si allega una parte della cartografia realizzata per il comune di Vigarano Mainarda (FE) e in particolare:

- C1. Stralcio della carta delle indagini**
- C2. Stralcio della carta geologico-tecnica**
- C3. Stralcio della carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (MOPS)**
- C4. Stralcio della carta di microzonazione sismica livello 3 – FA PGA**
- C5. Stralcio della carta di microzonazione sismica livello 3 – FA 0.1-0.5**

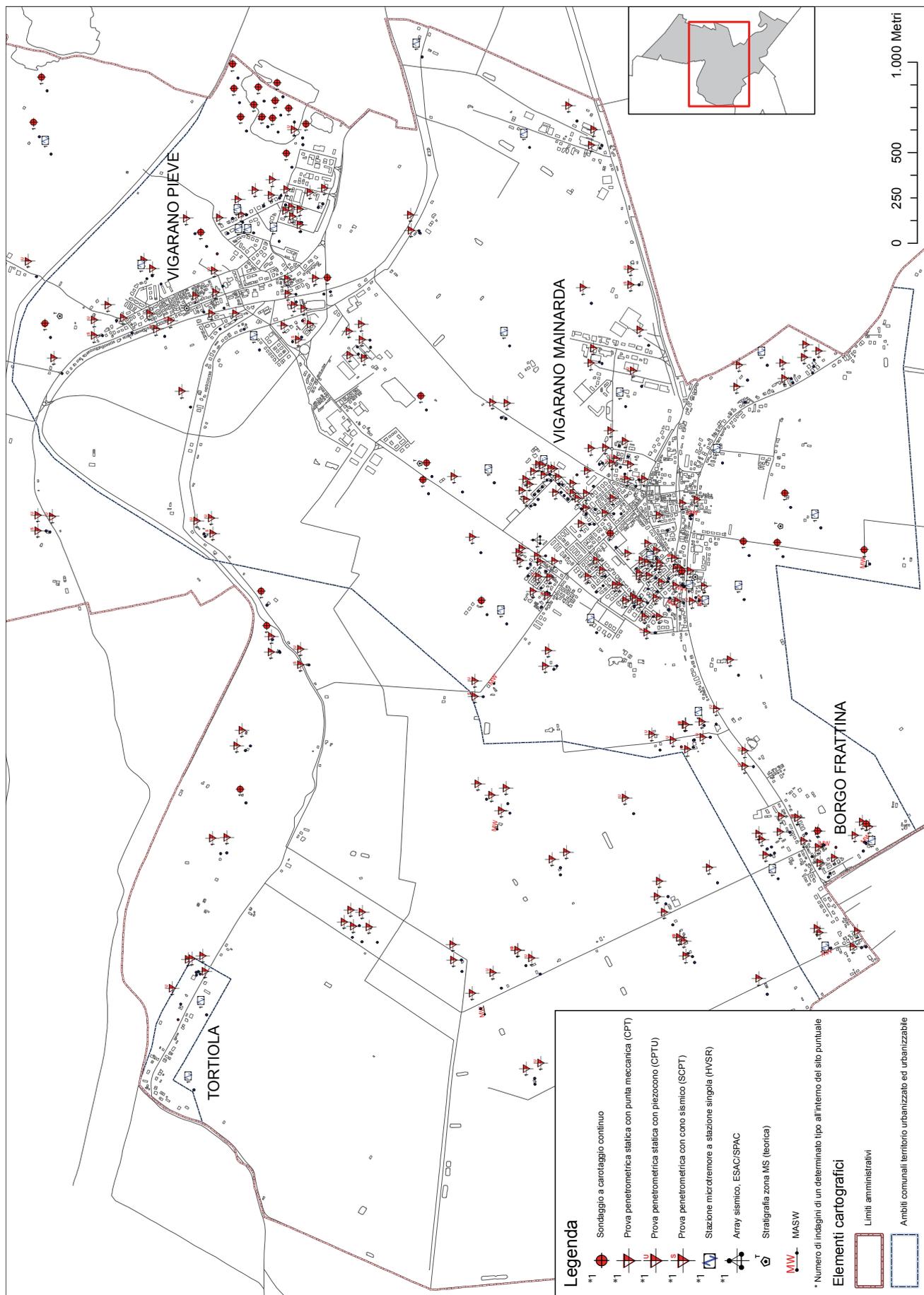


FIGURA C.1
 Stralcio della Carta delle indagini modificata
 dagli studi di microzonazione sismica
 di livello 3 del Comune di Vigarano Mainarda

(Regione Emilia Romagna, <https://geo.regione.emilia-romagna.it/schede/pnsrs/index.jsp?id=38022>)

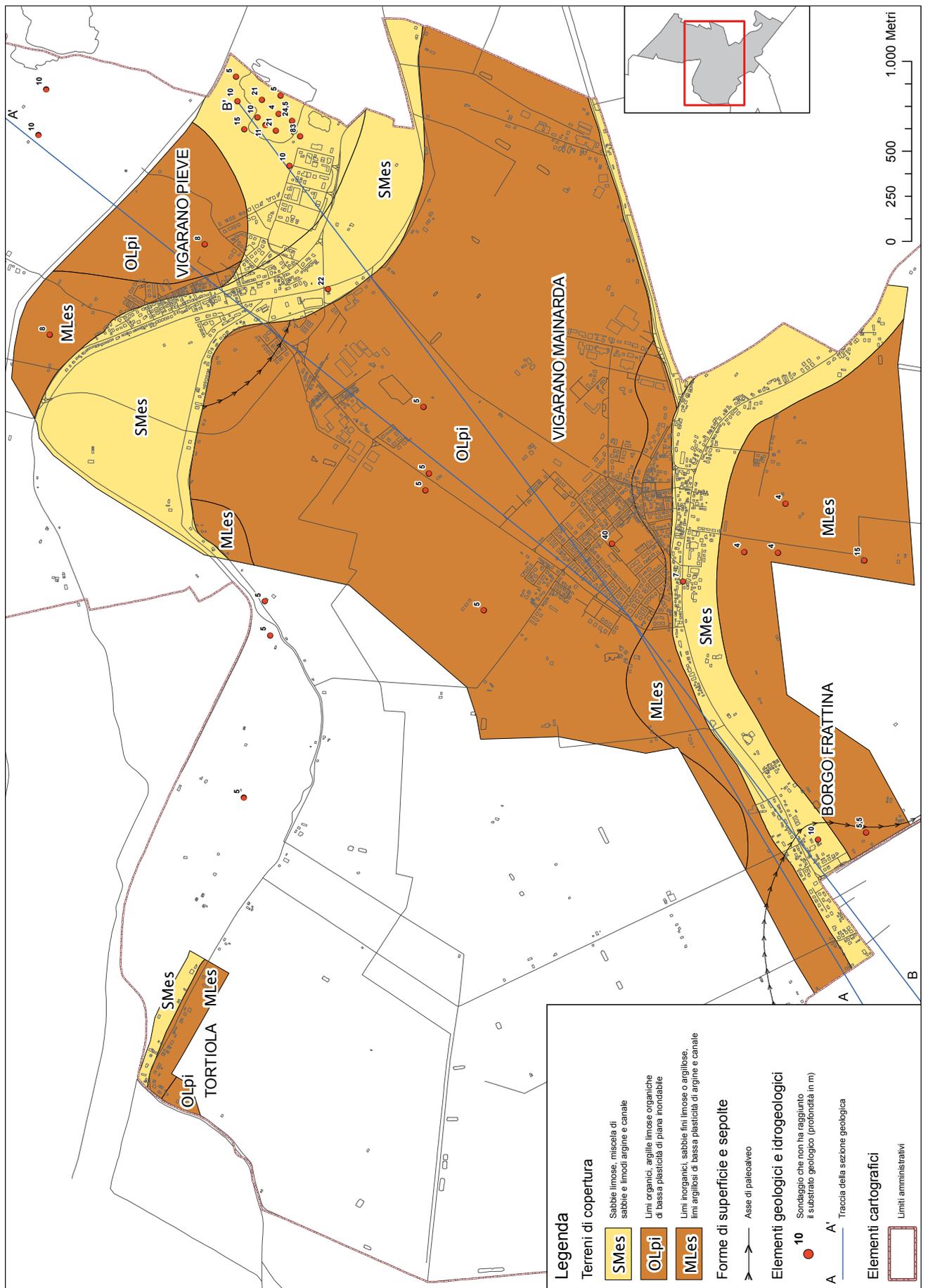


FIGURA C.2

Stralcio della Carta geologico-tecnica modificata dagli studi di microzonazione sismica di livello 3 del Comune di Vigarano Mainarda

(Regione Emilia Romagna, <https://geo.regione.emilia-romagna.it/schede/pnsrs/index.jsp?id=38022>)

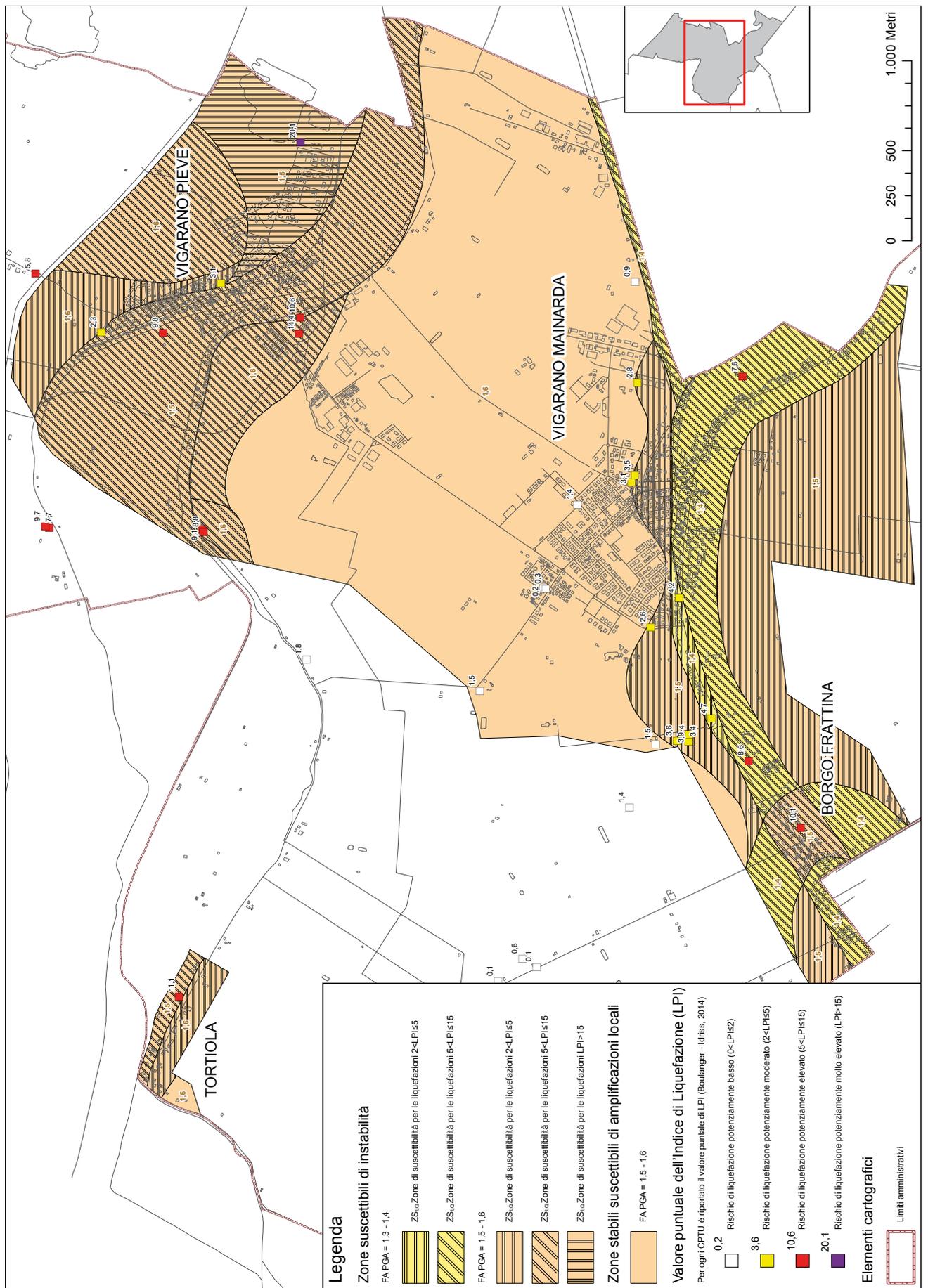


FIGURA C.4
 Stralcio della Carta di microzonazione sismica di livello 3 - FA PGA modificata dagli studi di microzonazione sismica di livello 3 del Comune di Vigarano Mainarda

(Regione Emilia Romagna, <https://geo.regione.emilia-romagna.it/schede/pnrs/index.jsp?id=38022>)



FIGURA C.5

Stralcio della Carta di microzonazione sismica di livello 3 – FA 0.1-0.5 s modificata dagli studi di microzonazione sismica di livello 3 del Comune di Vigarano Mainarda

(Regione Emilia Romagna, <https://geo.regione.emilia-romagna.it/schede/pnsrs/index.jsp?id=38022>)



Bibliografia

Affatato A., Baradello L., Petronio L., Barbagallo A., Sorgo D., Cristofano G., Lovo M., Maffione S., Pasciullo V., Caputo R., Stefani M., Abu Zeid N. (2019),

Prospezioni sismiche in ambiente urbano a supporto della pianificazione territoriale - parte profonda. Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata, Vol. 60, supplemento 2, pp. s68-s74

AGI (2005),

Aspetti geotecnici della progettazione in zone sismiche. Linee guida AGI – Associazione Geotecnica Italiana. Patron Editore, Bologna. 416 pp.

Ambraseys N.N. (1988),

Engineering seismology. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 17 (1), 1-105.

Andrews D.C.A., Martin G.R. (2000),

Criteria for liquefaction of silty soils. Proceedings, 12th World Conference in Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.

Andrus R.D., Stokoe K.H. (2000),

Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity. J. Geotech. Geoenvironmental Eng., 126 (11), 1015-1025. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2000\)126:11\(1015\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:11(1015))

ASTM. D2487-11 (2011),

Standard practice for description and identification of soils (Unified Soil Classification System). ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM D6635-01 (2017),

Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.

ASTM D7400/D7400M-19 (2019),

Standard Test Method for Downhole Seismic Testing. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.

ASTM D5778-12 (2020),

Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.

ASTM D1586/D1586M-18e1 (2022),

Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.

ASTM D 4428/D4428M-14 (2023),

Standard Test Method for Crosshole Seismic Testing. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.

Baratta M. (1910),

La catastrofe sismica Calabro-Messinese (28 dicembre 1908). Società Geografica Italiana, Roma.

Barlett S.F., Youd T.L. (1995),

Empirical prediction of liquefaction-induced lateral spread. J. Geotech. Eng., 121 (4), 316-329.

Bird J.F., Bommer J.J., Crowley H., Pinho R. (2006),

Modelling liquefaction-induced building damage in earthquake loss estimation. Soil Dyn. Earthq. Eng., 26 (1), 15-30. <https://doi.org/10.1016/j.soil.dyn.2005.10.002>

Boncio P., Amoroso S., Vessia G., Francescone M., Nardone M., Monaco P., Famiani D., Di Naccio D., Mercuri A., Manuel M.R., Galadini F., Milana G. (2018),

Evaluation of liquefaction potential in an intermountain Quaternary lacustrine basin (Fucino basin, central Italy). Bull. Earthquake Eng., 16, 91-111. <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0201-z>

Boncio P., Amoroso S., Galadini F., Galderisi A., Iezzi G., Liberi F. (2020),

Earthquake-induced liquefaction features in a late Quaternary fine-grained lacustrine succession (Fucino Lake, Italy): Implications for microzonation studies. Eng. Geol., 272. <https://doi.org/10.1016/j.enggero.2020.105621>

Boulanger R.W., Idriss I.M. (2014),

CPT and SPT based liquefaction triggering procedure. Report No. UCD/CGM-14/01, Center for Geotechnical Modelling, Department of Civil and Environmentally Engineering, Univ. California, California, 134 p.p. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1973-5606.0001388](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1973-5606.0001388)

- Bray J., Sancio R.B. (2006),**
Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 132(9), 1165–1177.
- Cao Z., Youd T.L., Yuan X. (2011),**
Gravelly soils that liquefied during 2008 Wenchuan, China earthquake, $M_s = 8$. Soil Dyn. Earthq. Eng., 31, 1132-1143. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2011.04.001>.
- Cao Z., Youd T.L., Yuan X. (2013),**
Chinese dynamic penetration test for liquefaction evaluation in gravelly soils. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 139 (8), 1320-1333. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000857](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000857)
- Caputo R., Poli M.E., Minarelli L., Rapti D., Sboras S., Stefani M., Zanferrari A. (2016),**
Palaeoseismological evidence for the 1570 Ferrara earthquake, Italy. Tectonics, 35 (6), 1423-1445.
<https://doi.org/10.1002/2016TC004238>
- Chiaradonna A. (2016),**
Development and assessment of a numerical model for non-linear coupled soils. PhD thesis in Geotechnical Engineering, University of Napoli Federico II.
- Chiaradonna A., Flora A. (2020),**
On the estimate of seismically induced pore-water pressure increments before liquefaction. Geotechnique Letters, 10, 1-7. <https://doi.org/10.1680/jgele.19.00032>
- Chiaradonna A., Lirer S., Flora A. (2020),**
A liquefaction potential integral index based on pore pressure build-up. Eng. Geol. 272.
<https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2020.105620>
- Chiaradonna A., Monaco P. (2022),**
Assessment of liquefaction triggering by seismic dilatometer tests: comparison between semi-empirical approaches and non-linear dynamic analyses. Proceedings of the 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Sydney.
- Chinese Design Code (2021),**
Design code for buildings foundation of Chengdu region. DB51/T5026-2001, Administration of Quality and Technology, Chengdu, China. [In Chinese]
- D'Amico V., Albarello D. (2008),**
SASHA: a computer program to assess seismic hazard from intensity data. Seism. Res. Lett., 79, 5, 663-671.
<https://doi.org/10.1785/gssrl.79.5.663>
- Delibera Giunta Regionale Emilia-Romagna n. 476 del 12/04/2021,**
Aggiornamento dell'Atto di coordinamento tecnico sugli studi di microzonazione sismica per la pianificazione territoriale e urbanistica (artt. 22 e 29, L.R. n. 24/2017) di cui alla deliberazione della Giunta Regionale 29 aprile 2019, n. 630. 54 pp.
- Delibera Giunta Regionale Emilia-Romagna n. 564 del 21/04/2021,**
Integrazione della propria deliberazione n. 476 del 12 aprile 2021 mediante approvazione dell'allegato A, "Atto di coordinamento tecnico sugli studi di microzonazione sismica per la pianificazione territoriale ed urbanistica (artt. 22 e 49, L.R. n. 24/2017).
- Delibera di Giunta Regionale Friuli-Venezia-Giulia n. 633 del 29/03/2023,**
Indirizzi tecnico-metodologici per la redazione degli studi di microzonazione sismica di livello 2 e 3 sul territorio regionale. Allegato 1 "Liquefazione" 73 pp.
- Di Buccio F., Comina C., Fontana D., Minarelli L., Vagnon F., Amoroso S. (2023),**
Fines content determination through geotechnical and geophysical tests for liquefaction assessment in the Emilia alluvial plain (Ferrara, Italy). Soil Dyn. Earthq. Eng., 173: 108057, <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2023.108057>
- Di Capua G., Tarabusi G. (2013),**
DPC-INGV S2 2012-2013 project Annex2 to D4.1 – Site-specific hazard assessment in priority areas – MIRANDOLA (MO) seismo-stratigraphic models, Online <https://sites.google.com/site/ingvdpc2014progettos2/tasks/task-4/d4-1>.
- Di Ludovico M., Chiaradonna A., Bilotta E., Flora A., Protta A. (2020),**
Empirical damage and liquefaction fragility curves from 2012 Emilia earthquake data. Earthq. Spectra, 36 (2), 507-536. <https://doi.org/10.1177/8755293019891713>

- DISS Working Group** (2021),
Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), version 3.3.0: A compilation of potential sources for earthquakes larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). <https://doi.org/10.13127/diss3.3.0>
- Dolce M., Albarello D., Castellaro S., Castenetto S., Colombi A., Compagnoni M., Di Filippo M., Di Nezza M., Eva C., Foti S., Martini G., Naso G., Pergalani F., Santucci de Magistris F., Scarascia Mugnozza G., Silvestri F.** (2011),
Contributi per l'aggiornamento degli Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica. Ingegneria sismica, anno XXVIII, 2, 65 pp
- Eurocode 8 Part 5** (2022),
Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 5: Geotechnical aspects, foundations, retaining and underground structures – European Committee for Standardization (versione provvisoria)
- Eurocode 8 Part 5** (2004),
Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 45 pp.
- Galli P.** (2000),
New empirical relationship between magnitude and distance for liquefaction. Tectonophysics, 324, 169-187.
[https://doi.org/10.1016/S0040-1951\(00\)00118-9](https://doi.org/10.1016/S0040-1951(00)00118-9)
- Gruppo di lavoro Centro MS** (2020),
Protocolli di acquisizione ed elaborazione dati relativi alle attività di Microzonazione Sismica di Livello 3 in Italia Centrale. Roma. 127 pp. https://doi.org/10.32053/PROTOCOLLI_ACQUISIZIONE_ED_ELABORAZIONE_DATI_RELATIVI_ALLE_ATTIVITA_DI_MICROZONAZIONE_SISMICA_LIVELLO3_ITALIA_CENTRALE-2020
- Gruppo di Lavoro AGI** (2024),
Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche in sito
- Guidoboni E., Ferrari G., Mariotti D., Comastri A., Tarabusi G., Sgattoni G., Valensise G.** (2018),
CFT5Med, 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). <https://doi.org/10.6092/ingv.it-cft5>
- ICMS** (2008),
Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica. Conferenza delle Regioni e delle Province autonome – Dipartimento della protezione civile. Roma. 124 pp.
- 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, Publication No. FHWA-RD-99-165, Federal Highway Administration, January.
- Idriss I.M., Boulanger R.W.** (2008),
Soil liquefaction during earthquakes. Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, 237 p.p.
- Ishihara K.** (1985),
Stability of natural deposits during earthquakes – Proc. 11th International Conference on Soil Mechanism and Foundation Engineering, San Francisco, 1, 321-376.
- Ishihara K., Yoshimine M.** (1992),
Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes. Japanese Society of Soils Mechanics and Foundations Engineering, 32 (1), 173-188. <https://doi.org/10.3208/sandf1972.32.173>
- Iwasaki T., Tatsuoka F., Tokida K., Yasuda S.** (1978),
A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan. Second international Conference on Microzonation for Safer Construction Research and Application.
- Kayen R., Moss R.E.S., Thompson E.M., Seed R.B., Cetin K.O., Der Kiureghian A., Tanaka Y., Tokimatsu K.** (2013),
Shear-wave velocity-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 139, 3, 407-419. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000743](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000743)
- Kulhawy F.H., Mayne P.W.** (1990),
Manual on estimating soil properties for foundation design. EPRI EL-6800, project 1493-6 final report, EPRI, Palo Alto, CA, USA. 308 pp.

- Lai C.G., Foti S., Rota M.** (2009),
Input sismico e stabilità geotecnica dei siti di costruzione. Iuss Press, 312 pp.
- Liao S.S.C., Whitman R.V.** (1986),
Catalogue of liquefaction and non-liquefaction occurrences during earthquakes. Res. Rep., Dept. of Civ. Eng., Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass. USA.
- Linee guida MS** (2018),
Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da liquefazioni (L_Q). Versione 1.0. Commissione tecnica per la microzonazione sismica. Roma. 32 pp.
- Locati M., Camassi R., Rovida A., Ercolani E., Bernardini F., Castelli V., Caracciolo C.H., Tertulliani A., Rossi A., Azzaro R., D'Amico S., Antonucci A.** (2022),
Database Macrosismico Italiano (DBMI15). Versione 4.0. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV).
<https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15>
- Luzi L., Lanzano G., Felicetta C., D'Amico M.C., Russo E., Sgobba S., Pacor F., ORFEUS Working Group 5** (2020),
Engineering Strong Motion Database (ESM) (Version 2.0). Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV).
<https://doi.org/10.13127/ESM.2>
- Madiai 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, 3, 14-24. https://associazionegeotecnica.it/wp-content/uploads/2019/02/rig_3_2016_014_madiai.pdf
- Marchetti S.** (1980),
In situ tests by flat dilatometer. J. Geotech. Eng. Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 106 (GT3), 299-320. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000934>
- Marchetti S., Crapps D. K.** (1981),
Flat dilatometer manual. Internal report of GPE.
- Marchetti S.** (2016),
Incorporating the stress history parameter K_D of DMT into the liquefaction correlations in clean uncemented sands. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 142 (2). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001380](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001380)
- Martelli L., Calabrese L., Ercolessi G., Severi P., Romani M., Tarabusi G., Pileggi D., Rosselli S., Minarelli L., Pergalani F., Compagnoni M., Vannucchi G., Madiai C., Facciorusso J., Fioravante V., Giretti D., Mucciarelli M., Priolo E., Laurenzano G., Brammerini F., Speranza E., Conte C., Di Salvo G., Giuffrè M., Zuppiroli M., Guidi F., Vona V., Manicardi A., Mengoli B., Ugoletti C., Ricci L.** (2013),
Microzonazione Sismica Dell'area Epicentrale Del Terremoto Della Pianura Emiliana Del 2012 (Ord. 70/2012).
Atti 32° Convegno Nazionale GNGTS, Trieste. ISBN: 978-88-902101-7-4.
- Martelli L., Romani M.** (2013),
Microzonazione sismica e analisi della condizione limite per l'emergenza delle aree epicentrali dei terremoti della pianura emiliana di maggio-giugno 2012 (Ordinanza del commissario delegato – Presidente della Regione Emilia-Romagna n. 70/2012), Relazione Illustrativa.
- Martelli L., Bonini M., Calabrese L., Corti G., Ercolessi G., Molinari F.C., Piccardi L., Pondrelli S., Sani F., Severi P.** (2017),
Carta sismotettonica della Regione Emilia-Romagna e aree limitrofe, edizione 2016.
- Mascandola C., Massa M., Barani S., Lovati S., Santulin M.** (2017),
Long period amplification in deep alluvial basins and consequences for site-specific probabilistic seismic-hazard analysis: an example from the Po Plain (Northern Italy). Bull. Seismol. Soc. Am., 107 (2), 770-786.
<https://doi.org/10.1785/0120160166>
- Mascandola C., Massa M., Barani S., Albarello D., Lovati S., Martelli L., Poggi V.** (2019),
Mapping the seismic bedrock of the Po Plain (Italy) through ambient-vibration monitoring. Bull. Seismol. Soc. Am., 109 (1), 164-177. <https://doi.org/10.1785/0120180193>
- Maurer B.W., Green R.A., Quigley M.C. & Bastin S.** (2015a),
Developed of magnitude-bound relations for paleoliquefaction analyses: New Zealand case study. Eng. Geology, 197, 253-266, <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.08.023>
- Maurer B.W., Green R.A., Taylor O.D.S.** (2015b),
Moving towards an improved index for assessing liquefaction hazard: lesson from historical data.
Soil and Foundations, 55 (4), 778-787. <https://doi.org/10.1016/j.sand.2015.06.010>

- Meletti C., Galadini F., Valensise G., Stucchi M., Basili R., Barba S., Vannucci G., Boschi E. (2004),** *Zonazione sismogenetica ZS9 [Data set]*. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). <https://doi.org/10.13127/sh/zs9>
- Milana, G., P. Bordoni, F. Cara (2014),** *1D velocity structure of the Po River plain (Northern Italy) assessed by combining strong motion and ambient noise data*. Bulletin of Earthquake Engineering, 12, 2195. <https://doi.org/10.1007/s10518-013-9483-y>
- Minarelli L., Amoroso S, Tarabusi G., Stefani M., Pulelli M. (2016),** *Down-hole geophysical characterization of middle-upper Quaternary sequences in the Apennine Foredeep, Mirabello, Italy*. Annals of Geophysics, 2016. <https://doi.org/10.4401/ag-7114>
- Minarelli L., Amoroso S., Civico R., De Martini P.M., Lugli S., Martelli L., Molisso F., Rollins K.M., Salocchi A., Stefani M., Cultrera G., Milana G., Fontana D. (2022),** *Liquefied sites of the 2012 Emilia earthquake: a comprehensive database of the geological and geotechnical features (Quaternary alluvial Po plain, Italy)*. Bulletin of Earthquake Engineering 20: 3659–3697. <https://doi.org/10.1007/s10518-022-01338-7>
- Ministero delle infrastrutture e dei trasporti (2019),** *Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*. Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP., pubblicato sul Supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale, n.35 del 11 febbraio 2019, Serie generale. 348 pp.
- Molinari F. C., Boldrini G., Severi P., Dugoni G., Rapti Caputo D. & Martinelli G. (2007),** *Risorse idriche sotterranee della Provincia di Ferrara*. In: Dugoni G. & Pignone R. (Eds.), Risorse idriche sotterranee della Provincia di Ferrara. DB-MAP, Firenze, 7-61
- Monaco P., Amoroso S. (2019),** *Review of the liquefaction cases triggered by the 2009 L'Aquila earthquake (Italy)*. In Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions. Proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, (ICEGE 2019), June 17-20, 2019, Rome, Italy. <https://doi.org/10.1201/9780429031274>
- Monaco P., Marchetti S., Totani G., Calabrese M. (2005),** *Sand liquefaction assessment by Flat Dilatometer Test (DMT)*. in Proc. 16th Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, Sept. 2005.
- MS L3 Vigarano Mainarda (2020),** *Relazione Illustrativa degli di Microzonazione Sismica Livello 3 del comune di Vigarano Mainarda (FE)*. Geotema S.r.l., Regione Emilia-Romagna, <https://geo.regione.emilia-romagna.it/schede/pnsrs/index.jsp?id=38022>
- MS liv 3 LQ (2022),** *Procedure di riferimento per le analisi di microzonazione sismica di terzo livello di approfondimento - Liquefazione*. Versione 1.2. Tavolo tecnico di monitoraggio degli studi di microzonazione sismica della Regione Abruzzo. L'Aquila, 36 pp.
- NTC (2018),** *Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”*. D.M. 17 gennaio 2018, pubblicato sul Supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale, n.42 del 20 febbraio 2018, Serie generale. 372 pp.
- OPCM 3907/2010 e s.m.i. (2010),** *Attuazione dell'articolo 11 del decreto-legge 28 aprile 2009, n.39, convertito, con modificazioni, dalla legge 24 giugno 2009, n.77 in materia di contributi per interventi di prevenzione del rischio sismico*. Ordinanza n. 3907 pubblicata sul Supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale, n.281 del 1° dicembre 2010, Serie generale. 112 pp.
- Pieri M., Groppi G. (1975),** *The structure of the base of the Pliocene-Quaternary sequence in the subsurface of the Po and Veneto Plains, the Pedepennine Basin and the Adriatic Sea*. Structural model of Italy, Quaderni de “La Ricerca Scientifica” 90, 409-415.
- Pieri M., Groppi G. (1981),** *Subsurface geological structure of the Po Plain (Italy)*. C.N.R., Prog. Fin. Geodinamica, Pubbl., 414, 1-13.
- Regione Emilia-Romagna e ENI-AGIP (1998),** *Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia-Romagna. A cura di G. M. Di Dio. Regione Emilia-Romagna, ufficio geologico - ENI-Agip, Divisione Esplorazione e Produzione. S.EL.CA., Firenze, pp 120.*
- Robertson P.K. (1990),** *Soil classification using the cone penetration test*. Can. Geotech. J., 27 (1), 151-158. <https://doi.org/10.1139/t90-014>

- Robertson P.K.** (2009),
CPT-DMT correlations. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 135 (11), 1762-1771. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000119](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000119)
- Robertson, P. K.** (2012),
Mitchell lecture. Interpretation of in-situ tests-Some insight. Proc., 4th Int. Conf. on Site Characterization ISC-4, Balkema, Rotterdam, Netherlands, 1, 3-24.
- Robertson P. K., Wride C. E.** (1998),
Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. Can. Geotech. J., 35 (3), 442-459.
<https://doi.org/10.1139/t98-017>
- Rollins K.M., Roy J., Athanasopoulos-Zekkos A., Zekkos D., Amoroso S., Cao Z.** (2021),
A new dynamic cone penetration test-based procedure for liquefaction triggering assessment of gravelly soils. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 147 (12). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0002686](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002686)
- Rollins K.M., Roy J., Athanasopoulos-Zekkos A., Zekkos D., Amoroso S., Cao Z., Milana G., Vassallo M., Di Giulio G.** (2022),
A new VS-based liquefaction triggering procedure for gravelly soils. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 148 (6).
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0002784](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002784)
- Rovida A., Locati M., Camassi R., Lolli B., Gasperini P., Antonucci A.** (2022),
Catálogo Paramétrico dei Terremoti Italiani (CPTI15), versione 4.0. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). <https://doi.org/10.13127/CPTI/CPTI15.4>
- Salvatore N., Pizzi A., Rollins K.M., Pagliaroli A., Amoroso S.** (2022),
Liquefaction assessment of gravelly soils: the role of in situ and laboratory geotechnical tests through the case study of the Sulmona basin (Central Italy). Ital. J. Geosci., 141 (2), 216-229. <https://doi.org/10.3301/IJG.2022.18>
- Seed H.B., Idriss I.M.** (1971),
Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. J. Soil Mech. Found. 681 Div., 97 (9), 1249-1273.
<https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001662>
- Seed H. B., Tokimatsu K., Harder L. F. Jr., Chung R.** (1984),
The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Report No. UCB/EERC-84/15, 50 pp.
- Silvestri F., D'Onofrio A.** (2014),
Risposta sismica e stabilità di centri abitati e infrastrutture. General report. XXV National Conference on Geotechnics, Baveno, Italy.
- Sirovich L.** (1996a),
In-situ testing of repeatedly liquefied gravels and liquefied overconsolidated sands. Soil Found., 36 (4), 35-44.
https://doi.org/10.3208/sandf.36.4_35
- Sirovich L.** (1996b),
Repetitive liquefaction at gravelly site and liquefaction in overconsolidated sands. Soil Found., 36 (4), 23-34.
https://doi.org/10.3208/sandf.36.4_23
- Sonmez H.** (2003),
Modification of the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Inegol, Turkey). Evinron. Geol., 44, 862-871.
- Sonmez H., Gokceoglu C.** (2005),
A liquefaction severity index suggested for engineering practice. Evinron. Geol., 48, 81-91.
<https://doi.org/10.1007/s00254-005-1263-9>
- Standard MS** (2020),
Standard di rappresentazione e archiviazione informatica. Versione 4.2 e s.m.i.. Commissione tecnica per la microzonazione sismica, Roma. 138 pp.
- Stefani S., Minarelli L., Fontana A., Hajdas I.** (2018),
Regional deformation of late Quaternary fluvial sediments in the Apennines foreland basin (Emilia, Italy). Int. J. Earth Sci. 107 (7), 2433-2447. <https://doi.org/10.1007/s00531-018-1606-x>
- Stucchi M., Meletti C., Montaldo V., Akinci A., Faccioli E., Gasperini P., Malagnini L., Valensise G.** (2004),
Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale MPS04 [Data set]. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). <https://doi.org/10.13127/sh/mps04/ag>

Suzuki Y., Sanematsu, T., and Tokimatsu, K. (1998),

Correlation between SPT and seismic CPT. In: Robertson PK, Mayne PW (eds.), in Proceedings, Conference on Geotechnical Site Characterization, Balkema, Rotterdam, pp. 1375–380

Tavolo tecnico di monitoraggio degli studi di microzonazione sismica (2015),

Liquefazione ed aree soggette a possibili fenomeni di cedimenti differenziali o distorsioni angolari locali. L'Aquila. 3 pp.

Tavolo tecnico di monitoraggio degli studi di microzonazione sismica (2017),

Studi di pericolosità sismica di base de territorio regionale abruzzese, volti alla definizione di terremoti di riferimento. L'Aquila. 54 pp.

Tavolo tecnico di monitoraggio degli studi di microzonazione sismica (2021),

Abachi per la valutazione delle amplificazioni locali nell'area periadriatica della Regione Abruzzo. Versione 1.1. L'Aquila. 65 pp

Tonkin & Taylor (2013),

Liquefaction vulnerability study. Tonkin and Taylor Report 52020.0200. February 2013. Report for New Zealand Earthquake Commission. http://www.eqc.govt.nz/sites/public_files/documents/liquefaction-vulnerability-study-final.pdf

Tsai P.H., Lee D.H., Kung G.T.C., Juang C.H. (2009),

Simplified DMT-based methods for evaluating liquefaction resistance of soils. Eng. Geol., 103, 13-22. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2008.07.008>

UNI EN ISO 22476-1:2023 (2023),

Geotechnical investigation and testing – Field testing – Part 1: Electrical cone and piezocone penetration test. CEN/TC 341.

UNI EN ISO 22476-3:2012 (2012),

Indagini e prove geotecniche – Prove in sito – Parte 2: Prova di penetrazione dinamica. UNI/CT 021, UNI/CT 021/SC 07.

UNI EN ISO 22476-11:2017 (2017),

Indagini e prove geotecniche – Prove in sito – Parte 11: Prova con dilatometro piatto. UNI/CT 021, UNI/CT 021/SC 07.

Upadhyaya S., Green R.A., Maurer B.W., Rodriguez-Marek A., van Ballegooy S. (2021),

Limitations of surface liquefaction manifestation severity index models used in conjunction with simplified stress-based triggering models. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 148 (3). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0002725](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002725)

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 W.F., Martin G.R., Mitchell J.K., Moriwari Yoshiharu, Power M.S., Robertson P.K., Seed R.B., Stokoe K.H. (2001),

Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. J. Geotech. and Geoenviron. Eng., 127 (10), 817-833. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2001\)127:10\(817\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:10(817))

Youd, T.L., Hansen, C.M., Bartlett, S.F. (2002),

Revised multilinear re-gression equations for prediction of lateral spread displacement. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 128 (12), 1007–1017.

Zhang G., Robertson P.K., Brachman R.W.I. (2002),

Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for lever ground. Can. Geotech. J., 39, 1168-1180. <https://doi.org/10.1139/t02-047>

Zhang G., Robertson P.K., Brachman R.W.I. (2004),

Estimating liquefaction-induced lateral displacements using the standard penetration test or cone penetration test. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 130 (8), 861-871. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2004\)130:8\(861\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:8(861))

English section

The impact of soil liquefaction due to major earthquakes on society and economy is well documented in historical records worldwide and specifically in Italy. The reduction of stiffness and shear strength following liquefaction of loose water-saturated cohesionless soils involves different grain size, from gravel to non-plastic silt.

The present guidelines provide an up-to-date picture of methods and procedures for the liquefaction assessment, selecting the approaches widely used in the framework of seismic microzonation studies. They are primarily targeted to practitioners as a useful and easy-to-use instrument, setting out as a logic flow chart to guide them step by step from the site characterization to the liquefaction potential estimation.

The document is organized as follows: a brief introduction followed by basic principles of liquefaction and related soil susceptibility conditions, with an overview of the analytical methods and in-situ and laboratory geotechnical tests. Afterwards, criteria of microzonation studies for 1, 2 and 3 levels are synthesized with reference to the liquefaction assessment, from the input data to the output products. The guidelines continue with a library of the methods and the related formulas for estimating the liquefaction safety factor, the cyclic stress ratio, the cyclic resistance ratio, and the liquefaction potential index, based on the soil characteristics evaluated from geotechnical and geophysical tests. Finally, the case study of Vigarano Mainarda (Ferrara, Italy) municipality is presented to better outline how to perform liquefaction analysis into a microzonation study also in terms of output products such as microzonation maps.

Details on the in-situ geotechnical and geophysical surveys commonly used for the liquefaction assessment, together with further liquefaction severity indices available in literature and with cartographic products from the presented case study, are reported as Appendices.

Keywords:

liquefaction, microzonation studies, in-situ tests, site characterization

