



TAVOLO TECNICO DI MONITORAGGIO DEGLI STUDI DI MICROZONAZIONE SISMICA

Università degli Studi “G. d’Annunzio” Chieti-Pescara, Dipartimento di Ingegneria e Geologia

**Regione Abruzzo - Agenzia regionale di protezione civile,
Servizio Prevenzione dei rischi di protezione civile – Ufficio Rischio Sismico**

**PROCEDURE DI RIFERIMENTO PER LE ANALISI DI
MICROZONAZIONE SISMICA DI TERZO LIVELLO DI
APPROFONDIMENTO
LIQUEFAZIONE**

A cura di Sara Amoroso, Alessandro Pagliaroli, Alberto Pizzi, Nadia Salvatore

Documento approvato dal Tavolo Tecnico di Monitoraggio degli studi di microzonazione sismica della
Regione Abruzzo in data 26.09.2022

Versione 1.2

Indice

1. Introduzione
2. Normativa e documentazione di riferimento
3. Condizioni per la liquefazione
4. Stima della suscettibilità alla liquefazione attraverso l'uso dei metodi semplificati
 - 4.1 Fattore di Sicurezza nei confronti della Liquefazione e Rapporto di Sforzo Ciclico
 - 4.1.1 Stima dell'input sismico
 - 4.1.1.1 Magnitudo Massima ($M_{W_{max}}$) dal catalogo DBMI15
 - 4.1.1.2 Criteri del *cut-off* magnitudo-distanza
 - 4.1.1.2.1 *Seed et al. (1984)*
 - 4.1.1.2.2 *Ambraseys (1988)*
 - 4.1.1.2.3 *Galli (2000)*
 - 4.1.1.3 Magnitudo Massima ($M_{W_{max}}$) delle zone sismogenetiche e disaggregazione (ICMS, 2008)
 - 4.1.1.4 Metodo con codice di calcolo SASHA (D'Amico e Albarello, 2008)
 - 4.2 Metodi per la stima del Rapporto di Resistenza Ciclica
 - 4.2.1 Terreni sabbiosi
 - 4.2.1.1 Metodi basati sui risultati di prove SPT
 - 4.2.1.1.1 *Youd et al. (2001)*
 - 4.2.1.1.2 *Idriss & Boulanger (2008)*
 - 4.2.1.1.3 *Boulanger & Idriss (2014)*
 - 4.2.1.2 Metodi basati sui risultati di prove CPT
 - 4.2.1.2.1 *Youd et al. (2001)*
 - 4.2.1.2.2 *Idriss & Boulanger (2008)*
 - 4.2.1.2.3 *Boulanger & Idriss (2014)*
 - 4.2.1.3 Metodi basati sui risultati di prove DMT
 - 4.2.1.3.1 *Monaco et al. (2005)*

4.2.1.3.2 *Tsai et al. (2009)*

4.2.1.3.3 *Robertson (2012)*

4.2.1.3.4 *Marchetti (2016)*

4.2.1.3.5 *Chiaradonna & Monaco (2021)*

4.2.1.4 Metodi basati sui risultati di prove CPT e DMT

4.2.1.4.1 *Marchetti (2016)*

4.2.1.5 Metodi basati sui profili di velocità delle onde di taglio V_S

4.2.1.5.1 *Andrus & Stokoe (2000)*

4.2.1.5.2 *Kayen et al. (2013)*

4.2.2 Terreni ghiaiosi

4.2.2.1 Metodi basati sui risultati di prove SPT

4.2.2.2 Metodi basati sui risultati di prove DPT

4.2.2.2.1 *Cao et al. (2013)*

4.2.2.2.2 *Rollins et al. (2021)*

4.2.2.3 Metodi basati sui profili di velocità delle onde di taglio V_S

4.2.2.3.1 *Cao et al. (2011)*

4.2.2.3.2 *Rollins et al. (2022)*

4.3 Indici di severità alla liquefazione

4.3.1 Indice del Potenziale di Liquefazione (LPI)

4.3.2 Ishihara-inspired index (LPI_{ISH})

4.3.3 Cedimenti verticali indotti dalla liquefazione (S)

4.3.4 Liquefaction Severity Number (LSN)

4.3.5 Spostamenti orizzontali indotti dalla liquefazione (LD)

4.3.6 Induced dAmage Measurement (I_{AM})

Bibliografia

Allegato 1 - Prova penetrometrica dinamica con maglio cinese da 120 kg (DPT)

PROCEDURE DI RIFERIMENTO PER LE ANALISI DI MICROZONAZIONE SISMICA DI TERZO LIVELLO DI APPROFONDIMENTO - LIQUEFAZIONE

1. Introduzione

Il fenomeno della liquefazione, inteso l'insieme dei fenomeni 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, 2014, Rollins et al., 2021) che nazionale (e.g., Baratta, 1910; Galli, 2000; Sirovich, 1996a, 1996b; Rollins, 2020) su terreni a granulometria variabile dalle ghiaie ai limi non plastici.

In Abruzzo sono diversi gli eventi documentati in letteratura: nella conca dell'Aquila sono diverse le evidenze di liquefazione in depositi sabbiosi con riferimento ai terremoti del 2009 (Monaco & Amoroso, 2019; Monaco et al., 2015; De Martini et al., 2012; Aydan et al., 2009) e del 1703 (Chiaradonna et al., 2022); nella conca del Fucino sono state rilevate e studiate paleoliquefazioni in terreni a grana fine (Boncio et al. 2018, 2020); infine nella conca di Sulmona sono state evidenziate liquefazioni in terreni sabbiosi relative al terremoto dell'Aquila nel 2009 (Monaco et al., 2011) e probabili paleoliquefazioni in terreni ghiaiosi (Salvatore et al., sottomesso).

Nel presente documento vengono presentate le procedure per la valutazione della possibilità di occorrenza della liquefazione nell'ambito degli studi di Microzonazione Sismica di terzo livello di approfondimento. Tali procedure sono state selezionate facendo riferimento a quelle più recenti e più utilizzate a livello nazionale ed internazionale al momento della stesura. Si raccomanda un'accurata caratterizzazione geologica e geotecnica dei siti oggetto di studio, finalizzata ad una scelta più idonea dei metodi di indagine da utilizzare per la stima della suscettibilità alla liquefazione.

Per tutto ciò che non è riportato all'interno del presente lavoro (e.g., rappresentazione cartografica) si può far riferimento alla documentazione riportata nel Cap. 2.

2. Normativa e documentazione di riferimento

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

- Gruppo di lavoro MS (2008) – *Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica*. Conferenza delle Regioni e delle Province autonome – Dipartimento della protezione civile, Roma, 3 vol. e Dvd.
- 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.
- 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 (2020) – *Protocolli di acquisizione ed elaborazione dati relativi alle attività di Microzonazione Sismica di Livello 3 in Italia Centrale*. Roma. 127 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.
- 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.
- AGI (2005) – *Aspetti geotecnici della progettazione in zone sismiche*. Linee guida AGI, 416 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

Si riportano di seguito i documenti disponibili a livello regionale in Abruzzo per gli studi di microzonazione sismica con particolare riferimento agli aspetti relativi alla risposta sismica locale e alla liquefazione:

- 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.

Si riportano di seguito i documenti disponibili a livello regionale in Emilia-Romagna per gli studi di microzonazione sismica con particolare riferimento agli aspetti relativi alla risposta sismica locale e alla liquefazione:

- Delibera Giunta Regionale Emilia-Romagna n. 476 del 12/04/2021 – *Allegato A3 - Procedure di riferimento per le analisi di terzo livello di approfondimento*. 24 pp.

3. Condizioni per la 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 che presenti 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 (2015) 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 Fig. 3.1:

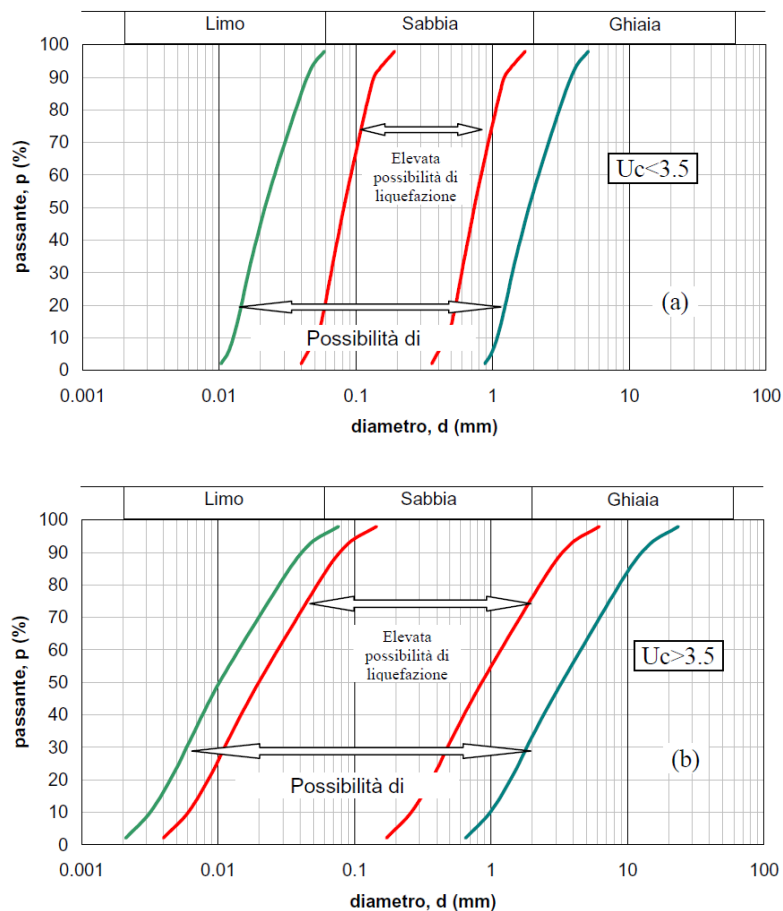


Fig. 3.1 – Fusi granulometrici per la determinazione della suscettibilità a liquefazione di un terreno; a) nel caso di terreni in cui il fattore di uniformità $U_c < 3.5$; b) nel caso di terreni con $U_c > 3.5$ (AGI, 2005)

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, 2004; Andrews & Martin, 2000; Idriss & Boulanger, 2008; Boncio et al., 2018, 2020). Per tale motivo, non si considera un parametro affidabile per le analisi di terzo livello di microzonazione sismica. A titolo di esempio in Fig. 3.2 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 in Fig. 3.1b (Salvatore et al., 2022).

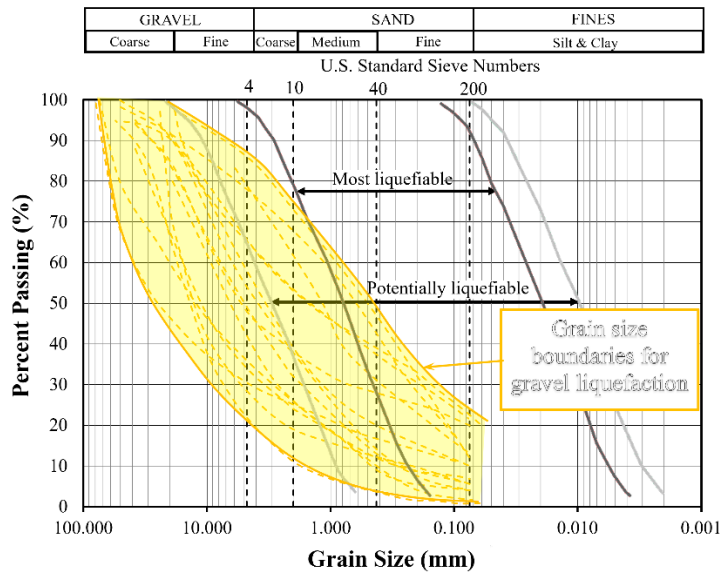


Fig. 3.2 – Curve granulometriche riferite a siti oggetto di liquefazione in terreni ghiaiosi (linee gialle, modificato da Rollins et al., 2021) sovrapposte ai fusi granulometrici di normativa per la determinazione della suscettibilità a liquefazione dei terreni con $UC > 3.5$ (da Salvatore et al., 2022).

In Fig. 3.3 si riportano i principali abachi disponibili in letteratura (Bray & Sancio, 2004; 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 delle curve granulometriche.

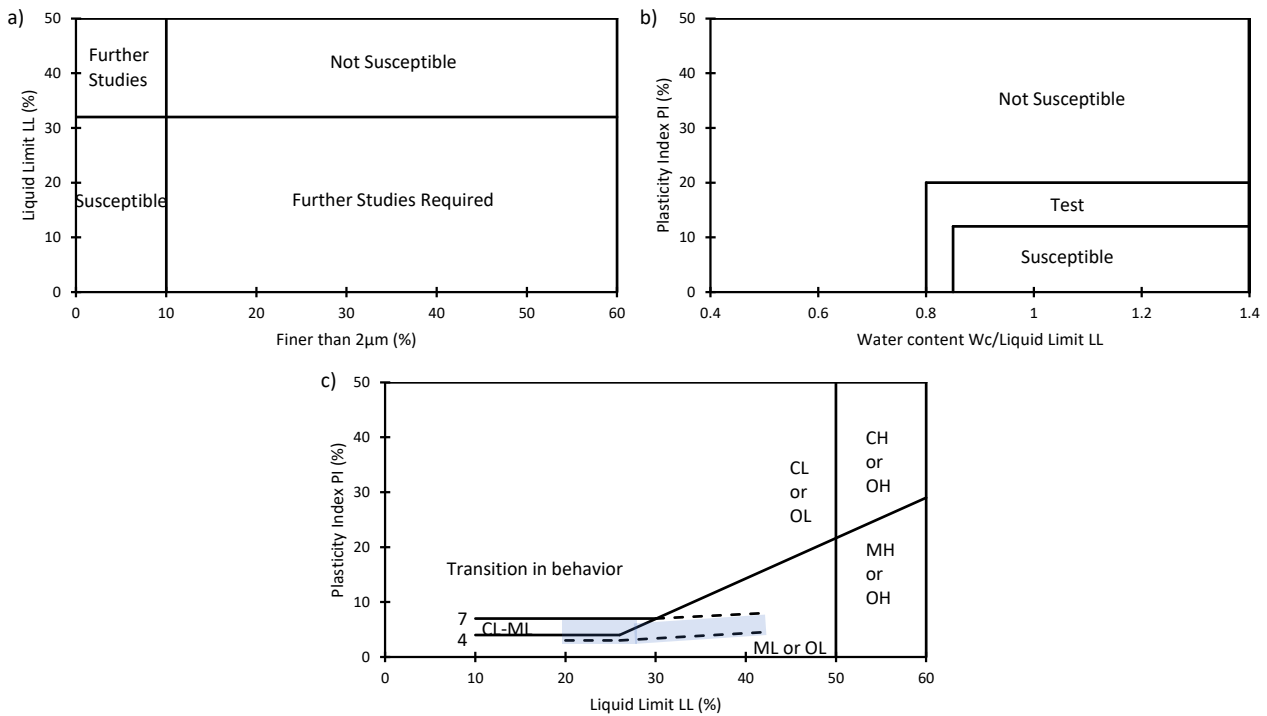


Fig. 3.3 – Abachi per la stima della suscettibilità di un terreno alla liquefazione attraverso prove geotecniche di laboratorio: a) Andrews e Martin (2000); b) Bray e Sancio (2006); c) Idriss e Boulanger (2008).

Altre condizioni per l'occorrenza di fenomeni di liquefazione sono la possibilità di eventi sismici con magnitudo attesa $M_W \geq 5$ (rimossa dalle NTC, 2018, ma presente sulle Linee guida MS, 2018) e l'accelerazione massima in superficie in condizioni di campo libero $a_{max} \geq 0.1g$ (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 $CPT q_{c1N} < 180$. Per la definizione di entrambi i parametri si faccia riferimento rispettivamente ai paragrafi 4.2.2.1 e 4.2.2.2.

4. Stima della suscettibilità alla liquefazione attraverso l'uso dei metodi semplificati

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 liquefacibili sono generalmente disturbati e le tecniche necessarie per un campionamento indisturbato risultano 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 (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 valori 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.

4.1. 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:

$$FS_L = (CRR_{7.5}/CSR) * MSF * K_\sigma \quad (1)$$

dove:

$CRR_{7.5}$ è il Rapporto di Resistenza Ciclica normalizzato per un terremoto di magnitudo M_W 7.5 ed una pressione di confinamento di 1 atmosfera, CSR è il Rapporto di Sforzo Ciclico, MSF è il fattore di scala della magnitudo, e K_σ è il fattore di correzione legato alle tensioni efficaci agenti.

Il CSR è dato da:

$$CSR = 0.65 * (\sigma_{v0}/\sigma'_{v0}) * (a_{max}/g) * r_d \quad (2)$$

con σ_{v0} = tensione verticale totale, σ'_{v0} = tensione verticale efficace, g = accelerazione di gravità, a_{max} = accelerazione massima in superficie in condizioni di campo libero, r_d = coefficiente di riduzione degli sforzi di taglio in seguito alla deformabilità del deposito.

4.1.1. Stima dell'input sismico

Per la stima dell'input sismico 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 . La a_{max} , definita come l'accelerazione massima in superficie in condizioni di campo libero, è ricavabile dalle analisi di risposta sismica locale. Per la stima di M_W si fa riferimento a quanto consigliato nella Linee Guida MS (2018) e qui di seguito sintetizzato.

4.1.1.1. Magnitudo Massima ($M_{W_{max}}$) 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 aventi 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 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 deve essere estesa a località maggiori adiacenti.

4.1.1.2. Criteri del *cut-off* magnitudo-distanza

Anche in questo caso si parla di un metodo deterministico, che considera 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 al criterio precedente per verificare se, fissato in maniera deterministica uno scenario sismico di data magnitudo, la distanza 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 cui si verifica la liquefazione.

Le più utilizzate, come riportato dalle Linee Guida MS (2018) sono quelle derivanti dalle relazioni empiriche riportate nelle Eqs. 3, 4 e 5 e proposte rispettivamente da Seed et al. (1984), Ambraseys (1988), Galli (2000):

$$\log R = 0.463 * M_W - 1.14 \quad (3)$$

$$M_W = 4.64 + 2.65 * 10^{-3} * R + 0.99 * \log(R) \quad (4)$$

$$M_W = 2.75 + 2.0 * \log(R) \quad (5)$$

con la distanza R espressa in km.

In questo caso il metodo utilizza un database contenente esclusivamente eventi accaduti in Italia.

4.1.1.3. Magnitudo Massima ($M_{W_{max}}$) delle zone sismogenetiche e disaggregazione (ICMS, 2008)

Si consiglia di seguire i punti indicati nelle Linee Guida MS (2018) – Parte II – Appendice A1.

4.1.1.4. Metodo con codice di calcolo SASHA (D'Amico & Albarello, 2008)

Il metodo, implementato nel codice SASHA, 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. 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 con la magnitudo di riferimento calcolata in accordo alla metodologia descritta è disponibile nel materiale supplementare allegato alle Linee Guida MS (2018).

4.2. 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 normalizzato per un terremoto di magnitudo $M_W 7.5$ ($CRR_{7.5}$) si utilizzano prevalentemente i risultati di prove geotecniche in sito, come la prova penetrometrica dinamica SPT (Standard Penetration Test), la prova penetrometrica dinamica con maglio cinese DPT (Dynamic Penetration Test), la prova penetrometrica statica preferibilmente con punta elettrica CPTE (Cone Penetration Test) o con piezocono CPTU (Piezocone Test), la prova con dilatometro piatto DMT (Flat Dilatometer Test), o di metodi geofisici che permettano la misura della velocità delle onde di taglio V_S (Fig. 4.1).

Considerando la tipologia di terreno prevalente nel profilo stratigrafico dei primi 20 m, si consiglia l'utilizzo delle prove in sito DPT (Cao et al., 2013; Rollins et al., 2021) e V_S (Cao et al., 2011; Rollins et al., 2022) per terreni ghiaiosi; 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), DMT e CPT (Marchetti, 2016), V_S (Andrus & Stokoe, 2000; Kayen et al., 2013) per i terreni sabbiosi. Per i terreni a grana fine si faccia riferimento alle considerazioni fatte nel capitolo precedente, per quanto sia possibile valutarne la suscettibilità alla liquefazione attraverso i metodi semplificati proposti da Idriss & Boulanger (2008) e successivamente attraverso analisi di laboratorio avanzate, che non sono tuttavia oggetto del presente documento e non verranno perciò trattati.

Per la definizione di terreno ghiaioso e sabbioso si può fare riferimento agli standard di classificazione dei terreni ASTM D2487-17 (2017).

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

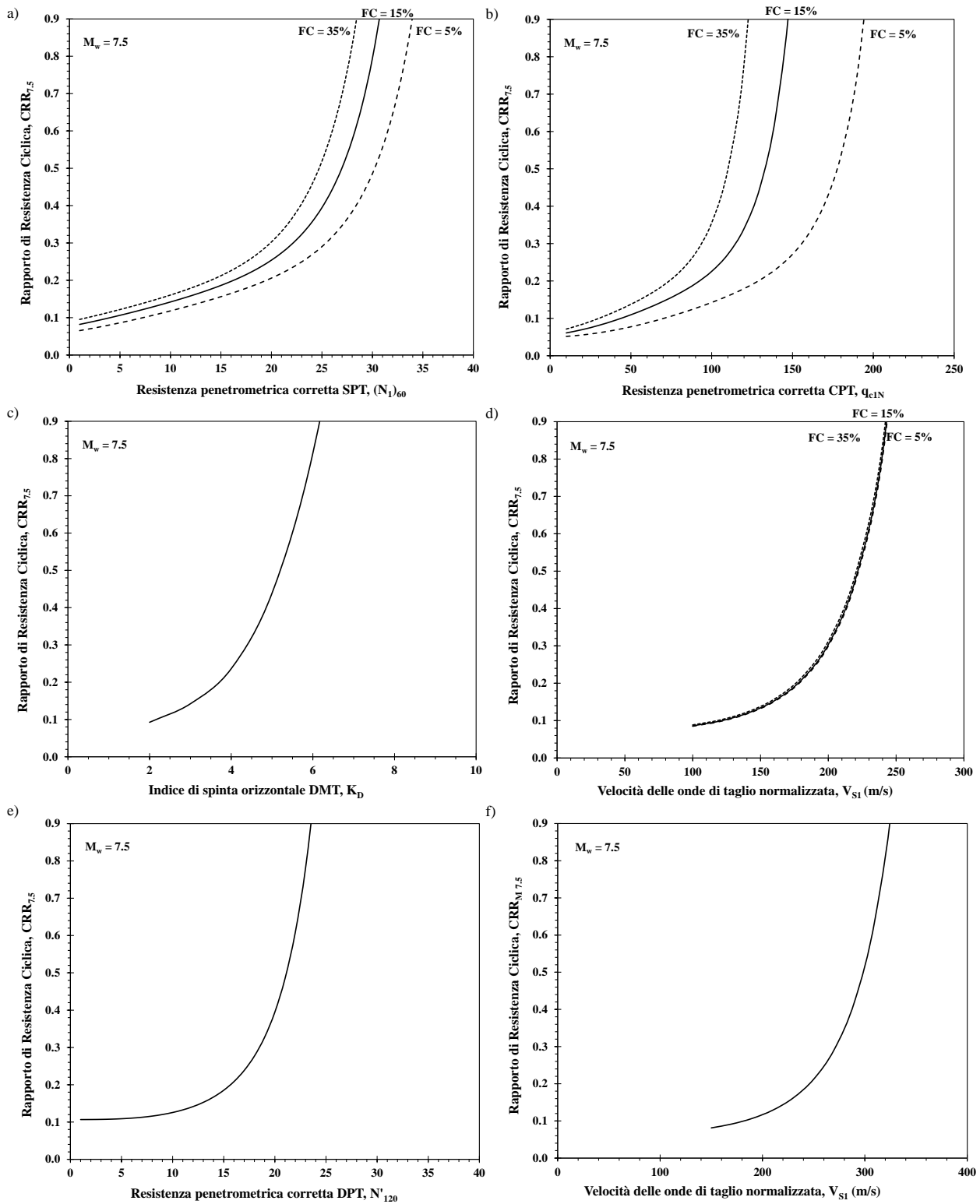


Fig. 4.1 – Abachi per la determinazione del Rapporto di Resistenza Ciclica in terreni sabbiosi: a) da prove SPT (Idriss & Boulanger, 2008); b) da prove CPT (Idriss & Boulanger, 2008); c) da prove DMT (Monaco et al., 2005); d) da velocità delle onde di taglio V_S (Kayen et al. 2013); abachi per la determinazione del Rapporto di Resistenza Ciclica in terreni ghiaiosi: e) da prove DPT (Rollins et al., 2021); f) da velocità delle onde V_S (Rollins et al., 2022).

4.2.2. Terreni sabbiosi

4.2.2.1. Metodi basati sui risultati di prove 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 tuttavia funzione non solo della resistenza penetrometrica corretta (Eq. 7), ma anche del contenuto di fine (FC). Dovranno essere perciò inclusi nell'analisi solo quei terreni di natura prevalentemente sabbiosa, escludendo gli strati con $FC > 50\%$.

4.2.2.1.1. Youd et al. (2001)

Per arrivare al calcolo delle Eq. 1 e 2 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} :

$$N_{60} = N_{SPT} * C_E * C_B * C_R * C_S \quad (6)$$

con

$$C_E = E_{HammerSPT}/60\% \quad (7)$$

dove $E_{HammerSPT}$ è l'energia trasferita dal maglio SPT all'asta al momento del colpo, in percentuale. I fattori correttivi C_E, C_B, C_R, C_S sono descritti nella Tabella 4.1

Fattore	Caratteristiche dell'attrezzatura di prova	Correzione
Rapporto energetico C_E	Maglio ad anello	0.5 – 1
	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

Tabella 4.1: Fattori correttivi per la resistenza alla penetrazione N_{SPT} (Robertson & Wride, 1998).

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 pressione di 100 kPa e un'efficienza energetica del 60%:

$$(N_1)_{60} = N_{60} * C_N \quad (8)$$

con

$$C_N = (100/\sigma'_{v0})^n \leq 1.7 \quad (9)$$

con $n = 0.5$

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

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta * (N_1)_{60} \quad (10)$$

con

$$\alpha = 0 \text{ e } \beta = 1 \text{ se } FC \leq 5\% \quad (11a)$$

$$\alpha = \exp [1.76 - (190/FC^2)] \text{ e } \beta = 0.99 + (FC^{1.5}/1000) \text{ se } 5\% < FC < 35\% \quad (11b)$$

$$\alpha = 5 \text{ e } \beta = 1.2 \text{ se } FC \geq 35\%. \quad (11c)$$

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

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60CS}} + \frac{(N_1)_{60CS}}{135} + \frac{50}{(10 * (N_1)_{60CS} + 45)^2} - \frac{1}{200} \text{ se } (N_1)_{60CS} < 30 \quad (12)$$

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

Per il calcolo del CSR secondo l'Eq. 2, si utilizzino le seguenti relazioni di Liao & Whitman (1986) per la stima di r_d :

$$r_d = 1 - 0.00765 * z \text{ se } z \leq 9.15 \text{ m} \quad (13a)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 * z \text{ se } 9.15 < z \leq 23 \text{ m} \quad (13b)$$

dove z = profondità dal piano campagna. Per il calcolo di FS_L secondo l'Eq. 1 Youd et al. (2001) introducono inoltre le seguenti formule per la stima di MSF e K_σ :

$$MSF = 10^{2.24} / M_W^{2.56} \quad (14)$$

$$K_\sigma = (\sigma'_{v0}/100)^{(f-1)} \text{ se } \sigma'_{v0} > 100 \text{ kPa} \quad (15a)$$

$$K_\sigma = 1 \text{ se } \sigma'_{v0} \leq 100 \text{ kPa} \quad (15b)$$

con

$$f = 0.8 \text{ se } D_R < 40\% \quad (16a)$$

$$f = 0.8 - 0.005 * (D_R - 40) \text{ se } 40\% \leq D_R \leq 80\% \quad (16b)$$

$$f = 0.6 \text{ se } D_R > 80\% \quad (16c)$$

È possibile calcolare la densità relativa D_R secondo quanto proposto da Rollins et al. (2020):

$$D_R = ((N_1)_{60CS}/60)^{0.5} \quad (17)$$

4.2.2.1.2. Idriss & Boulanger (2008)

Per arrivare al calcolo delle Eq. 1 e 2 Idriss & Boulanger (2008) utilizzano il parametro $(N_1)_{60}$ precedentemente definita da Youd et al. (2001), come visto nell'Eq. 6 e 8.

Per il calcolo del C_N si utilizzi l'Eq. 9 con

$$n = 0.784 - 0.521 * D_R \quad (18)$$

e D_R come da Eq. 17.

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

$$(N_1)_{60CS} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (19)$$

con

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp[1.63 + (9.7/(FC + 0.01)) - (15.7/(FC + 0.01))^2] \quad (20)$$

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

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\frac{(N_1)_{60CS}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right] \quad (21)$$

Per il calcolo del CSR secondo l'Eq. 2 si utilizzino le seguenti relazioni di Idriss (1999) per la stima di r_d :

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) * M_W] \text{ se } z \leq 34 \text{ m} \quad (22)$$

con:

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 * \sin(z/11.73 + 5.133) \quad (23a)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 * \sin(z/11.28 + 5.142) \quad (23b)$$

Per il calcolo di FS_L secondo l'Eq. 1 Idriss & Boulanger (2008) introducono inoltre le seguenti formule per la stima di MSF e K_σ :

$$MSF = 6.9 * \exp(-M_W/4) - 0.058 \leq 1.8 \quad (24)$$

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma * \ln(\sigma'_{v0}/100) \leq 1.1 \quad (25)$$

con

$$C_\sigma = 1/(18.9 - 2.55 * (N_1)_{60}^{0.5}) \leq 0.3 \text{ e } (N_1)_{60} \leq 37 \quad (26)$$

4.2.2.1.3. Boulanger & Idriss (2014)

Per arrivare al calcolo delle Eq. 1 e 2 Boulanger & Idriss (2014) utilizzano le stesse equazioni viste per il metodo di Idriss & Boulanger (2008), tranne per l'Eq. 24 che diventa:

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) * [8.64 * \exp(-M_W/4) - 1.325] \leq 1.8 \quad (27)$$

con

$$MSF_{max} = 1.09 + ((N_1)_{60CS}/31.5)^2 \leq 2.2 \quad (28)$$

4.2.2.2. Metodi basati sui risultati di prove 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). La procedura si basa sulla valutazione di un indice di comportamento del terreno I_c definito dalle seguenti equazioni (Robertson, 1990; Zhang et al., 2002):

$$I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5} \quad (29)$$

con la resistenza alla penetrazione normalizzata Q definita come:

$$Q = [(q_c - \sigma_{v0})/100] * [100/\sigma'_{v0}]^n \quad (30)$$

e il rapporto di attrito normalizzato F dato da:

$$F = [f_s/(q_c - \sigma_{v0})] * 100 \quad (31)$$

dove f_s è la resistenza all'attrito del manicotto.

Imponendo inizialmente $n = 1.0$ in Eq. 30, 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)

$$\text{se } I_c \leq 1.64, n = 0.5 \quad (32a)$$

$$\text{se } 1.64 < I_c < 3.30, n = (I_c - 1.64) * 0.3 + 0.5 \quad (32b)$$

$$\text{se } I_c \geq 1.64, n = 1 \quad (32c)$$

$$\text{Se } \sigma'_{v0} > 300 \text{ kPa}, n = 1 \quad (32d)$$

Quindi, 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).

4.2.2.2.1. Youd et al. (2001)

Per arrivare al calcolo delle Eq. 1 e 2 Youd et al. (2001) hanno ottenuto un valore di q_c normalizzato applicando il fattore correttivo per la profondità di esecuzione della prova C_N (Eq. 9) assumendo $n = 0.5$:

$$q_{c1N} = C_N * (q_c/100) \quad (33)$$

Il parametro q_{c1N} viene ulteriormente corretto per ottenere un valore equivalente riferito a sabbie pulite:

$$(q_{c1N})_{CS} = K_c * q_{c1N} \quad (34)$$

con

$$K_c = 1 \text{ se } I_c \leq 1.64 \quad (35a)$$

$$K_c = -0.403 * I_c^4 + 5.581 * I_c^3 - 21.63 * I_c^2 + 33.75 * I_c \text{ se } 1.64 < I_c \leq 2.60 \quad (35b)$$

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

$$CRR_{7.5} = 0.833 * [(q_{c1N})_{CS}/1000] + 0.05 \text{ se } (q_{c1N})_{CS} < 50 \quad (36a)$$

$$CRR_{7.5} = 93 * [(q_{c1N})_{CS}/1000]^3 + 0.08 \text{ se } (q_{c1N})_{CS} \geq 50 \quad (36b)$$

Per il calcolo del CSR si utilizzino le Eq. 2 e 13, mentre per il MSF si utilizzi l'Eq. 14. Per il K_σ si utilizzi l'Eq. 15, con D_R dato dalla relazione proposta da Kulhawy & Mayne (1990) e semplificata per sabbie medie, pulite e non cementate:

$$D_R = (q_{c1NCS}/350)^{0.5} \quad (37)$$

4.2.2.2.2. Idriss & Boulanger (2008)

Come per il metodo di Youd et al. (2001), per arrivare al calcolo delle Eq. 1 e 2 è necessario normalizzare la resistenza in punta come in Eq. 33, considerando per il parametro C_N (Eq. 9) il valore di n visto nell'Eq. 18, con D_R come da Eq. 37.

Il parametro q_{c1N} viene ulteriormente corretto per ottenere un valore equivalente riferito a sabbie pulite $(q_{c1N})_{CS}$ come:

$$q_{c1NCS} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N} \quad (38)$$

con

$$\Delta q_{c1N} = [5.4 + (q_{c1N}/16)] \exp[1.63 + (9.7/(FC + 0.01)) - (15.7/(FC + 0.01))^2] \quad (39)$$

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

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\frac{q_{c1NCS}}{540} + \left(\frac{q_{c1NCS}}{67} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1NCS}}{80} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1NCS}}{114} \right)^4 - 3 \right] \quad (40)$$

Per il calcolo del CSR si utilizzano le Eq. 2, 22 e 23, mentre per il MSF l'Eq. 24. Per il K_σ si fa riferimento all'Eq. 25 considerando che l'Eq. 26 diventa:

$$C_\sigma = 1/(37.3 - 8.27 * (q_{c1N})^{0.264}) \leq 0.3 \quad (41)$$

4.2.2.2.3. Boulanger & Idriss (2014)

Per arrivare al calcolo delle Eq. 1 e 2 si utilizzano le stesse equazioni viste per il metodo di Idriss & Boulanger (2008), tranne per l'Eq. 39 che diventa:

$$\Delta q_{c1N} = [11.9 + (q_{c1N}/14.6)] \exp[1.63 + (9.7/(FC + 2)) - (15.7/(FC + 2))^2] \quad (42)$$

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

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\frac{q_{c1NCS}}{113} + \left(\frac{q_{c1NCS}}{1000} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1NCS}}{140} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1NCS}}{137} \right)^4 - 2.8 \right] \quad (43)$$

Per il MSF si applica l'Eq. 27, con l'Eq. 28 che diventa:

$$MSF_{max} = 1.09 + (q_{c1NCS}/31.5)^2 \leq 2.2 \quad (44)$$

4.2.1.3. Metodi basati sui risultati di prove 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, la procedura

si basa sulla valutazione di un indice di comportamento meccanico del terreno, definito come indice del materiale I_D secondo le equazioni proposte da Marchetti (1980), Marchetti & Crapps (1991):

$$I_D = (p_1 - p_0)/(p_0 - u_0) \quad (45)$$

dove p_0 è la prima lettura corretta (Eq. 46a), p_1 è la seconda lettura corretta (Eq. 46b) e u_0 la pressione neutra all'equilibrio (Eq. 46c):

$$p_0 = 1.05 * (A - Z_M + \Delta A) - 0.05 * (B - Z_M - \Delta B) \quad (46a)$$

$$p_1 = B - Z_M - \Delta B \quad (46b)$$

$$u_0 = p_2 = C - Z_M + \Delta A \quad (46c)$$

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 una dilatazione del centro della membrana contro il terreno di 1.1 mm, ΔA e ΔB sono i parametri correttivi determinati mediante la calibrazione della membrana, Z_M è la deviazione dallo zero del manometro, C è la pressione di “richiusura” della membrana.

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:

$$K_D = (p_0 - u_0)/\sigma'_{v0} \quad (47)$$

I metodi DMT non prevedono una correzione riferita a sabbie pulite e non hanno una propria formulazione dei parametri r_d ed MSF , per i quali è necessario utilizzare le equazioni viste per i metodi CPT nel paragrafo 4.2.2.2. K_σ è assunto pari a 1.

4.2.1.3.1. Monaco et al. (2005)

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

$$CRR_{7.5} = 0.0107 * K_D^3 - 0.1741 * K_D^2 + 0.2169 * K_D - 0.1306 \quad (48)$$

4.2.1.3.2. Tsai et al. (2009)

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

$$CRR_{7.5} = \left[\left(\frac{K_D}{8.2} \right)^3 - \left(\frac{K_D}{6.5} \right)^2 + \left(\frac{K_D}{2.5} \right) - 3.1 \right] \quad (49)$$

4.2.1.3.3. Robertson (2012)

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

$$CRR_{7.5} = 93 * (0.025 * K_D)^3 + 0.08 \quad (50)$$

4.2.1.3.4. Marchetti (2016)

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

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\frac{25 * K_D}{540} + \left(\frac{25 * K_D}{67} \right)^2 - \left(\frac{25 * K_D}{80} \right)^3 + \left(\frac{25 * K_D}{114} \right)^4 - 3 \right] \quad (51)$$

4.2.1.3.5. Chiaradonna & Monaco (2022)

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

$$CRR_{7.5} = \exp(0.001109 * K_D^4 - 0.00569 * K_D^3 + 0.000625 * K_D^2 + 0.221 * K_D - 2.8) \quad (52)$$

4.2.1.4. Metodo basato sui risultati di prove CPT e DMT

Questa prova permette di correlare, attraverso media geometrica, il $CRR_{7.5}$ ottenuto attraverso il metodo di Idriss & Boulanger (2008) per CPT (paragrafo 4.2.2.2) con quello ottenuto col metodo di Marchetti (2016) per DMT (paragrafo 4.2.1.3.4). Per questo dovranno essere considerati solo quei dati che presentino un valore di $I_c \leq 2.6$ per la prova CPT e un valore di $I_D \geq 1.2$ per quella DMT.

4.2.1.4.1. Marchetti (2016)

La correlazione tra q_{c1NCS} e K_D sarà data da:

$$q_{c1NCS} = 25 * K_D \quad (53)$$

Il valore finale di $CRR_{7.5}$ sarà, così come proposto da Marchetti (2016), la media geometrica tra le Eq. 40 e l'Eq. 51:

$$CRR_{7.5} = [(CRR_{7.5} \text{ da } q_{c1NCS} - \text{Eq. 40}) * (CRR_{7.5} \text{ da } K_D - \text{Eq. 51})]^{0.5} \quad (54)$$

4.2.1.5. Metodi basati sui profili 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.

La tecnica, che presenta diversi vantaggi pratici, va usata con cautela: (1) le misure di V_S sono riferite a piccole deformazioni, mentre la liquefazione avviene a medio-grandi deformazioni; (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 rapporto di sovraconsolidazione, che invece influenzano fortemente la resistenza a liquefazione (Lai et al., 2009).

Una volta misurata, la V_S deve essere normalizzata alla pressione efficace di riferimento di 100 kPa:

$$V_{S1} = V_S * (100/\sigma'_{v0})^{0.25} \quad (54)$$

Dovranno comunque essere inclusi nell'analisi solo quei terreni di natura prevalentemente sabbiosa, escludendo gli strati con $FC > 50\%$.

4.2.1.5.1. Andrus & Stokoe (2000)

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

$$CRR_{7.5} = [0.022 * (V_{S1}/100)^2 + 2.8 * (1/(V_{S1}^* - V_{S1}) - (1/V_{S1}^*))] \quad (55)$$

dove V_{S1}^* è il limite superiore di V_{S1} per il verificarsi della liquefazione assunto pari a:

$$V_{S1}^* = 215 \text{ m/s per } FC \leq 5\% \quad (56a)$$

$$V_{S1}^* = 215 - 0.5*(FC-5) \text{ m/s per } 5\% < FC < 35\% \quad (56b)$$

$$V_{S1}^* = 200 \text{ m/s per } FC \geq 35\% \quad (56c)$$

Per il calcolo di r_d si utilizzi l'Eq. 12, per l'MSF (Idriss, 1999) si avrà che:

$$MSF = 6.9 * \exp(-M_W/4) - 0.06 \text{ per } M_W > 5.2 \quad (57a)$$

$$MSF = 1.82 \text{ per } M_W \leq 5.2 \quad (57b)$$

4.2.1.5.2. Kayen et al. (2013)

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

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\frac{(0.0073 * V_{S1})^{2.8011} - 2.6168 * \ln(M_W) - 0.0099 * \ln(\sigma'_{v0}) + 0.0028 * FC + 0.4809 * 0.15}{1.946} \right] \quad (58)$$

Per arrivare al calcolo delle Eq. 1 e 2, la V_S misurata deve essere corretta come in Eq. 54. La formula per il calcolo di r_d diventa:

$$r_d = (1 + X_1)/(1 + X_2) \quad (59)$$

dove

$$X_1 = \frac{-23.013 - 2.949 * a_{max} + 0.999 * M_W + 0.0525 * V_{S,12m}^*}{16.258 + 0.201 * e^{0.341*(-z+0.0785*V_{S,12m}^*+7.586)}} \quad (60a)$$

e

$$X_2 = \frac{-23.013 - 2.949 * a_{max} + 0.999 * M_W + 0.0525 * V_{S,12m}^*}{16.258 + 0.201 * e^{0.341*(0.0785*V_{S,12m}^*+7.586)}} \quad (60b)$$

con z = profondità in metri, misurata nel punto medio dello strato critico e $V_{S,12m}^* = V_S$ media misurata nei primi 12.2 m della verticale.

Il MSF viene calcolato come:

$$MSF = 15 * M_W^{-1.342} \quad (61)$$

Si consideri $K_\sigma = 1$.

4.2.2. Terreni ghiaiosi

4.2.2.1. Metodi basati sui risultati di prove SPT

I metodi basati sui risultati delle prove SPT sono quelli già illustrati nel paragrafo 4.2.1.1, ma sono sconsigliati perché la presenza di clasti di dimensioni superiori a quelli considerati per la messa a punto della prova, sviluppata per le sabbie, può portare a sovrastimare la resistenza alla penetrazione del terreno (AGI, 2005).

4.2.2.2. Metodi basati sui risultati di prove DPT

Attraverso la prova DPT (Cao et al., 2013; Rollins et al., 2021) 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 sarà tuttavia funzione non solo della resistenza penetrometrica corretta (Eq. 63), ma anche del contenuto di fine (FC). Dovranno essere perciò inclusi nell'analisi solo quei terreni di natura prevalentemente ghiaiosa che presentino un valore di $FC \leq 50\%$.

Il vantaggio nell'utilizzo della prova DPT in terreni ghiaiosi si trova innanzitutto nella maggiore capacità di penetrazione in questo tipo di terreni rispetto alla prova SPT, che tende a sovrastimare la D_R in caso di presenza di materiale grossolano. Inoltre, la prova DPT può essere considerata continua, con una risoluzione decisamente più alta della SPT e una capacità di individuare alternanze di strati anche sottili maggiore rispetto ad una V_S .

Per le specifiche dell'attrezzatura richiesta per la prova DPT e le modalità di esecuzione si può far riferimento all'Allegato 1 e ai relativi riferimenti bibliografici.

4.2.2.2.1. Cao et al. (2013)

Per arrivare al calcolo delle Eq. 1 e 2 Cao et al. (2013) utilizzano il parametro N_{DPT} definito in precedenza corretto rispetto al rapporto energetico ER_{DPT} secondo le relazioni:

$$N_{120} = N_{DPT} * 3 * ER_{DPT} \quad (62a)$$

$$ER_{DPT} = (E_{HammerDPT} / E_{ChineseDPT}) \quad (62b)$$

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

Essendo C_N come da Eq. 9 assumendo $n = 0.5$, avremo che:

$$N'_{120} = N_{120} * C_N \quad (63)$$

Considerato che il dataset utilizzato da Cao et al. (2013) fa riferimento ad un singolo evento sismico ($M_w = 7.9$), l'abaco proposto da Cao et al. (2013) è stato normalizzato ad $M_w = 7.5$, come suggerito da Rollins et al. (2021):

$$CRR_{7.5} = \left(\exp \left[\frac{(-8.4 + 0.35 * N'_{120} - \ln((1 - 0.15)/0.15))}{2.12} \right] \right) / 0.87 \quad (64)$$

A questo punto è possibile calcolare la densità relativa come riportato da Rollins et al. (2020):

$$D_R = (N'_{120}/70)^{0.5} \quad (65)$$

Per il calcolo di r_d si utilizzi l'Eq. 13 e per il MSF l'Eq. 14. Si consideri $K_\sigma = 1$.

4.2.2.2.2. Rollins et al. (2021)

Per arrivare al calcolo delle Eq. 1 e 2 il parametro N'_{120} è determinato con le stesse equazioni viste per il metodo di Cao et al. (2013) nel paragrafo 4.2.2.2.1.

Il $CRR_{7.5}$, proposto da Rollins et al. (2021) sulla base di un dataset di 137 siti (17 terremoti avvenuti in 7 differenti), sarà dato da:

$$CRR_{7.5} = \exp[(-1.32 + 0.0008 * N'_{120} - \ln((1 - 0.15)/0.15))/5.2] \quad (66)$$

Per il calcolo della densità relativa D_R si utilizzi l'Eq. 65, mentre per r_d si utilizzino le Eq. 22 e 23, mentre l'Eq. 14 diventa:

$$MSF = 7.258 * \exp(-0.264 * M_w) \quad (67)$$

Si consideri $K_\sigma = 1$.

4.2.2.3. Metodi basati sui risultati di prove 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. Dovranno essere inclusi nell'analisi solo quei terreni di natura prevalentemente ghiaiosa che presentino un valore di $FC \leq 50\%$. I limiti della prova sono gli stessi visti nel paragrafo 4.2.1.5.

4.2.2.3.1. Cao et al. (2011)

Per arrivare al calcolo delle Eq. 1 e 2, la V_S misurata deve essere corretta come in Eq. 54.

Considerato che il dataset utilizzato da Cao et al. (2011) fa riferimento ad un singolo evento sismico ($M_w = 7.9$), l'abaco proposto da Cao et al. (2011) è stato normalizzato ad $M_w = 7.5$, come suggerito da Rollins et al. (2022):

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\frac{-11.97 + 0.039 * V_{S1} - \ln((1 - 0.15)/0.15)}{1.77} \right] / 0.87 \quad (68)$$

Per il calcolo di r_d si utilizzi l'Eq. 13. Si consideri $K_\sigma = 1$.

4.2.2.3.2. Rollins et al. (2022)

Per arrivare al calcolo delle Eq. 1 e 2, la V_S misurata deve essere corretta come in Eq. 54.

Il $CRR_{7.5}$, proposto da Rollins et al. (2021) sulla base di un dataset di 137 siti (17 terremoti avvenuti in 7 differenti), sarà dato da:

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\frac{3.88 * 10^{-7} * V_{S1}^3 - 12 - \ln((1 - 0.15)/0.15)}{4.95} \right] \quad (69)$$

La formula per il calcolo di r_d è quella proposta nell'Eq. 22. Si ha che:

$$MSF = 10.667 * \exp(-0.316 * M_W) \quad (70)$$

Si consideri $K_\sigma = 1$.

4.3. Indici di severità alla liquefazione

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.

4.3.1. Indice del Potenziale di Liquefazione (LPI)

L'Indice del Potenziale di Liquefazione LPI , proposto da Iwasaki et al. (1981), consiste in un parametro integrale calcolato lungo una verticale di 20 m, tenendo conto sia dello spessore dello strato liquefacibile che della sua vicinanza alla superficie libera, secondo la relazione:

$$LPI = \int_0^{20} F(z) * w(z) * dz \quad (71)$$

con, come modificato da Sonmez (2003) e indicato sulle Linee Guida MS (2018) e l'Eurocode EC8 (2004):

$$F(z) = 1 - FS_L \text{ per } FS_L \leq 1.0 \quad (72a)$$

$$F(z) = 0 \text{ per } FS_L > 1.0 \quad (72b)$$

$$w(z) = 10 - 0.5 * z \text{ per } z \leq 20m \quad (72c)$$

Considerando le indicazioni delle Linee Guida MS (2018) e dell'Eurocode EC8 (2004) si utilizzino le classi di potenziale di liquefazione definite da Sonmez (2003):

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

Tabella 4.2: Classi pericolosità dell'indice LPI rispetto al potenziale di liquefazione (Sonmez, 2003).

Sempre per quanto indicato nelle Linee Guida MS (2018), attraverso l' 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).

4.3.2. Ishihara-inspired index (LPI_{ISH})

Maurer et al. (2015) propongono un indice di potenziale liquefazione modificato ed "ispirato" a Ishihara (1985), per tenere in considerazione anche lo spessore della "crosta" (H_1), ossia dello strato superficiale non liquefacibile. L'Ishihara-inspired index LPI_{ISH} è definito dalle relazioni:

$$LPI_{ISH} = \int_{H_1}^{20} F(FS_L) * \frac{25.56}{z} * dz \quad (73)$$

con:

$$F(FS_L) = \begin{cases} 1 - FS_L & \text{se } FS_L \leq 1 \cap H_1 * m(FS_L) \leq 3 \\ 0 & \text{negli altri casi} \end{cases} \quad (74a)$$

e

$$m(FS_L) = \exp\left(\frac{5}{25.56 * (1 - FS_L)}\right) - 1 \quad (74b)$$

Si definiscono così le classi di potenziale di liquefazione:

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

Tabella 4.3: Classi di pericolosità dell'indice LPI_{ish} rispetto al potenziale di liquefazione (Maurer et al., 2015).

4.3.3. 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 di tali cedimenti per le prove CPT può essere effettuata secondo quanto proposto da Zhang et al. (2002):

$$S = \sum_{i=1}^j \varepsilon_{vi} * \Delta z_i \quad (75)$$

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:

$$\text{se } FS_L \leq 0.5, \varepsilon_v = 102 * (q_{c1NCS})^{-0.82} \text{ per } 33 \leq q_{c1NCS} \leq 200 \quad (76)$$

$$\text{se } FS_L = 0.6, \varepsilon_v = 102 * (q_{c1NCS})^{-0.82} \text{ per } 33 \leq q_{c1NCS} \leq 147 \quad (77a)$$

$$\text{se } FS_L = 0.6, \varepsilon_v = 2411 * (q_{c1NCS})^{-1.45} \text{ per } 147 \leq q_{c1NCS} \leq 200 \quad (77b)$$

$$\text{se } FS_L = 0.7, \varepsilon_v = 102 * (q_{c1NCS})^{-0.82} \text{ per } 33 \leq q_{c1NCS} \leq 110 \quad (78a)$$

$$\text{se } FS_L = 0.7, \varepsilon_v = 1701 * (q_{c1NCS})^{-1.42} \text{ per } 110 \leq q_{c1NCS} \leq 200 \quad (78b)$$

$$\text{se } FS_L = 0.8, \varepsilon_v = 102 * (q_{c1NCS})^{-0.82} \text{ per } 33 \leq q_{c1NCS} \leq 80 \quad (79a)$$

$$\text{se } FS_L = 0.8, \varepsilon_v = 1690 * (q_{c1NCS})^{-1.46} \text{ per } 80 \leq q_{c1NCS} \leq 200 \quad (79b)$$

$$\text{se } FS_L = 0.9, \varepsilon_v = 102 * (q_{c1NCS})^{-0.82} \text{ per } 33 \leq q_{c1NCS} \leq 60 \quad (80a)$$

$$\text{se } FS_L = 0.9, \varepsilon_v = 1430 * (q_{c1NCS})^{-1.48} \text{ per } 60 \leq q_{c1NCS} \leq 200 \quad (80b)$$

$$\text{se } FS_L = 1.0, \varepsilon_v = 64 * (q_{c1NCS})^{-0.93} \text{ per } 33 \leq q_{c1NCS} \leq 200 \quad (81)$$

$$\text{se } FS_L = 1.1, \varepsilon_v = 11 * (q_{c1NCS})^{-0.65} \text{ per } 33 \leq q_{c1NCS} \leq 200 \quad (82)$$

$$\text{se } FS_L = 1.2, \varepsilon_v = 9.7 * (q_{c1NCS})^{-0.69} \text{ per } 33 \leq q_{c1NCS} \leq 200 \quad (83)$$

$$\text{se } FS_L = 1.3, \varepsilon_v = 7.6 * (q_{c1NCS})^{-0.71} \text{ per } 33 \leq q_{c1NCS} \leq 200 \quad (84)$$

$$\text{se } FS_L = 2.0, \varepsilon_v = 0.0 \text{ per } 33 \leq q_{c1NCS} \leq 20 \quad (85)$$

Calcolati quindi i cedimenti verticali è possibile definire, come suggerito da Bird et al. (2006), le seguenti classi rispetto allo stato di danneggiamento:

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

Tabella 4.4: Classi di pericolosità rispetto allo stato di danno (Bird et al., 2006).

In assenza di prove CPT una stima delle deformazioni volumetriche (e quindi dei cedimenti) può essere ottenuta a partire dal coefficiente di scurezza a liquefazione e dalla densità relativa mediante l'abaco proposto da Ishihara & Yoshimine (1992) per sabbie pulite.

4.3.4. Liquefaction Severity Number (LSN)

Tonkin & Taylor (2013) in seguito alla sequenza sismica neozelandese del 2010-2011 definiscono un nuovo indice noto come Liquefaction Severity Number *LSN*:

$$LSN = 1000 \int_0^{20} \frac{\varepsilon_v}{z} * dz \quad (86)$$

Per i valori di ε_v si rimanda alle Eq. da 75 a 84.

Si definiscono così le classi rispetto agli effetti della liquefazione:

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

Tabella 4.5: Classi di pericolosità dell'indice *LSN* rispetto agli effetti predominanti indotti dalla liquefazione (Tonkin & Taylor, 2013).

4.3.5. Spostamenti orizzontali indotti dalla liquefazione (*LD*)

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 SPT e/o DPT.

Da questo, gli autori definiscono l'indice Lateral Displacement Index *LDI* per la stima degli spostamenti orizzontali indotti dalla liquefazione secondo la relazione:

$$LDI = \int_0^{z_{max}} \gamma_{max} * dz \quad (87)$$

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

Si avrà inoltre che:

$$\text{se } D_R = 90\%, \quad \gamma_{max} = 3.26 * (FS_L)^{-1.80} \text{ per } 0.7 \leq FS_L \leq 2.0 \quad (88a)$$

$$\text{se } D_R = 90\%, \quad \gamma_{max} = 6.2 \text{ per } FS_L < 0.7 \quad (88b)$$

$$\text{se } D_R = 80\%, \quad \gamma_{max} = 3.22 * (FS_L)^{-2.08} \text{ per } 0.56 \leq FS_L \leq 2.0 \quad (89a)$$

$$\text{se } D_R = 80\%, \quad \gamma_{max} = 10.0 \text{ per } FS_L < 0.56 \quad (89b)$$

$$\text{se } D_R = 70\%, \quad \gamma_{max} = 3.20 * (FS_L)^{-2.89} \text{ per } 0.59 \leq FS_L \leq 2.0 \quad (90a)$$

$$\text{se } D_R = 70\%, \quad \gamma_{max} = 14.5 \text{ per } FS_L < 0.59 \quad (90b)$$

$$\text{se } D_R = 60\%, \gamma_{max} = 3.58 * (FS_L)^{-4.42} \text{ per } 0.66 \leq FS_L \leq 2.0 \quad (91a)$$

$$\text{se } D_R = 60\%, \gamma_{max} = 22.7 \text{ per } FS_L < 0.66 \quad (91b)$$

$$\text{se } D_R = 50\%, \gamma_{max} = 4.22 * (FS_L)^{-6.39} \text{ per } 0.72 \leq FS_L \leq 2.0 \quad (92a)$$

$$\text{se } D_R = 50\%, \gamma_{max} = 34.1 \text{ per } FS_L < 0.72 \quad (92b)$$

$$\text{se } D_R = 40\%, \gamma_{max} = 3.31 * (FS_L)^{-7.97} \text{ per } 1.0 \leq FS_L \leq 2.0 \quad (93a)$$

$$\text{se } D_R = 40\%, \gamma_{max} = 250 * (1 - FS_L) + 3.5 \text{ per } 0.81 \leq FS_L \leq 1.0 \quad (93b)$$

$$\text{se } D_R = 40\%, \gamma_{max} = 51.2 \text{ per } FS_L < 0.81 \quad (93c)$$

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 e assenza di scarpata (Eq. 93a) oppure in condizioni pianeggianti o moderatamente acclivi e presenza di scarpata (Eq. 93b):

$$LD = (S + 0.2) * LDI \text{ per } 0.2\% < S < 3.5\% \quad (94a)$$

$$LD = 6 * (L/H)^{-0.8} * LDI \text{ per } 4 < L/H < 40 \quad (94b)$$

con S = pendenza della topografia in percentuale, L = distanza dalla base della scarpata, H = altezza della scarpata (Fig. 4.1).

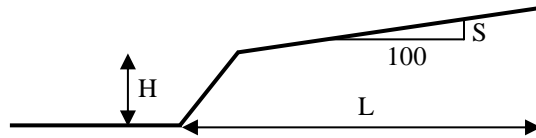


Fig. 4.1: Esempio di superficie a pendenza moderata con scarpata.

4.3.6. Induced dAmage Measurement (I_{AM})

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

$$I_{AM} = \frac{1}{1 + z_{min}} \int_{z_{min}}^{z_{max}} r_u * dz \quad (95)$$

dove z_{min} e z_{max} sono rispettivamente il limite inferiore e superiore dello strato liquefacibile, mentre r_u è il rapporto di eccesso di pressione neutra, inteso come:

$$r_u = \Delta u / \sigma'_{v0} \quad (96)$$

con Δu = l'eccesso di pressione interstiziale 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:

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

Tabella 4.4: Classi di pericolosità dell'indice I_{AM} rispetto allo stato di danneggiamento (Chiaradonna et al., 2020)

Bibliografia

- 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.
- ASTM D2487-11 (2017) – *Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System)*. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA, 10 p.p.
- Aydan, Ö., Kumsar, H., Toprak, S. & Barla, G. 2009. Characteristics of 2009 L'Aquila earthquake with an emphasis on earthquake prediction and geotechnical damage. J. School of Marine Science and Technology, Tokai University 7(3): 23-51.
- Baratta M. (1910) – *La catastrofe sismica Calabro-Messinese (28 dicembre 1908)*. Società Geografica Italiana, Roma.
- 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.
- 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.
- 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**.
- 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.
- Bray J.D., Sancio R.B., Riemer M., Durgunoglu H.T. (2004) – *Liquefaction susceptibility of fine-grained soils*. In Proc., 11th Int. Conf. on Soil Dynamics and Earthquake Engineering and 3rd Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Stallion Press, Singapore, **1**, 655-662.
- 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.
- Cao Z., Yuan X., Youd T.L., Rollins K.M. (2012) – *Chinese dynamic penetration tests (CDPT) at liquefaction sites following 2008 Wenchuan earthquake*. Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4 – Coutinho & Mayne (eds), Taylor & Francis Group, London. 1499-1504.

- 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>
- Chiaradonna A., Flora A. (2020) – *On the estimate of seismically induced pore-water pressure increments before liquefaction*. Geotechnique Letters, **10**, 1-7.
- Chiaradonna A., Lirer S., Flora A. (2020) – *A liquefaction potential integral index based on pore pressure build-up*. Eng. Geol. **272**.
- 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.
- Chiaradonna A., Spadi M., Monaco P., Papisodaro F., Tallini M. (2022) – *Seismic soil characterization to estimate site effects induced by near-fault earthquakes: the case study of Pizzoli (Central Italy) during the M_w 6.7 2 February 1703, earthquake*. Geosci., **12** (1).
- D'Amico V., Albarello D. (2008) - *SASHA: a computer program to assess seismic hazard from intensity data*. Seism. Res. Lett., 79, 5, 663-671.
- Delibera Giunta Regionale Emilia-Romagna n. 476 del 12/04/2021 – *Allegato A3 - Procedure di riferimento per le analisi di terzo livello di approfondimento*. 24 pp.
- De Martini, P.M., Cinti, F.R., Cucci, L., Smedile, A., Pinzi, S., Brunori, C.A. & Molisso, F. 2012. Sand volcanoes induced by the April 6th 2009 Mw 6.3 L'Aquila earthquake: a case study from the Fossa area. Italian Journal of Geosciences (Boll. Soc. Geol. It.) 131(3): 410–422.
- Eurocode, EC8 (2003) – *Design of structures for earthquake resistance: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*. European Committee for Standardization (CEN), Brussels.
- Di Ludovico M., Chiaradonna A., Bilotta E., Flora A., Prota A. (2020) – *Empirical damage and liquefaction fragility curves from 2012 Emilia earthquake data*. Earthq. Spectra, **36** (2), 507-536.
- 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 EC8 (2004) – *Design of structures for earthquake resistance: foundations, retaining structures and geotechnical aspects*. European Committee for Standardization (CEN), Brussels.
- Galli P. (2000) – *New empirical relationship between magnitude and distance for liquefaction*. Tectonophysics, **324**, 169-187.
- Gruppo di lavoro MS (2008) – *Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica*. Conferenza delle Regioni e delle Province autonome – Dipartimento della protezione civile. Roma. 124 pp.
- Gruppo di lavoro (2020) – *Protocolli di acquisizione ed elaborazione dati relativi alle attività di Microzonazione Sismica di Livello 3 in Italia Centrale*. Roma. 127 pp.

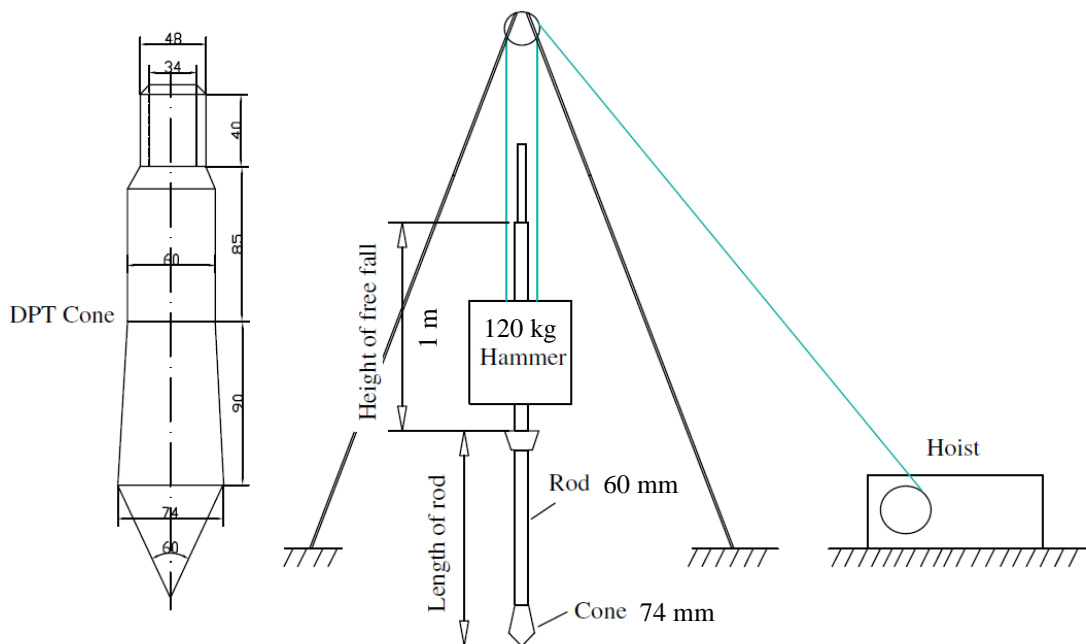
- Idriss, I. M. (1999) – *An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential*. In Proceedings, TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction, Publication No. FHWA-RD-99-165, Federal Highway Administration, January
- Idriss I.M., Boulanger R.W. (2008) – *Soil liquefaction 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.
- Iwasaki T., Tokida K., Tatsuoka F. (1981) – *Soil liquefaction potential evaluation with use of the simplified procedure*. Proc. International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, **12**, 209-214.
- 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.
- 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 (LQ)*. 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>
- 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.
- 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).
- Maurer B.W., Green R.A., Taylor O.D.S. (2015) – *Moving towards an improved index for assessing liquefaction hazard: lesson from historical data*. Soil and Foundations., **55** (4), 778-787.
- 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.
- Monaco P., Santucci de Magistris F., Grasso S., Marchetti S., Maugeri M., Totani G. (2011) – *Analysis of the liquefaction phenomena in the village of Vittorito (L'Aquila)*. Bull. Earthq. Eng., **9**, 231-261.
- Monaco P., Totani G., Amoroso S. (2015) – *SDMT-based Analysis of the Liquefaction Phenomena Induced by the April 6, 2009 Earthquake at Ponte Rasarolo, L'Aquila (Italy)*. 3rd International Conference on the Flat Dilatometer, 14-16 June 2015, Rome, Italy, 325-332.

- Monaco P., Amoroso S. (2019) – *Review of the liquefaction cases triggered by the 2009 L'Aquila earthquake (Italy)*. Proc. 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering – 7 ICEGE, 17-20 June 2019, Rome, Italy, 4006-4013, ISBN 978-0-367-14328-2.
- 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.
- Rollins K.M., Amoroso S., Milana G., Minarelli L., Vassallo M., Di Giulio G. (2020) – *Gravel liquefaction assessment using the dynamic cone penetration test based on field performance from the 1976 Friuli Earthquake*. J. Geotech. Geoenviron. Eng., **146** (6).
- 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).
- Rollins K.M., Roy J., Athanasopoulos-Zekkos A., Zekkos D., Amoroso S., Cao Z., Milana G., Vassallo M., Di Giulio G. (2022) – *A new V_S -based liquefaction triggering procedure for gravelly soils*. J. Geotech. Geoenviron. Eng. Accettato il 10/02/2022
- Robertson P.K. (1990) – *Soil classification using the cone penetration test*. Can. Geotech. J., **27** (1), 151-158.
- Robertson P.K. (2009) – *CPT-DMT correlations*. J. Geotech. Geoenviron. Eng., **135** (11), 1762-1771.
- 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.
- 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.
- Seed H.B., Idriss I.M. (1971) – *Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential*. J. Soil Mech. Found. Div., **97** (9), 1249-1273.
- Seed R.B., Harder L.F. (1984) – *SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength*. in Proceedings, Seed Memorial Symposium, 1990, J. M. Duncan, ed., BiTech Publishers, Vancouver, British Columbia, pp. 351–76
- Sirovich L. (1996a) – *In-situ testing of repeatedly liquefied gravels and liquefied overconsolidated sands*. Soil Found., **36** (4), 35-44.

- Sirovich L. (1996b) – *Repetitive liquefaction at gravelly site and liquefaction in overconsolidated sands*. Soil Found., **36** (4), 23-34.
- 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.
- 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.
- 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 (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.
- 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.
- 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.
- 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.

Allegato 1 - Prova penetrometrica dinamica con maglio cinese da 120 kg (DPT)

Le prove penetrometriche dinamiche continue (DPT) dovranno essere realizzate con un maglio da 120 kg ed altezza libera di caduta di 100 cm che batta su un'incudine direttamente collegata ad aste di diametro compreso tra 50 e 60 mm, alla cui estremità dovrà essere posta una punta conica di acciaio di diametro 74 mm e angolo apicale di 60°, come riportato nella seguente figura:



Le prove DPT dovranno essere eseguite mediante l'impiego di una sonda di perforazione, dotata di argano di servizio di adeguata portata e tiro e con torre di perforazione di altezza non inferiore a 6 m.

Il maglio sarà 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 azionerà lo sgancio del peso 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 dovranno essere 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 è definito come il numero di cadute del maglio necessarie per permettere l'avanzamento di 10 cm della punta conica nel terreno N_{DPT} . Una seconda misura di resistenza alla penetrazione, chiamata N_{120} , rappresenta il numero di colpi necessario per far avanzare la punta nel terreno di 30 cm ed è calcolata semplicemente moltiplicando il numero di colpi misurato per un fattore 3, in modo da

preservare la risoluzione a 10 cm nel profilo di penetrazione. L'intervallo di 30 cm è richiesto per rendere il dato confrontabile con quello delle prove SPT.

Per ulteriori dettagli tecnici si rimanda a Cao et al. (2013).