



UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE
FACOLTA' DI INGEGNERIA

Corso di Laurea magistrale in Ingegneria Civile

Analisi di liquefazione di depositi sabbiosi

Liquefaction assessment of sandy deposits

Relatore: Chiar.ma
Prof.ssa Marta Di Sante

Tesi di Laurea di:
Mattia Branchesi

Correlatore: Chiar.mo
Prof. Erio Pasqualini

A.A. 2019 / 2020

Sommario

1. Oggetto e scopo della tesi	6
2. Liquefazione e casi storici	7
2.1 Descrizione del fenomeno e spiegazione in “termini semplici”	7
2.2 Definizione tecnica	8
2.3 Fattori predisponenti	10
2.4 La suscettibilità dei terreni.....	10
2.5 Fattori scatenanti	15
2.6 Conoscenza da osservazioni in sito	15
2.7 Conoscenza da prove in laboratorio.....	20
2.7.1 Considerazioni introduttive.....	20
2.7.2 Simulazione in laboratorio di liquefazione di depositi reali.....	21
2.7.3 Mezzi granulari ideali e terreni reali.....	22
2.7.4 Risultanze da prove triassiali	23
2.7.4.1 Condizioni drenate	24
2.7.4.2 Condizioni non drenate	27
2.7.5 Applicazione di sforzi ciclici.....	27
2.7.5.1 La prova triassiale ciclica.....	27
2.7.5.2 Condizioni drenate	28
2.7.5.3 Condizioni non drenate: liquefazione e mobilità ciclica.....	29
2.7.6 Stati di sforzo in prove cicliche di taglio semplice e torsione.....	32
2.7.7 Riscontri su risultati di prove di laboratorio su terreni incoerenti saturi.....	33
2.7.7.1 Modalità di collasso.....	33
2.7.8 Resistenza alla liquefazione	36
2.7.9 Fattori che governano la liquefazione di provini in laboratorio	37
2.8 Osservazioni del fenomeno durante i terremoti	37
2.9 Terremoto dell’Alaska, USA, 1964.....	43
2.10 Terremoto di Niigata, Giappone, 1964.....	45
2.11 Terremoto di Tangshan, Cina, 1976.....	47
2.12 Terremoto di Città del Messico, Messico, 1985.....	49
2.13 Terremoto di Loma Prieta, San Francisco, USA, 1989	51
2.14 Terremoto di Kobe, Giappone, 1995.....	53
2.15 Terremoto di İzmit, Turchia, 1999.....	55
2.16 Terremoto del Tōhoku, Giappone, 2011.....	57
2.17 Terremoto di Christchurch, Nuova Zelanda, 2010 - 2011.....	59

2.18	Terremoto dell'Emilia Romagna, Italia, 2012.....	61
3.	La liquefazione nella normativa e la microzonazione sismica	63
3.1	Normativa Italiana.....	63
3.2	Normativa Europea	65
3.3	Microzonazione sismica	72
3.3.1	Dati per valutazioni della suscettibilità alla liquefazione.....	75
3.3.2	Metodologia di microzonazione per il fenomeno della liquefazione	76
3.3.3	Stima della magnitudo attesa per analisi di zone suscettibili a instabilità.....	78
4.	Metodi di verifica a liquefazione	81
4.1	Metodi semplificati di valutazione del rischio di liquefazione.....	81
4.1.1	Valutazione del rapporto di sforzo ciclico (CSR).....	82
4.1.2	Valutazione del rapporto di resistenza ciclica (CRR).....	84
4.1.2.1	Valutazione del CRR dalle prove SPT	88
4.1.2.2	Valutazione del CRR dalle prove CPT.....	91
4.1.2.3	Valutazione del CRR da correlazioni con Vs	96
4.1.2.4	Valutazione del CRR dalle BPT	99
4.1.2.5	Indice del potenziale di liquefazione	100
4.2	Metodi di verifica a liquefazione più recenti ed utilizzati.....	102
4.2.1	Metodo di Robertson e Cabal (2015) (CPTU).....	102
4.2.2	Metodo di Boulanger e Idriss (2014) (CPT - SPT)	113
4.2.3	Metodo di Boulanger e Idriss (2014) (CPTU).....	128
4.2.4	Metodo di Youd et al. (2001) (SPT).....	134
4.2.5	Metodo di Kayen et al. (2013) (Vs).....	135
4.2.6	Metodo di Andrus et al. (2000-2004) (Vs).....	145
4.2.7	Metodo di Hayati e Andrus (2009) (Vs).....	149
4.2.8	Metodo di Marchetti (2015) (DMT).....	151
5.	Caso studio: analisi del sito di Comacchio (FE)	156
5.1	Caratterizzazione geologica e sismica del sito.....	158
5.1.1	Morfologia.....	158
5.1.2	Geologia.....	160
5.1.3	Idrogeologia.....	164
5.1.4	Sismicità.....	167
5.2	Indagini geognostiche eseguite sul sito e stratigrafia del terreno	171
5.3	Stima del rischio di liquefazione del sito	190
5.3.1	Analisi del potenziale di liquefazione.....	193

5.3.2	Analisi dei cedimenti	210
6.	Conclusioni	217

1. Oggetto e scopo della tesi

Il presente lavoro di tesi analizza il fenomeno della liquefazione a partire dai risultati sperimentali di indagini eseguite in un sito ubicato in via della Collinara, a Comacchio, in provincia di Ferrara, nel quale era prevista la costruzione di un fabbricato ad uso commerciale. Dopo aver descritto le generalità sul fenomeno della liquefazione dei depositi e dopo una breve analisi dei principali casi storici di liquefazione, sono state approfondite e descritte le metodologie più recenti ed utilizzate per la valutazione del rischio di liquefazione, con uno sguardo verso possibili sviluppi futuri.

Gli eventi sismici che hanno colpito il centro Italia negli ultimi anni, la variabilità dei movimenti tettonici e la possibile attivazione di fenomeni geotecnici sismico-associati hanno focalizzato l'attenzione degli studi di settore anche sul fenomeno della liquefazione e sul controllo dei fattori che la influenzano.

Infatti, i criteri di esclusione della verifica a liquefazione sono stati aggiornati e in parte modificati nell'ultima normativa tecnica per le costruzioni emanata nel 2018 e, recentemente, anche la ricerca si è orientata ad aggiornare o mettere a punto metodologie che prevedono l'uso di prove dilatometriche e geofisiche, in aggiunta alle classiche e affidabili prove penetrometriche (statiche e dinamiche).

La presente tesi si articola in cinque capitoli: nel secondo capitolo vengono descritte le generalità del fenomeno della liquefazione, unitamente alle possibili indagini in sito e in laboratorio ad esso correlate, esaminando anche una serie di casi storici di liquefazione. Nel terzo capitolo si analizzano i contenuti delle normative, sia nazionali che europee, relativi all'analisi della liquefazione, e si riportano brevemente criteri e risultati della microzonazione sismica del territorio nazionale. Nel quarto capitolo si esaminano i metodi di verifica del fenomeno di liquefazione più recenti ed utilizzati e le variabili utili alla valutazione del fenomeno. Nel quinto capitolo si descrive il caso di studio e si illustrano i risultati sperimentali dell'analisi di liquefazione, ed il sesto capitolo riassume le principali conclusioni del presente lavoro.

2. Liquefazione e casi storici

2.1 Descrizione del fenomeno e spiegazione in “termini semplici”

La liquefazione dei terreni è un fenomeno tipicamente correlato ai terreni sabbiosi sciolti saturi (posti al di sotto del livello di falda), che si manifesta in corrispondenza o a seguito di una sollecitazione ciclica e repentina (tipicamente con un determinato input sismico).

Il sisma produce un rapido incremento della pressione nei pori la quale può arrivare ad eguagliare la tensione totale a cui è sottoposto il terreno, determinando un annullamento delle tensioni efficaci, e quindi, nel caso dei terreni sabbiosi, una perdita della resistenza a taglio con conseguente fluidificazione del suolo.

L'effetto pratico di tale perdita di resistenza del terreno, nel caso in cui vi siano costruzioni al di sopra di esso, consiste in ribaltamenti e/o affondamenti importanti degli edifici stessi.

Nella meccanica delle terre, il termine "liquefatto" fu usato per la prima volta da Allen Hazen nel 1918 in riferimento al cedimento della diga di Calaveras in California.

Hazen descrisse il meccanismo di liquefazione degli argini della diga come segue:

“Se la pressione dell'acqua nei pori è grande abbastanza da portare tutto il carico, avrà l'effetto di tenere separate le particelle e di produrre una condizione che è praticamente equivalente a quella delle sabbie mobili ... il movimento iniziale di una parte del materiale potrebbe provocare l'accumulo di pressione, prima su un punto e poi su un altro, successivamente, a seguito della liquefazione dei primi punti di concentrazione degli sforzi.”

Una analogia utile a comprendere il fenomeno della liquefazione è quanto accade in una moka per il caffè: il macinato di caffè corrisponde alla sabbia; chiaramente per fare uscire il caffè si porta l'acqua ad ebollizione, con un aumento di pressione nella caldaia; il vapore, attraversa il macinato per diventare in ultimo bevanda.

Allo stesso modo le sabbie sature (immerse in acqua), sottoposte a incrementi di pressione provocano la fuoriuscita dei fanghi.

Ciò è analogo a quello che accade in natura su queste litologie sabbiose ed in presenza di falda superficiale.

Per comprendere facilmente tali concetti si può inoltre utilizzare un semplice esperimento che tutti possono ripetere con molta facilità.

Basta prendere un contenitore generico e riempirlo d'acqua, successivamente aggiungere della sabbia sino a colmarlo completamente, avendo cura di comprimere leggermente la sabbia durante il riempimento.

Successivamente si livella la sabbia sulla sommità del contenitore e si poggia sopra di esso un ciottolo; possiamo anche premere sul ciottolo per farlo aderire meglio sulla sabbia, ed è possibile osservare sperimentalmente che tale ciottolo non affonda.

Quindi la sabbia immersa in acqua, dal punto di vista statico, fornisce una solida base per sostenere il peso del ciottolo.

A questo punto è possibile procedere modificando l'equilibrio statico con dei leggeri colpi forniti sui bordi del contenitore, simulando ad esempio una sollecitazione sismica: come si potrà notare, la sabbia acquisterà una consistenza fluida ed il ciottolo tenderà ad affondare in essa, facendo fuoriuscire dal recipiente la sabbia mista all'acqua.

2.2 Definizione tecnica

La liquefazione del suolo avviene quando gli sforzi efficaci del terreno si annullano.

Questa evenienza può essere prodotta sia da un carico monotono, singolo, come ad esempio un aumento del carico presente sul terreno (più raro), oppure da carichi ciclici che portano ad una continua trasformazione dello stato tensionale, come ad esempio le scosse di terremoto.

In ambedue i casi, i terreni più soggetti a liquefare sono quelli saturi e sciolti oppure quelli che tendono a generare una significativa pressione interstiziale in presenza di un cambiamento delle condizioni di carico.

Questo avviene perché i terreni sciolti sottoposti ad azioni taglianti cicliche tendono a compattarsi, generando così delle elevate pressioni interstiziali e la conseguente diminuzione delle forze di contatto tra i granuli; in questo modo, da una situazione normale come quella raffigurata in *Figura 1*, gli sforzi finiscono per trasferirsi dallo scheletro solido del suolo all'acqua presente nei pori (vedi *Figura 2*), quando vi è una situazione di carico in condizioni non drenate come nel caso di un sisma (si parla di condizione non drenata poiché, essendo la sollecitazione repentina, non vi è abbastanza tempo per l'acqua di filtrare altrove come accade tipicamente per il fenomeno della consolidazione, essa risulta quindi "intrappolata" tra i granuli solidi).

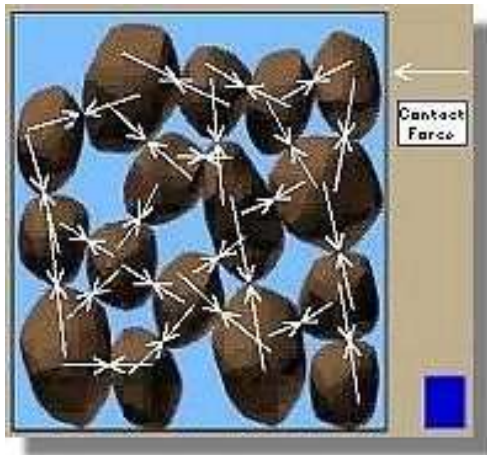


Figura 1: contatti tra particelle solide in condizioni normali (immagine presa da Università di Washington, Dipartimento di Ingegneria Civile)



Figura 2: contatti tra particelle solide in condizioni di liquefazione (immagine presa da Università di Washington, Dipartimento di Ingegneria Civile)

Al progressivo aumento della pressione nei pori, corrisponde una perdita della resistenza del suolo data dalla contemporanea riduzione degli sforzi efficaci.

In altri termini, descrivendo la resistenza a taglio, τ_f , attraverso la Legge di Mohr – Coulomb, nella sua espressione per i terreni sabbiosi (assenza di coesione):

$$\tau_f = \sigma' \cdot \tan\varphi' = (\sigma - u) \cdot \tan\varphi'$$

dove σ' = tensione efficace, u = pressione neutra (o interstiziale) e φ' = angolo di resistenza a taglio; la liquefazione si verifica quando la pressione interstiziale u cresce fino ad eguagliare progressivamente la tensione totale σ , portando così la resistenza τ_f a zero.

La liquefazione corrisponde a fenomeni fisici diversi tra loro, in funzione dell'entità dell'aumento delle pressioni interstiziali:

- liquefazione ciclica, quando vi è l'assenza di sforzi di taglio necessari per l'equilibrio statico (assenza di carichi in superficie e piano campagna orizzontale) (solitamente *non produce danni*).
- mobilità ciclica, quando gli sforzi di taglio necessari per l'equilibrio statico sono **inferiori** alla resistenza a taglio dopo il terremoto; risulta essere una liquefazione parziale (le conseguenze principali sono *deformazioni permanenti limitate, spostamenti laterali, cedimenti e smottamenti*).
- fluidificazione, quando gli sforzi di taglio necessari per l'equilibrio statico dopo il terremoto sono **superiori** alla resistenza a taglio; risulta essere una liquefazione completa (le

conseguenze principali sono *deformazioni permanenti elevate, collasso di fondazioni ed opere di sostegno, frane*).

Il terreno comunque risulta soggetto a liquefazione se vi è la concomitanza di fattori predisponenti (riguardanti la suscettibilità dei terreni) e di fattori scatenanti (ovvero moti sismici aventi una certa magnitudo). Tali fattori sono descritti nel seguito.

2.3 Fattori predisponenti

Il tipico terreno soggetto a liquefazione è sabbioso, in condizioni di saturazione e sciolto (non compattato o avente bassa densità); questo perché una sabbia non compattata tende a comprimersi quando viene applicato un carico. Le sabbie dense, al contrario, tendono ad espandersi in volume (dilatarsi).

Un esempio sono le sabbie limose o altrimenti sabbie e/o ghiaie contenenti sedimenti impermeabili.

Per il criterio geologico-deposizionale, i terreni più soggetti alla liquefazione sono quelli con una marcata classazione e che hanno una percentuale di vuoti massimizzata; un esempio sono i depositi più giovani del periodo Olocenico, in cui la suscettibilità a questo fenomeno aumenta al diminuire dell'età del deposito.

Altri esempi di depositi a rischio sono quelli caratterizzati dall'accumulo di materiale per via degli agenti fisici, ovvero depositi fluviali e/o eolici che quindi rientrano nella categoria dei depositi giovani proprio per il modo in cui si formano.

Particolare attenzione va posta ai depositi di natura antropica ovvero quei terreni non compattati o formati per sedimentazione in condizioni sature, quali le vasche di colmata e i bacini di decantazione degli scarti minerari: essi necessitano di accurate valutazioni e analisi per scongiurare la probabile occorrenza di questo fenomeno, vista la loro particolare modalità di formazione in condizioni sature e la struttura che ne deriva.

2.4 La suscettibilità dei terreni

La suscettibilità del terreno al fenomeno della liquefazione dipende principalmente dai seguenti fattori:

1. *La composizione granulometrica;*

2. *La pressione litostatica;*
3. *Il grado di addensamento;*
4. *Il contenuto in argilla;*
5. *La soglia di deformazione.*

1) COMPOSIZIONE GRANULOMETRICA

Nel caso di sollecitazioni intense sottoposte a incrementi rapidi, come si verifica durante un evento sismico, i gradienti di pressione che si generano possono essere tali da produrre elevati flussi idrici dall'interno verso l'esterno; se il fenomeno si manifesta in depositi incoerenti a granulometria relativamente fine (per es. sabbie fini), la larghezza limitata dei vuoti dello scheletro tenderà ad ostacolare il flusso idrico, con il conseguente sviluppo di elevate sovrappressioni neutre.

Durante un evento sismico l'intervallo di tempo fra un incremento (Δt) di carico e il successivo è dell'ordine di 0,1 s.

Nei terreni dove il tempo di dissipazione è maggiore di Δt si ha un progressivo aumento di Δu (pressioni interstiziali) (*Figura 3*).

Nei terreni in cui il tempo di dissipazione è inferiore o paragonabile a Δt non si nota nessun incremento delle Δu (*Figura 4*).

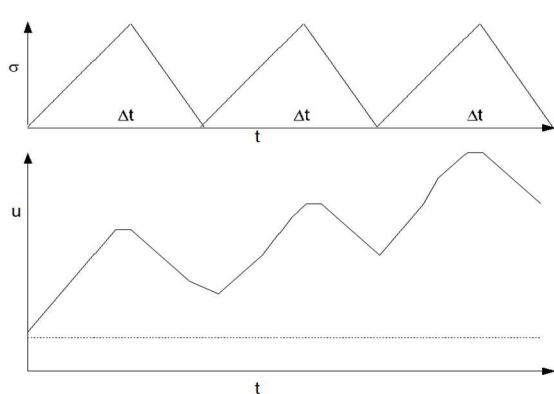


Figura 3: dissipazione pressione interstiziale quando il tempo di dissipazione è maggiore di Δt (immagine presa da SOS Buildings – blog a sostegno della progettazione strutturale)

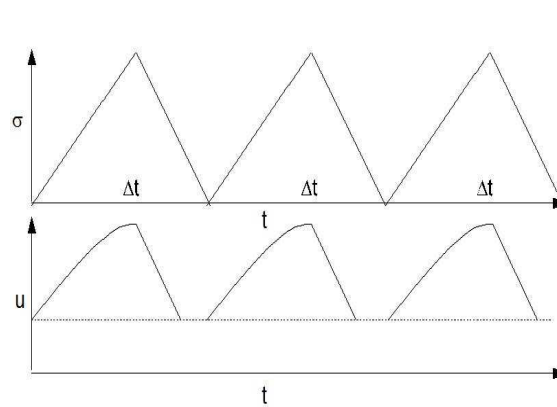


Figura 4: dissipazione pressione interstiziale quando il tempo di dissipazione è minore di Δt (immagine presa da SOS Buildings – blog a sostegno della progettazione strutturale)

E' possibile, in funzione di tali tempi caratteristici, fissare un criterio granulometrico per quanto riguarda la suscettibilità alla liquefazione:

- Argilla: $t = 4.000.000 \text{ s} > \Delta t$ (suscettibili alla liquefazione)
- Limo: $t = 55.000 \text{ s} > \Delta t$ (suscettibili alla liquefazione)
- Sabbia fine: $t = 7 \text{ s} > \Delta t$ (suscettibili alla liquefazione)
- Sabbia media: $t = 2 \text{ s} > \Delta t$ (suscettibili alla liquefazione)
- **Sabbia grossa: $t = 0,35 \text{ s} < \Delta t$ (non suscettibili alla liquefazione)**
- **Ghiaia: $t = 0,002 \text{ s} < \Delta t$ (non suscettibili alla liquefazione)**

Le sabbie grosse e le ghiaie **pulite** non sono suscettibili di liquefazione in condizioni sismiche.

2) PRESSIONE LITOSTATICA

Con l'aumentare della profondità sono richiesti valori di u sempre più elevati per annullare la pressione litostatica totale crescente (aumento della σ_{v0}).

L'influenza della pressione litostatica permette di spiegare il fenomeno della migrazione della liquefazione dai depositi più superficiali a quelli più profondi.

Infatti, nel momento in cui un livello più superficiale subisce liquefazione, quelli più profondi risentono di una diminuita pressione litostatica efficace, diventando automaticamente più suscettibili.

L'analisi di un elevato numero di casi reali ha condotto alla conclusione che è estremamente improbabile, anche se non impossibile, che si verifichino fenomeni di liquefazione oltre i 15 metri circa di profondità.

Questa profondità corrisponde, in campo libero, a una pressione litostatica totale di 0,3-0,4 Mpa.

E' molto difficile che un evento sismico riesca a produrre variazioni di pressione interstiziale Δu superiori a questo valore.

3) GRADO DI ADDENSAMENTO

In terreni poco addensati le sollecitazioni indotte dal sisma tendono a produrre una diminuzione di volume, con conseguente flusso idrico verso l'esterno e la generazione di una u di segno positivo (diminuisce il valore di $(\sigma_{v0} - u)$).

I terreni meno addensati sono più suscettibili di liquefazione.

I terreni più addensati sono meno suscettibili di liquefazione.

Risultato apparentemente paradossale: un terreno addensato infatti, a parità di granulometria, ha una porosità efficace inferiore rispetto ad un terreno sciolto (disposizione più compatta dei granuli).

Dato che minore porosità efficace vuol dire minore permeabilità, che a sua volta significa maggiore tempo di dissipazione delle sovrappressioni interstiziali, in base alle considerazioni fatte in precedenza dovrebbe verificarsi l'opposto (maggiore suscettibilità dei terreni addensati).

La soluzione di questo apparente paradosso è la seguente: in un volume di terreno soggetto a sforzi di taglio cambia la disposizione interna dei granuli; un terreno soggetto a sforzi di taglio tende ad assumere una configurazione più prossima a quella corrispondente allo stato critico. Lo stato critico è identificato da un valore dell'indice dei vuoti caratteristico verso cui tende l'indice dei vuoti naturale del terreno, in seguito a grandi deformazioni.

Un volume di **terreno sciolto** soggetto a sforzi taglienti tende ad assumere una configurazione più compatta (densità relativa crescente).

Durante l'applicazione del taglio, la porosità efficace diminuisce producendo, in terreni saturi, un'espulsione dell'acqua con la generazione di sovrappressione neutre positive. Il termine $(\sigma_{v0} - u)$ **diminuisce**.

Un volume di **terreno addensato** soggetto a sforzi taglienti tende ad assumere una configurazione meno compatta (densità relativa decrescente). Durante l'applicazione del taglio la porosità efficace aumenta producendo, in terreni saturi, un richiamo dell'acqua dall'esterno con la generazione di sovrappressione neutre negative. Il termine $(\sigma_{v0} - u)$ **aumenta**.

È da notare che in livelli già sottoposti in passato a liquefazione lo scheletro solido assume configurazioni meno vulnerabili (cresce in pratica il grado di addensamento), che rendono meno probabile il ripresentarsi del fenomeno.

Indicativamente i terreni sabbiosi con densità relativa prossima o superiore al 50-65%, con un valore medio del 60%, si possono ritenere a bassa suscettibilità alla liquefazione.

4) CONTENUTO IN ARGILLA

Nella legge di Mohr - Coulomb, appare il termine c che prende il nome di coesione efficace o intercetta. Questa grandezza serve a quantificare le forze di superficie di natura elettrostatica che legano fra loro i granuli composti da minerali argillosi.

In condizioni non drenate, la sovrappressione interstiziale che si genera è tale da compensare temporaneamente gli sforzi totali agenti. Poiché u tende dunque a compensare lo sforzo totale agente σ_{v0} ne consegue che $\sigma_{v0} - u = 0$. Quindi la resistenza al taglio in condizioni non drenate può considerarsi indipendente dall'entità di σ_{v0} .

Ciò comporta che i terreni maggiormente suscettibili al fenomeno della liquefazione hanno un contenuto in fine, nella maggior parte dei casi, limitato, e sono quindi composti principalmente da materiale incoerente (fermo restando che sono stati fatti studi sulla liquefazione anche per composizioni granulometriche diverse da quelle delle sabbie ed affini).

5) LA SOGLIA DI DEFORMAZIONE VOLUMETRICA

Si possono ritenere potenzialmente liquefacibili quei depositi sciolti che presentano le seguenti caratteristiche:

- granulometricamente sono sabbie da fini a medie con contenuto in fine variabile generalmente dallo 0 al 25%;
- si trovano sotto falda;
- sono da poco a mediamente addensati.
- si trovano a profondità relativamente basse (di solito inferiori ai 15-20 metri).

Queste conclusioni ci portano a immaginare che sia possibile portare un deposito sciolto a liquefarsi anche applicando una serie di cicli di carico di entità modesta, purché prolungati nel tempo.

Se l'entità di questa deformazione si colloca al di sotto di un determinato valore non si ha la generazione di sovrappressioni interstiziali nel terreno.

Questo valore limite assume il nome di soglia di deformazione volumetrica (γ_v).

In pratica, se si indica con γ_{max} la deformazione di taglio massima generata dal sisma, le sovrappressioni neutre si manifestano solo nel caso in cui si abbia:

$$\gamma_{max} > \gamma_v$$

2.5 Fattori scatenanti

I fattori scatenanti, che portano un deposito di terreno a liquefarsi in presenza della suscettibilità sopra descritta, sono principalmente da attribuire al sisma.

In condizioni di quiete il terreno può tranquillamente non presentare alcun problema ma in presenza di sforzi ciclici di taglio la situazione può peggiorare in pochi secondi.

Il terremoto capace di portare un deposito a liquefazione deve avere determinate caratteristiche, non tutti riescono ad attivare questo fenomeno: la **magnitudo** deve trovarsi generalmente **sopra** la soglia di **5,5**, quindi, a seguito di un'analisi relativa alla zonazione sismica, sarà possibile o meno scongiurare il rischio di liquefazione.

Inoltre, la **PGA**, ovvero l'accelerazione di picco al suolo deve essere tipicamente **superiore a 0,15g** e con **durata superiore ai 15 secondi**.

Questi rimangono comunque dei requisiti di massima, non sempre devono presentarsi tutti e, come visto in passato, la normativa è in continua evoluzione; inizialmente si pensava che la liquefazione fosse un'esclusiva di territori vicini alle più grandi faglie globali, sottoposti a terremoti di elevata magnitudo, poi però, a seguito di eventi come quello dell'Emilia Romagna del Maggio del 2012 ($M_w = 5,9$), per citarne uno in Italia, la soglia di esclusione del fenomeno si è abbassata, facendo risultare la verifica a liquefazione sempre più utilizzata.

2.6 Conoscenza da osservazioni in sito

Molte manifestazioni superficiali sono associate alla liquefazione, incluso l'aumento di pressione dell'acqua nei pori, bolle di sabbia in superficie e vari tipi di deformazioni del suolo. Le uniche deformazioni con significato ingegneristico sono quelle che diventano abbastanza grandi da danneggiare le opere costruite.

Tali deformazioni del terreno sono riconosciute come vere e proprie rotture del suolo e possono manifestarsi in diverse forme o tipi.

Bolle di sabbia

Anche se non sono strettamente una forma di rottura del suolo perché da sole non causano deformazione dello stesso, le bolle di sabbia sono prove diagnostiche di un'elevata pressione dell'acqua nei pori in profondità e un'indicazione che si è verificata la liquefazione.

Durante i terremoti, le bolle di sabbia si formano sfiatando l'acqua sulla superficie del terreno da zone di alta pressione dei pori, generate a profondità ridotta, dalla compattazione di terreni granulari, durante l'agitazione sismica.

L'acqua, che può fluire violentemente, di solito trasporta un considerevole quantitativo di sedimento sospeso, che si deposita in superficie formando dei coni attorno al punto di sfianto. I depositi del materiale risalito in superficie comunemente sporcano la superficie del terreno, segnando le aree dove è avvenuta la liquefazione di strati di terreno del sottosuolo.

Le bolle di sabbia generalmente non causano danni, ma il flusso e la deposizione di sedimenti hanno causato anche importanti perdite economiche.

Housner (1958) discusse per primo sul possibile meccanismo delle bolle di sabbia, mentre Scott e Zuckerman (1973) hanno studiato il fenomeno in dettaglio.

Lo schema di formazione delle bolle di sabbia è governato dai dettagli del deposito di terreno. Un terreno privo di coesione e relativamente permeabile sovrastante il materiale liquefatto provoca un cedimento generale del terreno, con l'uniformità del cedimento variabile a seconda del grado di omogeneità del materiale.

Quando lo strato sovrastante di terreno è privo di coesione ed ha permeabilità ridotta, viene sospeso sulla zona del fluido e si deposita in modo non uniforme, creando "cavità" piene di sabbia sciolta.

Lenti di acqua possono svilupparsi vicino al fondo di uno strato coesivo sovrastante.

Se le cavità si avvicinano alla superficie del terreno, l'acqua in pressione e piena di terra nella cavità può sfondare in modo quasi esplosivo, formando uno scarico superficiale o vulcano di sabbia, facendo risalire sabbia dalla zona liquefatta.

Maggiore è lo spessore dello strato sovrastante, in numero minore ma più grandi saranno le bolle, perché la formazione dei primi sfiati inibisce contemporaneamente altre cavità in via di sviluppo. In uno strato spesso poche cavità raggiungono la superficie.

Quando il materiale sopra una zona liquefatta è coesivo, lo sviluppo della liquefazione e la continua vibrazione portano lo strato superiore alla rottura.

Lo sfianto del liquido avviene attraverso le crepe dovute alla rottura e così si formano bolle di sabbia irregolari, allungate o bidimensionali.

Quando il flusso di terra e acqua verso la superficie viene interrotto dalle fondamenta in cemento di un edificio, da una carreggiata stradale o da un'altra superficie pavimentata, le espulsioni di acqua e sabbia appaiono intorno ai bordi delle suddette.

Lo sfianto del terreno liquefatto può essere influenzato dalla presenza di buchi di animali, tane o aperture artificiali come trincee e fossati.

Il percorso verso la superficie non è generalmente verticale ma contorto, a seconda della non uniformità o anisotropia del suolo.

Il volume di sabbia depositato sulla superficie dalle bolle di sabbia dipende dalla profondità del materiale liquefatto.

Se uno strato più grossolano, ad esempio ghiaia, ricopre la regione liquefatta, la miscela di sabbia e acqua potrebbe non sfiatarsi sulla superficie del terreno, ma essere consumata dai pori del materiale grossolano.

Bolle di sabbia fossili sono state identificate nella colonna geologica del sito Pallett Creek lungo la faglia di San Andreas (Sieh, 1978, 1984) e in relazione al terremoto di Charleston del 1886 (Obermeier et al., 1985).

Sono state usate per datare questi eventi e quindi stabilire la frequenza dei terremoti in quei siti.

Flussi di detriti

I flussi di detriti sono le manifestazioni più catastrofiche causate dalla liquefazione.

Questi collassi del suolo generalmente spostano grandi masse di terreno per decine di metri, e talvolta queste grandi masse di terreno hanno percorso diversi chilometri lungo pendii estesi a velocità variabili, fino a decine di chilometri all'ora.

I flussi possono essere composti da terreno completamente liquefatto o blocchi di materiale intatto che cavalcano uno strato di suolo liquefatto.

Questi flussi si sviluppano solitamente in sabbie sature sciolte o limi su pendii con pendenze maggiori di 3 gradi.

Il collasso del pendio a monte della diga di San Fernando durante il terremoto di San Fernando del 1971 è un notevole esempio di flusso di detriti (Seed et al., 1975d).

Molti dei più grandi e distruttivi flussi di detriti si sono sviluppati nelle aree costiere.

Per esempio, i flussi detritici, soprattutto sott'acqua, hanno portato via grandi sezioni di strutture portuali di Seward, Whittier e Valdez, in Alaska, durante il terremoto del 1964, e generato ampie onde marine che hanno causato ulteriori danni e vittime lungo la costa.

I flussi detritici sulla terreferma sono stati più catastrofici, sebbene meno frequenti, dei flussi sottomarini.

Ci sono stati flussi di detriti massicci riguardanti depositi di löss parzialmente saturi e collassabili durante i terremoti in Cina e in Russia.

Ad esempio, i flussi di detriti innescati dal terremoto del 1920 che hanno interessato Kansu, in Cina, si estendevano per 1,6 km quadrati.

Alcuni di questi sono scesi lungo i pendii per diversi chilometri. La fluidità di questi terreni è stata attribuita alle pressioni generate nell'aria intrappolata piuttosto che nell'acqua.

Si stima che circa 234.000 persone furono uccise in questi flussi di löss.

Espansioni laterali

Le espansioni laterali di terreno comportano lo spostamento laterale di grandi blocchi superficiali di suolo a causa della liquefazione in uno strato sotterraneo.

Il movimento avviene in risposta alla combinazione di forze gravitazionali e di inerzia, generate da un terremoto.

Queste espansioni laterali generalmente si sviluppano su pendii dolci (più comunemente aventi pendenze tra 0,3 e 3 gradi).

Gli spostamenti orizzontali riguardanti queste espansioni laterali generalmente sono di diversi metri, ma possono raggiungere diverse decine di metri se le pendenze sono particolarmente favorevoli e le scosse di terremoto sono lunghe.

Il terreno spostato dall'espansione laterale di solito si rompe internamente, causando fessure, scarpate e blocchi di terreno disconnessi che si formano sulla superficie di questo tipo di collasso.

Le espansioni laterali di terreno comunemente interrompono le fondamenta di edifici situati sopra o attraverso la rottura, causano la rottura di fognature, condutture e di altri servizi che si vengono a trovare nella massa di terreno interessata da questo fenomeno nonché deformano strutture civili che attraversano la punta della rottura.

Il danno causato da queste espansioni laterali, sebbene raramente catastrofico, è gravemente dirompente e spesso diffuso.

Ad esempio, durante il terremoto in Alaska del 1964, oltre 250 ponti furono danneggiati o distrutti dall'estensione laterale di depositi alluvionali sui canali fluviali; questo fenomeno ha compresso i ponti sopra i canali, deformandone gli orizzontamenti, spingendo i traversi oltre gli appoggi del ponte, spostando e inclinando appoggi e pilastri.

Cumulativamente, sono stati causati più danni dalle espansioni laterali di terreno che da qualsiasi altra forma di collasso del suolo indotto dalla liquefazione.

Oscillazioni del suolo

Dove le pendenze sono troppo dolci per consentire dislocamento laterale, la liquefazione in profondità comunemente disaccoppia i blocchi di terreno sovrastanti, permettendogli di farsi spingere avanti e indietro sullo strato liquefatto durante un terremoto.

Questa spinta di blocchi produce un'oscillazione spesso vista dagli osservatori come onde sul terreno.

Le oscillazioni sono accompagnate da apertura e chiusura di fessure e assestamento del terreno, che possono causare gravi danni alle strutture sovrastanti, alle condutture e agli altri impianti sepolti nel terreno.

Perdita di capacità portante

Quando il suolo che sostiene un edificio o altre strutture si liquefa e perde resistenza, possono verificarsi grandi deformazioni del terreno, portando la struttura a cedere e ribaltarsi.

Durante il terremoto di Niigata, in Giappone nel 1964, si verificarono spettacolari collassi da capacità portante al complesso di appartamenti Kawagishicho, in cui diversi edifici a quattro piani si sono inclinati fino a 60 gradi.

Apparentemente, la liquefazione si sviluppò inizialmente in uno strato di sabbia diversi metri sotto terra e poi si propagò verso l'alto attraverso strati di sabbia sovrastanti. La crescente ondata di liquefazione indebolì il suolo che sosteneva gli edifici e consentì alle strutture lentamente di cedere e inclinarsi. La maggior parte degli edifici furono successivamente riposizionati in posizione verticale, sostenuti da pali e riutilizzati.

Galleggiamento in superficie di strutture sepolte

Serbatoi, condutture, pali di legno infissi nel terreno e altre strutture sepolte che hanno un peso più leggero rispetto al suolo circostante iniziano a galleggiare in superficie quando il terreno circostante liquefa.

Spettacolari emersioni di diversi serbatoi sepolti si sono verificate durante i terremoti in Giappone.

In altre occasioni, vecchie pile di ponti sono state proiettate di circa un metro verso l'alto, mostrando la posizione passata di una struttura dimenticata da tempo.

Anche il danno causato dal galleggiamento di strutture in superficie è raramente catastrofico, ma può avere conseguenze importanti per il ripristino dei servizi di una comunità.

Assestamenti del terreno

Diversi classici esempi di assestamenti del suolo causati da scosse di terremoto si sono verificati in Alaska nel 1964.

Mentre il cedimento da movimento tettonico si è verificato su una vasta area, la densificazione dei sedimenti ha aggiunto un contributo significativo all'assestamento totale in diverse aree.

Ad esempio, l'assestamento del suolo nell'impianto di filtrazione dell'acqua di Jensen a seguito del terremoto di San Fernando del 1971 causò danni considerevoli.

La densificazione e l'assestamento del terreno sono comunemente associati e potenziati dalla liquefazione.

Collasso dei muri di sostegno

È pratica comune eseguire riempimenti con terreno sabbioso a tergo di muri di sostegno, in particolar modo pratica utilizzata comunemente per le banchine e le paratie delle strutture portuali.

In tali casi la liquefazione del riempimento di sabbia aumenta le sollecitazioni laterali sulle pareti; questo, combinato in alcuni casi con l'aumento del livello di acqua a mare (causato per esempio da uno tsunami), ha portato al crollo totale di strutture di sostegno durante diversi terremoti.

Ad esempio, si sono verificati collassi molto importanti di questo tipo in Cile durante i terremoti del 1960 e del 1985.

2.7 Conoscenza da prove in laboratorio

2.7.1 Considerazioni introduttive

La natura dei meccanismi di sviluppo della liquefazione e il tipo di fattori che controllano la fluidificazione dei depositi granulari saturi durante i terremoti, risultano con maggiore chiarezza se si osservano alcuni comportamenti tipici dei mezzi granulari ideali e quelli esibiti dai terreni reali in prove di laboratorio, in diverse condizioni fisiche e sotto stati di sollecitazione simili a quelli che si realizzano in situ durante i terremoti. Nell'analizzare tali comportamenti è essenziale porgere attenzione non solo alla fase finale corrispondente al collasso ma a tutte le varie fasi della traiettoria di carico. Il collasso dei terreni per liquefazione rappresenta infatti il culmine di un processo strettamente legato alla crescita progressiva di deformazioni irreversibili della struttura del terreno e alle simultanee variazioni nel regime delle pressioni.

Sono appunto le modalità con cui si svolge questo processo, in rapporto agli stati di sollecitazione preesistenti al terremoto e a quelli da questo indotti, che rendono possibile o meno la comparsa della liquefazione nei depositi reali, qualificandone la fenomenologia.

2.7.2 Simulazione in laboratorio di liquefazione di depositi reali

E' opportuno innanzitutto precisare le condizioni di sollecitazione sotto cui si può avere liquefazione nei depositi reali. Queste sono essenzialmente riconducibili a tre schemi principali, conseguenti all'applicazione rapida di:

- 1) sforzi di taglio monotonicamente crescenti;
- 2) sforzi ciclici completamente alternati;
- 3) sforzi ciclici parzialmente alternati.

La prima condizione è quella che può produrre liquefazione in condizioni quasi statiche in dighe, argini, pendii naturali, ecc.

Il secondo e il terzo stato di sforzo sono quelli che possono produrre liquefazione durante i terremoti.

Come noto, durante un sisma un elementino generico di terreno viene sottoposto a sollecitazioni cicliche di taglio, dovute alla propagazione dal basso verso l'alto delle onde S lungo una direzione che ai fini pratici si può ritenere verticale.

Gli sforzi di taglio indotti dal sisma sono quindi diretti orizzontalmente; essi cambiano ripetutamente verso ed ampiezza per tutta la durata della scossa, con andamento irregolare di tipo random. Alla scala dei tempi di applicazione delle sollecitazioni sismiche, nella maggior parte dei terreni saturi durante il sisma, si realizzano condizioni non drenate.

Se il terreno si trova nelle condizioni di campo libero con superficie orizzontale, o in condizioni di simmetria dei carichi, un generico elementino prima del terremoto è sottoposto solamente a sforzi normali nelle direzioni verticale e orizzontale. Quindi il terremoto induce sforzi taglienti ciclici orizzontali completamente alternati.

Questo caso è di diretto interesse in molti problemi ingegneristici riguardanti la sicurezza delle pavimentazioni stradali, acquedotti, infrastrutture sotterranee, ecc.

Se invece, prima del terremoto, il generico elementino si trova in presenza di sforzi taglienti, durante il terremoto si può realizzare una condizione di sforzi di taglio ciclici alternati intorno al valore dello sforzo di taglio preesistente, con un'inversione effettiva parziale o anche nulla. Sotto il profilo ingegneristico questa situazione è quella di maggiore interesse, in quanto è quella che si verifica nei terreni sottostanti le costruzioni e nei pendii, naturali e artificiali.

E' da notare che la condizione di liquefazione può essere raggiunta solo se si ha un'inversione, benché non completa, degli sforzi taglienti.

In laboratorio, la simulazione degli stati di sollecitazione che si realizzano durante i terremoti viene effettuata stabilendo condizioni di prova non drenate. Per lo più, per la valutazione della

resistenza dinamica non drenata dei terreni incoerenti, nella pratica viene utilizzato l'apparecchio triassiale dinamico, operando su provini saturi precedentemente consolidati isotropicamente o anisotropicamente e applicando dei carichi assiali ciclici.

Se il provino è consolidato in modo isotropo, cioè sotto una pressione effettiva verticale e laterale uguali, viene simulata la condizione di sollecitazione di terreno in campo libero e in condizioni di simmetria.

Se il provino è consolidato in modo anisotropo, cioè con rapporto degli sforzi effettivi di consolidazione verticali e orizzontali $k = \sigma'_1 / \sigma'_3$ diverso da 1, viene simulata la condizione di sforzo caratterizzata dalla presenza di sforzi di taglio statici iniziali.

Ai fini della comprensione dei meccanismi di sviluppo della liquefazione durante i terremoti, è di rilevante interesse l'osservazione delle modalità con cui in laboratorio si può pervenire al collasso per fluidificazione di provini di materiale incoerente sotto sforzi di taglio monotonicamente crescenti, in quanto la resistenza al taglio non drenata sotto carichi monotonicamente crescenti influenza in larga misura il suo comportamento sotto carichi ciclici e aiuta ad interpretare il comportamento del terreno durante l'applicazione del primo ciclo di sforzo nella fase precedente l'inversione dello sforzo di taglio.

Inoltre, pur essendo la liquefazione associata alla realizzazione di condizioni non drenate, va rilevato che anche i risultati di prove drenate meritano attenta considerazione, per la duplice ragione che aiutano a comprendere il processo di accumulazione delle deformazioni irreversibili e ad interpretare il comportamento dei terreni non saturi fino a che non si raggiunge la saturazione completa.

2.7.3 Mezzi granulari ideali e terreni reali

Come noto, un materiale granulare incoerente è un insieme di particelle fra loro slegate, il cui comportamento reologico è determinato dalle forze d'attrito, che, sotto l'azione dei carichi applicati, si sviluppano fra i grani, e dal grado di mutuo incastro fra le particelle.

Le deformazioni irreversibili che vengono rilevate a livello macroscopico sono il risultato degli spostamenti e delle rotazioni delle singole particelle allorquando vengono localmente vinte le forze d'attrito nei punti di contatto. Questi spostamenti e rotazioni a livello di grani inducono infatti un riassetto globale della struttura che a drenaggio libero si traduce in una deformazione volumetrica.

A drenaggio impedito, invece, le potenziali variazioni di volume sono compensate da modificazioni nel regime delle pressioni interstiziali.

Idealizzando un terreno granulare asciutto con delle sferette uniformi, il rapporto fra effetti di deformazione a livello macroscopico e a livello di grani viene ben evidenziato se si esaminano le due condizioni estreme di materiale molto sciolto e di materiale molto addensato.

Applicando una forza di taglio T , in presenza di uno sforzo normale N , avremo quindi un comportamento contrattivo con una relativa riduzione di volume quando le sferette sono inizialmente in una posizione più sciolta, mentre un comportamento dilatante con un relativo aumento di volume quando esse sono in posizione iniziale più compatta.

In quest'ultimo caso è chiaro che l'energia richiesta per il mutamento di configurazione deve essere maggiore che nel caso precedente, perché deve vincere, oltre alle forze d'attrito, anche la resistenza dovuta al mutuo incastro.

Questo semplice modello mette in luce alcuni aspetti fondamentali del comportamento dei terreni granulari e precisamente:

- 1) l'influenza sulla resistenza dei cambiamenti di volume associati alla deformazione;
- 2) la dipendenza della resistenza dalla struttura iniziale e dalla pressione fra i grani.

Le proprietà dei terreni sabbiosi reali sono difficilmente riconducibili a quelle del mezzo ideale come considerato qui sopra, perché la distribuzione granulometrica della fase solida e la presenza della fase fluida e di quella aeriforme complicano notevolmente il meccanismo di deformazione.

Tuttavia, le interrelazioni fra effetti globali e a livello dei grani sono analoghe e alcuni comportamenti tipici dei terreni reali trovano spiegazione attraverso i meccanismi deformativi del mezzo granulare ideale.

2.7.4 Risultanze da prove triassiali

Per comprendere gli effetti prodotti in un terreno incoerente saturo dall'applicazione di uno sforzo deviatorio monotonicamente crescente, possono essere impiegate anche le prove triassiali convenzionali.

Utilizzeremo le seguenti notazioni:

σ'_1 = sforzo efficace principale maggiore

σ'_3 = sforzo efficace principale minore

p = pressione media = $(\sigma_1 + 2\sigma_3) / 3$

p' = pressione media efficace = $(\sigma'_1 + 2\sigma'_3) / 3$

q = sforzo deviatorio o deviatore = $(\sigma_1 - \sigma_3) / 2$

ε_1 = deformazione assiale

$\varepsilon_2 = \varepsilon_3 =$ deformazione laterale

$\varepsilon_v =$ deformazione volumetrica $= (\varepsilon_1 + 2\varepsilon_3)$

$\varepsilon_q =$ deformazione di distorsione $= 2(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) / 3$

2.7.4.1 Condizioni drenate

Sottoponendo un campione di terreno incoerente, ad esempio una sabbia fine, ad uno sforzo deviatorio monotonicamente crescente in condizioni drenate si può osservare il comportamento della *Figura 5*.

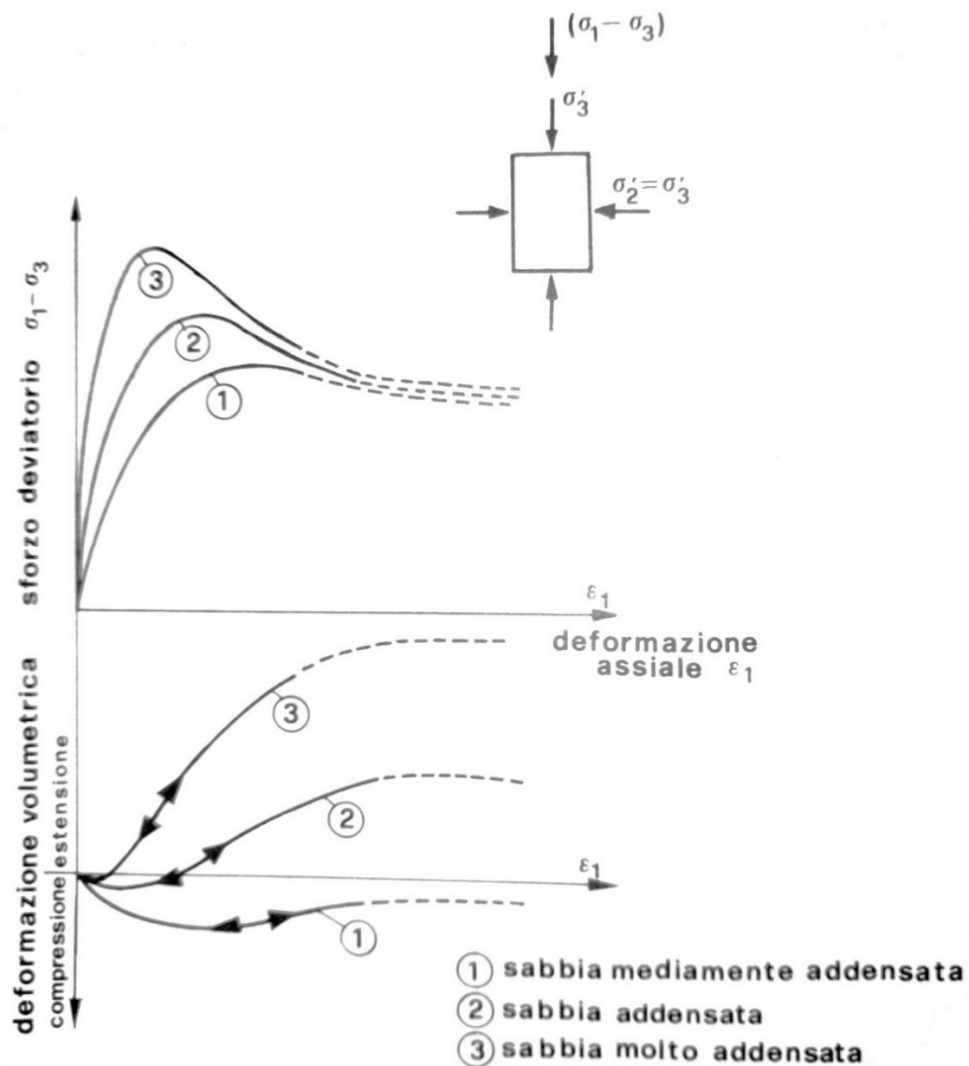


Figura 5: Comportamento di sabbie a diverso stato di addensamento in prove triassiali convenzionali in condizioni drenate (immagine presa dal libro “La liquefazione del terreno in condizioni sismiche”)

Inizialmente, indipendentemente dallo stato di addensamento iniziale, si ha sempre una diminuzione di volume, di entità più o meno ridotta ma sempre avvertibile.

Questa contrazione si può spiegare, nei materiali anche molto addensati, con la presenza di vuoti che possono essere riempiti dagli elementi più fini.

Successivamente, all'aumentare dello sforzo deviatorio si possono avere due comportamenti marcatamente differenziati in relazione allo stato di addensamento iniziale del materiale, più precisamente:

- se la sabbia è **sciolta**, la riduzione di volume progredisce sempre più, con velocità di deformazione sempre più ridotta fino ad annullarsi per grandi deformazioni; il comportamento del materiale è cioè di tipo contrattivo e la diminuzione è tanto più accentuata quanto più elevato è l'indice dei vuoti iniziale e più bassa la pressione di consolidazione σ'_3 ; la curva sforzi-deformazioni è di tipo incrudente e l'indice dei vuoti si riduce sempre più, fino a raggiungere un valore critico (e_{crit}), in corrispondenza del quale la sabbia si deforma a volume costante; il valore dell'indice dei vuoti critico dipende dalla pressione di consolidazione σ'_3 .
- se la sabbia è **densa**, dopo la fase di contrazione iniziale (tanto meno estesa quanto più serrata è la struttura della sabbia), la variazione di volume ha un'inversione di tendenza e il materiale attraversa una fase di dilatanza, tanto più accentuata quanto minore è l'indice dei vuoti iniziale e tanto maggiore la pressione di consolidazione.

Le sabbie dense hanno cioè un comportamento dilatante e la curva sforzi-deformazioni è in tal caso di tipo rammollente. Ciò si spiega col fatto che in tale condizione le deformazioni non possono avvenire se non con lo scavalco dei grani, e occorre quindi, per pervenire alla rottura, vincere non solo le forze d'attrito nei punti di contatto (*internal friction*), ma anche la resistenza legata al mutuo incastro (*interlocking*); una volta però avvenuto lo scavalco dei grani ne risulta una diminuzione del grado di incastro fra i grani e quindi della resistenza; le deformazioni aumentano e la sabbia tende a deformarsi a volume costante.

L'indice dei vuoti aumenta fino a raggiungere un valore limite costante.

In relazione a questi comportamenti è possibile definire due particolari stati fisici, che rivestono speciale interesse ai fini dello studio della liquefazione.

Il primo, denominato "**stato caratteristico**", separa la fase di contrazione iniziale da quella di dilatanza; esso corrisponde a un livello di dilatanza nullo ed è associato a un livello di deformazioni molto piccolo.

E' stato dimostrato che il livello di sforzo $R = \sigma_1 / \sigma_3$, che corrisponde all'inversione del senso delle deformazioni volumetriche, è stabile e che l'angolo d'attrito in corrispondenza dello stato caratteristico è un parametro intrinseco del materiale.

Nel piano p, q lo stato caratteristico è rappresentato da una linea, al di sotto della quale il comportamento è contrattivo e al di sopra dilatante.

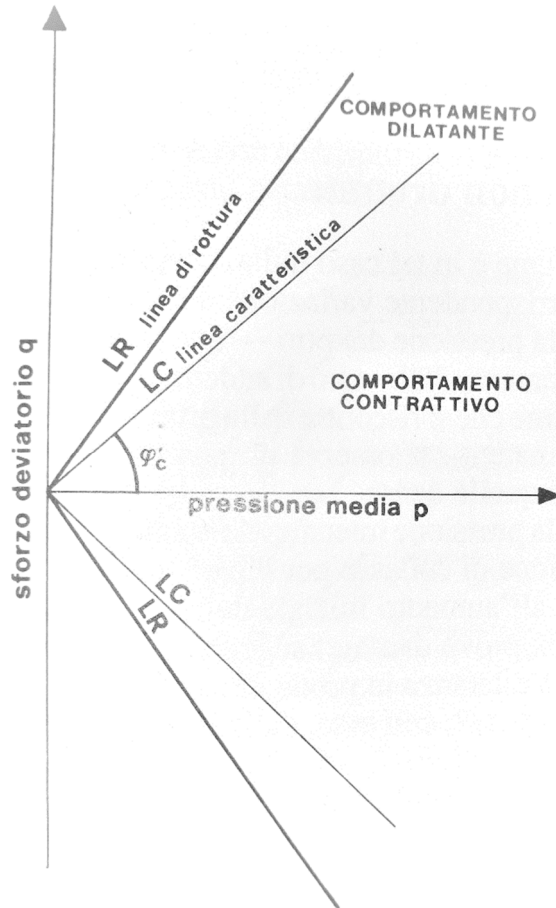


Figura 6: Rappresentazione dello stato caratteristico nel piano p, q (immagine presa dal libro “La liquefazione del terreno in condizioni sismiche”)

Il secondo stato, detto “**stato critico**”, rappresenta la tendenza asintotica della sabbia, dopo avvenuto lo scavalco dei grani, a deformarsi a volume costante.

Osservando il comportamento reologico delle sabbie a diverso stato di addensamento e le loro tendenze asintotiche, Casagrande (1936) ha dimostrato che per una stessa sabbia lo stato critico è unico e ha evidenziato che per ogni valore della pressione di consolidazione σ'_3 è possibile definire un particolare valore dell'indice dei vuoti (e_{crit}), tale che per valori iniziali dell'indice dei pori $e > e_{crit}$ il comportamento del materiale è contrattivo e per $e < e_{crit}$ il comportamento è dilatante. Quando $e = e_{crit}$ la deformazione aumenta senza variazione di volume.

L'importanza dello stato critico è quindi legata al fatto che tutti i campioni di terreno, qualunque sia la loro configurazione iniziale, tendono a raggiungere tale stato.

2.7.4.2 Condizioni non drenate

La variazione di volume è in tal caso nulla, cosicché all'aumentare della tensione deviatoria si ha una corrispondente variazione della pressione interstiziale.

Dopo un incremento iniziale della pressione dei pori, che si verifica in tutti i terreni sabbiosi incoerenti, indipendentemente dallo stato di addensamento iniziale, e che corrisponde alla contrazione di volume che si riscontra nella prima fase di applicazione dello sforzo deviatorio in prove drenate, si osserva un comportamento nettamente differente nelle sabbie sciolte e in quelle dense.

Nelle sabbie **sciolte**, la pressione interstiziale continua a crescere con continuità fino a pervenire alla condizione di collasso per liquefazione.

Nelle sabbie **dense**, all'aumento iniziale della pressione interstiziale (corrispondente alla contrazione in prove drenate) segue una fase di riduzione della pressione interstiziale (inizio della dilatanza in prove drenate), con conseguente aumento della pressione efficace σ'_3 e quindi, con essa, della resistenza al taglio.

Se si analizza il comportamento dei terreni contrattivi e dilatanti in prove non drenate, si evince che nelle sabbie dense non si può avere liquefazione sotto carichi monotonicamente crescenti. Solo se l'indice dei vuoti iniziale è al di sopra del valore critico il collasso del terreno può avvenire per liquefazione. Negli altri casi il collasso va definito in rapporto al valore della deformazione assiale.

Va sottolineato che la liquefazione non corrisponde necessariamente alla condizione di annullamento della pressione effettiva.

La condizione che corrisponde a valori dell'indice dei pori maggiori di e_0 corrisponde alla ben nota condizione "quicksand"; in tale stato i terreni non sono né contrattivi né dilatanti.

Va infine messo in rilievo che, con pressioni di consolidazione molto basse, essendo l'indice dei vuoti critico molto alto, anche le sabbie sciolte possono avere comportamento dilatante e che, viceversa, con pressioni di consolidazione molto alte anche le sabbie dense possono avere comportamento contrattivo.

2.7.5 Applicazione di sforzi ciclici

2.7.5.1 La prova triassiale ciclica

Tra le apparecchiature di laboratorio che hanno contribuito maggiormente a far comprendere alcuni comportamenti caratteristici dei terreni in campo dinamico e a far individuare i fattori

più importanti che influenzano la liquefazione, l'apparecchio triassiale ciclico è fra quelle che offrono i maggiori vantaggi.

L'impiego della prova triassiale ciclica, che differisce da quella tradizionale esclusivamente per il sistema di applicazione di un carico verticale pulsante, non comporta infatti particolari difficoltà di tipo operativo ed è capace di assicurare una buona ripetibilità dei risultati.

Per questo motivo il suo uso è diventato ormai classico e la maggior parte delle esperienze sulla resistenza alla liquefazione dei depositi naturali e artificiali vengono per lo più condotte con tale apparecchio.

Occorre però tenere presente che la simulazione degli stati di sforzo in situ dei depositi non è perfetta. Infatti:

- a) il piano di rottura del campione non corrisponde al piano in cui agiscono le forze di taglio indotte dal sisma nei depositi naturali;
- b) non è possibile avere sforzi di taglio iniziale nulli sul piano di rottura;
- c) i cicli di sforzo applicati in laboratorio sono ad andamento irregolare, oltre che per ragioni di semplicità della prova, perché i risultati sono più facilmente interpretabili e generalizzabili;
- d) non è possibile simulare lo stato di deformazione piana;

Inoltre, alcuni effetti sperimentali indesiderati (ad esempio la penetrazione della membrana di gomma) possono alterare i risultati.

Nonostante queste limitazioni, le prove triassiali cicliche illustrano molto bene il comportamento a rottura dei terreni incoerenti sotto carichi ciclici.

Ai fini della simulazione delle condizioni di sforzo in cui si può avere liquefazione nei depositi reali, due tipi principali di prove vengono effettuate:

- prove su campioni isotropicamente consolidati (prova isotropa)
- prove su campioni anisotropicamente consolidati (prova anisotropa)

2.7.5.2 Condizioni drenate

In condizioni drenate il comportamento dei terreni incoerenti sotto carichi ciclici prolungati si caratterizza per il fatto che, indipendentemente dallo stato di addensamento iniziale, si ha sempre, al termine del processo, una diminuzione di volume e quindi una densificazione.

Anche nelle sabbie dense il risultato di un numero prolungato di cicli di sforzo è sempre una contrazione volumetrica e quindi una progressiva riduzione di porosità.

Occorre tuttavia osservare che l'entità della deformazione raggiunta dopo un prefissato numero di cicli di carico è strettamente dipendente sia dalla densità relativa iniziale, sia dall'ampiezza dello sforzo di taglio ciclico.

Quantunque le sabbie dense possano manifestare un comportamento dilatante sotto sollecitazioni di taglio cicliche che superino la soglia caratteristica, di fatto le deformazioni volumetriche per densificazione sono in genere superiori a quelle per dilatanza, ma è chiaro che, in rapporto alla struttura iniziale, l'entità globale della deformazione può essere molto diversa.

Per quanto riguarda l'entità delle deformazioni assiali irreversibili, sempre nelle sabbie dense, si può osservare che:

1) in **prove isotrope** se lo sforzo deviatore ciclico non supera la soglia caratteristica, le deformazioni assiali sono molto limitate e tendono a stabilizzarsi. A partire dal superamento della soglia caratteristica le deformazioni volumetriche si fanno sempre più rilevanti col progredire del numero dei cicli; poiché però ha inizio il fenomeno della dilatanza, il gradiente di crescita tende a diminuire col progredire di questo fenomeno per poi aumentare nuovamente;

2) in **prove anisotrope** l'entità delle deformazioni assiali e volumetriche è invece strettamente connessa al rapporto fra sforzo deviatorio statico e ciclico e in particolare:

- se lo sforzo deviatorio iniziale è centrato intorno alla soglia caratteristica e lo sforzo ciclico è limitato in ampiezza, le deformazioni assiali irreversibili sono molto poco significative e crescono approssimativamente col numero dei cicli come per le sabbie sciolte;

- se lo sforzo deviatorio iniziale ricade nel dominio al di sopra dello stato caratteristico, l'applicazione di sforzi ciclici produce effetti di densificazione tanto minori quanto più elevato è lo sforzo di taglio ciclico e più addensata è la sabbia, perché più importante è l'effetto della dilatanza.

2.7.5.3 Condizioni non drenate: liquefazione e mobilità ciclica

Il comportamento in condizioni non drenate è deducibile da quello in condizioni drenate, tenendo presente che, essendo in tal caso impediti i cambiamenti di volume, è il regime delle pressioni neutre a venire modificato nell'applicazione prolungata di cicli di carico.

Poiché in condizioni drenate la situazione evolve, col progredire dei cicli di carico, nel senso di una densificazione, risulta che in condizioni non drenate l'effetto delle variazioni del regime delle pressioni è sempre nel senso di un aumento delle pressioni interstiziali. Questo

cambiamento è in genere espresso in termini di rapporto di pressione interstiziale $r_u = \Delta u / \sigma'_3$ dove Δu è l'aumento della pressione interstiziale e σ'_3 è la pressione di consolidazione effettiva. La condizione di liquefazione corrisponde quindi a $r_u = 100\%$.

Lo stato di addensamento del materiale, l'ampiezza dello sforzo deviatorio ciclico ed il suo rapporto con il deviatore statico, hanno però in tal caso un ruolo determinante sull'evoluzione delle deformazioni assiali.

Nelle sabbie sciolte l'effetto della contrazione volumetrica non è infatti contrastato, se non in misura molto modesta, dall'alternanza dei cicli di carico intorno al deviatore nullo; quindi la pressione interstiziale aumenta rapidamente fino ad uguagliare la pressione effettiva di consolidazione e le deformazioni irreversibili diventano improvvisamente molto grandi.

Sotto queste deformazioni illimitate, la sabbia non riesce più a mobilizzare una resistenza al taglio significativa e si comporta come un fluido.

Alla condizione di annullamento della pressione efficace (**liquefazione iniziale**) segue immediatamente il collasso totale del terreno (**liquefazione completa, o totale, o "vera"**).

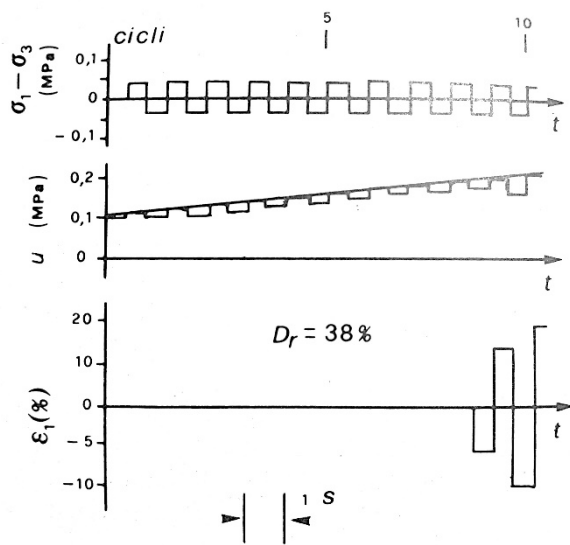


Figura 7: Tipici risultati di una prova triassiale ciclica non drenata su sabbia sciolta (immagine presa dal libro “La liquefazione del terreno in condizioni sismiche”)

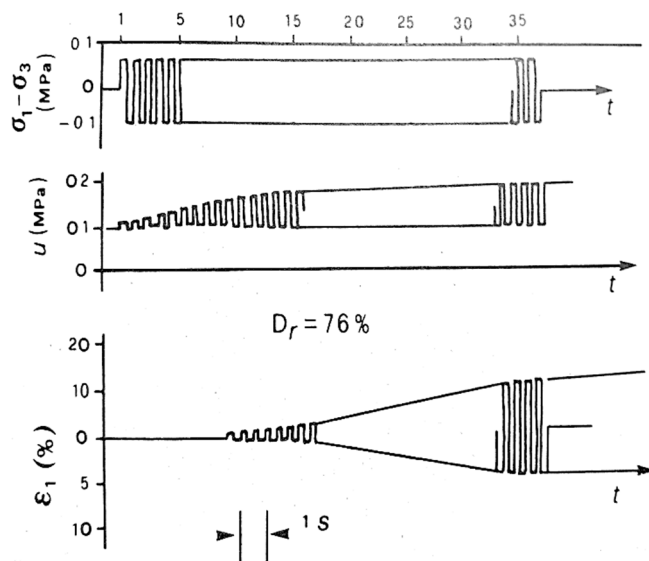


Figura 8: Tipici risultati di una prova triassiale ciclica non drenata su sabbia densa (immagine presa dal libro “La liquefazione del terreno in condizioni sismiche”)

Nelle sabbie dense, dopo la prima fase di aumento della pressione interstiziale a bassi livelli di deformazione, si può raggiungere col progredire del numero dei cicli la condizione di liquefazione ($r_u = 100\%$).

Poiché, però, al crescere del livello di deformazione, la sabbia densa in condizioni drenate manifesterebbe un comportamento dilatante (che contrasta le deformazioni volumetriche di densificazione dovute ai carichi ciclici), in condizioni non drenate, ad ogni ciclo, pur avendosi un aumento della pressione interstiziale, il gradiente di crescita si riduce.

Nelle sabbie molto dense, le oscillazioni delle pressioni interstiziali dovute ai carichi ciclici avvengono intorno ad una curva quasi piatta e l'inversione dello sforzo deviatorio produce un recupero di resistenza al taglio.

Esiste inoltre un livello di deformazione oltre il quale la sabbia densa non riesce a deformarsi se non mobilitando un livello molto alto di resistenza.

Alla condizione di liquefazione iniziale non segue cioè, come nelle sabbie sciolte, il collasso per fluidificazione, ma una condizione di “mobilità ciclica” che può proseguire sotto un numero elevatissimo di cicli di carico, senza instabilità.

Il collasso può essere riferito solo al superamento di un particolare livello di deformazione. È anche interessante osservare il comportamento di una sabbia densa nel piano p, q , perché è chiaramente visibile il recupero di resistenza del materiale quando si supera la linea caratteristica.

In prove anisotrope il comportamento è chiaramente legato al rapporto fra deviatore ciclico e deviatore statico.

I decorsi di tensione sono molto diversi se gli sforzi ciclici sono o meno alternati intorno al deviatore nullo.

Se gli sforzi ciclici non sono alternati, la linea di rottura viene incontrata sotto sforzi effettivi molto diversi da zero. In tal caso, pertanto, il collasso non avviene per liquefazione, perché questa comporta l'annullamento delle pressioni efficaci, ma per effetto di deformazioni permanenti.

Se, invece, gli sforzi ciclici sono alternati intorno al deviatore nullo, si può pervenire all'annullamento delle pressioni effettive e quindi al collasso per liquefazione.

In conclusione, in prove triassiali non drenate la condizione di collasso può essere dovuta a meccanismi molto diversi e dipende da molti fattori.

L'aspetto più importante che occorre rilevare è che non si può avere liquefazione se i carichi ciclici non sono alternati (totalmente o parzialmente) intorno al deviatore nullo, perché solo in tal caso si può avere l'annullamento delle pressioni efficaci.

Se al termine di una prova su un campione di terreno pervenuto a liquefazione si realizzano condizioni drenate, l'acqua in eccesso fuoriesce dando inizio ad un processo di riconsolidazione.

Il fenomeno del deflusso dell'acqua è governato dalla legge di Darcy e segue le leggi che regolano la consolidazione dei mezzi porosi saturi.

2.7.6 Stati di sforzo in prove cicliche di taglio semplice e torsione

Come si è visto nel paragrafo 2.7.5.1, lo stato tensionale che si realizza in un provino durante una prova triassiale ciclica differisce notevolmente da quello del terreno in situ soprattutto quando le onde di taglio prodotte dal sisma si propagano verticalmente.

Benché i risultati siano molto significativi per spiegare i meccanismi di sviluppo della liquefazione, per poterli utilizzare nell'analisi dei depositi occorre introdurre dei coefficienti correttivi.

Per simulare più da vicino lo stato tensionale dei terreni in situ, sono state sviluppate numerose altre apparecchiature (quali tavole vibranti, apparecchi di taglio ciclico semplice, di taglio ciclico torsionale, triassiale torsionale, etc.), dotate di particolari dispositivi e accorgimenti, al fine di ridurre al minimo l'insorgenza di sforzi complementari o di effetti indesiderati e poter quindi utilizzare direttamente i risultati per l'analisi dei depositi.

Si tratta di apparecchiature in genere sofisticate, che sono state sviluppate finora per la ricerca, mentre l'apparecchio triassiale è già largamente utilizzato anche in ambiti professionali.

Per quanto riguarda l'apparecchio di taglio semplice ciclico, un campione di terreno a sezione circolare o quadrata viene consolidato ad una pressione idrostatica $\sigma_v = \sigma_h$ (prova isotropa) oppure anisotropicamente sotto una pressione verticale σ_v e una orizzontale $\sigma_h = k_0 \sigma_v$ (prova anisotropa).

Viene quindi applicato uno sforzo di taglio ciclico con valore di picco τ_h .

Lungo il piano orizzontale è quindi possibile ottenere sforzi di taglio completamente alternati. Lo sforzo di taglio massimo è uguale a τ_h nella prova isotropa, mentre in quella anisotropa è uguale a:

$$\tau_{max} = \sqrt{\tau_h^2 + \frac{1}{4}[\sigma_v(1 - k_0)]^2}$$

È anche possibile simulare condizioni di sforzi di taglio preesistenti ai carichi ciclici applicando sul campione uno sforzo di taglio statico τ_1 .

A seconda che sia $\tau_1 \leq \tau_h$ è possibile avere stati di sforzo di taglio non alternati o parzialmente alternati.

Tra i vantaggi offerti dalle prove di taglio e torsione ciclica vi è la misura diretta dell'ampiezza della deformazione di taglio. È possibile quindi eseguire prove a deformazione di taglio controllata e valutare l'influenza della deformazione di taglio sulla resistenza alla liquefazione dei depositi.

Con l'apparecchio di taglio ciclico, si eseguono prove a volume costante, anziché prove non drenate, per ovviare alle difficoltà di controllare il drenaggio.

2.7.7 Riscontri su risultati di prove di laboratorio su terreni incoerenti saturi

Gli elementi più significativi che risultano dall'analisi del comportamento dei terreni incoerenti in prove dinamiche cicliche non drenate portate fino al collasso, possono così riassumersi.

2.7.7.1 Modalità di collasso

Due categorie principali di comportamento a rottura vengono esibite dai provini di sabbie sature in condizioni non drenate.

Il primo è quello che si realizza nelle sabbie sciolte o mediamente addensate, dovuto all'annullamento della pressione efficace, come conseguenza dell'aumento progressivo delle pressioni interstiziali (collasso per liquefazione).

Il secondo, tipico delle sabbie molto addensate, è legato allo sviluppo di deformazioni irreversibili e al superamento di una “soglia critica” per le deformazioni.

In quest'ultimo caso, nonostante la pressione interstiziale aumenti, il collasso è essenzialmente legato al raggiungimento di elevati livelli di deformazione. La soglia viene in genere definita in base a criteri convenzionali.

Sotto sforzi di taglio monotonicamente crescenti, per una data pressione efficace iniziale, solo le sabbie sature con porosità superiore a quella critica possono collassare per liquefazione; se l'indice dei pori è superiore al valore e_0 si può arrivare anche al completo annullamento della pressione effettiva, altrimenti la liquefazione può avvenire anche senza il totale annullamento delle pressioni efficaci.

Le sabbie con $e > e_{crit}$ non possono invece pervenire alla condizione di liquefazione.

Sotto sforzi di taglio ciclici non alternati, cioè quando gli sforzi di taglio preesistenti superano in ampiezza gli sforzi di taglio ciclici, il collasso avviene sempre per deformazione.

Sotto sforzi di taglio ciclici alternati (completamente o parzialmente) il comportamento a rottura di provini consolidati isotropicamente è strettamente legato allo stato di addensamento del materiale e all'ampiezza dello sforzo di taglio ciclico, e precisamente:

- le **sabbie sciolte** collassano per liquefazione poco dopo il raggiungimento delle condizioni di annullamento della pressione efficace;

- le **sabbie dense**, pur passando attraverso la condizione transitoria di annullamento delle pressioni effettive, possono manifestare l'uno o l'altro tipo di collasso, in rapporto ai seguenti fattori:

- 1) comportamento dilatante in prove drenate;

- 2) ampiezza dello sforzo di taglio ciclico.

Nei provini consolidati anisotropicamente o sottoposti a sforzi di taglio statici la rottura è governata principalmente dal rapporto fra l'ampiezza degli sforzi di taglio statici iniziali e l'ampiezza dello sforzo di taglio ciclico.

Secondo alcuni autori (Castro, 1975; Poulos et al., 1985; Whitman, 1985; Gazetas, 1987) i comportamenti a rottura di provini sottoposti a sforzi di taglio statici iniziali sul piano di rottura, possono essere essenzialmente di due tipi: un comportamento instabile (**tipo I**) e un comportamento stabile (**tipo II**) (come mostrato in *Figura 9*).

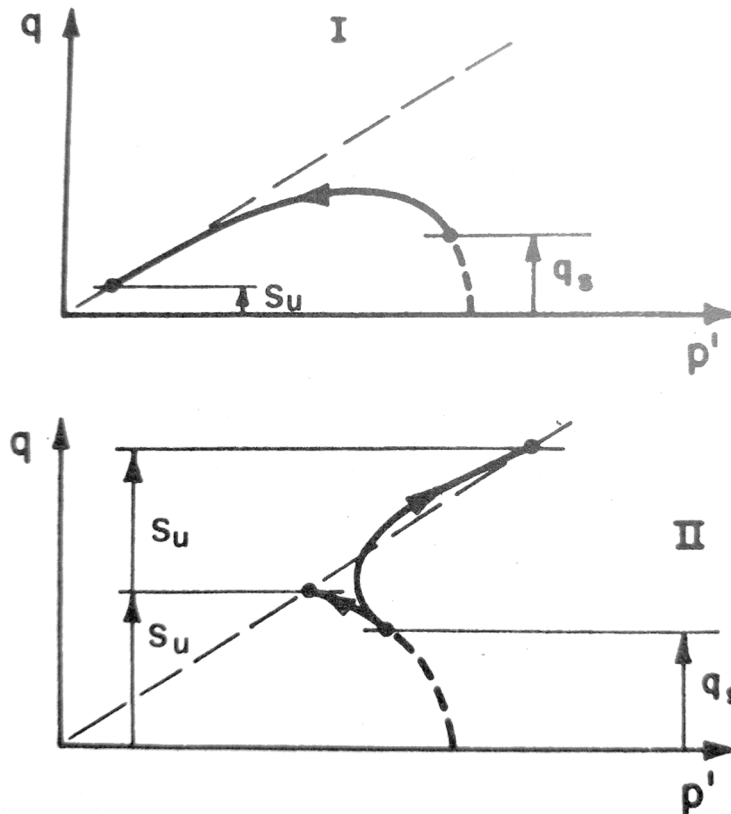


Figura 9: Decorsi di tensione, in termini di pressioni effettive, in prove non drenate in terreni a comportamento instabile e stabile (immagine presa dal libro “La liquefazione del terreno in condizioni sismiche”)

Il comportamento del **tipo I** è quello esibito dai terreni con comportamento contrattivo, quando sono sottoposti a sforzi di taglio statici iniziali q_s che eccedono la resistenza ultima in condizioni non drenate S_u .

In tal caso, se si applicano sforzi taglianti monotonicamente crescenti, la pressione interstiziale cresce anch'essa monotonicamente, mentre lo sforzo effettivo principale minore diminuisce; dopo aver raggiunto un picco, lo sforzo deviatorio diminuisce rapidamente, raggiungendo il valore ultimo della resistenza statica non drenata e il provino si deforma a volume costante. Evidentemente il comportamento del materiale è instabile perché molto rapidamente si instaura la condizione di flusso.

Anche l'applicazione di carichi ciclici può condurre al collasso per liquefazione.

Il comportamento del **tipo II** può essere osservato sia in terreni a comportamento dilatante sia in terreni a comportamento contrattivo, quando sono sottoposti a sforzi di taglio statico q_s minore della resistenza statica non drenata.

Nel primo caso si può osservare un recupero di resistenza molto netto; nel secondo, lo stato critico viene raggiunto quando la tensione deviatoria q uguaglia la resistenza statica non drenata; ma quando ciò avviene gli sforzi efficaci sono ancora elevati.

2.7.8 Resistenza alla liquefazione

Data l'influenza dell'ampiezza dello sforzo di taglio ciclico sul numero di cicli che conducono al collasso, la resistenza alla liquefazione di campioni di terreno in prove cicliche di laboratorio viene solitamente espressa in termini di relazione fra l'ampiezza dello sforzo di taglio ciclico (normalizzato con una pressione di riferimento σ'_0 rappresentativa delle condizioni iniziali di confinamento) e il numero di cicli uniformi che porta il terreno alla condizione di "liquefazione" (o ad un dato livello di deformazione).

Poichè la resistenza può essere riferita o alla condizione in cui si verifica per la prima volta l'annullamento delle pressioni efficaci (liquefazione iniziale $r_u = 100\%$) oppure a quella in cui si ha il reale cambiamento di stato (liquefazione completa) o infine ad un dato valore della deformazione, è chiaro che occorre sempre specificare la condizione a cui ci si riferisce.

La **resistenza di un terreno alla liquefazione** può quindi essere definita come quel valore del rapporto di sforzo ciclico τ / σ'_0 che, in un dato numero di cicli di carico N , porta il terreno nella condizione di liquefazione (iniziale o completa) o ad un livello di deformazione di valore assegnato.

Come si può chiaramente osservare, tale definizione non è però rigorosa, se non viene precisato anche il criterio di rottura, cioè il valore del rapporto di sforzo ciclico che corrisponde alla situazione "critica", e che varia, sia con lo sforzo di taglio sia con la pressione di riferimento, per le diverse apparecchiature di prova.

La resistenza alla liquefazione misurata in prove triassiali viene espressa in termini di sforzo deviatorio ciclico $\sigma_d / 2$, normalizzato con la pressione di consolidazione effettiva σ'_3 .

Nel caso di prove di taglio, la resistenza viene invece espressa:

- nelle prove isotrope in termini di ampiezza dello sforzo di taglio ciclico applicato τ_h , normalizzato con la pressione efficace iniziale;
- nelle prove anisotrope in termini di ampiezza dello sforzo di taglio ciclico applicato, normalizzato o con la pressione effettiva verticale o con quella orizzontale, ovvero anche come rapporto fra lo sforzo di taglio massimo τ_{max} e la pressione effettiva (verticale o orizzontale).

2.7.9 Fattori che governano la liquefazione di provini in laboratorio

Dalla breve rassegna di risultati sperimentali presentata, si può già riconoscere l'influenza che alcuni fattori hanno sulla liquefazione dei provini in laboratorio.

In sintesi, i fattori principali che influenzano la resistenza alla liquefazione dei terreni incoerenti in laboratorio sono:

- a) l'ampiezza dello sforzo di taglio ciclico
- b) lo stato tensionale effettivo iniziale
- c) lo stato di addensamento
- d) la granulometria, uniformità, forma dei grani
- e) la struttura iniziale del terreno
- f) la storia tensionale e deformativa
- g) le condizioni di drenaggio (parziale o completo) e il grado di saturazione
- h) l'andamento regolare o random dei cicli di sforzo deviatorio
- i) la forma delle pulsazioni cicliche (sinusoidale, triangolare, rettangolare, etc.)

E' stato poi dimostrato ampiamente che i risultati sperimentali possono essere molto diversi in relazione alle tecniche di campionamento e di ricostituzione dei campioni in laboratorio e alle tecniche di prova adottate.

Tali fattori incidono enormemente sulla struttura iniziale della sabbia e devono sempre essere tenuti presenti nel valutare i risultati delle esperienze di laboratorio.

In particolare, è da non trascurare il fatto che alcuni effetti indesiderati, come ad esempio la penetrazione della membrana nei campioni sottoposti a prove triassiali cicliche o gli effetti di scala, possono influenzare in maniera determinante i valori della resistenza.

I risultati di prove di laboratorio devono perciò essere sempre esaminati con molta attenzione.

2.8 Osservazioni del fenomeno durante i terremoti

Evidenze misurate sul campo, sia dirette che indirette, confermano che le pressioni interstiziali dell'acqua nei pori del terreno vengono aumentate dalle scosse di terremoto.

Tali evidenze includono la formazione di bolle di sabbia (precedentemente descritte), la misurazione diretta della pressione interstiziale, le registrazioni dei movimenti del suolo e i collassi ritardati.

Misurazioni dirette dell'aumento di pressione interstiziale

Misurazioni dirette della sovrappressione interstiziale, indotta da un terremoto, sono state eseguite durante il Terremoto di Tokachioki del 1968 (Ikehara, 1970) sotto un terrapieno di una ferrovia, e all'interno di un'isola artificiale (isola di Owi) nella baia di Tokyo nel 1980 da Ishihara et al. (1981).

Misure simili sono state eseguite anche negli Stati Uniti (Arpa et al., 1984; Mavko e Arpa, 1984; Tepel et al., 1984).

Un caso particolarmente interessante è quello dell'isola di Owi.

L'isola n.1 di Owi è stata costruita lungo un periodo di otto anni, a partire da dal 1961 fino al 1969.

Allo scopo furono pompati materiali, dragati da un fondo marino vicino al sito, fino a raggiungere una profondità d'acqua di 10 m.

A questo punto, i materiali di scarto dei cantieri furono riversati sul riempimento dragato.

I piezometri erano stati installati a profondità di 6 m e 14 m, e un accelerografo bicomponente era stato posizionato sulla superficie del terreno.

Il terremoto di Mid-Chiba, con una magnitudo di 6.1, ha scosso l'area della baia di Tokyo il 25 settembre 1980. Aveva ipocentro a profondità di 20 km ed epicentro che si trovava a circa 15 km a sud-est di Chiba; il terremoto fu il più grande nell'area dal 1929.

Durante i primi quattro secondi dopo l'inizio della scossa, erano state registrate piccole fluttuazioni nella pressione dei pori, presumibilmente il risultato di cambiamenti nella tensione totale durante le piccole accelerazioni iniziali.

Circa quattro secondi dopo l'attivazione del sisma, in corrispondenza dell'inizio del forte scuotimento (circa 0,1g nelle direzioni nord-sud e 0,065g nelle direzioni est-ovest) e la pressione dei pori aumentò improvvisamente. L'incremento massimo di pressione nei pori misurato dagli strumenti fu circa il 15 % dell'iniziale tensione verticale efficace.

Il successivo decadimento della pressione nei pori è stato causato dalla dissipazione delle pressioni interstiziali in eccesso dovuta al drenaggio. Questo decadimento fu piuttosto rapido alla profondità di 6 m, ma più lento a 14 m di profondità, perché la sabbia a quella profondità era ricoperta da uno strato di argilla; la variazione repentina delle pressioni interstiziali fu dovuta proprio alla maggiore permeabilità dello strato di sabbia più superficiale.

Ci fu inoltre una scossa di assestamento circa due ore dopo il terremoto principale, durante la quale le pressioni in eccesso nei pori si erano completamente dissipate.

L'accelerazione di picco misurata durante questa scossa di assestamento fu di 0,04g e non furono generate ulteriori sovrappressioni interstiziali.

Registrazioni dei movimenti del suolo

Se la rigidità e la resistenza della sabbia diminuiscono con la scossa di terremoto, la capacità della sabbia di trasmettere onde di taglio dalla profondità alla superficie dovrebbe diminuire. In un caso estremo di perdita completa di rigidità, i movimenti del suolo che si verificano sulla superficie di uno strato di sabbia dovrebbero essere notevolmente ridotti.

Questo tipico fenomeno è stato osservato in una registrazione di un accelerografo fatta a Niigata nel 1964.

Per i primi sette secondi circa, la registrazione mostrava il tipico carattere delle accelerazioni al suolo misurate durante i terremoti, poi d'un tratto le accelerazioni diminuirono e il periodo del movimento si allungò, mostrando così gli effetti della liquefazione sulla riduzione di rigidità del suolo che causa un cambiamento in frequenza nello scuotimento.

Tempo di collasso

In molti casi di collassi causati dalla liquefazione, l'effettiva rottura fu osservata dopo la fine dello scuotimento del terreno dovuto ad un terremoto.

Nel caso del terremoto di Niigata, grandi bolle di sabbia emersero vicino ad una scuola circa tre minuti dopo la cessazione dell'evento calamitoso.

L'improvviso e drammatico collasso della diga di San Fernando è stato registrato circa 30 secondi dopo la fine della forte scossa di terremoto (Seed, 1979b).

Il collasso di una diga mineraria in Giappone sulla penisola di Izu ha avuto luogo circa 25 ore dopo una grave scossa di assestamento del terremoto di Izu Oshima nel 1978 (Okusa et al., 1980; Ishihara, 1984).

Queste osservazioni della tempistica si sono rivelate fondamentali nel comprendere i meccanismi coinvolti nel fenomeno della liquefazione.

Osservazioni geologiche e geotecniche

Sulla base dei risultati delle analisi granulometriche su suoli che hanno o meno subito liquefazione durante i terremoti del passato, Tsuchida (1970) ha proposto le curve limite della distribuzione granulometrica, le stesse che poi sono presenti oggi nella normativa italiana, per identificare i suoli che sono o non sono sensibili alla liquefazione.

Lavori successivi suggeriscono che anche i terreni più fini possono liquefarsi se le particelle più piccole sono totalmente non plastiche.

Si verificano instabilità indotte dal terremoto, che coinvolgono terreni senza coesione, più frequentemente in depositi geologicamente recenti (Youd e Hoose, 1977).

I depositi alluvionali, in particolare quelli formati negli ultimi centinaia di anni, sono i più sensibili a questi collassi. Pochi, se sono capitati, si sono verificati nei terreni depositati prima del tardo Pleistocene. E, come precedentemente riportato, è stato notato, come condizione essenziale, un elevato livello di falda.

Queste osservazioni iniziali hanno costituito la base per iniziare a mappare la suscettibilità alla liquefazione.

Youd (1984a) ha esaminato storiche prove geologiche per dare una risposta all'annosa domanda: può un terreno che si è liquefatto una volta, liquefarsi di nuovo durante un successivo terremoto? La risposta sembra essere positiva.

Ci sono diversi casi in cui è stato lasciato uno strato sciolto nella parte più alta di un deposito di sabbia come conseguenza di un evento di liquefazione: esso rimane nuovamente suscettibile alla liquefazione durante altre forti scosse.

Correlazioni ingegneristiche

I numerosi casi documentati di liquefazione e non liquefazione a livello di terreno, sono stati utilizzati per costruire correlazioni che coinvolgono l'intensità dello scuotimento del suolo, la profondità della falda acquifera e la resistenza del suolo.

La resistenza è stata più comunemente valutata utilizzando lo Standard Penetration Test (SPT). Questi studi hanno fornito una base affidabile per valutare la suscettibilità di un sito a liquefazione.

Tuttavia, sorgono difficoltà nell'utilizzare tali correlazioni perché la caratterizzazione delle scosse di terremoto è un problema complesso come quello della liquefazione.

Quindi, chi si confronta con il problema geotecnico riguardante la liquefazione affronta anche la comprensione di due processi complessi, ancora prima di analizzare gli effetti della liquefazione su una struttura. Storicamente, gli ingegneri geotecnici hanno usato la magnitudo e il picco di accelerazione per caratterizzare i terremoti.

L'accelerazione e la durata delle scosse telluriche, parametri di interesse primario nelle indagini sulla liquefazione, sono state correlate con la magnitudo e la distanza dalla fonte del terremoto (Seed, 1979a). Le correlazioni, tuttavia, sono tutt'altro che perfette, e le ragioni delle imperfezioni non risultano di facile comprensione.

McGarr (1984) sostenne che le accelerazioni vicino gli epicentri dei terremoti sono una funzione sia dello stato di stress della crosta terrestre che della magnitudo.

Pertanto, terremoti di magnitudo identica, ma in regimi di tensione radicalmente diversi, possono avere capacità diverse di liquefare materiali sensibili.

Le variazioni nella durata delle scosse sembrano essere legate principalmente al modo in cui vengono generati i terremoti.

I terremoti consistono in energia rilasciata e irradiata dalla frattura lungo le faglie durante uno scivolamento tra di esse. Casi complessi, in particolare ritardi della propagazione della rottura, causano importanti variazioni di durata e accelerazione che non si riflettono unicamente sulla magnitudo del terremoto.

Un'altra scala utile per fare deduzioni sull'accelerazione di picco nei siti a rischio di liquefazione, ma per i quali non esistono registrazioni di forti scuotimenti del suolo, è la scala Mercalli modificata del 1931 (Wood e Neumann, 1931).

È una scala qualitativa, che va da I a XII, basata su tutti gli effetti sismici osservabili in un sito, inclusi, per il massimo livello, i danno strutturali.

Un confronto su siti con forti movimenti da terremoto misurati indica una correlazione approssimativa tra picco di accelerazione orizzontale e intensità (Trifunac e Brady, 1975). Sebbene gli effetti da liquefazione si sono verificati a intensità basse come la VI, essi diventano comuni ad Intensità VII se sono presenti depositi suscettibili.

Ciò suggerisce una tipica accelerazione di soglia di circa 0,1 g, sebbene accelerazioni minori, associate a terremoti di lunga durata, possono causare liquefazione laddove le condizioni del suolo sono particolarmente favorevoli.

Liquefazione offshore

I depositi di terreno situati al largo, in mare aperto, sono soggetti alla liquefazione dovuta ai terremoti allo stesso modo dei suoli sulla terraferma.

Inoltre, durante le tempeste i suoli sommersi sono soggetti a cicli ripetuti di carico creati dalle onde, che possono generare sovrappressioni interstiziali in eccesso anche se i singoli carichi ciclici sono di modesta entità.

Tali cicli di carico si verificano per un tempo molto più lungo di quelli causati dai terremoti e i meccanismi di diffusione e consolidamento possono ridurre sostanzialmente le pressioni dei pori anche mentre vengono generate (Rahman et al., 1977).

Anche la liquefazione e le grandi deformazioni derivanti da carichi ciclici sono fenomeni significativi da considerare nella progettazione delle strutture offshore a gravità e di quelle fondate su pali.

L'esperienza nel Mare del Nord ha dimostrato che le oscillazioni delle piattaforme offshore durante le tempeste possono causare un aumento delle pressioni interstiziali nel terreno sotto i bordi della struttura, e una conseguente tendenza del suolo a fuoriuscire da queste zone.

Le misure tipiche per la progettazione di piattaforme offshore includono pozzi drenanti per ridurre la pressione nei pori, in qualsiasi strato di sabbia immediatamente sotto la struttura (Eide e Andersen, 1984).

Anche i collassi dei pendii sottomarini sono un fenomeno preoccupante. Si sono registrati casi di enormi collassi a flusso di materiale.

Andreson e Bjerrum (1967) hanno discusso riguardo la ricorrenza di tali collassi nei terreni senza coesione. I movimenti di pendio nei terreni coesivi al largo del delta del Mississippi, che hanno causato la perdita totale di diverse piattaforme offshore e relative condotte (Bea e Audibert, 1980; Bea et al., 1980; Henkel, 1982), sembrano avere una natura simile.

Vi sono anche evidenze del fatto che alcune tubazioni sepolte in mare aperto hanno subito danni gravi a causa della liquefazione del fondale marino o a causa della perdita di gran parte della sua resistenza, in seguito a tempeste importanti (Christian et al., 1974): le onde di tempesta hanno una frequenza inferiore e una durata più lunga rispetto ai terremoti e possono risultare ugualmente pericolose nell'attivazione del fenomeno della liquefazione.

Liquefazione indotta da esplosioni

Sono state osservate evidenti prove di liquefazione (Melzer, 1978; Blouin e Shinn, 1983) quando alcuni esplosivi sono stati fatti detonare sulla superficie del suolo in presenza di terreni saturi al fine di produrre crateri.

Si sono verificate fontane di acqua e bolle di sabbia provenienti dal terreno, e sono state misurate le sovrappressioni interstiziali. Crolli e flussi di terreno verso e dentro il cratere iniziale hanno modificato, in modo significativo, il profilo dello stesso.

Si è verificato anche un significativo cedimento della superficie del suolo che circondava il cratere iniziale.

2.9 Terremoto dell'Alaska, USA, 1964

Il terremoto dell'Alaska del 1964, anche conosciuto come Grande Terremoto dell'Alaska perché interessò un'area superiore ad un milione di chilometri quadrati, si verificò alle 5:36 del pomeriggio del giorno 27 Marzo, durante il Venerdì Santo.

La scossa principale misurò una magnitudo da record pari a 9.2 e durò per più di 4 minuti; è ancora oggi tra gli eventi più forti mai registrati e sicuramente il più forte mai registrato in Nord America.

L'ipocentro del terremoto fu abbastanza superficiale ad una profondità di circa 25 km.

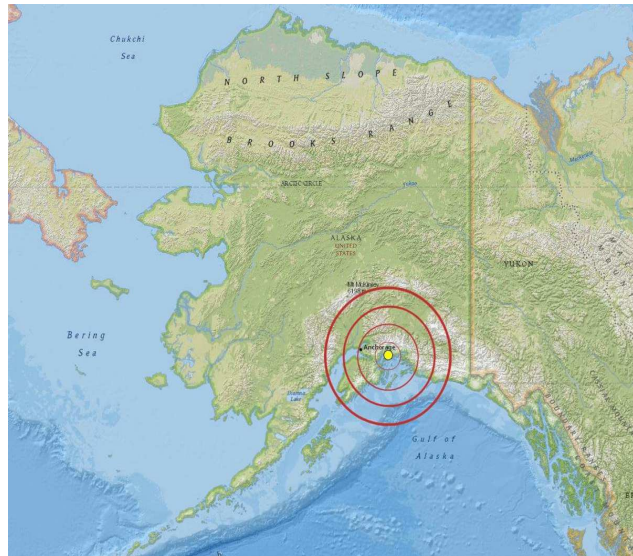


Figura 10: Mappa raffigurante l'epicentro del terremoto che colpì l'Alaska nel 1964 (immagine presa da National Centers for Environmental Information)

Danni e vittime

Il numero delle vittime fu molto limitato se lo relazioniamo con l'altissima magnitudo registrata (131 morti), questo per via della zona avente bassa densità di popolazione, per quanto riguarda i danni invece non ci furono sconti, per lo più per via degli tsunami risultati dalla scossa: centinaia di milioni di dollari stimati come danni alle proprietà nonostante la bassa densità abitativa, con la maggior parte dei danni concentrati ad Anchorage, distante 120 km dall'epicentro.

Geologia del sito

Il terremoto in Alaska è stato un terremoto in una zona di subduzione, causato da una placca oceanica che affonda sotto una placca continentale.

L'evento fu molto importante proprio per via della grande area coinvolta tra le faglie, o meglio della quantità di scivolamento relativo tra faglie che fu stimato essere tra i 30 e i 60 piedi.

Analisi dell'evento

La liquefazione del suolo, le fessure, le frane e altri collassi del suolo hanno causato gravi danni strutturali in diverse comunità e molti danni alle proprietà.

Alla fine della scossa principale, si sono subito creati tsunami, lasciando agli abitanti poco tempo per fuggire e mettersi in salvo su terreni più elevati.

Un'enorme onda anomala ha schiacciato il piccolo villaggio costiero di Chenega quattro minuti dopo che le vibrazioni si sono calmate: la città ha perso un terzo della sua popolazione.

Gli tsunami hanno anche causato la distruzione di altre città quali Kodiak, Whittier e Seward. Anchorage ha subito il maggior danno alle proprietà, principalmente a causa delle immense frane che si sono create a seguito della scossa, una delle quali ha abbassato il terreno del quartiere degli affari di nove piedi.

Nella zona di Anchorage di Turnagain Heights, la liquefazione del suolo ha innescato una frana che ha proiettato parti di una zona urbana presente su un pendio a più di 600 metri nella baia, distruggendo completamente fino a 75 case.

La torre di controllo dell'aeroporto internazionale di Anchorage è crollata, uccidendo un controllore del traffico aereo.

Migliaia di forti scosse di assestamento sono continuate per settimane dopo il terremoto, alcune delle quali superiori alla magnitudo 6.2.



Figura 11: Danni ingenti ad una strada a seguito di una frana in Alaska, dopo il terremoto del 1964 (immagine presa da Anchorage Daily News)



Figura 12: Vista aerea del quartiere di Turnagain Heights, la frana causata dalla liquefazione lo ha completamente distrutto, a seguito del terremoto dell'Alaska del 1964 (immagine presa da www.wikiwand.com)

2.10 Terremoto di Niigata, Giappone, 1964

Il terremoto di Niigata colpì il Giappone alle 13:01 (ora locale) del 16 Giugno 1964 con una magnitudo registrata di 7.6.

L'epicentro si trovava al largo della costa nord-est di Honshu, a circa 50 chilometri a Nord della città di Niigata, e nonostante questo, si è verificato il fenomeno della liquefazione in vaste aree della stessa.

La liquefazione diffusa era quasi inevitabile visto che gran parte della città di Niigata si trova su sabbia non consolidata derivante dai delta dei fiumi Agano e Shinano.



Figura 13: posizione della prefettura di Niigata, colpita dal sisma del 1964 (immagine presa da 1964 NIIGATA EARTHQUAKE by Hazel Woodfield and Angel Wong)

Danni e vittime

Il numero delle vittime e dei feriti fu fortunatamente limitato (36 tra morti e dispersi, 385 feriti) ma dal punto di vista dei danni fu un vero e proprio disastro (anche per via dello tsunami provocato dal terremoto): furono distrutte 3.534 case e altre 11.000 furono danneggiate, in più anche molte strutture civili come ponti e linee ferroviarie furono danneggiate o totalmente abbattute.

Geologia del sito

Il lato nord-occidentale di Honshu si trova sul margine sud-orientale del Mar del Giappone, un'area di crosta oceanica creata a seguito di subduzione nel periodo dal tardo Oligocene al Medio Miocene.

L'area in questione risulta avere delle placche tettoniche in continuo movimento e questo terremoto ne fu un diretto risultato.

Come già accennato, i suoli maggiormente interessati da questo evento sismico sono a netta prevalenza sabbiosa e, vista la loro provenienza, anche di recente deposizione, il che porta non solo alla loro possibile liquefazione ma anche all'elevata amplificazione delle accelerazioni indotte dal sisma.

Analisi dell'evento

L'indagine sui danni nella città di Niigata ha mostrato l'influenza negativa di un sottosuolo scarso. In generale, il danno era dovuto molto più alla perturbazione del sottosuolo che all'effetto diretto della vibrazione del suolo sugli edifici.

La parte bassa della città era costruita su uno spesso strato di sabbia, di recente sedimentazione, e lo scuotimento influenzò le proprietà dinamiche della stessa; si verificò un "creep", e i moderni edifici a più piani si ritrovarono improvvisamente senza supporto; si inclinarono, tutti d'un pezzo e un blocco di appartamenti cadde completamente, strappato da terra, insieme alle sue fondamenta (un terzo della città si è abbassata di ben due metri a causa della compattazione della sabbia).

Numerosi ponti sul fiume Shinano furono distrutti dal distanziamento aumentato delle pile; le alterazioni del sottosuolo (subsidenza, liquefazione della sabbia) provocarono deformazioni non ordinarie delle linee ferroviarie.

Inoltre, furono osservati significativi cambiamenti topografici: la costa orientale di Awa-shima si innalzò di circa 150 cm mentre la costa occidentale di Honshu, di fronte alla zona dell'epicentro, si abbassò di 45 cm a Hayakawa.

Osservazioni oceanografiche rivelarono anche la formazione di una nuova faglia sul fondo del mare tra Awa-shima e la costa di Honshu (rapporto sismico IISEE, 1985; Murai, 1965; Yamaguti, 1965).



Figura 14: Veduta aerea di case a schiera inclinate a Niigata, prodotte dalla liquefazione del suolo (immagine presa da National Geophysical Data Center)



Figura 15: crollo del ponte Showa per via dell'allontanamento reciproco delle campate (immagine presa da National Geophysical Data Center)

2.11 Terremoto di Tangshan, Cina, 1976

Il terremoto di Tangshan colpì la Cina il 28 Luglio 1976; la scossa principale arrivò alle 3:42 del mattino con una magnitudo di 7,5 che riuscì quasi a radere al suolo la città mineraria e industriale di Tangshan, situata a 110 km a Est di Pechino.

Il suo epicentro si trovava nella parte meridionale della città di Tangshan, a circa 9 miglia (15 km) al di sopra dell'ipocentro del terremoto, e la vibrazione si è sentita a più di 680 miglia (1.100 km) in tutte le direzioni.

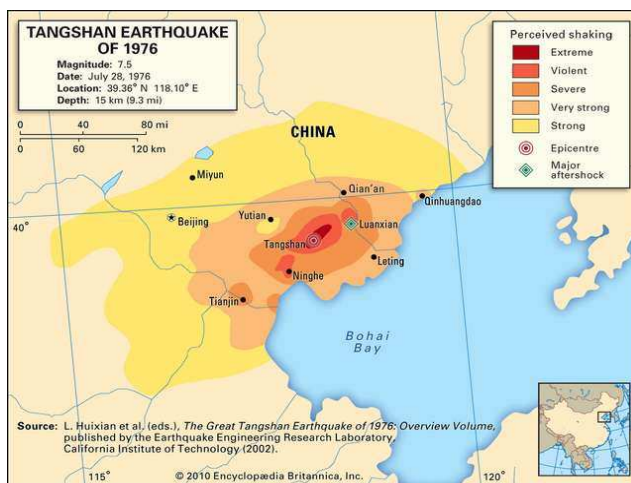


Figura 16: Mappa raffigurante l'intensità della vibrazione del terremoto che colpì Tangshan nel 1976 (immagine presa da Encyclopædia Britannica, Inc.)

Danni e vittime

Il bilancio delle vittime, ritenuto uno dei più grandi mai registrati nella storia, è stato ufficialmente segnalato come 242.000 persone, ma potrebbe arrivare a 655.000. Almeno altre 700.000 persone rimasero ferite e il danno alle proprietà fu molto vasto, arrivando persino a Pechino. La maggior parte degli incidenti mortali derivò dal crollo di case in muratura non rinforzate in cui la gente, vista l'ora, dormiva.

Geologia del sito

Il terremoto si verificò lungo una faglia precedentemente sconosciuta, ora chiamata Tangshan Fault, nel sistema di faglie di Cangdong, precisamente vicino all'intersezione di quel sistema con la catena montuosa Yin Shan – Yan Shan.

La Tangshan Fault è una faglia di scorrimento orientata in direzione Nord - Nord/Est.

La scossa principale causò una rottura del sottosuolo di 75 miglia (120 km), che si estese bilateralmente a Nord - Nord/est e Sud - Sud/Ovest di Tangshan; causò anche la comparsa di importanti spaccature superficiali in città.

Analisi dell'evento

Circa 9.500 km quadrati della regione circostante sono stati sottoposti ad una intensità di terremoto di VIII grado (grave) o superiore sulla scala Mercalli modificata. Nella città di Tangshan l'intensità ha raggiunto il X (estremo).

La scossa, che è durata da 14 a 16 secondi, ha trasformato gran parte del suolo sabbioso della regione, di grande profondità, in una massa fluida. Poiché pochi edifici erano ancorati allo strato roccioso, attraverso lo scuotimento e la successiva liquefazione del terreno si destabilizzarono e crollarono gran parte delle strutture in tutta l'area interessata.

Il sisma distrusse o danneggiò gravemente oltre l'85 per cento di case non rinforzate, edifici a più piani e altre strutture a Tangshan.

Il terremoto ha anche messo a dura prova le infrastrutture civili e l'agricoltura.

La liquefazione, unita all'improvvisa comparsa di fratture superficiali, portò alla distruzione di strade, ferrovie, ponti, dighe, pozzi e altre infrastrutture simili.

Questo terremoto in particolare ha anche innescato bolle di sabbia in tutta la regione, che hanno insabbiato i pozzi d'acqua e le fosse di irrigazione. Le bolle di sabbia, che espellono la sabbia bagnata dal terreno con forza, derivano dall'aumento del peso causato da strati di terreno che si depositano su strati di sabbia bagnata dall'acqua sottostante.

A Sud di Tangshan inoltre, la liquefazione fu molto gravosa (stimata per un'area di 2400 chilometri quadrati), l'enorme deflusso di sabbia causò danni devastanti alle colture oltre che alla città.



Figura 17: Danni nella città di Tangshan dopo il terremoto del 1976 (immagine presa da Readlishi)



Figura 18: Danni alla linea ferroviaria dopo il terremoto di Tangshan del 1976 (immagine presa da Ocio Magazine)

2.12 Terremoto di Città del Messico, Messico, 1985

Il terremoto di Città del Messico del 1985 si scatenò il 19 Settembre alle ore 7:18 del mattino.

La magnitudo registrata fu pari a 8 e il suo epicentro viene collocato nello stato di Michoacán, a circa 320 chilometri da Città del Messico, in una regione di tensione tettonica tra la placca nord americana e quella che subduce ad essa, la placca Cocos (nome derivante dalle isole Cocos che si trovano al suo interno).

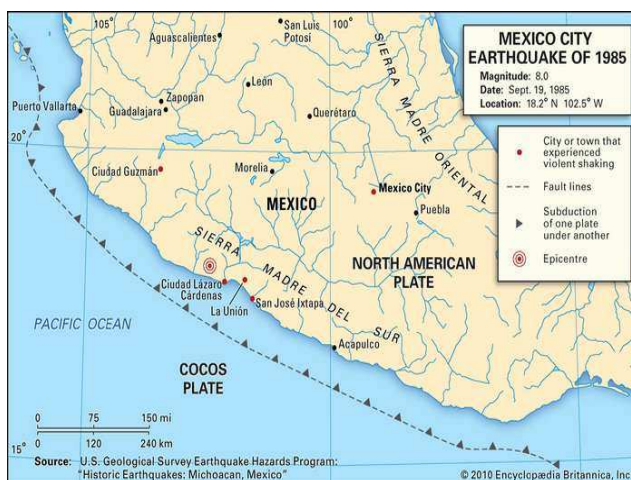


Figura 19: Mappa raffigurante l'epicentro del terremoto che colpì Città del Messico nel 1985 (immagine presa da Encyclopædia Britannica, Inc.)

Danni e vittime

Il bilancio delle vittime non è ancora oggi del tutto preciso: furono ritrovati 5000 corpi ma contando i dispersi il numero raggiungerebbe tranquillamente 30.000 (secondo il Servizio Sismologico Nazionale del Messico addirittura 45.000, che comunque sarebbe un numero minore rispetto a terremoti simili di quel periodo in zone adiacenti, questo per via dell'orario in cui si è manifestato).

La maggior parte dei danni fu registrata dagli edifici, in particolare quelli di una certa altezza, tra 6 e 15 piani, che risentirono di più della frequenza del terremoto andando in risonanza per via della tipologia dei sedimenti presenti nel terreno.

Geologia del sito

Città del Messico non è geograficamente vicina a nessuna grande faglia ma è comunque molto vulnerabile ai movimenti tettonici.

La città fu originariamente costruita su un'isola al centro del lago Texcoco che poi venne prosciugato per via dei periodici allagamenti: questo comportò la presenza di tre sezioni differenti presenti nella zona, una zona che rappresenta il vecchio letto del lago che è composto da argilla tenera con alto contenuto di acqua, un'altra zona a piè di monte ricoperta per lo più da lava per strati da 5 a 30 metri, di meno di 2500 anni di età, e un'ultima zona riguardante il vecchio delta del fiume.

Analisi dell'evento

Sul letto dello storico lago, i sedimenti di argilla e limo vulcanici prevalenti amplificarono le scosse sismiche.

I danni alle strutture furono aggravati dalla liquefazione del suolo che ha provocato la perdita del supporto delle fondamenta e contribuito al drammatico cedimento delle stesse sui grandi edifici. L'accelerazione al suolo nell'area di Città del Messico fu cinque volte superiore a quella dei distretti adiacenti aventi suoli diversi.

Gli edifici più colpiti, come prima accennato, furono quelli affetti dalla risonanza del terremoto per via della loro altezza, essa infatti portò questi ultimi a vibrare con maggiore intensità rispetto agli edifici più bassi o a quelli di altezza maggiore.

Un totale di più di 400 edifici crollarono e altre migliaia furono danneggiati.

La causa principale fu proprio la presenza di terreno scadente, in combinazione con scosse sismiche di elevata intensità, infatti gran parte degli edifici crollarono proprio per il terreno, cedendo per via della scarsa resistenza (anche in presenza di fondazioni su pali funzionanti ad attrito) o addirittura ribaltandosi per fenomeni di liquefazione.



Figura 20: Edificio a otto piani ribaltato e strappato dalle fondazioni, in seguito al terremoto di Città del Messico del 1985 (immagine presa da USGS)



Figura 21: Nuevo León, complesso di appartamenti crollato per una parte mentre l'altra è rimasta poco danneggiata, in seguito al terremoto di Città del Messico del 1985 (immagine presa da USGS)

2.13 Terremoto di Loma Prieta, San Francisco, USA, 1989

Il terremoto di Loma Prieta, chiamato così perché l'epicentro era situato vicino al picco di Loma Prieta nelle montagne di Santa Cruz, 100 km a Sud di San Francisco, colpì la zona raffigurata in *Figura 22* alle ore 5:00 del pomeriggio, durando approssimativamente 15 secondi, con una magnitudo momento pari a 6.9.

Il danno più pesante fu subito da San Francisco e Oakland, ma anche alcune comunità vicine, come Santa Clara e Santa Cruz, ne risentirono.



Figura 22: Mappa raffigurante l'epicentro del terremoto che colpì San Francisco nel 1989 (immagine presa da Encyclopædia Britannica, Inc.)

Danni e vittime

Il bilancio delle vittime ammonta a 63 morti e circa 3800 feriti, e risulta essere abbastanza contenuto rispetto ad altri eventi simili, complice anche l'orario (è accaduto in pieno pomeriggio) e la qualità costruttiva delle strutture in una zona comunque già conosciuta per le violente scosse telluriche.

Si sono stimati danni alle proprietà per circa 6 miliardi di dollari; è stato riconosciuto come il più potente terremoto che ha colpito l'area dopo quello di San Francisco del 1906.

Geologia del sito

Nella zona del terremoto ci sono differenti tipi di suolo, ciò ha portato ad un'amplificazione degli effetti e anche della durata della scossa nelle parti con terreni aventi scarse caratteristiche meccaniche.

I siti più colpiti furono il Marina District di San Francisco e il Cypress Street Viaduct di Oakland proprio perché i terreni presenti non erano consolidati, tendenzialmente terreni sabbiosi di riempimento in cui si sono verificati anche forti fenomeni di liquefazione.

Analisi dell'evento

I danni maggiori in questo caso si sono verificati proprio dove il terreno era più carente: il Marina District di San Francisco ha subito ingenti danni; costruito su un'area in cui non vi era alcun substrato roccioso sottostante, la liquefazione del terreno ha provocato il crollo di un gran numero di strutture.

L'effetto amplificato creato dai terreni non consolidati si è risentito molto sul viadotto a due livelli di Cypress Street, lungo l'autostrada Nimitz (Interstate 880), appena a Sud del ponte di San Francisco – Oakland Bay, dove un segmento lungo circa 2 chilometri è crollato durante il sisma, causando 42 vittime quando il livello superiore della strada si è schiantato sulle auto al piano inferiore (*Figura 23*).

La liquefazione inoltre si è verificata in diverse aree, venne notata soprattutto nelle zone non abitate, dove il fenomeno è chiaramente visibile e riconoscibile anche ad occhi non esperti (*Figura 24*).

Questo terremoto in particolare diede l'opportunità di testare metodi di analisi del rischio di liquefazione già sviluppati fin dalla metà degli anni '70.



Figura 23: foto del viadotto a due livelli di Cypress Street, dove il piano superiore è collassato su quello inferiore e i pilastri hanno ceduto, a seguito del terremoto che colpì San Francisco nel 1989 (immagine presa da history.com)



Figura 24: foto di una zona tra San Francisco e Monterey Bay, in cui la sabbia si è liquefatta a seguito del terremoto di Loma Prieta nel 1989 (immagine presa da USGS)

2.14 Terremoto di Kobe, Giappone, 1995

Il terremoto di Kobe, anche chiamato terremoto *Great Hanshin*, colpì il Giappone il 17 Gennaio del 1995, alle ore 5:46 del mattino.

Si manifestò nella parte Sud della prefettura di Hyogo, il suo epicentro era localizzato nella parte settentrionale dell'isola Awaji, nel mare interno, a 20 chilometri dalla costa della città portuale di Kobe (ipocentro ad una profondità di 16 km dalla superficie).

La magnitudo registrata fu di 6.9 (7.3 sulla scala Richter) e la scossa durò 20 secondi.



Figura 25: Mappa raffigurante l'epicentro del terremoto che colpì Kobe nel 1995 (immagine presa da exploretherisks.weebly.com)

Danni e vittime

Il bilancio delle vittime fu grande, i morti furono 6.400, i feriti 40.000 e le persone rimaste senza casa circa 300.000.

I danni furono ingenti, sia per le abitazioni che per le infrastrutture civili, le prime danneggiate in numero superiore a 240.000, e un altro milione di case rimaste senza servizi idrici e/o elettrici, mentre per le infrastrutture venne fuori tutta la loro vulnerabilità nonostante le autorità fossero convinte della superiore resistenza delle costruzioni presenti nella zona, in particolar modo di quelle civili.

Geologia del sito

Il territorio del Giappone è situato su due placche marine (la placca delle Filippine e la placca pacifica) e su una placca terrestre (la placca euroasiatica e placca nordamericana). Ognuna delle placche marine è accavallata su di un'altra con un fenomeno detto subduzione.

Il movimento delle stesse rilascia grandi quantità di energia, creando terremoti altamente distruttivi.

I terreni circostanti sono prevalentemente sabbiosi, molto spesso di riporto, essendo presenti diverse città portuali, come la stessa Kobe.

Analisi dell'evento

I danni maggiori si sono verificati nella città di Kobe: le strutture costruite dopo il moderno codice edilizio del 1981 hanno sofferto poco; tuttavia, quelle che non sono state costruite secondo questi standard hanno subito gravi danni strutturali.

La maggior parte delle case tradizionali più vecchie avevano massicci tetti di tegole che pesavano circa due tonnellate, destinati a resistere ai frequenti tifoni che affliggevano Kobe, ma erano sostenuti solo da un telaio di supporto in legno leggero.

Quando i supporti in legno cedettero, il tetto fece crollare le pareti e i pavimenti non rinforzati, creando un crollo a pancake.

Il danno alle autostrade e alle metropolitane è stata l'immagine più grafica del terremoto e le immagini del crollo della Kobe Route della Hanshin Expressway hanno fatto le prime pagine dei giornali di tutto il mondo.

Sebbene la convinzione iniziale fosse che la costruzione fosse stata negligente, in seguito fu dimostrato che la maggior parte delle strutture crollate furono costruite correttamente secondo i codici di costruzione in vigore negli anni '60.

Tuttavia, le specifiche del rinforzo in acciaio nei regolamenti degli anni '60 erano già state trovate inadeguate e riviste più volte, l'ultima revisione risale al 1981, che si è rivelata efficace ma si applicava solo a nuove strutture.

Inoltre, il porto di Kobe, uno dei più importanti al mondo, è stato gravemente danneggiato e inondato dall'acqua proveniente dal sottosuolo, secondo resoconti di testimoni oculari, in particolare da fessure del terreno da cui fuoriuscivano delle vere e proprie fontane d'acqua.

Le vibrazioni del terremoto hanno compattato la sabbia utilizzata per sollevare artificialmente il porto, e le acque interstiziali sono state spinte fuori dai vuoti del terreno sabbioso, quest'ultimo si è liquefatto e molte fondazioni di diverse strutture si sono rovesciate nella miscela di sabbia e acqua.



Figura 26: vista aerea del porto di Kobe dopo il terremoto del 1995, nell'angolo in basso a sinistra si nota della sabbia sulla pavimentazione, essa è ribollita in superficie a seguito della liquefazione (immagine presa da UC Davis)

2.15 Terremoto di İzmit, Turchia, 1999

Il terremoto Kocaeli, chiamato anche terremoto di İzmit, la città più vicina all'epicentro, si verificò il 17 Agosto del 1999, alle ore 3:00 di notte.

Il suo epicentro fu localizzato a 11 chilometri a sud – est di İzmit; la magnitudo registrata fu di 7.4 con una valutazione sulla scala Mercalli di nono grado (IX – Violento).

La scossa si protrasse molto: ben 37 secondi la principale (seguita da due aftershocks due giorni dopo)



Figura 27: Mappa raffigurante l'epicentro del terremoto che colpì İzmit nel 1999 (immagine presa da Encyclopædia Britannica, Inc.)

Danni e vittime

Il bilancio delle vittime fu spaventoso, i morti furono 17.000 secondo le stime ufficiali, anche se diverse fonti affermano che il numero si avvicini più a 45.000, e le persone rimaste senza casa circa 500.000.

I danni più pesanti furono registrati su case non correttamente progettate: si è stimato che le abitazioni danneggiate gravemente siano state 120.000 e che quelle collassate circa 20.000. Anche diverse strutture civili sono risultate inadeguate, infatti si sono riportati danni estesi su viadotti e gallerie.

Geologia del sito

Il terremoto si è verificato lungo la parte occidentale della Zona di Faglia dell'Anatolia Settentrionale (NAFZ). La Placca Anatolica, che è costituita principalmente dalla Turchia, viene spinta verso ovest per circa 2–2,5 cm all'anno, mentre è stretta tra la Placca Eurasiatica a nord e la Placca Araba a sud. I maggiori terremoti in Turchia derivano principalmente dallo slittamento lungo la NAFZ o lungo la faglia dell'Anatolia orientale.

Il suolo fu un problema in particolar modo ad Istanbul, dove nel distretto di Avcılar si registrarono i danni maggiori dell'intera città visto che esso era costituito principalmente da rocce sedimentarie del Cenozoico scarsamente consolidate.

Analisi dell'evento

La scossa che ha colpito İzmit nel 1999 si protrasse per 37 secondi, un periodo molto lungo anche per i terremoti più intensi: le accelerazioni di picco a terra registrate vicino alla faglia erano al di sotto della media per un evento di magnitudo 7.4 ma il forte impulso di velocità e la lunga durata della scossa furono fattori importanti nel collasso e nel danneggiamento delle residenze.

La maggior parte degli edifici crollati e danneggiati erano in cemento armato, le loro scarse prestazioni erano dovute principalmente alla scarsa qualità della costruzione e alla mancata applicazione del codice edilizio locale.

Nella baia di İzmit sono state eseguite diverse analisi, quali la caratterizzazione geotecnica del sito, la mappatura geologica, la valutazione del rischio di liquefazione e l'analisi di stabilità del pendio, effettuate per identificare i principali fattori che hanno contribuito ai disastri costieri.

I risultati di questo studio indicano che le principali cause dei disastri e delle inondazioni sono state la subsidenza tettonica e la liquefazione (in questo caso la prima ha causato i danni maggiori da inondazione).

I siti che hanno sofferto di più il fenomeno della liquefazione sono stati i delta situati lungo la baia, dove la presenza di pendii ripidi accoppiati a sedimenti sciolti ha portato al collasso indotto da liquefazione dei pendii e alle inondazioni da parte del mare.



Figura 28: un edificio crollato per via della liquefazione del suolo, a seguito del terremoto di İzmit nel 1999 (immagine presa da researchgate.net)



Figura 29: zona abitativa che ha subito un inondazione, a seguito del terremoto di İzmit nel 1999 (immagine presa da karar.com)

2.16 Terremoto del Tōhoku, Giappone, 2011

Il terremoto del Tōhoku, così chiamato perché colpì la regione di Tōhoku in Giappone, si verificò l'11 Marzo del 2011 a largo della costa settentrionale giapponese, nell'oceano pacifico.

Erano le ore 14:46 quando alla profondità di circa 30 km si verificò una scossa con una magnitudo pari a 9, successivamente valutata come la più potente mai registrata in

Giappone.

La scossa durò per un tempo molto esteso, la zona circostante all'epicentro tremò addirittura per circa sei minuti, con accelerazioni al suolo che raggiunsero picchi di quasi 3 g.



Figura 30: Mappa raffigurante l'epicentro del terremoto che colpì Tōhoku nel 2011 (immagine presa da Encyclopædia Britannica, Inc.)

Danni e vittime

Il bilancio delle vittime ufficiale ammonta a 15.703 morti e 4.647 dispersi, aggravato da ulteriori 5.314 feriti.

I danni furono causati principalmente dallo tsunami ma anche il terremoto è stato responsabile di danni considerevoli su una vasta area.

Vi furono diversi incendi di raffinerie e impianti petrolchimici, migliaia di case furono completamente o parzialmente distrutte dalla scossa principale e dai successivi aftershocks, in particolar modo nelle prefetture di Fukushima, Ibaraki e Chiba.

Anche le infrastrutture sono state pesantemente colpite, strade e ferrovie danneggiate, energia elettrica interrotta come anche linee d'acqua e fognature.

Geologia del sito

Il terremoto è stato causato dalla rottura di un tratto della zona di subduzione associato alla "trincea" giapponese, ovvero la zona che separa la placca eurasiatica dalla placca del Pacifico in subduzione.

Analisi dell'evento

Avendo epicentro in mare, il terremoto, causato dalle spinte orizzontali e verticali della placca del Pacifico sulla placca euroasiatica, generò diversi tsunami, con onde aventi altezze notevoli, per lo più oltre i 10 metri ma si è registrata anche un'onda anomala che ha raggiunto i 40 metri abbattendosi vicino la città di Miyako, nella prefettura di Iwate.

Il maremoto è stato sicuramente la causa maggiore di distruzione, ha devastato completamente diverse città presenti sulla costa est del Giappone; quando le acque si sono ritirate in mare hanno trasportato con loro enormi quantità di detriti e migliaia di vittime colte impreparate dagli tsunami.

Grandi tratti di terra furono lasciati immersi nell'acqua di mare, in particolare nelle zone più basse presenti vicino le coste giapponesi interessate.

A seguito di questo particolare evento si sono potuti analizzare i comportamenti dei terreni liquefacibili in presenza di un sisma di elevata magnitudo: come per analisi di altri terremoti si è visto che la maggior parte dei fenomeni di liquefazione si sono avuti su terreni poco consolidati (di recente deposizione) e tendenzialmente sabbiosi.

La città più colpita dalla liquefazione fu Urayasu, nella regione della baia di Tokyo: la maggior parte dei terreni presenti sono stati sottoposti a degli interventi di bonifica, questo spiegherebbe il motivo delle zone che hanno subito abbassamenti da consolidazione importanti (fino a 60 cm) e delle molte strutture inclinate o con cedimenti differenziali presenti in tutta la città.



Figura 31: foto scattata allo tsunami che ha travolto la costa est del Giappone, a seguito del terremoto di Tōhoku nel 2011 (immagine presa da Encyclopædia Britannica, Inc.)



Figura 32: effetti della liquefazione in Urayasu, a seguito del terremoto di Tōhoku nel 2011 (immagine presa da tokyoreporter.com)

2.17 Terremoto di Christchurch, Nuova Zelanda, 2010 - 2011

In questo caso si deve parlare di terremoti visto che le scosse principali furono due: entrambe colpirono principalmente la città di Christchurch in Nuova Zelanda, durante uno sciame sismico che proseguì dall'inizio di settembre 2010 alla fine di dicembre 2011.

Il più violento fu il terremoto che colpì il 4 Settembre 2010 avente una magnitudo pari a 7, mentre il secondo si manifestò il 22 Febbraio 2011 con magnitudo di 6.3.

La prima scossa colpì alle 4:35 di notte, l'epicentro fu localizzato a 40 km da Christchurch ad una profondità di circa 10 km, la seconda invece alle 12:51, in pieno giorno e ad una profondità ancora minore della prima (5 km).

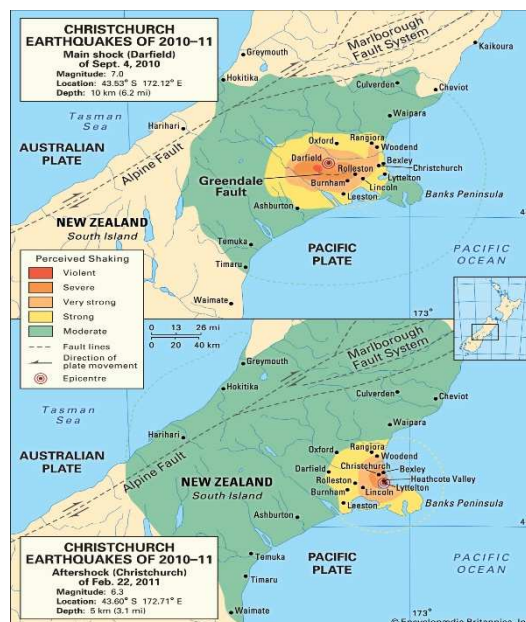


Figura 33: Mappa raffigurante gli epicentri dei terremoti che colpiscono Christchurch tra il 2010 e il 2011 (immagine presa da Encyclopædia Britannica, Inc.)

Danni e vittime

Il bilancio delle vittime ammonta a 185 morti di oltre 20 paesi coinvolti, dove più della metà sono da attribuire al crollo del Canterbury Television Building (circa 115), e ulteriori 6000 feriti in maniera lieve.

Centinaia di edifici nel quartiere centrale degli affari di Christchurch e circa 10.000 abitazioni furono considerate inutilizzabili e si prevedeva che avrebbero dovuto essere demolite.

Inoltre, poiché il sisma ha reso la terra così instabile in alcuni punti, alcune aree rischiavano di dover essere abbandonate del tutto. Si è stimato che al momento delle scosse di assestamento del 13 Giugno, circa 50.000 ex residenti di Christchurch si fossero già trasferiti permanentemente in altri luoghi in Nuova Zelanda o in Australia.

Geologia del sito

I due terremoti si sono verificati lungo faglie diverse e fino ad allora sconosciute, probabilmente formatesi proprio dal movimento di faglie vicine più antiche.

Fu proprio l'esigua profondità a creare scosse particolarmente devastanti, non tanto la composizione dei terreni.

Analisi dell'evento

Lo sciame sismico che colpì la Nuova Zelanda tra il 2010 e il 2011 ha una caratteristica principale che lo ha reso devastante, la superficialità dell'ipocentro: questo ha portato a delle accelerazioni di picco al suolo estremamente alte (con una massima registrata pari a 2.2g , che risulta anomala per terremoti di magnitudo compresa tra 6 e 7), per gli edifici era quasi impossibile uscirne intatti.

Infatti, fu affermato da un ingegnere sismico, che la forza del terremoto di Christchurch era "statisticamente improbabile" che si verificasse più di una volta ogni 1000 anni.

La liquefazione nella seconda scossa, del Febbraio 2011, è stata significativamente maggiore di quella del terremoto del 2010, causando la risalita in superficie di oltre 200.000 tonnellate di limo.

L'aumento della liquefazione causò un significativo movimento del suolo in vaste aree, mettendo in crisi molte fondamenta e distruggendo infrastrutture, danni che "potrebbero essere i più grandi mai registrati in una città moderna".

Dalle analisi è risultato che l'80% del sistema idrico e fognario è stato gravemente danneggiato.



Figura 34: effetti della liquefazione estesi a tutta la città di Christchurch, a seguito degli omonimi terremoti verificatisi tra il 2010 e il 2011 (immagine presa da wikipedia.org)

2.18 Terremoto dell'Emilia Romagna, Italia, 2012

Il terremoto dell'Emilia del 2012 è stato un evento sismico costituito da una serie di scosse localizzate nel distretto sismico della pianura padana emiliana, ma avvertite anche in un'area molto più vasta comprendente tutta l'Italia Centro-Settentrionale e parte della Svizzera, della Slovenia, della Croazia, dell'Austria, della Francia sud-orientale e della Germania meridionale.

Già prima vi furono alcune scosse ma le principali si manifestarono il 20 Maggio 2012 la prima, di magnitudo 6.1 alle ore 04:03 ora locale, con epicentro nel territorio comunale di Finale Emilia (MO) e con ipocentro a una profondità di 6,3 km; la seconda il 29 Maggio, di magnitudo 5.9 alle ore 09:00 anch'essa superficiale (ipocentro a 8,1 km di profondità).



Figura 35: Mappa raffigurante l'epicentro del terremoto che colpì l'Emilia nel Maggio 2012 (immagine presa da Wikipedia. org)

Danni e vittime

I terremoti del 20 maggio e 29 maggio hanno causato pesanti danni alle costruzioni rurali ed industriali, alle opere di canalizzazione delle acque, nonché agli edifici ed ai monumenti storici ed agli edifici civili di vecchia costruzione in pietra o ciottoli (per una stima che si aggira sui 13 miliardi di euro).

I due eventi sismici principali hanno causato un totale di 27 vittime (22 nei crolli, tre per infarto o malore e due per le ferite riportate), in maggioranza dipendenti di aziende distrutte.

Geologia del sito

L'area interessata dall'innesco del sisma è una delle tante aree sismiche prossime alle zone dell'Appennino, classificata a livello 3 della scala di riferimento del rischio sismico.

Il complesso sistema di faglie che si diramano nella bassa pianura emiliana è quello della dorsale di Ferrara, che si raccorda a ovest con quella di Mirandola.

Analisi dell'evento

I danni sono stati particolarmente gravi per il patrimonio culturale, gli edifici rurali e gli impianti industriali.

Questi tipi di edifici hanno un periodo proprio maggiore di quello degli edifici ordinari, il che suggerisce che il danno è stato indotto dalle componenti a bassa frequenza del movimento del suolo.

Una caratteristica particolare dei terremoti dell'Emilia del Maggio 2012, d'altra parte, fu la diffusa liquefazione anche nelle aree urbanizzate, che hanno subito enormi danni.

I principali effetti osservati sul terreno sono stati la formazione di bolle di sabbia, crateri, rigonfiamenti e fessurazioni nel terreno, cedimenti e innalzamenti dei marciapiedi.

Questi effetti, causati dalla liquefazione degli strati sabbiosi nel sottosuolo, sono stati osservati in varie aree, soprattutto in corrispondenza dei canali fluviali abbandonati.

Il danno agli edifici fu limitato nonostante la quantità di sabbia e limo fuoriuscita dal terreno. Alcuni edifici subirono dei cedimenti traslativi rigidi, in qualche caso anche con una componente rotazionale. La rottura a taglio dei nodi si verificò in strutture minori e per lo più deboli, come garage e capannoni, collegati agli edifici principali.

Diverse zone subirono la fuoriuscita di sabbia e limo in grandi quantità, alcune abitazioni al piano terra furono completamente invase dal fango, creando alle famiglie grande disagio e danni diffusi.



Figura 36: vulcanelli di sabbia che fuoriescono dal terreno, in seguito al terremoto che colpì l'Emilia nel Maggio 2012 (immagine presa da www.meteoweb.eu)



Figura 37: sabbia e limo che risalgono in superficie su un pavimentazione privata, in seguito al terremoto che colpì l'Emilia nel Maggio 2012 (immagine presa da www.bresciatoday.it)

3. La liquefazione nella normativa e la microzonazione sismica

3.1 Normativa Italiana

Le norme tecniche per le costruzioni del 2018 (NTC2018) trattano gli aspetti legati al fenomeno di liquefazione nel capitolo 7.11 – *OPERE E SISTEMI GEOTECNICI*, in particolare al punto 7.11.3.4:

7.11.3.4 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

7.11.3.4.1 Generalità

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

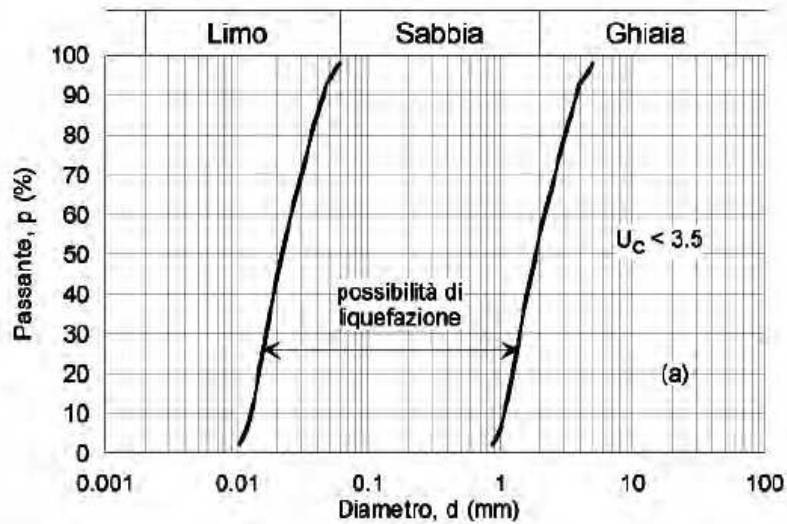
In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

7.11.3.4.2 Esclusione della verifica a liquefazione

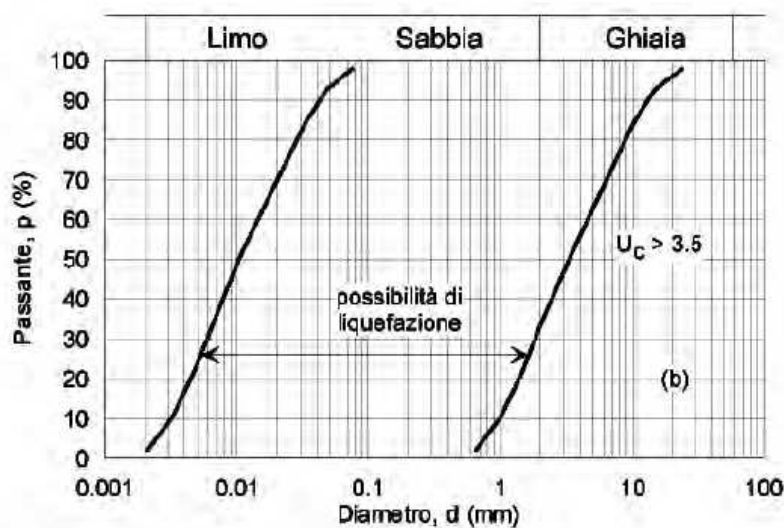
La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- 1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;*
- 2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;*
- 3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace*

verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
 4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.



a)



b)

Fig. 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

Quando la condizione 1 non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 2, 3 e 4.

7.11.3.4.3 Metodi di analisi

Quando nessuna delle condizioni del § 7.11.3.4.2 risulti soddisfatta e il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili.

Salvo utilizzare procedure di analisi avanzate, la verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto.

La resistenza alla liquefazione può essere valutata sulla base dei risultati di prove in sito o di prove cicliche di laboratorio.

La sollecitazione indotta dall'azione sismica è stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima attesa alla profondità di interesse.

L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.

Nei capitoli successivi, inerenti le verifiche relative al binomio fondazione-terreno, la verifica a liquefazione viene sempre menzionata; nei casi in cui vi sono i fattori che fungono da campanello d'allarme il progettista è sempre tenuto a scongiurare la possibilità che il terreno si comporti, letteralmente, come un liquido.

3.2 Normativa Europea

La normativa Europea, riguardante le norme tecniche per le progettazioni, si esplica attraverso gli Eurocodici.

Gli aspetti legati al fenomeno della liquefazione possono essere trovati nell'Eurocodice 8 riguardante la *Progettazione delle strutture per la resistenza sismica*, in particolare nella parte 5 (UNI EN 1998-5:2005) relativa alle *Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici*.

Il paragrafo che tratta l'argomento è il seguente: *4.1.4 Terreni potenzialmente liquefacibili*, viene riportato in forma (e lingua) originale per poi farne le dovute analisi.

4.1.4 Potentially liquefiable soils

(1)P A decrease in the shear strength and/or stiffness caused by the increase in pore water pressures in saturated cohesionless materials during earthquake ground motion, such as to give rise to significant permanent deformations or even to a condition of near-zero effective stress in the soil, shall be hereinafter referred to as liquefaction.

(2)P An evaluation of the liquefaction susceptibility shall be made when the foundation soils include extended layers or thick lenses of loose sand, with or without silt/clay fines, beneath the water table level, and when the water table level is close to the ground surface. This evaluation shall be performed for the free-field site conditions (ground surface elevation, water table elevation) prevailing during the lifetime of the structure.

I primi due punti descrivono il fenomeno della liquefazione e i tipi di suolo che normalmente sono più suscettibili, nonché le condizioni favorevoli: spessi strati di sabbia non addensata, con o senza lenti di limo/argilla, al di sotto del livello di falda e prevalentemente superficiali.

(3)P Investigations required for this purpose shall as a minimum include the execution of either in situ Standard Penetration Tests (SPT) or Cone Penetration Tests (CPT), as well as the determination of grain size distribution curves in the laboratory.

Le indagini da eseguire per capire se un deposito è suscettibile a liquefazione o meno sono le due prove penetrometriche più utilizzate, SPT o CPT, e la determinazione delle curve di distribuzione granulometrica in laboratorio.

(4)P For the SPT, the measured values of the blowcount N_{SPT} , expressed in blows/30 cm, shall be normalised to a reference effective overburden pressure of 100 kPa and to a ratio of impact energy to theoretical free-fall energy of 0,6. For depths of less than 3 m, the measured N_{SPT} values should be reduced by 25%.

Il quarto punto spiega come normalizzare e utilizzare il parametro N_{SPT} : il numero di colpi da Standard Penetration Test deve essere normalizzato ad una pressione di sovraccarico di riferimento di 100 kPa e ad un rapporto di impatto energetico, pari ad una teorica caduta libera, di 0,6.

Per profondità maggiori di 3 metri il numero dei colpi deve essere ridotto del 25%.

(5) *Normalisation with respect to overburden effects may be performed by multiplying the measured N_{SPT} value by the factor $(100/\sigma'_{vo})^{1/2}$, where σ'_{vo} (kPa) is the effective overburden pressure acting at the depth where the SPT measurement has been made, and at the time of its execution. The normalisation factor $(100/\sigma'_{vo})^{1/2}$ should be taken as being not smaller than 0,5 and not greater than 2.*

Il quinto punto è relativo alla normalizzazione di cui sopra: essa può essere eseguita moltiplicando il numero di colpi da SPT per il fattore di normalizzazione citato, in cui compare la pressione efficace di sovraccarico alla profondità di misurazione (cioè la pressione data dagli strati superiori a quello in cui si prende la misura).

Esso deve essere compreso in un range che va da 0,5 a 2.

(6) *Energy normalisation requires multiplying the blowcount value obtained in (5) of this subclause by the factor $ER/60$, where ER is one hundred times the energy ratio specific to the testing equipment.*

Viene in questo passaggio spiegata la normalizzazione rispetto all'energia, simile alla precedente, ma moltiplicando N_{SPT} per il fattore citato.

(7) *For buildings on shallow foundations, evaluation of the liquefaction susceptibility may be omitted when the saturated sandy soils are found at depths greater than 15 m from ground surface.*

Per edifici con fondazioni superficiali, la valutazione del rischio di liquefazione può essere evitata se gli strati di sabbiosi saturi si trovano a profondità maggiori di 15 metri.

(8) *The liquefaction hazard may be neglected when $\alpha \cdot S < 0,15$ and at least one of the following conditions is fulfilled:*

- *the sands have a clay content greater than 20% with plasticity index $PI > 10$;*
- *the sands have a silt content greater than 35% and, at the same time, the SPT blowcount value normalised for overburden effects and for the energy ratio $N_I(60) > 20$;*
- *the sands are clean, with the SPT blowcount value normalised for overburden effects and for the energy ratio $N_I(60) > 30$.*

Il rischio di liquefazione può essere blando se ci sono determinate condizioni, relative in primis ad un valore minore di 0,15 per un termine che varia in base all'accelerazione al suolo (α) e in base al tipo di suolo (S)(descritte più approfonditamente al punto **4.1.3.3**)

Insieme a questo deve essere verificata anche una delle condizioni elencate in seguito, che tengono conto principalmente della composizione della sabbia e del valore normalizzato di N_{SPT} .

(9)P If the liquefaction hazard may not be neglected, it shall as a minimum be evaluated by well-established methods of geotechnical engineering, based on field correlations between in situ measurements and the critical cyclic shear stresses known to have caused liquefaction during past earthquakes.

Se dopo le verifiche di cui sopra risulta che il rischio di liquefazione non può essere trascurato, esso deve essere valutato da metodi ben definiti dell'ingegneria geotecnica che correlino le misure in sito agli sforzi che hanno causato liquefazione in terremoti simili già avvenuti.

(10) Empirical liquefaction charts illustrating the field correlation approach under level ground conditions applied to different types of in situ measurements are given in Annex B. In this approach, the seismic shear stress τ_c , may be estimated from the simplified expression

$$\tau_c = 0,65 \alpha \cdot S \cdot \sigma_{vo} \quad (4.4)$$

where σ_{vo} is the total overburden pressure and the other variables are as in expressions (4.1) to (4.3). This expression may not be applied for depths larger than 20 m.

Delle tabelle che illustrano misurazioni in sito relazionate a diverse condizioni di suolo sono presenti nell'allegato B riportato in seguito.

Lo sforzo sismico da taglio può essere determinato con l'espressione semplificata di cui sopra, solo nei casi in cui le profondità non superino i 20 metri.

(11)P If the field correlation approach is used, a soil shall be considered susceptible to liquefaction under level ground conditions whenever the earthquake-induced shear stress exceeds a certain fraction λ of the critical stress known to have caused liquefaction in previous earthquakes.

NOTE The value ascribed to λ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is $\lambda = 0,8$, which implies a safety factor of 1,25.

Se viene usato l'approccio della correlazione di sito allora bisogna tener conto di una frazione (λ) dello sforzo di taglio che ha portato a liquefazione il suolo in terremoti precedenti: si considera suscettibile a liquefazione un suolo che, in presenza di scosse sismiche, superi tale frazione (con valori raccomandati di λ pari a 0.8, ovvero un fattore di sicurezza di 1.25).

(12)P If soils are found to be susceptible to liquefaction and the ensuing effects are deemed capable of affecting the load bearing capacity or the stability of the foundations, measures, such as ground improvement and piling (to transfer loads to layers not susceptible to liquefaction), shall be taken to ensure foundation stability.

(13) Ground improvement against liquefaction should either compact the soil to increase its penetration resistance beyond the dangerous range, or use drainage to reduce the excess pore-water pressure generated by ground shaking.

NOTE The feasibility of compaction is mainly governed by the fines content and depth of the soil.

(14) The use of pile foundations alone should be considered with caution due to the large forces induced in the piles by the loss of soil support in the liquefiable layer or layers, and to the inevitable uncertainties in determining the location and thickness of such a layer or layers.

Se il rischio di liquefazione risulta non accettabile e i possibili effetti potrebbero portare all'instabilità degli edifici, devono essere prese in considerazione dal progettista misure preventive, esempi efficaci sono i miglioramenti del suolo, come ad esempio compattazione e/o uso di dreni per diminuire la pressione interstiziale, o l'uso di micropali per trasferire il carico a strati non suscettibili al fenomeno di liquefazione (devono essere usati con cautela perché non si conoscono con precisione gli sforzi a cui verrebbero sottoposti in presenza di liquefazione del suolo).

Tra gli allegati ne è presente anche uno relativo a grafici per le analisi semplificate riguardanti la liquefazione, si tratta dell'Allegato B (di seguito riportato).

Annex B (Normative)

Empirical charts for simplified liquefaction analysis

B.1 General. *The empirical charts for simplified liquefaction analysis represent field correlations between in situ measurements and cyclic shear stresses known to have caused liquefaction during past earthquakes. On the horizontal axis of such charts is a soil property measured in situ, such as normalised penetration resistance or shear wave propagation velocity v_s , while on the vertical axis is the earthquake-induced cyclic shear stress (τ_c), usually normalised by the effective overburden pressure (σ'_{vo}). Displayed on all charts is a limiting curve of cyclic resistance, separating the region of no liquefaction (to the right) from that where liquefaction is possible (to the left and above the curve). More than one curve is sometimes given, e.g. corresponding to soils with different fines contents or to different earthquake magnitudes.*

Except for those using CPT resistance, it is preferable not to apply the empirical liquefaction criteria when the potentially liquefiable soils occur in layers or seams no more than a few tens of cm thick.

When a substantial gravel content is present, the susceptibility to liquefaction cannot be ruled out, but the observational data are as yet insufficient for construction of a reliable liquefaction chart.

I grafici empirici per le analisi di liquefazione rappresentano la correlazione tra misure in sito, quali la resistenza alla punta normalizzata o la velocità delle onde di taglio sull'asse delle ascisse, mentre nelle ordinate vi è lo sforzo ciclico di taglio indotto dal sisma solitamente normalizzato attraverso la tensione efficace del terreno alla profondità di analisi.

Sul grafico vi è più di una curva, esse differenziano il contenuto di fine oppure la magnitudo del terremoto; a destra della curva che verrà usata non avremo fenomeni di liquefazione mentre nella porzione superiore ed a sinistra della curva il fenomeno risulterà possibile.

E' preferibile non usare tali grafici se si hanno spessori limitati.

La verifica a liquefazione non è esclusa a priori se vi è un significativo contenuto di ghiaia, tuttavia non sono disponibili grafici utili a riguardo.

B.2 Charts based on the SPT blowcount. *Among the most widely used are the charts illustrated in Figure B.1 for clean sands and silty sands. The SPT blowcount value normalised for overburden effects and for energy ratio $N_1(60)$ is obtained as described in 4.1.4.*

Liquefaction is not likely to occur below a certain threshold of τ_c , because the soil behaves elastically and no pore-pressure accumulation takes place. Therefore, the limiting curve is not extrapolated back to the origin. To apply the present criterion to earthquake magnitudes different from $M_s = 7,5$, where M_s is the surface-wave magnitude, the ordinates of the curves in Figure B.1 should be multiplied by a factor CM indicated in Table B.1.

Table B.1 — Values of factor CM

M_s	CM
5,5	2,86
6,0	2,20
6,5	1,69
7,0	1,30
8,0	0,67

Tra i più utilizzati ci sono i grafici che fanno riferimento alle correlazioni con la prova SPT per sabbie pulite e sabbie limose, essi sfruttano il valore di colpi SPT normalizzato, come illustrato in precedenza.

Dato che la liquefazione avviene solo in determinate condizioni e sopra una certa soglia di tensione a taglio indotta dal sisma, in presenza di terremoti aventi magnitudo al suolo differente da 7.5 si moltiplica la stessa per un fattore CM indicato nella tabella B.1 sopra riportata.

B.3 *Charts based on the CPT resistance. Based on numerous studies on the correlation between CPT cone resistance and soil resistance to liquefaction, charts similar to Figure B.1 have been established. Such direct correlations shall be preferred to indirect correlations using a relationship between the SPT blowcount and the CPT cone resistance.*

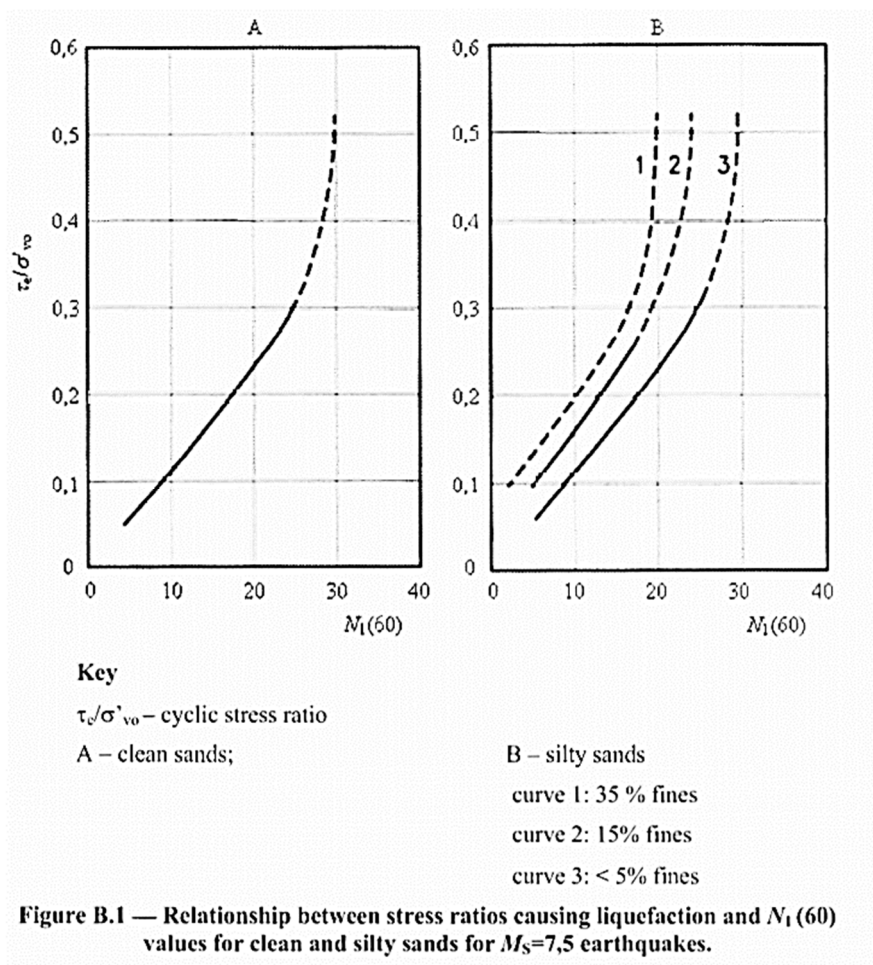
Esistono correlazioni dirette anche con la prova CPT per determinare la resistenza a liquefazione del terreno; in presenza di dati CPT è preferibile usare le correlazioni dirette piuttosto che quelle indirette che legano i dati CPT ad equivalenti risultati SPT.

B.4 *Charts based on the shear wave velocity v_s . This property has strong promise as a field index in the evaluation of liquefaction susceptibility in soils that are hard to sample (such as silts and sands) or penetrate (gravels). Also, significant advances have been made over the last few years in measuring v_s in the field. However, correlations between v_s and the soil*

resistance to liquefaction are still under development and should not be used without the assistance of a specialist.

Le correlazioni con la velocità delle onde di taglio sembrano essere molto utili per terreni che sono difficili da campionare, come sabbie e limi, o da penetrare, come la roccia.

La possibilità che esse vengano usate molto più attivamente in futuro è alta ma al momento sono ancora sotto sviluppo e miglioramento, è più prudente dunque usare le correlazioni citate in precedenza a meno di beneficiare della consulenza di uno specialista.



3.3 Microzonazione sismica

Ai fini della prevenzione sismica e della valutazione del rischio sismico, la microzonazione sismica è uno strumento molto utile per il governo del territorio, per la progettazione e per la pianificazione delle emergenze.

La microzonazione sismica (MS) 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.

In sostanza, lo studio di MS viene sintetizzato in una carta del territorio nella quale sono indicate:

- le zone in cui il moto sismico non viene modificato rispetto a quello atteso in condizioni ideali di roccia rigida e pianeggiante e, pertanto, gli scuotimenti attesi sono equiparati a quelli forniti dagli studi di pericolosità di base;
- le zone in cui il moto sismico viene modificato rispetto a quello atteso in condizioni ideali di roccia rigida e pianeggiante, a causa delle caratteristiche litostratigrafiche del terreno e/o geomorfologiche del territorio;
- le zone in cui sono presenti, o suscettibili di attivazione, fenomeni di deformazione permanente del territorio indotti o innescati dal sisma (ad esempio instabilità di versante, liquefazione, fagliazione superficiale, cedimenti differenziali, ecc.).

I dati, le metodologie e le elaborazioni che conducono ai risultati riportati nella carta sono illustrati in una relazione di accompagnamento.

Lo studio di MS fornisce una base conoscitiva della pericolosità sismica locale delle diverse zone e consente di stabilire gerarchie di pericolosità utili per la programmazione di interventi di riduzione del rischio sismico, a varie scale.

La realizzazione di uno studio di MS è uno strumento conoscitivo dalle diverse potenzialità, che ha costi differenziati in funzione del livello di approfondimento. Al momento di decidere l'esecuzione e il livello dello studio, occorre tener presente l'utilità che da esso può derivare, in modo da compararla con i costi da affrontare. Il miglioramento della conoscenza prodotto dagli studi di MS può contribuire concretamente, insieme a studi di vulnerabilità ed esposizione, all'ottimizzazione delle risorse rese disponibili per interventi mirati alla mitigazione del rischio sismico.

In funzione dei diversi contesti e dei diversi obiettivi, gli studi di MS possono essere effettuati a vari livelli di approfondimento, con complessità ed impegno crescenti, passando dal livello 1 fino al livello 3:

- il livello 1 è un livello propedeutico ai veri e propri studi di MS, in quanto consiste in una raccolta di dati preesistenti, elaborati per suddividere il territorio in microzone qualitativamente omogenee rispetto alle fenomenologie sopra descritte;

- il livello 2 introduce l'elemento quantitativo associato alle zone omogenee, utilizzando allo scopo ulteriori e mirate indagini, ove necessarie, e definisce la Carta di microzonazione sismica;
- il livello 3 restituisce una Carta di microzonazione sismica con approfondimenti su tematiche o aree particolari.

Nella progettazione di opere nuove o di interventi su opere esistenti, gli studi di MS evidenziano l'importanza di fenomeni quali le possibili amplificazioni dello scuotimento legate alle caratteristiche litostratigrafiche e morfologiche dell'area e dei fenomeni di instabilità e deformazione permanente attivati dal sisma.

Gli studi di MS, quindi, possono offrire elementi conoscitivi utili per la progettazione di opere, con differente incisività in dipendenza del livello di approfondimento e delle caratteristiche delle opere stesse.

Per opere ordinarie esistenti sulle quali si eseguiranno interventi di modesto impatto potranno in vario modo essere utilizzate alcune informazioni qualitative proprie del livello 1.

Per opere ordinarie di nuova realizzazione i risultati di livello 1 potranno in generale orientare nella scelta degli approfondimenti specifici da effettuare, mentre l'utilizzabilità diretta di risultati di livello 2 dipenderà dalla verifica della rispondenza delle caratteristiche delle zone omogenee con quelle del sito di interesse.

Per le opere strategiche per finalità di protezione civile sarà in generale necessario raggiungere un approfondimento conoscitivo proprio del livello 3.

Per effettuare gli studi di MS è indispensabile la raccolta, l'archiviazione organizzata di dati pregressi, e, ove necessario, dei dati provenienti da nuove e specifiche indagini.

I dati di base per gli studi di MS fanno parte di varie discipline (geologia, geomorfologia, geologia tecnica, ingegneria geotecnica, geofisica e ingegneria delle strutture) e sono prodotti da varie fonti informative.

Questi dati di base contribuiscono a costruire il modello del sottosuolo, che rappresenta un prodotto di sintesi ed è uno strumento conoscitivo propedeutico alla redazione della carta di MS.

Il modello del sottosuolo è il risultato di un processo iterativo e interattivo volto alla ricostruzione:

- delle unità litologiche superficiali (coperture recenti) e delle loro geometrie;
- del loro grado di fratturazione;
- del loro rapporto con le unità del substrato;

- delle loro caratteristiche geotecniche e geofisiche.

Tale processo, attraverso l'iterazione delle analisi e l'interazione fra le fonti informative deve garantire l'integrazione e la coerenza fra le diverse conoscenze.

La finalità degli studi, il livello di approfondimento e la disponibilità economica determinano le condizioni di scelta per l'acquisizione dei dati di base.

Le rappresentazioni cartografiche che contribuiscono alla restituzione dei risultati degli studi di microzonazione individuano:

- zone nelle quali non sono previste significative modifiche dello scuotimento che l'evento sismico causerebbe su terreni rigidi e pianeggianti;
- zone nelle quali lo scuotimento è amplificato;
- zone suscettibili di frane in terreni e in roccia;
- zone suscettibili di liquefazioni;
- zone interessate da faglie attive e capaci;
- zone interessate da cedimenti differenziali.

Scale tipiche di rappresentazione delle carte di MS sono 1:5.000 – 1:10.000. Anche in coerenza con quanto previsto per i database geografici alla media scala a livello nazionale, queste rappresentano le scale più appropriate per questo genere di studi.

In generale, la scala 1:5.000 è necessaria per aree di studio particolarmente piccole.

3.3.1 Dati per valutazioni della suscettibilità alla liquefazione

Per le valutazioni della suscettibilità alla liquefazione sono indispensabili dati su:

- scuotimento in superficie (in genere, in termini di accelerazione massima del suolo, PGA);
- magnitudo degli eventi attesi;
- litostratigrafia;
- granulometria;
- profondità della falda;
- resistenza dei terreni sotto carico ciclico.

I metodi di indagine raccomandati sono riassunti nella tabella seguente.

DATI DI BASE	METODI DI INDAGINE RACCOMANDATI
Scuotimento in superficie	Analisi di pericolosità di base e locale e/o dati strumentali
Magnitudo	Catalogo dei terremoti

Litostratigrafia	Sondaggi
Caratterizzazione granulometrica e geotecnica	Prove standard di laboratorio, correlazioni con prove in sito (SPT e CPT), prove triassiali cicliche, prove di taglio semplice ciclico.
Idrogeologia	Indagini piezometriche
Resistenza dei terreni rispetto alla liquefazione	Prove standard di laboratorio, correlazioni con prove in sito (SPT e CPT), prove triassiali cicliche, prove di taglio semplice ciclico.

3.3.2 Metodologia di microzonazione per il fenomeno della liquefazione

Per condurre a liquefazione un terreno ad essa suscettibile è necessaria l'occorrenza di un forte sisma, come abbiamo visto nei paragrafi precedenti.

In termini di accelerazione di picco su roccia (a_g), i fenomeni di liquefazione completa si hanno solitamente per terremoti con $a_g > 0.15$.

L'occorrenza della liquefazione ha effetti in superficie solamente in particolari condizioni. Nel caso di terreno pianeggiante, gli effetti in superficie sono trascurabili se lo spessore dello strato più superficiale non liquefacibile è maggiore dello spessore dello strato sottostante liquefacibile.

Un aspetto rilevante del fenomeno della liquefazione è la modifica del moto sismico. In generale il verificarsi della liquefazione comporta un decremento delle ampiezze di vibrazioni ed un taglio delle frequenze più elevate. Registrazioni accelerometriche in siti liquefatti mostrano (a seguito del fenomeno) ampiezze ridotte e periodo predominante di alcuni secondi. I due aspetti associati (accelerazioni modeste e periodi lunghi) possono comportare spostamenti comunque rilevanti e quindi un potenziale di danno non necessariamente ridotto.

I risultati dello studio devono essere presentati riportando l'andamento con la profondità del fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione in ciascuna delle verticali esplorate. Per ogni verticale dovrà anche essere valutato l'indice del potenziale di liquefazione I_L (chiamato anche LPI), la cui metodologia di analisi verrà mostrata in seguito.

Questi risultati vanno riportati in una carta dove, oltre alla perimetrazione dell'area indagata, devono essere indicati la localizzazione delle verticali esplorate e il valore dell'indice del potenziale di liquefazione I_L .

Nel caso in cui i terreni risultino liquefacibili o suscettibili di significativi incrementi delle pressioni interstiziali durante l'evento sismico di riferimento, devono essere valutati gli effetti in termini di cedimenti permanenti post-sismici.

La Carta di Microzonazione Sismica (livello 2) è costituita quindi da diverse zone, definite attraverso la legenda esplicativa allegata, in particolare:

a. Zone stabili, nelle quali non si ipotizzano effetti di alcuna natura, se non lo scuotimento, funzione dell'energia e della distanza dell'evento.

Le zone di questa categoria sono caratterizzate dal colore blu.

b. Zone stabili suscettibili di amplificazione, nelle quali sono attese amplificazioni del moto sismico, come effetto della situazione litostratigrafia e morfologica locale.

Le zone di questa categoria saranno caratterizzate numericamente dai valori di FA e FV, dedotti dagli abachi.

L'identificazione grafica della zona avviene con colore dal giallo al rosso, corrispondente a valori di FA sempre più elevati.

c. Zone suscettibili di instabilità, nelle quali gli effetti sismici attesi e predominanti sono riconducibili a deformazioni permanenti del territorio. L'identificazione grafica della zona avviene con il colore verde.

Le zone identificano quattro categorie di effetti deformativi:

- *Instabilità di versante*

Queste zone saranno contraddistinte dalla sigla FRT, se l'instabilità interessa i terreni e FRR se l'instabilità interessa la roccia. Ogni zona sarà identificata da un numero da 1 a n.

In legenda sarà costruita una tabella con l'identificativo della zona (es. FRT3 oppure FRR4) e il parametro quantitativo, risultato delle analisi numeriche semplificate (massimo spostamento in centimetri per i terreni e massima distanza di arrivo dei blocchi in metri per le rocce).

- *Liquefazione*

Queste zone saranno contraddistinte dalla sigla LI e da un numero progressivo da 1 a n.

In legenda sarà costruita una tabella con l'identificativo della zona (es. LI3) e il parametro quantitativo, risultato delle analisi numeriche semplificate (potenziale di liquefazione).

- *Cedimenti differenziali*

Queste zone saranno contraddistinte dalla sigla CD e da un numero progressivo da 1 a n.

Non sono previsti, in questo livello, parametri quantitativi.

- *Faglie attive e capaci*

Queste zone saranno contraddistinte dalla sigla FA e da un numero progressivo da 1 a n.
Non sono previsti, in questo livello, parametri quantitativi.

Nel caso di sovrapposizione di zone suscettibili di instabilità a zone stabili suscettibili di amplificazioni locali, il colore di fondo indicherà la zona stabile suscettibile di amplificazione locale (da giallo a rosso), mentre la zona suscettibile di instabilità sarà indicata da un tratteggio sovrapposto verde obliquo, da sinistra a destra e dal basso verso l'alto, dalla sigla e dal numero progressivo.

3.3.3 Stima della magnitudo attesa per analisi di zone suscettibili a instabilità

Nelle verifiche di liquefazione si deve tener conto della magnitudo attesa, il valore di M determina:

- se sia possibile non effettuare la verifica (insieme ad altre condizioni);
- il valore del coefficiente MSF (Magnitude Scale Factor) che corregge il valore del rapporto fra CRR e CSR per determinare il valore attuale del fattore di sicurezza.

La ragione per la quale la magnitudo entra in gioco è che, tanto più è elevata, tanto maggiore è l'energia rilasciata e, quindi, la capacità di generare cicli di deformazione del terreno di numero ed ampiezza tali da produrre sovrappressioni neutre e fenomeni di liquefazione.

La magnitudo è una grandezza molto importante per la definizione della pericolosità sismica e quindi dell'azione sismica. È una grandezza che ha carattere aleatorio e come tale viene trattata negli studi di pericolosità. Analogo carattere dovrebbe quindi conservare quando utilizzata per la definizione a fini di progettazione o di studio di Microzonazione Sismica.

Un metodo semplice ed a favore di sicurezza che può essere utilizzato per stimare quale sia il valore di magnitudo da considerare ai fini delle valutazioni, preferibilmente per le verifiche di liquefazione, per il sito o la microzona di interesse, è il seguente:

1. Si considera sempre la zonazione sismogenetica (ZS 9) (Figura 38), secondo la quale la sismicità può essere distribuita in 36 zone, a ciascuna delle quali è associata una magnitudo massima M_{wmax} .
2. Per i siti che cadono in una delle 36 zone sismogenetiche predette si assume come M il valore di M_{wmax} (riportati nella Tabella 2.8-1, estratto da Gruppo di lavoro, 2004).
3. Ai fini della verifica a liquefazione e per i siti che non ricadono in alcuna zona sismogenetica si determinano le minime distanze (R_i) dalle zone (i) circostanti e si controlla per ciascuna di esse se la magnitudo M_i della zona è inferiore alla magnitudo fornita dalla relazione:

$$M_s = I + 3\log(R_i).$$

Se ciò accade, la verifica a liquefazione non è necessaria.

Se invece è necessaria, si assume il valore di magnitudo M_i più alto fra quelli per i quali la verifica è necessaria.

Tabella 2.8-1 – Valori di $M_{w\max}$ per le zone sismogenetiche di ZS9 (estratto da Gruppo di lavoro, 2004)

Nome ZS	Numero ZS	$M_{w\max}$
Colli alban, 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-Marchigiana/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
Appennino Abruzzese, Sannio - Irpinia - Basilicata	923, 927	7.06
Calabria Tirrenica, Iblei	929, 935	7.29

Il secondo metodo che si propone ha l'obiettivo di consentire in qualunque sito la stima di una coppia di riferimento magnitudo – distanza (nel seguito M-R).

Vengono utilizzati i risultati degli studi di pericolosità di base effettuati nell'ambito della definizione della mappa di riferimento nazionale da parte dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (Gruppo di lavoro, 2004), per pervenire alla determinazione di coppie di valori (M-R) caratteristici di ogni sito.

L'informazione di partenza è costituita dalla zonazione sismogenetica (ZS 9) del territorio nazionale (Figura 38), a ciascuna delle quali è associata una legge di ricorrenza della magnitudo.

Fra i risultati forniti dallo studio condotto da INGV (Spallarossa e Barani, 2007) c'è anche la disaggregazione (o deaggregazione) della pericolosità sismica (Bazzurro e Cornell, 1999): un'operazione che consente di valutare i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito.

La forma più comune di disaggregazione è quella bidimensionale in magnitudo e distanza (M-R) che permette di definire il contributo di sorgenti sismogenetiche a distanza R capaci di generare terremoti di magnitudo M .

Poiché le mappe di pericolosità sismica sono state elaborate in termini di mediana della distribuzione dei valori di pericolosità ottenuti con diversi alberi logici, la disaggregazione è

stata condotta adottando quali input i modelli ed i valori dei parametri lungo un solo ramo dell'albero logico, al quale corrispondono i valori di pericolosità più prossimi a quelli mediani. Il risultato è fornito per 9 periodi di ritorno (RP): 30, 50, 72, 100, 140, 200, 475, 1000 e 2500 anni.

È possibile ottenere i valori medi $M-R$ e modali ($M^* - R^*$) a seguito della disaggregazione dei valori di accelerazione orizzontale di picco su suolo rigido (a_g) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni (Spallarossa e Barani, 2007), o con altre probabilità di superamento in funzione degli altri scopi della valutazione.

I risultati riportati in mappa possono essere utilizzati per verificare le condizioni di liquefazione per opere alle quali è associato un periodo di riferimento (RP) non superiore a quello per il quale la mappa è stata dedotta.

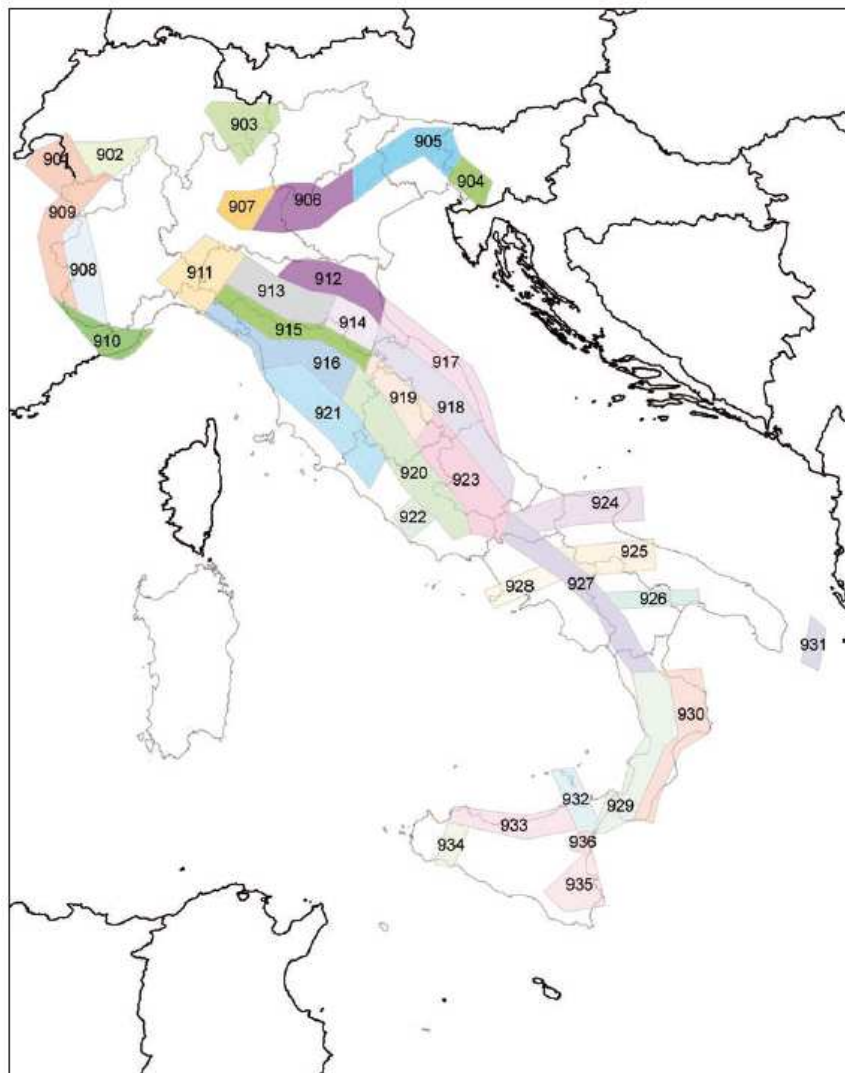


Figura 38: Zone sismogenetiche per la mappa di pericolosità sismica di base di riferimento (Gruppo di lavoro, 2004) (immagine presa da “Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica”)

4. Metodi di verifica a liquefazione

4.1 Metodi semplificati di valutazione del rischio di liquefazione

La sperimentazione condotta in laboratorio ha dimostrato come il fenomeno della liquefazione possa verificarsi per i materiali sabbiosi saturi solo in determinate condizioni intrinseche e di carico (Ishihara, 1996; Kramer, 1996).

In particolare, oltre alla storia temporale di input sismico cui è soggetto un elemento di terreno, giocano un ruolo fondamentale le variabili di stato iniziali, ossia il grado di addensamento del materiale e il livello tensionale, oltre ai fattori messi in evidenza precedentemente, quali storia dello stato tensionale, contenuto di fine, etc.

Le difficoltà associate al campionamento indisturbato dei materiali granulari suscettibili alla liquefazione e l'impossibilità di far riferimento a provini ricostituiti in laboratorio, in quanto non in grado di riprodurre correttamente la struttura del terreno in sito nonché l'influenza della storia dello stato tensionale, hanno orientato la valutazione della suscettibilità alla liquefazione verso metodi empirici basati su prove geotecniche in sito.

Pertanto anche le Norme Tecniche indicano che, fatta salva la possibilità di ricorrere ad analisi avanzate, la valutazione del coefficiente di sicurezza alla liquefazione può essere fatta con procedure storico-empiriche.

Tra queste le più diffuse sono certamente quelle basate sullo sforzo ciclico indotto dal terremoto, seguendo approccio inizialmente proposto da Seed ed Idriss (1971) basato sull'interpretazione dei risultati di prove penetrometriche SPT in siti interessati in passato da fenomeni di liquefazione.

La storia temporale delle accelerazioni indotte dall'evento sismico di scenario viene assimilata ad una eccitazione ciclica di ampiezza costante ed il rischio di liquefazione viene valutato confrontando le sollecitazioni indotte con un parametro di resistenza ciclica, ottenuto empiricamente dallo studio di casi di liquefazione avvenuti in passato o mediante prove di laboratorio.

La procedura si basa sulla stima, ad una prefissata profondità dal piano campagna, di due variabili:

- la domanda sismica di uno strato di terreno, espressa in termini di **CSR** (“*Cyclic Stress Ratio*”: rapporto di sforzo ciclico)

- La capacità del terreno di resistere alla liquefazione, espressa in termini di **CRR** (“*Cyclic Resistance Ratio*”: rapporto di resistenza ciclico), che rappresenta il rapporto di sforzo ciclico per il quale avviene la liquefazione.

Se la domanda sismica (CSR) supera la resistenza (CRR) si assume, in modo deterministico, che il fenomeno di liquefazione sia possibile.

Il coefficiente di sicurezza nei confronti della liquefazione viene pertanto definito come:

$$FSL = \frac{CRR}{CSR}$$

Nelle NTC18, come visto nel capitolo precedente, in ottica di un approccio prestazionale, viene richiesto che l'adeguatezza del fattore di sicurezza sia valutata dal progettista sulla base del livello di conoscenza effettivamente disponibile per il sito e dei rischi connessi per le opere su di esse ubicate.

L'Eurocodice 8 (EN 1998-5, 2005) quantifica invece i margini di sicurezza, come abbiamo visto in precedenza, affermando che un terreno deve essere considerato suscettibile alla liquefazione allorché lo sforzo di taglio generato dal terremoto ad una data profondità superi l'80% dello sforzo critico che ha provocato liquefazione durante terremoti storici alla medesima profondità.

Il livello di sforzo di taglio pari all'80% del valore critico corrisponde a un fattore di sicurezza di 1.25.

Si noti peraltro che la verifica a liquefazione è puntuale e la valutazione della stessa in uno strato richiede che la essa non sia verificata in più punti (vedi paragrafo 4.1.2.5)

4.1.1 Valutazione del rapporto di sforzo ciclico (CSR)

Lo stato di sforzo indotto dal sisma nel terreno segue una legge di variazione nel tempo irregolare, che non si presta ad essere facilmente riprodotta nelle prove di laboratorio.

Pertanto convenzionalmente tale storia temporale viene rappresentata con una serie equivalente di cicli di sforzo sinusoidali.

Assumendo cicli di ampiezza pari al 65% del massimo sforzo di taglio, Seed et al. (1975) hanno ricavato una relazione tra il numero di cicli equivalenti che producono un incremento di pressione interstiziale pari a quello della storia temporale irregolare associata a terremoti registrati e la magnitudo relativa a tali registrazioni.

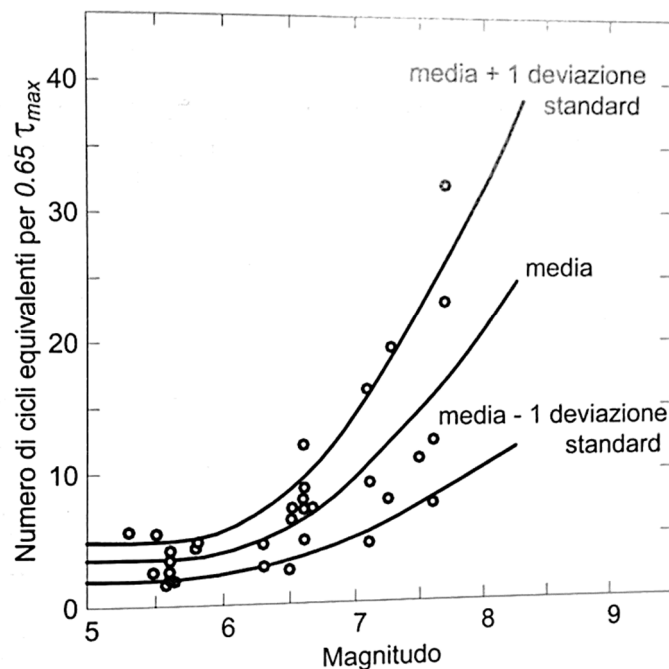


Figura 39: Relazione tra numero di cicli equivalenti e magnitudo (immagine presa dal libro “Input Sismico e Stabilità Geotecnica dei Siti di Costruzione”)

Considerando come riferimento un terremoto di magnitudo 7.5, la sollecitazione indotta dalla corrispondente storia temporale può essere assimilata ad una sollecitazione ciclica con numero di cicli equivalenti pari a 15 ed ampiezza τ_c pari a:

$$\tau_c = 0.65 \cdot \tau_{max}$$

dove τ_{max} rappresenta il valore di picco dello sforzo di taglio, che può essere ricavato da uno studio della risposta sismica locale del deposito di terreno, condotto utilizzando accelerogrammi registrati opportunamente selezionati e scalati in relazione alla sismicità del sito.

In alternativa, τ_{max} può essere stimato utilizzando semplici considerazioni relative all'equilibrio di un elemento di terreno soggetto ad un'accelerazione orizzontale, pervenendo alla seguente formula semplificata:

$$\tau_c = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \sigma_{v0} \cdot r_d$$

dove:

- a_{max} è l'accelerazione orizzontale di picco alla superficie generata dal terremoto, che può essere stimata, utilizzando l'approccio semplificato proposto dalle Norme Tecniche, come $S \cdot a_g$;
- g è l'accelerazione di gravità;
- σ_{v0} è la pressione geostatica verticale totale;
- r_d è un coefficiente di riduzione dello sforzo, che tiene conto dei fenomeni di amplificazione sismica indotti dalla deformabilità del terreno. Per progetti non particolarmente critici, il valore medio di r_d può essere calcolato come originariamente proposto da Seed e Idriss (1971):

$$r_d = 1.0 - 0.00765 \cdot z \quad z \leq 9.15 \text{ m}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 \cdot z \quad 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m}$$

$$r_d = 0.744 - 0.008 \cdot z \quad 23 \text{ m} < z \leq 30 \text{ m}$$

$$r_d = 0.50 \quad z > 30 \text{ m}$$

in cui z è la profondità in metri misurata a partire dal piano campagna.

Il rapporto di sforzo ciclico CSR è dato dall'ampiezza dello sforzo ciclico di taglio, normalizzato con riferimento alla tensione geostatica verticale efficace σ'_{v0} :

$$CSR = \frac{\tau_c}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d$$

4.1.2 Valutazione del rapporto di resistenza ciclica (CRR)

Il metodo ideale per valutare il CRR consiste nel prelevare e sottoporre a prove di laboratorio campioni indisturbati di terreno.

Purtroppo, in generale, i campioni prelevati sono troppo disturbati e le tecniche necessarie per ottenere campioni indisturbati di terreni a grana grossa sono troppo costose per la maggior parte dei progetti.

Pertanto, nella pratica comune, si ricorre all'utilizzo di correlazioni empiriche, basate sui risultati di indagini geotecniche in sito.

Le prove maggiormente utilizzate in questo ambito sono:

- prova penetrometrica dinamica standardizzata (SPT)
- prova penetrometrica statica (CPT)
- prove geofisiche per la stima della velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s)
- prova penetrometrica di Becker (BPT)

Le prove penetrometriche SPT e CPT sono preferibili, perché le relative correlazioni empiriche per la stima del CRR sono basate su un'ampia mole di dati e su una ricca casistica storica.

Tuttavia, in depositi ghiaiosi dove le prove SPT e CPT non possono essere eseguite, oppure in siti in cui è problematico l'accesso ad attrezzature ingombranti, può tornare utile fare ricorso ad altro tipo di prove.

I principali vantaggi e svantaggi delle prove sopra menzionate e degli approcci basati su di esse, sono riportati nella *Tabella 1*.

Caratteristica	SPT	CPT	V_s	BPT
dati storici su siti suscettibili a liquefazione	abbondanti	abbondanti	limitati	molto limitati
comportamento tensio-deformativo	grandi deformazioni	grandi deformazioni	piccole deformazioni	grandi deformazioni
controllo di qualità e ripetibilità	da scarso a buono	molto buono	buono	scarso
possibilità di individuare la variabilità stratigrafica	buona per prove fitte	molto buona	soddisfacente	soddisfacente
tipi di terreno in cui si raccomanda l'indagine	non-ghiaiosi	non-ghiaiosi	tutti	principalmente ghiaiosi
si ottiene un campione di terreno?	si	no	no	no
il test misura un indice o una proprietà ingegneristica?	indice	indice	proprietà ing.	indice

Tabella 1: Confronto dei vantaggi e degli svantaggi di varie prove per la valutazione della resistenza alla liquefazione (da Youd et al, 2001) (tabella presa dal libro “Input Sismico e Stabilità Geotecnica dei Siti di Costruzione”)

Le procedure proposte nel seguito per la valutazione del CRR sulla base di prove in situ fanno riferimento a un terremoto di magnitudo 7.5, corrispondente a 15 cicli di carico equivalenti. Pertanto la stima deve essere corretta per tener conto della magnitudo del terremoto atteso.

Tale correzione viene usualmente introdotta applicando alla stima del CRR per magnitudo 7.5 (CRR_{7.5}) un fattore di scala MSF (“Magnitude Scaling Factor”).

Tra le diverse formule per la valutazione di tale fattore correttivo riportate in letteratura, viene considerata cautelativa la seguente (Youd et al., 2001):

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}}$$

dove M_w rappresenta la magnitudo momento per il terremoto atteso nel sito di interesse.

Alternativamente, l’EC8 (EN 1998-5, 2005) suggerisce di far riferimento ai valori proposti da Ambraseys (1988) e riportati nella *Tabella 2*, che sono meno cautelativi rispetto ai valori forniti dall’equazione sopra riportata.

I valori di M_w per il territorio italiano possono essere stimati sulla base dei dati di disaggregazione della pericolosità sismica riportati sul sito INGV.

M_w	MSF	Cicli equivalenti
5.5	2.86	3.5
6.0	2.20	4
6.5	1.69	6.5
7.0	1.30	10
8.0	0.67	22

Tabella 2: Fattori correttivi da applicare al CRR (da EN 1998-5, 2005) (tabella presa dal libro “Input Sismico e Stabilità Geotecnica dei Siti di Costruzione”)

Con l’introduzione del fattore correttivo per la magnitudo, la formula per la valutazione del fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione, viene modificata come segue:

$$FSL = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF$$

Si osservi che il coefficiente MSF può essere interpretato anche come un dividendo da applicare al CSR per ottenerne un valore equivalente relativo al valore di riferimento della magnitudo pari a 7.5.

La banca dati relativa ai casi di liquefazione storici, utilizzata per ricavare le correlazioni empiriche per la stima del CRR, risulta affetta da diverse limitazioni.

Una delle più importanti riguarda la profondità dal piano campagna: i dati sono infatti relativi a depositi superficiali (profondità inferiori a 15 m), caratterizzati da valori modesti della tensione di confinamento.

Risultati di prove cicliche in laboratorio mostrano che la resistenza alla liquefazione cresce al crescere della tensione di confinamento; tuttavia tale crescita non è lineare e sorge per necessità di introdurre un fattore correttivo K_σ per valori della tensione geostatica elevati (Youd et al., 2001):

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{(f-1)} \quad \text{per } \sigma'_{v0} > P_a$$

$$K_\sigma = 1 \quad \text{per } \sigma'_{v0} \leq P_a$$

dove σ'_{v0} è la tensione geostatica verticale efficace, P_a la pressione atmosferica (espressa nelle stesse unità di misura della σ'_{v0}) ed f un parametro funzione delle condizioni di sito, quali la densità relativa, la storia tensionale e l'età del deposito (vedi *Tabella 3*).

Quindi il coefficiente di sicurezza nei confronti della liquefazione diviene:

$$FSL = \frac{CRR}{CSR} = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_\sigma$$

Tuttavia è necessario considerare che l'estrapolazione per profondità maggiori di 15 m dal piano campagna (per le quali sono disponibili pochi dati storici) è affetta da molte incertezze.

f	D_R [%]
0.8	$\leq 40\%$
$0.8 - 0.005 \cdot (D_R - 40)$	$40\% < D_R < 80\%$
0.6	$D_R > 80\%$

Tabella 3: Valori del parametro f , al variare della densità relativa (D_R) (Youd et al, 2001)
(tabella presa dal libro “Input Sismico e Stabilità Geotecnica dei Siti di Costruzione”)

Ulteriori fattori correttivi possono essere introdotti per tener conto dell'inclinazione del piano campagna e dell'età del deposito, anch'esse variabili che influenzano la suscettibilità alla liquefazione.

Comunque tali fattori correttivi sono riferiti a un insieme limitato di dati sperimentali e le formulazioni proposte in letteratura portano a risultati contraddittori, pertanto il loro uso è sconsigliato per le applicazioni ordinarie.

4.1.2.1 Valutazione del CRR dalle prove SPT

Le relazioni empiriche tra la resistenza alla liquefazione del terreno e la resistenza penetrometrica N_{SPT} sono state ricavate prendendo in esame casi storici, in cui la liquefazione è o non è avvenuta e per i quali siano disponibili risultati di prove SPT, congiuntamente a stime dell'accelerazione massima del terreno (Seed e Idriss, 1971).

Le relazioni fanno riferimento al valore di N_{SPT} normalizzato rispetto alla pressione di confinamento e riferito ad una efficienza energetica dell' attrezzatura di prova pari al 60% $(N_1)_{60}$.

Al fine di minimizzare le incertezze legate all'attrezzatura di prova vengono inoltre introdotti altri fattori correttivi (ASTM D6066-96), per cui il valore di $(N_1)_{60}$ può essere stimato facendo riferimento alla seguente formula (Youd et al., 2001):

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

con:

- N_{SPT} numero di colpi misurato nella prova SPT per una penetrazione di 30cm;
- C_N fattore correttivo per la profondità di esecuzione della prova;
- C_E fattore correttivo del rapporto energetico del maglio;
- C_B fattore correttivo del diametro del foro di sondaggio;
- C_R fattore correttivo della lunghezza dell'asta;
- C_S fattore correttivo del metodo di campionamento.

I valori assunti dai vari coefficienti correttivi per i casi più comuni sono riportati in *Tabella 4*. Si ricorda inoltre che, profondità inferiori a 3 m, il valore misurato della resistenza penetrometrica N_{SPT} andrebbe ridotto del 25% (EN 1998-5, 2005).

E' bene tener presente che, a causa della sua variabilità intrinseca, della sensibilità alle procedure seguite e dell'incertezza legata all'esecuzione, l'utilizzo della resistenza penetrometrica N_{SPT} può portare ad errori significativi nella valutazione della vulnerabilità alla liquefazione, soprattutto se le prove non sono eseguite con estrema cura (Martin e Lew, 1999).

Per questo motivo, si consiglia un'attenta lettura delle procedure standard relative all'esecuzione di prove SPT (ASTM D1586-08), al fine di evitare o almeno ridurre alcune delle principali cause di errore.

Fattore	Caratteristiche dell'attrezzatura di prova	Correzione
Pressione litostatica C_N	-	$(p_a/\sigma'_{v0})^{0.5}$ $0.4 \leq C_N \leq 1.7$ (EC8: $0.5 < C_N < 2$)
Rapporto energetico C_E	Maglio di sicurezza Maglio ad anello Maglio a rilascio automatico	0.7 – 1.2 0.5 – 1 0.8 – 1.3
Diametro del foro C_B	65 – 115 mm 150 mm 200 mm	1.0 1.05 1.15
Lunghezza dell'asta ⁵ C_R	< 3 m 3 – 4 m 4 – 6 m 6 – 10 m 10 – 30 m	0.75 0.8 0.85 0.95 1.0
Metodo di campionamento C_S	Campionatore standard Campionamento senza rivestimento	1.0 1.1 – 1.3

Tabella 4: Valori del parametro f , al variare della densità relativa (D_R) (Youd et al, 2001) (tabella presa dal libro “Input Sismico e Stabilità Geotecnica dei Siti di Costruzione”)

La correlazione per la stima del CRR è stata ottenuta rappresentando in un grafico i valori di CSR e $(N_1)_{60}$ associati ad eventi sismici del passato (*Figura 40*).

Per uniformare i dati relativi a diversi casi di studio, i valori del CSR sono stati ricondotti a un valore di riferimento della magnitudo pari a 7.5.

I dati storici riportati in *Figura 40* mostrano che è possibile individuare una regione del grafico in cui si localizzano i casi di liquidazione.

La stessa figura può essere utilizzata in modo diretto, per valutare se il sito in esame sia suscettibile alla liquefazione, andando a rappresentare un punto con coordinate date dal valore di $(N_1)_{60}$ misurato in sito e il CSR atteso (corretto dividendo per il MSF in relazione alla magnitudo attesa).

La linea di separazione tra casi in cui si è manifestata o meno la liquefazione rappresenta la situazione limite per la quale $CRR = CSR$ e pertanto può essere utilizzata per stimare il CRR sulla base del valore di $(N_1)_{60}$ misurato in sito.

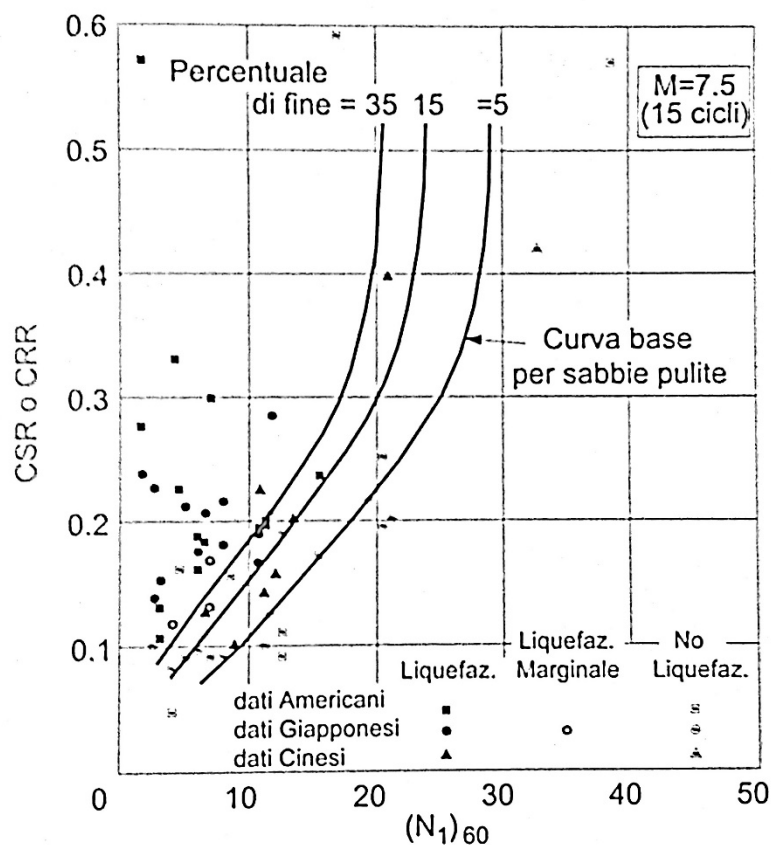


Figura 40: Relazione tra CRR e i risultati di prove SPT (modificata da Youd et al., 2001) (immagine presa dal libro “Input Sismico e Stabilità Geotecnica dei Siti di Costruzione”)

Visto che la suscettibilità alla liquefazione di un terreno viene influenzata dalla presenza di particelle fini, le correlazioni di campagna inizialmente proposte sono state differenziate per diversi valori del contenuto di fine (Figura 40).

Al fine di semplificare la procedura di calcolo è possibile far riferimento a una singola espressione per la valutazione del CRR ottenuta per sabbie pulite (contenuto di fine $\leq 5\%$), introducendo una correzione che riporti i valori misurati ad un valore equivalente $(N_1)_{60CS}$ riferito a sabbie pulite.

Tale valore può essere ricavato utilizzando le seguenti formule (Youd et al., 2001):

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta \cdot (N_1)_{60}$$

dove α e β sono coefficienti da determinare con le relazioni riportate in Tabella 5, in cui il contenuto di fine FC rappresenta la frazione granulometrica avente dimensioni minori di 0.075 mm (passante al setaccio ASTM 200).

Contenuto di fine FC	α	β
$\leq 5\%$	0	1.0
$5\% \div 35\%$	$e^{[1.76 - (190/FC^2)]}$	$0.99 + (FC^{1.5} / 1000)$
$\geq 35\%$	5	1.2

Tabella 5: Coefficienti di correzione per la valutazione del valore equivalente $(N_1)_{60CS}$ riferito a sabbie pulite (modificata da Youd et al, 2001) (tabella presa dal libro “Input Sismico e Stabilità Geotecnica dei Siti di Costruzione”)

Una volta calcolato il valore di $(N_1)_{60CS}$, è possibile determinare la CRR, utilizzando la seguente formula (Youd et al., 2001):

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60CS}} + \frac{(N_1)_{60CS}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60CS} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

Questa equazione è valida soltanto per $(N_1)_{60CS} < 30$.

Per $(N_1)_{60CS} \geq 30$, infatti, i terreni granulari sono troppo densi per essere soggetti a liquefazione e sono pertanto classificati come non-liquefacibili (vedi *Figura 40*).

4.1.2.2 Valutazione del CRR dalle prove CPT

L'uso del penetrometro statico presenta alcuni vantaggi, che rendono l'impiego di tale prova particolarmente attraente per la valutazione del rischio di liquefazione:

- fornisce un profilo di resistenza alla penetrazione quasi continuo, che può essere usato anche per l'interpretazione stratigrafica. Questo consente anche una definizione molto dettagliata, benché indiretta, della stratigrafia;
- la ripetibilità dei risultati delle indagini è molto buona.

I limiti della prova CPT invece consistono nel fatto che:

- non consente il prelievo di campioni di terreno da utilizzare per le prove di classificazione in laboratorio;
- fornisce una classificazione approssimata dei tipi di terreno, non equivalente a quella dei sistemi standard di classificazione (ad esempio quello USCS (ASTM D2487-06));

- non può essere eseguita in terreni ghiaiosi e talvolta la presenza di strati competenti a profondità limitate può rendere difficile, o addirittura impedire, la penetrazione fino alla profondità desiderata.

In generale, comunque, il metodo basato sulla prova CPT è particolarmente vantaggioso per la valutazione del potenziale di liquefazione.

Tuttavia, è opportuno che le interpretazioni conseguenti siano verificate con alcuni fori di sondaggio opportunamente posizionati, in cui possibilmente siano state eseguite prove SPT, per ottenere conferma dei litotipi e verificare in modo indipendente i risultati ottenuti dall'interpretazione delle prove CPT.

Come per la prova SPT, anche per la prova CPT, le correlazioni con la CRR si basano su valori normalizzati della resistenza penetrometrica, con riferimento alla tensione di confinamento a cui è riferita la prova.

Il valore normalizzato è fornito dalla seguente espressione (Robertson e Wride, 1998):

$$q_{c1N} = C_Q \left(\frac{q_c}{p_a} \right)$$

dove q_c è la resistenza alla penetrazione statica misurata alla punta, p_a è la pressione atmosferica espressa nelle stesse unità di q_c e C_Q è il fattore di normalizzazione della resistenza alla penetrazione statica, dato da:

$$C_Q = \left(\frac{p_a}{\sigma_{v0}} \right)^n \leq 1.7$$

in cui n è un parametro che dipende dal tipo di terreno (Olsen, 1997) e può essere assunto pari a:

- $n = 0.5$ per sabbie pulite,
- $n = 1.0$ per terreni argillosi,
- $0.5 < n < 1.0$ per limi e limi sabbiosi.

La resistenza alla punta deve essere corretta nel caso di strati sottili aventi spessore inferiore a 1 m, inglobati in materiali più soffici.

In tal caso la misura della q_c dello strato sabbioso è influenzata dalla presenza del materiale sottostante e soprastante, per cui si ottiene una sottostima della reale resistenza alla punta.

La correzione può essere effettuata utilizzando un fattore correttivo K_H che prudenzialmente può essere valutato come (Youd et al., 2001):

$$K_H = 0.25 \left(\frac{H}{\frac{d_c}{17}} - 1.77 \right)^2 + 1.0$$

dove H è lo spessore dello strato sottile intermedio (≤ 1) e d_c il diametro del cono.

Come evidenziato in precedenza, il valore del fattore di normalizzazione C_Q è influenzato dal tipo di terreno; pertanto, in assenza di informazioni indipendenti provenienti da fori di sondaggio, è necessario utilizzare una procedura che, sulla base dei valori di resistenza alla punta q_c e di resistenza laterale f_s , permetta una valutazione approssimata del contenuto di fine e dell'indice di plasticità (Robertson, 1990).

Tale informazione sarà successivamente utilizzata anche nella valutazione del CRR.

La procedura si basa sulla valutazione di un indice di comportamento del terreno I_c , definito come (Robertson e Wride, 1998):

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

dove Q è la resistenza alla punta normalizzata, che può essere calcolata come:

$$Q = \left[\frac{(q_c - \sigma_{v0})}{p_a} \right] \cdot \left[\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right]^n$$

e F è la resistenza per attrito normalizzata (anche chiamata *friction ratio*) valutata come:

$$F = \left[\frac{f_s}{(q_c - \sigma_{v0})} \right] \times 100\%$$

in cui f_s è la misura dell'attrito laterale ottenuta durante la prova penetrometrica CPT.

Tenendo presente che nell'equazione della Q appare il parametro n che, come sopra evidenziato, dipende anch'esso dal tipo di suolo, per una corretta valutazione dell'indice di comportamento è necessario implementare un procedimento iterativo che comprende i seguenti passi:

- si assume inizialmente un valore di $n = 1.0$; se il corrispondente valore di I_c è maggiore di 2.6, il terreno può essere classificato come argilla e pertanto non è considerato

suscettibile alla liquefazione. Sebbene l'analisi possa a questo punto considerarsi conclusa, è bene prevedere in tali casi il prelievo di un campione di terreno e l'esecuzione di prove di classificazione, al fine di verificare che il rischio di liquefazione sia effettivamente trascurabile;

- se l' I_c calcolato con $n = 1$ è minore di 2.6, il terreno è molto probabilmente di natura granulare e quindi C_Q e Q devono essere ricalcolati utilizzando $n = 0.5$. Se il nuovo valore di I_c è minore di 2.6, il terreno è classificato come non plastico e granulare, e questo valore di I_c è usato per calcolare la resistenza alla liquefazione, come spiegato nel seguito;
- se invece il nuovo I_c è maggiore di 2.6, il terreno è probabilmente molto limoso e forse plastico. In tal caso, bisogna ripetere il calcolo utilizzando un esponente intermedio, ovvero $n = 0.7$.

Si osservi che, nel caso di terreni granulari, tipicamente si ha che $q_c \ll \sigma_{v0}$: ne consegue che, essendo $Q \sim q_{c1N}$, l'indice I_c può essere valutato utilizzando q_{c1N} in luogo di Q nell'equazione vista in precedenza (vedi *Figura 41*).

La resistenza alla punta q_{c1N} calcolata per sabbie limose deve essere corretta per ottenere un valore equivalente per sabbia pulita, secondo la seguente relazione:

$$(q_{c1N})_{CS} = K_c q_{c1N}$$

dove K_c è il fattore correttivo che tiene conto delle caratteristiche granulometriche, definito come segue (Robertson e Wride, 1998):

$$\begin{aligned} K_c &= 1.0 && \text{per } I_c \leq 1.64 \\ K_c &= -0.403 I_c^4 + 5.581 I_c^3 - 21.63 I_c^2 + 33.75 I_c - 17.88 && \text{per } I_c > 1.64 \end{aligned}$$

La correlazione empirica per la valutazione del CRR a partire dall'interpretazione di prove CPT è stata ottenuta in modo analogo a quanto esposto in precedenza per le prove SPT.

Nella *Figura 41* sono rappresentati i dati relativi al comportamento di diversi siti in occasione di eventi sismici del passato.

La linea di separazione che delimita i casi in cui si è verificata liquefazione consente la stima del CRR in funzione del $(q_{c1N})_{CS}$ ricavato dai risultati della prova CPT.

In particolare, è possibile calcolare CRR utilizzando le seguenti espressioni, che approssimano la curva base per le sabbie pulite rappresentata nella *Figura 41*:

$$CRR_{7.5} = 0.833 \left[\frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000} \right] + 0.05 \quad (q_{c1N})_{CS} < 50$$

$$CRR_{7.5} = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad 50 \leq (q_{c1N})_{CS} < 160$$

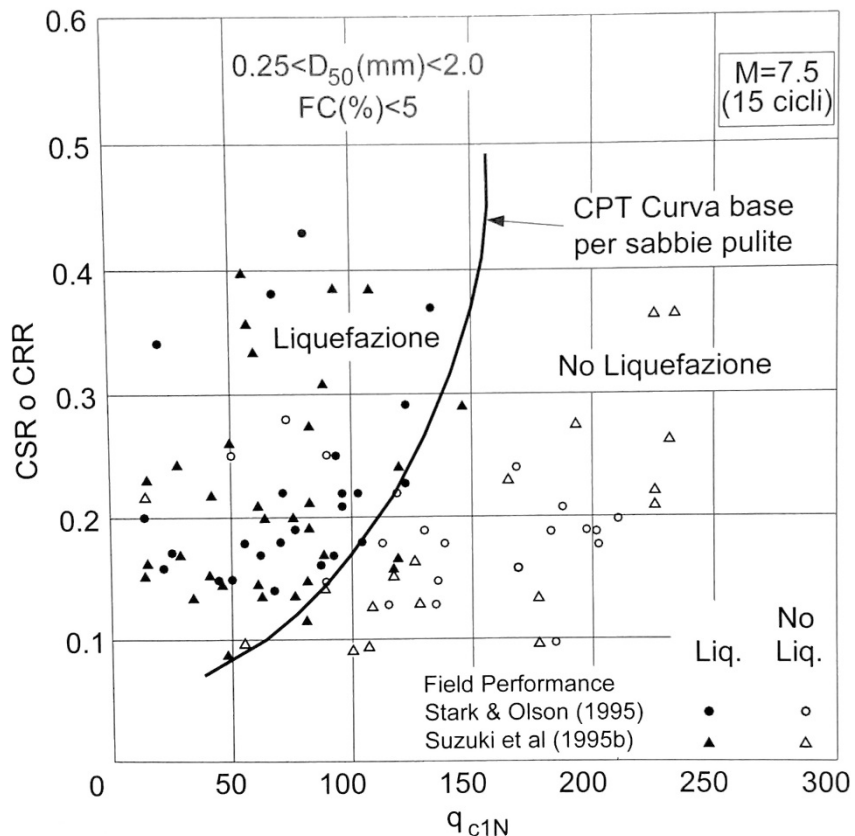


Figura 41: Relazione tra CRR e i risultati di prove CPT (modificata da Youd et al., 2001) (immagine presa dal libro “Input Sismico e Stabilità Geotecnica dei Siti di Costruzione”)

La procedura sopra descritta per la stima della resistenza alla liquefazione utilizzando i risultati di prove CPT è sintetizzata nel diagramma di flusso riportato in *Figura 42*.

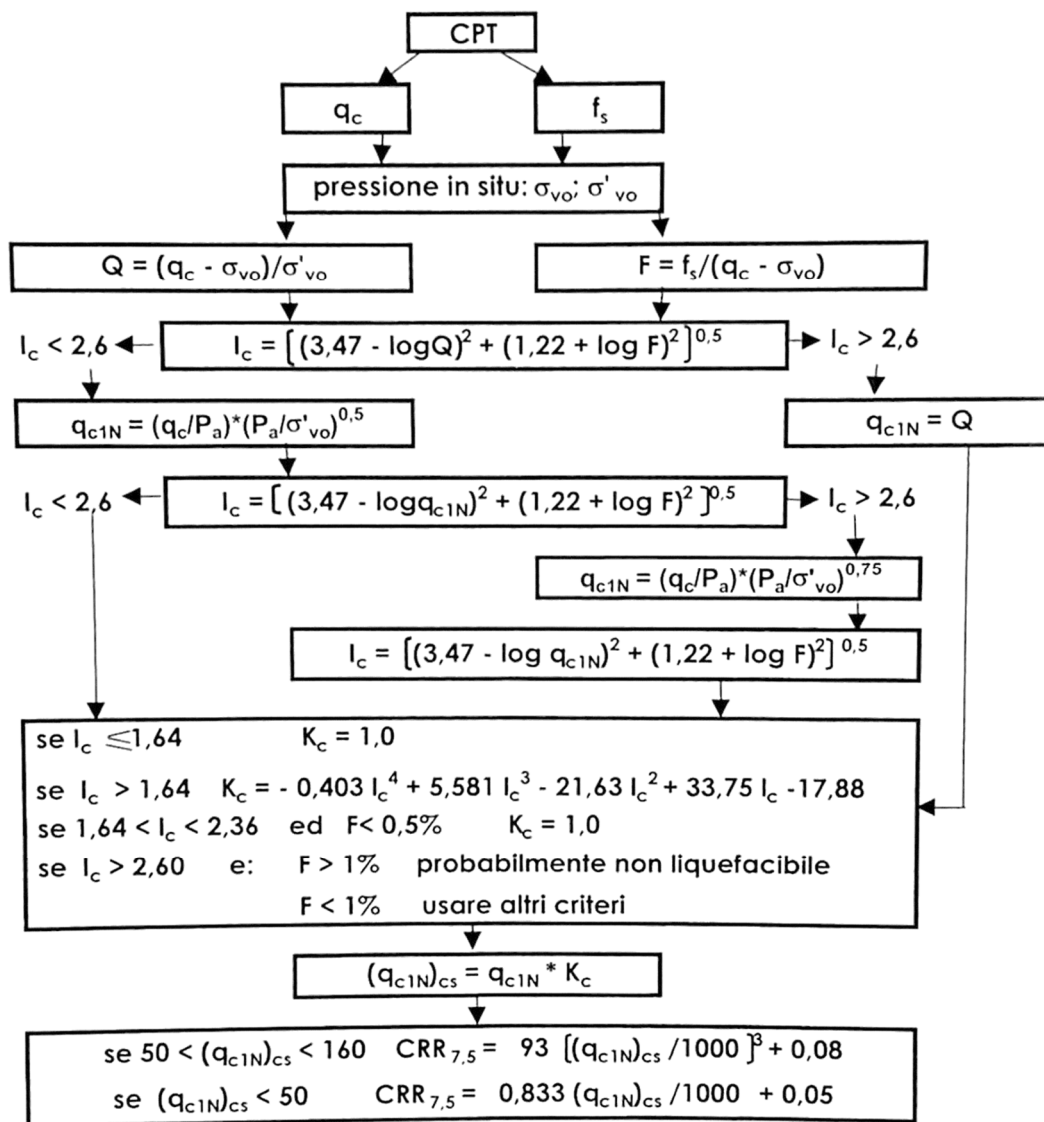


Figura 42: Diagramma di flusso per la valutazione del CRR dai risultati di prove CPT (modificata da Youd e Idriss, 1997) (immagine presa dal libro “Input Sismico e Stabilità Geotecnica dei Siti di Costruzione”)

4.1.2.3 Valutazione del CRR da correlazioni con Vs

L'uso della velocità di propagazione delle onde di taglio, per valutare un indice di resistenza alla liquefazione, è giustificato dal fatto che sia la velocità di propagazione delle onde di taglio Vs sia la CRR sono influenzati in modo simile, sebbene non proporzionale, dall'indice dei

vuoti iniziali, dallo sforzo efficace di confinamento, dalla storia dello sforzo e dall'età geologica del terreno.

L'uso di V_s offre alcuni vantaggi:

- le misure della V_s sono possibili in terreni dove è difficile utilizzare i penetrometri delle prove SPT e CPT o estrarre campioni indisturbati, come per esempio in depositi ghiaiosi e in terreni dove non è permesso effettuare fori o sondaggi;
- V_s è una proprietà meccanica dei terreni e non un indice di comportamento legato alle metodologie di esecuzione delle prove, come la resistenza penetrometrica;

Esistono però anche alcuni svantaggi:

- le misure di V_s sono effettuate a piccole deformazioni, mentre l'incremento di pressione interstiziale e il conseguente insorgere della liquefazione avvengono a medio-grandi deformazioni. Questo aspetto rappresenta una forte limitazione concettuale perché si vuole stimare un parametro (CRR) relativo a grandi deformazioni (rottura), correlandolo a un parametro (V_s) a piccole deformazioni;
- è comunque necessario prevedere in parallelo il prelievo di campioni per la classificazione dei terreni e per l'identificazione di litotipi soffici non liquefacibili (ad esempio depositi argillosi);
- non sempre i metodi geofisici consentono l'identificazione di strati sottili di terreno caratterizzati da valori bassi di V_s ;
- esperienze di letteratura mostrano che la V_s nelle sabbie è poco influenzata da alcuni fattori (tra cui per esempio la struttura intrinseca del terreno o tessitura, il rapporto di sovraconsolidazione, la deformazione precedente il carico ciclico), che influenzano invece la liquefazione; pertanto la misura del profilo di V_s , da sola, può non essere sufficiente per valutare il potenziale di liquefazione di tutti i depositi di terreno (Kramer, 1996).

Data la sua dipendenza, anche in un deposito di terreno omogeneo, dalla tensione di confinamento, il valore misurato di V_s deve essere normalizzato ad una pressione efficace di riferimento, secondo la seguente equazione (Sykora, 1987; Kayen et al., 1992; Robertson et al., 1992):

$$V_{S1} = V_S \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25}$$

dove:

- V_{S1} è la velocità normalizzata rispetto alla tensione di confinamento;
- p_a è la pressione atmosferica;
- σ'_{v0} è la pressione verticale efficace iniziale, espressa nelle stesse unità di p_a .

Utilizzando il valore normalizzato di V_s , è quindi possibile calcolare la resistenza alla liquefazione CRR, usando per esempio, la seguente espressione (Andrus e Stokoe, 1997):

$$CRR_{7.5} = a \cdot \left(\frac{V_{S1}}{100}\right)^2 + b \cdot \left(\frac{1}{V_{S1}^* - V_{S1}} - \frac{1}{V_{S1}^*}\right)$$

dove:

- V_{S1}^* è il limite superiore di V_{S1} Per il verificarsi della liquefazione, assunto come linearmente variabile tra 200 m/s per terreni con contenuto di fine del 35% e 215 m/s per terreni con contenuto di fine del 5% o inferiore.
- a e b sono due parametri empirici che, in prima approssimazione, possono essere assunti rispettivamente pari a 0.022 e 2.8 (Andrus e Stokoe, 1977).

L'equazione riportata qui sopra è stata ottenuta attraverso un'operazione di adattamento ai minimi quadrati a dati sperimentali, in modo analogo a quanto visto per gli approcci basati su prove SPT e CPT (*Figura 43*).

Occorre osservare che non è possibile estendere tale curva per V_{S1} inferiore a 100 m/s, perché non sono disponibili dati sperimentali relativi a tali valori.

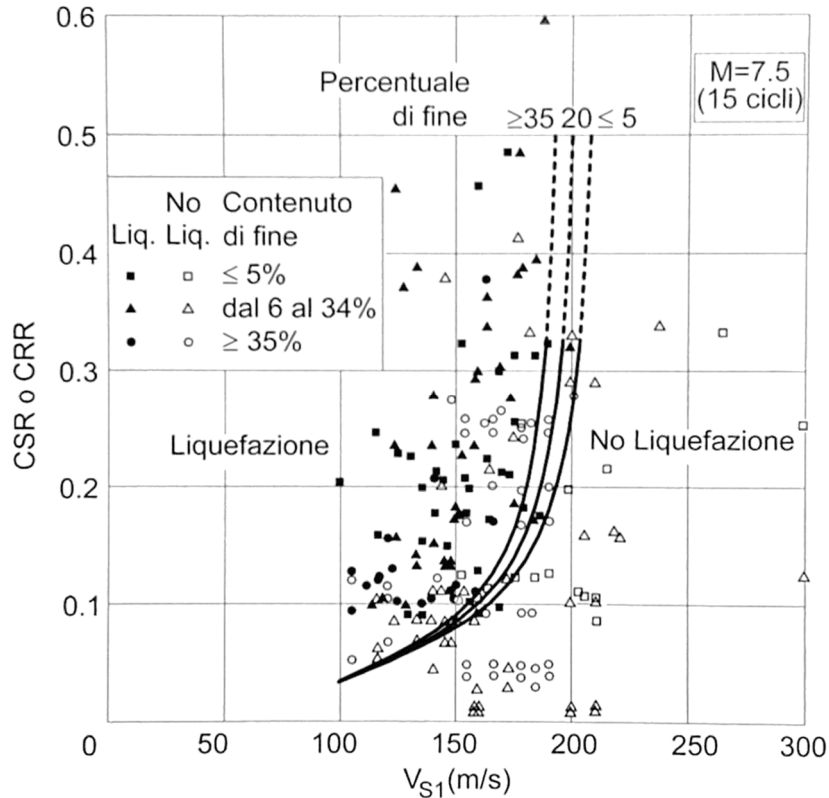


Figura 43: Relazione tra CRR e V_{S1} (modificata da Youd et al., 2001) (Lai et al., 2009)

4.1.2.4 Valutazione del CRR dalle BPT

I metodi basati sulle prove SPT e CPT non sono generalmente affidabili in depositi ghiaiosi (che, in determinate condizioni, possono essere potenzialmente liquefacibili).

Particelle di ghiaia di dimensioni notevoli, infatti, possono interferire con la deformazione del terreno che circonda il penetrometro e aumentare così artificialmente la resistenza alla penetrazione e quindi il parametro CRR ad essa correlato.

Per evitare questo problema, una possibile soluzione consiste nell'utilizzare penetrometri con diametri elevati, come ad esempio il penetrometro di Becker (prova BPT), che però è poco utilizzato in Italia.

La resistenza penetrometrica di Becker è definita come il numero di colpi necessario per ottenere un avanzamento del penetrometro di Becker di 30 cm.

Non esistono molti siti che hanno subito fenomeni di liquefazione e per i quali siano disponibili dati da prove BPT.

Pertanto non è possibile ad oggi confrontare direttamente i risultati da prove BPT con il comportamento osservato durante i terremoti, ma è necessario calcolare una resistenza

penetrometrica SPT equivalente e quindi applicare le procedure di valutazione di CRR basate sulle prove SPT.

Questo metodo indiretto introduce notevoli incertezze nel calcolo della CRR, anche in considerazione del fatto che non esiste una procedura standard per l'esecuzione di prove BTP e le correlazioni ad oggi disponibili presentano una dispersione molto elevata, soprattutto per gli intervalli N_{SPT} di maggiore interesse per i problemi di liquefazione ($N_{SPT} < 30$).

Discorso analogo vale anche per le prove penetrometriche dinamiche con punta chiusa, molto diffuse in Italia per la caratterizzazione di depositi costituiti da materiali ghiaiosi.

In considerazione di tali problematiche, per i siti in cui non sia possibile effettuare prove penetrometriche SPT o CPT, si suggerisce l'utilizzo delle correlazioni basate sulla V_s .

4.1.2.5 Indice del potenziale di liquefazione

Il fenomeno della liquefazione può manifestarsi localmente, senza comportare necessariamente il collasso o una perdita di funzionalità delle strutture interagenti con il terreno.

Le effettive conseguenze dell'innescarsi del fenomeno della liquefazione dipendono dall'estensione del fenomeno stesso, dalla profondità a cui si verifica e dalle condizioni del piano campagna (inclinazione, presenza di incisioni che comportano la presenza di sforzi di taglio statici, etc.).

Pertanto occorre affiancare alla valutazione puntuale della suscettibilità alla liquefazione alle diverse profondità, effettuata ad esempio con i metodi di cui al paragrafo precedente, una stima globale dell'incidenza del fenomeno e delle sue conseguenze.

Una valutazione approssimata a tale proposito può essere fornita ad esempio dall'*indice del potenziale di liquefazione LPI* ("Liquefaction Potential Index") (Iwasaki et al., 1978).

Si tratta di un parametro integrale, che tiene conto dello spessore dello strato liquefacibile e della sua vicinanza alla superficie libera, insieme alla distanza dal valore unitario del fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione.

L'indice LPI è definito dalla seguente formula (Iwasaki et al., 1978):

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

dove z è la profondità dal piano campagna espressa in metri, F è una funzione del fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione FSL alla profondità z data da:

$$F(z) = 1 - FSL(z) \quad \text{per } FSL(z) \leq 1$$

$$F(z) = 0 \quad \text{per } FSL(z) > 1$$

e $w(z)$ è una funzione della distanza dell'elemento di volume dal piano campagna, data da:

$$w(z) = 10 - 0.5 \cdot z$$

L'indice viene convenzionalmente valutato integrando su uno spessore totale di 20 m a partire dal piano campagna perché raramente sono stati riportati in letteratura effetti in superficie associabili a fenomeni di liquefazione avvenuti a profondità maggiori.

Valori crescenti dell'indice del potenziale di liquefazione indicano conseguenze potenzialmente più gravi sul terreno e sulle strutture con esso interagenti e quindi l'opportunità di studi più accurati con analisi numeriche avanzate e/o di interventi di mitigazione del rischio di liquefazione.

Le indicazioni fornite da Iwasaki et al. (1982), per quanto riguarda i valori di soglia del potenziale di liquefazione, sono riassunte nella *Tabella 6*.

Tali indicazioni sono sostanzialmente in accordo con lo studio effettuato da Toprak e Holzer (2003), che indicano la comparsa di manifestazioni superficiali della liquefazione per $LPI \geq 5$ e la manifestazione di fenomeni di espansione laterale per $LPI \geq 12$.

Da notare che l'indice del potenziale di liquefazione LPI può essere efficacemente utilizzato per effettuare studi di microzonazione di un territorio.

<i>LPI</i>	Potenziale di rottura
≤ 5	Basso
$5 \div 15$	Elevato
≥ 15	Molto Elevato

Tabella 6: Correlazione tra indice del potenziale di liquefazione LPI e potenziale di rottura (tabella presa dal libro “Input Sismico e Stabilità Geotecnica dei Siti di Costruzione”)

4.2 Metodi di verifica a liquefazione più recenti ed utilizzati

Finora è stata illustrata la valutazione di parametri essenziali, al fine di valutare il rischio di liquefazione, in un determinato modo piuttosto che altri.

Si analizzano di seguito i più recenti ed utilizzati metodi per la valutazione del rischio di liquefazione:

- **Robertson e Cabal (2015) - CPTU**
- **Boulanger e Idriss (2014) - CPT**
- **Boulanger e Idriss (2014) - CPTU**
- **Youd et al. (2001) - SPT**
- **Kayen et al. (2013) - V_s**
- **Andrus et al. (2000-2004) - V_s**
- **Hayati e Andrus (2009) - V_s**
- **Marchetti (2015) - DMT**

Il metodo menzionato in precedenza, al paragrafo 4.1.2.2, relativo alla valutazione della CRR da prove CPT, ricalca il più recente metodo di valutazione della sicurezza a liquefazione di Robertson e Cabal (2015) tranne che per alcune accortezze, analizzate a seguire.

4.2.1 Metodo di Robertson e Cabal (2015) (CPTU)

Dopo aver calcolato il CSR con il metodo semplificato, come illustrato nel paragrafo 4.1.1, si passa alla vera e propria valutazione della liquefazione, che si divide in tre fasi:

- valutare la suscettibilità alla liquefazione
- valutare l'innesco della liquefazione
- valutare le deformazioni post sisma

1. Valutare la suscettibilità alla liquefazione

La risposta del suolo al sisma varia a seconda del tipo e dello stato del suolo (rapporto dei vuoti, tensione efficace di confinamento, storia delle tensioni, ecc.).

Boulanger e Idriss (2004) hanno correttamente distinto tra comportamento simile alla sabbia e comportamento simile all'argilla.

Le seguenti caratteristiche possono essere utilizzate per identificare il comportamento del suolo:

Comportamento simile alla sabbia: i terreni che si comportano come sabbie sono suscettibili alla liquefazione quando il loro comportamento è tipicamente caratterizzato da un Indice di Plasticità (PI) < 10 e un Limite Liquido (LL) < 37 nonché contenuto di acqua naturale (w_c) $> 0,85 (LL)$.

Più enfasi dovrebbe essere posta sul PI , poiché sia LL che w_c tendono ad essere meno affidabili.

- Progetti a basso rischio: si supponga che i suoli siano suscettibili alla liquefazione in base ai criteri di cui sopra, a meno che non sia dimostrato altrimenti da esperienze locali precedenti.
- Progetti ad alto rischio: si presuma che i suoli siano suscettibili alla liquefazione o si ottengano campioni di alta qualità per valutare la suscettibilità sulla base di appropriati test di laboratorio, salvo l'esistenza di precedente esperienza locale.

Comportamento simile all'argilla: i terreni simili all'argilla generalmente non sono suscettibili alla liquefazione quando il loro comportamento è caratterizzato da $PI > 15$ ma possono essere esposti al rammollimento del terreno.

- Progetti a basso rischio: si supponga che i suoli non siano suscettibili alla liquefazione in base ai criteri di cui sopra, a meno che non sia dimostrato altrimenti da esperienze locali precedenti. Controllare il possibile rammollimento del terreno.
- Progetti ad alto rischio: si ottengano campioni di alta qualità per valutare la suscettibilità alla liquefazione e/o al rammollimento, sulla base di appropriati test di laboratorio, salvo l'esistenza di precedente esperienza locale.

La *Figura 44* mostra i criteri suggeriti da Bray e Sancio (2006) che include una transizione dal comportamento simile alla sabbia a quello simile all'argilla, tra $12 < PI < 18$.

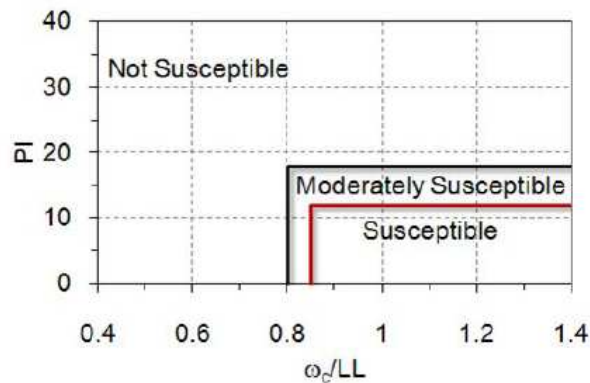


Figura 44: Criterio di suscettibilità alla liquefazione (dopo Bray e Sancio, 2006) (immagine presa dalla guida “Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering”)

Questi criteri sono generalmente conservativi.

Boulanger e Idriss (2004) suggeriscono che il comportamento simile alla sabbia sia limitato a $PI < 7$.

E' bene utilizzare i criteri mostrati in *Figura 44*, a meno che l'esperienza locale nella stessa zona geologica non mostri che un valore inferiore di PI è più appropriato.

I terreni a grana fine passano da un comportamento che è fondamentalmente simile a sabbie ad un comportamento che è fondamentalmente simile alle argille su un certo range di Limiti di Atterberg e umidità, come mostrato nella *Figura 44*.

La transizione da un comportamento più simile alla sabbia a uno più simile all'argilla ha una corrispondenza diretta con i tipi di procedure ingegneristiche più adatte per valutare il loro comportamento sismico.

In genere si verifica il passaggio tra i due comportamenti quando $2.5 < I_c < 2.7$.

Per i suoli che rientrano o sono vicini a questa regione di transizione, dovrebbero essere prelevati dei campioni per verificarne il comportamento.

2. Valutare l'innescò della liquefazione

Materiali simili a sabbia

Seed et al. (1985) hanno sviluppato un metodo per stimare il rapporto di resistenza ciclica (CRR) per sabbia pulita con condizioni del terreno basate sulla prova di penetrazione standard (SPT).

La prova CPT è diventata più popolare per stimare il CRR, a causa della natura continua, affidabile e ripetibile dei dati (Youd et al., 2001; Robertson, 2009) e un di database più ampio. E' bene utilizzare l'approccio semplificato (NCEER) come descritto da Youd et al. (2001), servendosi di ipotesi generalmente conservative.

L'approccio semplificato dovrebbe essere utilizzato per progetti a rischio medio-basso e, al massimo, per il controllo preliminare di progetti ad alto rischio.

Per progetti a basso rischio, dove l'approccio semplificato è l'unico metodo applicato, dovrebbero essere utilizzati criteri conservativi.

La correlazione consigliata di CPT per i terreni a comportamento sabbioso può essere stimata utilizzando le seguenti equazioni semplificate suggerite da Robertson e Wride, (1998):

se $Q_{tn,CS} < 50$

$$CRR_{7.5} = 0.833 \left[\frac{Q_{tn,CS}}{1000} \right] + 0.05$$

se $50 \leq Q_{tn,CS} < 160$

$$CRR_{7.5} = 93 \left[\frac{Q_{tn,CS}}{1000} \right]^3 + 0.08$$

Come spiegato in precedenza, la correlazione per stimare $CRR_{7.5}$ per sabbie limose è diversa da quella per sabbie pulite, quindi si applica una correzione per determinare l'equivalente resistenza alla punta per sabbia pulita; questa correzione è basata sulle caratteristiche del terreno, in particolare il contenuto di fine, nonostante la correzione sia dovuta più per la plasticità della parte fine che per la sua quantità.

Quindi risulta possibile stimare una resistenza alla punta per sabbie pulite $(Q_{tn})_{CS}$ (prima nominata $(q_{c1N})_{CS}$) moltiplicando la resistenza alla punta Q_{tn} per un fattore K_c .

K_c è un fattore di correzione che è funzione delle caratteristiche di comportamento (ad es. influenza combinata del contenuto di particelle fini e della plasticità) del suolo.

Robertson e Wride (R&W, 1998) suggeriscono di utilizzare l'indice di comportamento del terreno I_c , definito come visto in precedenza:

$$I_c = [(3.47 - \log Q_{tn})^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5}$$

dove:

$$Q_{tn} = \left[\frac{(q_t - \sigma_{v0})}{p_{a2}} \right] \cdot \left[\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right]^n = \text{resistenza alla punta CPT normalizzata (adimensionale)}$$

n = esponente tensionale

F = resistenza per attrito normalizzata (in percentuale)(definita nel paragrafo 4.1.2.2)

P_a = pressione di riferimento (con stessa unità di misura di σ'_{v0})

P_{a2} = pressione di riferimento (con stessa unità di misura di q_c e σ_{v0})

Il grafico del comportamento del suolo di Robertson (1990) utilizzava una resistenza alla penetrazione normalizzata (Q_t), basata su un esponente di tensione lineare di $n = 1,0$, mentre il grafico raccomandato per la stima del $CRR_{7,5}$ si basa su una resistenza alla penetrazione normalizzata (Q_{tn}) basata su un esponente di tensione variabile.

Robertson (2009) ha recentemente aggiornato la normalizzazione della tensione per consentire una variazione dell'esponente di tensione, sia con I_c che con la tensione efficace, utilizzando:

$$n = 0.381 (I_c) + 0.05 (\sigma'_{v0}/p_a) - 0.15$$

Quindi il metodo di Robertson e Cabal (2015) utilizza un valore calcolato di n , dopo averlo imposto uguale ad 1 inizialmente, e poi, se questo parametro dovesse risultare ≤ 1 , allora si procede con un processo iterativo fino a che la variazione di n tra un'iterazione e la successiva non risulti minore di 0.01.

Il metodo precedentemente esposto, invece, assumeva un valore iniziale di n pari a 1, per poi valutare I_c ed eventualmente cambiare n in valori imposti (ad esempio 0.5 o 0.7 (Olsen, 1997)).

La relazione tra l'indice di comportamento I_c e il fattore correttivo K_c rimane la stessa precedentemente citata, tranne che per alcune piccole accortezze.

Il fattore di correzione, K_c , è approssimativo poiché la CPT risponde a molti fattori quali la plasticità del suolo, il contenuto di fine, la mineralogia, la sensibilità del suolo, l'età e la storia tensionale.

Tuttavia, in generale, questi stessi fattori influenzano anche il termine $CRR_{7,5}$ in maniera simile.

E' bene usare cautela quando si applica la relazione alle sabbie presenti nella regione del grafico definita da $1,64 < I_c < 2,36$ e $F < 0,5\%$, per non confondere sabbie pulite molto sciolte con sabbie contenenti particelle fini. In questa zona è consigliabile impostare $K_c = 1.0$.

Suoli che ricadono nella regione dei terreni simil argilla (a comportamento dilatante) del grafico del comportamento del suolo (ad esempio, regione FD, *Figura 46*), in generale, non sono suscettibili alla liquefazione.

Comunque, è necessario ottenere campioni e valutare il potenziale di liquefazione utilizzando altri criteri basati principalmente sulla plasticità, per esempio, i suoli con indice di plasticità maggiore di circa 10 probabilmente non sono suscettibili a liquefazione.

I terreni che ricadono nella regione inferiore sinistra del grafico del comportamento del suolo, definita come regione FC (vedere *Figura 46*), possono essere sensibili e quindi, probabilmente, suscettibili sia alla liquefazione ciclica che al flusso di detriti.

La metodologia completa per la stima del $CRR_{7.5}$ da CPT, secondo Robertson e Cabal (2015), è riassunta nella *Figura 45*.

Per progetti a basso rischio e per l'analisi preliminare in progetti ad alto rischio, Robertson e Wride (1998) hanno suggerito che i suoli nelle regioni FC e FD (*Figura 46*) dovrebbero avere un comportamento simile alle argille e quindi, con molta probabilità, risultano non suscettibili alla liquefazione.

Youd et al. (2001) consigliano di campionare i suoli dove $I_c > 2.4$ per verificare il tipo di comportamento.

Quando $I_c > 2.4$, è necessario ottenere campioni di terreno selezionati (disturbati / rimaneggiati) (per la distribuzione granulometrica, i limiti di Atterberg e il contenuto di acqua) e testarli per confermare la suscettibilità alla liquefazione utilizzando il criterio mostrato nella *Figura 44*.

È necessario eseguire un campionamento selettivo del suolo basato su I_c eseguito in adiacenza ad alcuni sondaggi CPT.

I campioni disturbati possono essere ottenuti usando campionatori a spinta diretta o attraverso tecniche di perforazione / campionamento convenzionale simile al meccanismo della CPT.

Il fattore di sicurezza contro la liquefazione (FSL o semplicemente FS) e il fattore di scala (MSF) sono definiti come nel paragrafo 4.1.2.

Juang et al. (2006) e Ku et al. (2012) hanno correlato il fattore di sicurezza FS alla probabilità di liquefazione (P_L) per il metodo da CPT di Robertson e Wride, utilizzando:

$$P_L = 1 / (1 + (FS / 0.9)^{6.3})$$

$CRR_{7.5}$ può essere stimato anche tramite l'utilizzo della velocità delle onde di taglio V_{s1} (come visto da Kayen et al., 2013). L'uso combinato sia della CPT che della valutazione delle onde di taglio è molto conveniente e può essere ottenuto a costi limitati utilizzando la prova CPT sismica (SCPT).

Correzioni più ampie devono essere fatte per i risultati delle prove CPT per via della variabilità del tipo di suolo, mentre per la velocità delle onde di taglio ci sono misure mediate su più ampie porzioni di terreno (incrementi tipici di 1 metro), ma con meno correzioni in base al tipo di terreno.

Quindi se i risultati del CRR sono simili allora si avrà più confidenza nei risultati stessi, se invece differiscono bisogna attuare altre analisi per identificarne la causa (spesso invecchiamento del suolo, strati cementati, etc.).

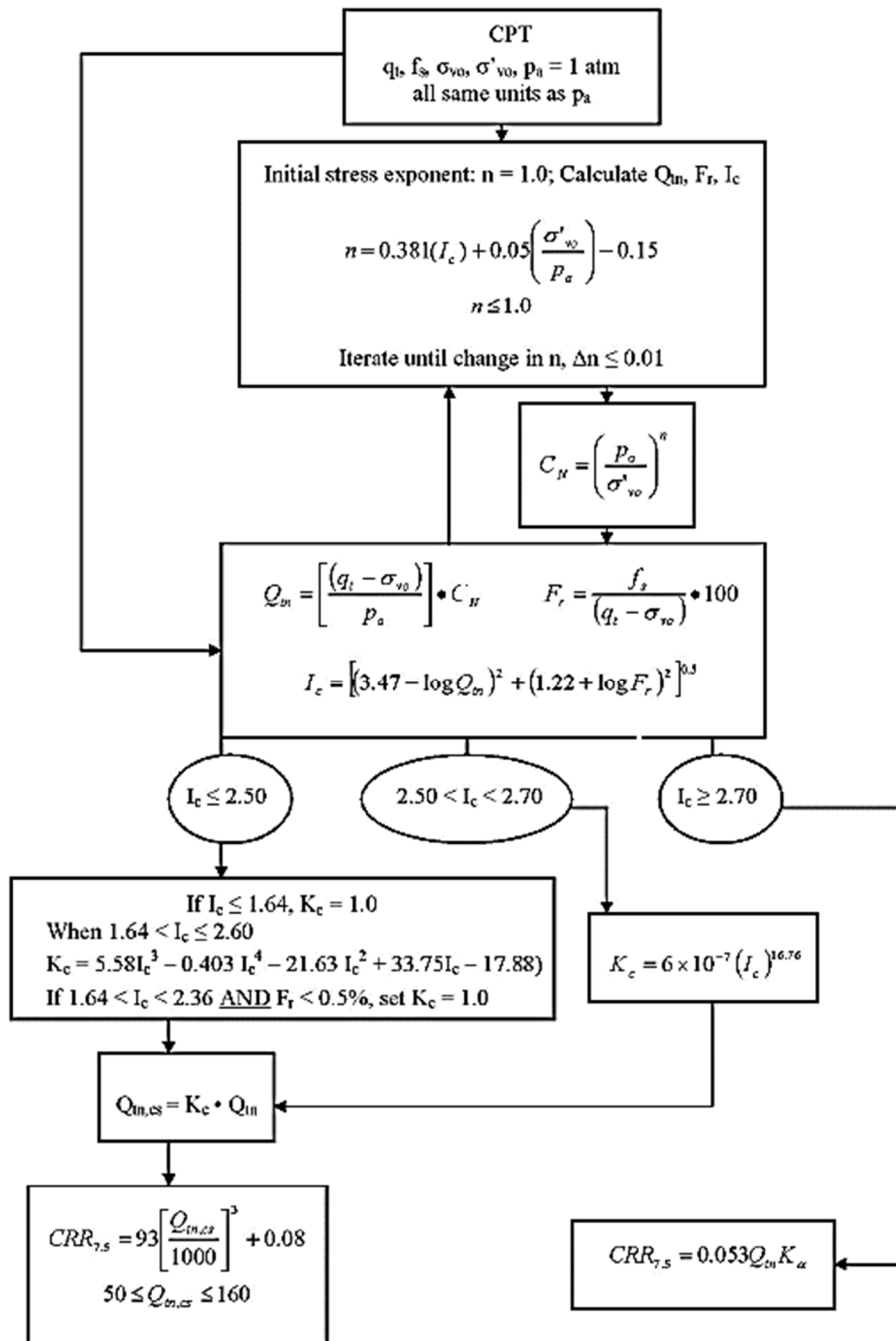


Figura 45: Diagramma di flusso per valutare il rapporto di resistenza ciclica (CRR_{7.5}) da CPT (dopo Robertson, 2009) (immagine presa dalla guida “Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering”)

Materiali simili ad argilla

I materiali simili all'argilla tendono a sviluppare pressioni interstiziali più lentamente se sottoposti a carico ciclico in condizioni non drenate rispetto ai materiali simili alla sabbia e generalmente non raggiungono lo zero effettivo.

Quindi, i materiali simili all'argilla non sono suscettibili a completa liquefazione.

Tuttavia, quando il rapporto di sforzo ciclico (CSR) è grande rispetto alla resistenza al taglio in condizioni non drenate dei materiali simili all'argilla, possono svilupparsi deformazioni e rammollimento del terreno stesso.

Boulanger e Idriss (2007) hanno utilizzato il termine "rammollimento ciclico" per definire questo accumulo di deformazioni sotto carichi ciclici nei terreni argillosi.

Sempre Boulanger e Idriss (2007) hanno dimostrato che il CRR per il rammollimento ciclico nei materiali simili all'argilla è controllato dalla resistenza a taglio non drenata, che è a sua volta controllata dalla storia tensionale del deposito (OCR).

Le espressioni raccomandate per la valutazione del $CRR_{7.5}$ in depositi naturali di terreni con comportamento argilloso sono:

$$CRR_{7.5} = 0.8 \left(\frac{s_u}{\sigma'_{vc}} \right) K_\alpha$$

e

$$CRR_{7.5} = 0.18 (OCR)^{0.8} K_\alpha$$

dove:

s_u / σ'_{vc} è la resistenza a taglio non drenato per la direzione di carico appropriata

K_α è un fattore di correzione per tenere conto della sollecitazione di taglio statica.

Per strutture ben progettate, dove il fattore di sicurezza per il carico statico è grande, K_α è generalmente vicino a 0,9.

Per terreni molto caricati in condizioni statiche, K_α può essere significativamente inferiore a 1.0.

Per carichi sismici dove CSR risulta $< 0,6$, il rammollimento ciclico è possibile solo in presenza di terreni con comportamento argilloso, normalmente o leggermente sovraconsolidati ($OCR < 4$).

Boulanger e Idriss (2007) hanno raccomandato tre approcci per determinare il CRR per materiali simili all'argilla, che sono essenzialmente:

1. Stimare utilizzando metodi empirici basati sulla storia tensionale.
2. Misurare s_u utilizzando prove in situ (ad esempio CPT).
3. Misurare il CRR su campioni di alta qualità utilizzando prove di laboratorio appropriate.

Il terzo approccio fornisce il massimo livello di fiducia, mentre il primo e il secondo approccio usano approssimazioni empiriche per semplicità.

Per i progetti a basso rischio, il primo e il secondo approccio sono spesso adeguati.

Sulla base del lavoro di Wijewickreme e Sanin (2007), il $CRR_{7.5}$ per limi soffici e a bassa plasticità può anche essere stimato utilizzando lo stesso approccio (anche se $PI < 10$).

La CPT può essere utilizzata per stimare sia la resistenza al taglio non drenato (s_u / σ'_{vc}) che il grado di sovraconsolidazione (OCR); essa ha il vantaggio che i risultati sono facilmente ripetibili e fornisce un profilo continuo dettagliato di OCR e quindi anche di $CRR_{7.5}$.

Robertson (2009) ha raccomandato il seguente approccio basato sulla prova CPT che può essere applicato a tutti i terreni:

Quando $I_c \leq 2.50$, supporre che i terreni siano simili alla sabbia:

Utilizzare la raccomandazione di Robertson e Wride (1998) basata su

$$Q_{tn,cs} = K_c Q_{tn}$$

dove K_c è una funzione di I_c (vedi *Figura 44*)

Quando $I_c \geq 2.70$, supporre che i terreni siano simili all'argilla, dove:

$$CRR_{7.5} = 0,053 Q_{tn} K_\alpha$$

Quando $2,50 < I_c < 2,70$, si è nella regione di transizione tra terreni argillosi e terreni sabbiosi:

Utilizzare le raccomandazioni di Robertson e Wride (1998) basate su

$$Q_{tn,cs} = K_c Q_{tn}$$

dove: $K_c = 6 \times 10^{-7} (I_c)^{16,76}$

L'approccio sopra descritto (Robertson, 2009 per tutti i terreni) tende a funzionare bene in profili di terreno che presentano depositi ben definiti di tipo sabbioso o argilloso.

Tuttavia, l'approccio può essere alquanto conservativo nei profili in cui un volume significativo di terreno risulta essere nella regione di transizione dove $2,5 < I_c < 2,7$.

In questi casi, si dovrebbero ottenere campioni per chiarire il comportamento del suolo.

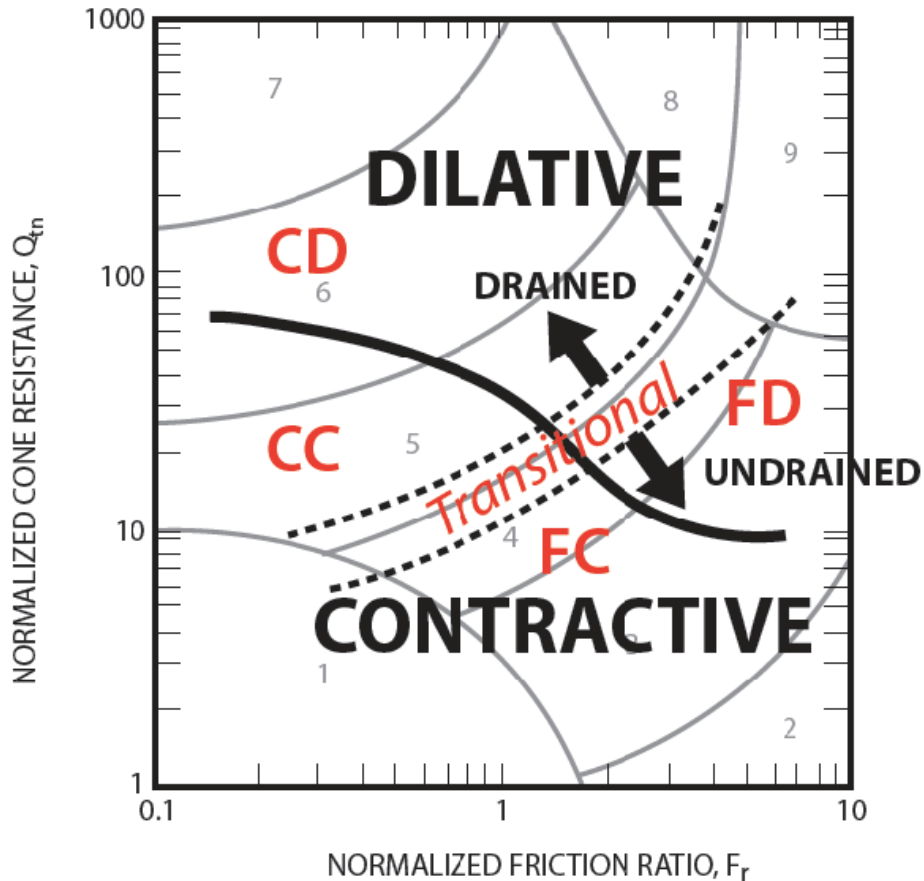


Figura 46: Zone di potenziale liquefazione/rammollimento del terreno basate sulla CPT (modificata da Robertson, 2012) (immagine presa dalla guida “Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering”)

Terreni a grana grossa (CD & CC ~ $I_c < 2.5$) - Valuta il potenziale comportamento utilizzando correlazioni di casi storici, basate sulla CPT.

CD Liquefazione possibile a seconda del livello e della durata dei carichi ciclici.

CC Liquefazione e (flusso di detriti) perdita di resistenza possibile a seconda del carico e della geometria del suolo.

Terreni a grana fine (FD e FC ~ $I_c > 2.7$) - Valutare il potenziale comportamento in base a prove in sito e / o misurazioni di test in laboratorio.

FD Rammollimento possibile a seconda del livello e della durata dei carichi ciclici.

FC Rammollimento e perdita di resistenza possibile a seconda delle caratteristiche del terreno, del tipo di carico e della geometria del suolo.

Riassumendo, il metodo di Robertson e Cabal (2015) consiste nei seguenti step:

$$\begin{aligned}
 1) \quad r_d &= 1.0 - 0.00765 \cdot z & z \leq 9.15 \text{ m} \\
 r_d &= 1.174 - 0.0267 \cdot z & 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m} \\
 r_d &= 0.744 - 0.008 \cdot z & 23 \text{ m} < z \leq 30 \text{ m} \\
 r_d &= 0.50 & z > 30 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$2) \quad CSR = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d$$

$$3) \quad F_r = \left[\frac{f_s}{(q_c - \sigma_{v0})} \right] 100\%$$

4) Qui inizia il processo iterativo su n (imposto = 1 inizialmente),
fino a che $\Delta n \leq 0.01$

$$Q_{tn} = \left[\frac{(q_t - \sigma_v)}{p_a} \right] \cdot \left[\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right]^n$$

$$5) \quad I_c = [(3.47 - \log Q_{tn})^2 + (1.22 + \log F_r)^2]^{0.5}$$

$$6) \quad n = 0.381 (I_c) + 0.05 (\sigma'_{v0}/p_a) - 0.15$$

7) Valutazione fattore K_c :

$I_c \leq 1.64$		$K_c = 1$
$1.64 < I_c < 2.36$	$F_r < 0.5\%$	$K_c = 1$
$1.64 < I_c < 2.36$	$F_r \geq 0.5\%$	$K_c = -0.403 I_c^4 + 5.581 I_c^3 - 21.63 I_c^2 + 33.75 I_c - 17.88$
$2.36 \leq I_c \leq 2.50$		$K_c = -0.403 I_c^4 + 5.581 I_c^3 - 21.63 I_c^2 + 33.75 I_c - 17.88$
$2.50 < I_c < 2.70$		$K_c = 6 \times 10^{-7} (I_c)^{16.76}$
$I_c \geq 2.70$		$K_c = --$

8) Valutazione $CRR_{7.5}$:

se $I_c < 2.7$

$$CRR_{7.5} = 0.833 \left[\frac{Q_{tn.CS}}{1000} \right] + 0.05 \quad Q_{tn.CS} < 50$$

$$CRR_{7.5} = 93 \left[\frac{Q_{tn.CS}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad 50 \leq Q_{tn.CS} < 160$$

se $I_c \geq 2.7$

$$CRR_{7.5} = 0.053 Q_{tn} K_\alpha$$

$$9) \quad MSF = 10^{2.24} / M^{2.56}$$

$$10) \quad CRR = (CRR_{7.5}) \cdot MSF$$

$$11) \quad FSL = CRR / CSR$$

4.2.2 Metodo di Boulanger e Idriss (2014) (CPT - SPT)

Il CSR, anche in questo caso, viene valutato come descritto nel paragrafo 4.1.1, i parametri principali rimangono simili tranne che per la trattazione, a seguire si esaminano le diversità.

Coefficiente di riduzione dello sforzo, r_d

Idriss (1999), estendendo il lavoro di Goleorkhi (1989), ha eseguito diverse centinaia di analisi parametriche in sito e ha concluso che, allo scopo di sviluppare procedure di valutazione della liquefazione, il parametro r_d può essere espresso come,

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) \cdot M]$$

dove:

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

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

z è la profondità sotto la superficie del suolo (in metri) e gli argomenti all'interno dei termini "sin" sono in radianti.

I dettagli relativi ai profili del suolo e alle scosse di input utilizzati nello sviluppo di queste equazioni sono riepilogati da Idriss e Boulanger (2010).

Le variazioni risultanti di r_d con la profondità e la magnitudo sono mostrate in *Figura 47*.

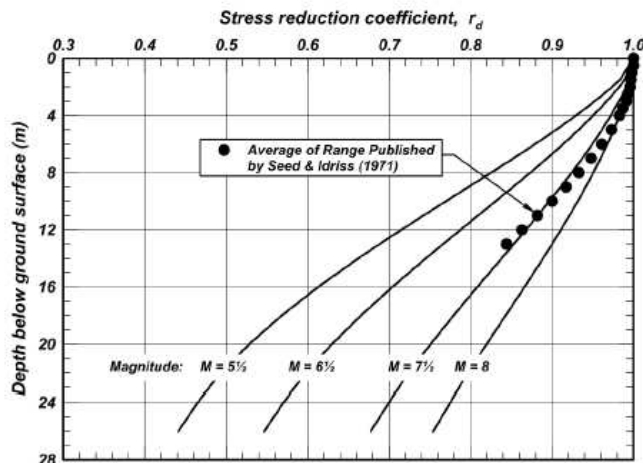


Figura 47: Relazione tra r_d , la profondità e la magnitudo (immagine presa dal report "CPT and SPT based liquefaction triggering procedures")

Sono state proposte altre relazioni di r_d , comprese le relazioni probabilistiche di Cetin et al. (2004) e Kishida et al. (2009b).

Queste ultime due relazioni erano basate su un gran numero di analisi di risposta del sito per diverse condizioni del suolo e moti del terreno, e includevano gli effetti di una media delle velocità delle onde di taglio su una profondità specificata nonché il livello di agitazione sismica.

Idriss e Boulanger (2010) hanno confrontato queste relazioni alternative di r_d e hanno mostrato che il loro uso nell'interpretazione dei casi storici di liquefazione, analizzati con la prova SPT, produrrebbe differenze relativamente piccole nella conseguente relazione di innesco del fenomeno; da notare, tuttavia, che le differenze possono essere importanti per le valutazioni nella pratica quando si analizzano profondità maggiori di quelle coperte dai dati storici (attorno ai 10/12 m).

Le valutazioni di liquefazione, per profondità maggiori di 10 m, possono spesso trarre vantaggio dalle analisi di risposta del sito per stimare i rapporti di sforzo ciclico indotti dal terremoto, perché l'incertezza su r_d aumenta a queste profondità.

Si deve riconoscere, comunque, che un'analisi di risposta del sito di alta qualità richiede sufficiente caratterizzazione del sottosuolo dello stesso (comprese le misurazioni della velocità delle onde di taglio) e deve tenerne in conto la variabilità nei possibili moti di input.

L'estensione di queste relazioni di r_d su eventi di elevata magnitudo riferiti a zone di subduzione non è stata ampiamente studiata.

La validità di queste relazioni è in fase di valutazione utilizzando le registrazioni del terremoto di Tohoku del 2011 ($M = 9.0$).

Fattore di correzione della resistenza per la pressione litostatica, C_N

La relazione su C_N che viene utilizzata tuttora è stata inizialmente sviluppata da Boulanger (2003b) sulla base di:

- (1) un riesame dei dati pubblicati su test di calibrazione di SPT che coprono il range di σ'_v da 0,7 a 5,4 atm (Marcuson e Bieganousky 1977a, 1977b);
- (2) i risultati di analisi per σ'_v da 0,2 a 20 atm utilizzando la teoria della penetrazione statica di Salgado et al. (1997a, 1997b) che ha dimostrato di essere in buon accordo con un database di oltre 400 test di calibrazione della CPT con σ'_v fino a 7 atm.

Successivamente Idriss e Boulanger (2003, 2008) hanno raccomandato che la dipendenza dalla densità relativa D_R del fattore C_N venga espressa in termini di q_{c1Ncs} o di $(N_1)_{60cs}$ come segue:

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^m \leq 1.7$$

con

$$m = 1.338 - 0.249(q_{c1Ncs})^{0.264} \quad \text{per CPT}$$

$$m = 0.784 - 0.0768\sqrt{(N_1)_{60cs}} \quad \text{per SPT}$$

con valori limitati di q_{c1Ncs} tra 21 e 254 e con valori di $(N_1)_{60cs}$ limitati e ≤ 46 .

L'uso dell'equazione su C_N richiede un'iterazione che può essere facilmente eseguita, ad esempio, utilizzando l'opzione di iterazione automatica in un foglio di calcolo Excel.

I valori di C_N , calcolati utilizzando l'equazione sopra riportata, sono presentati nella *Figura 48 (a)* per un certo intervallo di q_{c1Ncs} e $(N_1)_{60cs}$ e per tensioni efficaci fino a 10 atm, e vengono confrontati con la relazione di Liao e Whitman (1986) della *Figura 48 (b)* per tensioni efficaci fino a 2 atm.

Il limite di 1,7 sul valore massimo di C_N viene raggiunto a σ'_v inferiore a circa 0,35 atm (~ 35 kPa), che corrisponderebbe a una profondità massima di circa 2 - 4 m, in base alla profondità della falda.

Questo limite è imposto perché queste espressioni non sono state derivate o convalidate per sollecitazioni efficaci molto basse, quindi l'utilizzo della funzione potrebbe produrre valori di C_N irrealisticamente grandi mano a mano che σ'_v si avvicina allo zero.

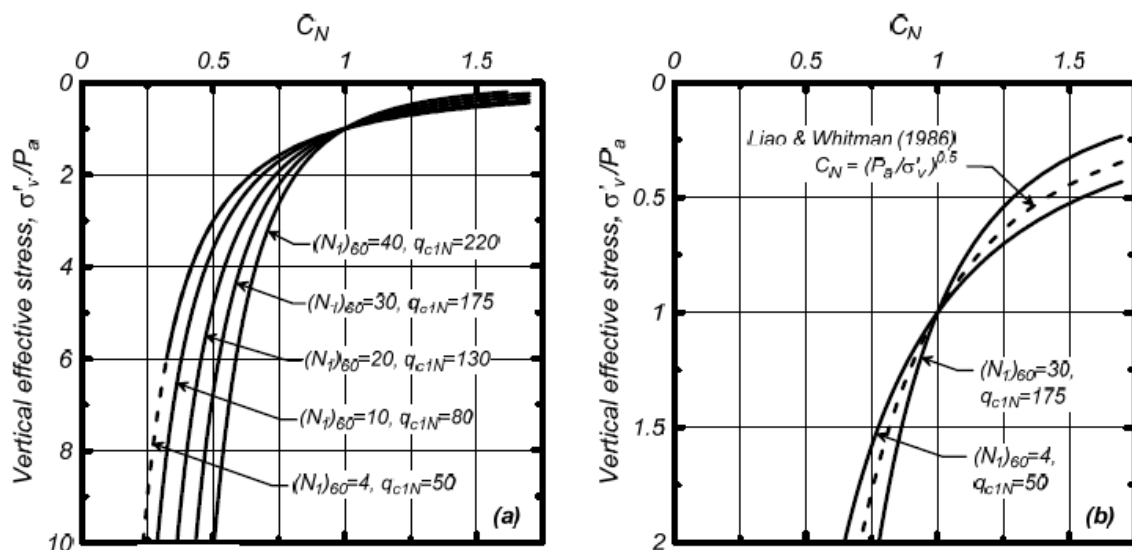


Figura 48: Relazione sul fattore C_N per resistenze alla penetrazione di CPT e SPT:

(a) per $\sigma'_v/P_a = 0 - 10$, e (b) per $\sigma'_v/P_a = 0 - 2$ insieme alla relazione di Liao e Whitman

(1986) (immagine presa dal report "CPT and SPT based liquefaction triggering procedures")

Il limite da 1,7 a 2,0 è stato raccomandato da vari ricercatori quando si utilizza questa funzione (ad esempio, Robertson e Wride 1998, Youd et al. 2001).

Altre funzioni per C_N producono valori finiti a $\sigma'_v = 0$; ad esempio, valori di C_N da 1,5 a 2,4 a $\sigma'_v = 0$ si ottengono utilizzando le relazioni raccomandate, per diverse condizioni, da Skempton (1986).

Fattore di correzione del sovraccarico, K_σ

La relazione su K_σ che viene utilizzata fu sviluppata da Boulanger (2003) sulla base di:

- (1) evidenze che il CRR per una sabbia pulita ricostituita in laboratorio è relazionabile all'indice parametrico di stato della sabbia ξ_R ;
- (2) evidenze che la relazione di K_σ per sabbie pulite può essere derivata direttamente dalla relazione di CRR - ξ_R ;
- (3) voler derivare una relazione su K_σ che fosse coerente con le correlazioni in sito di CRR - $(N_1)_{60cs}$ dalle corrispondenti relazioni di CRR - ξ_R .

Idriss e Boulanger (2008) consigliavano che la relazione risultante di K_σ fosse espressa nei termini di q_{c1Ncs} per la CPT e $(N_1)_{60cs}$ per la SPT, come segue:

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right) \leq 1.1$$

$$C_\sigma = \frac{1}{37.3 - 8.27 (q_{c1Ncs})^{0.264}} \leq 0.3 \quad \text{per CPT}$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55 \sqrt{(N_1)_{60cs}}} \leq 0.3 \quad \text{per SPT}$$

Il coefficiente C_σ può essere limitato al suo valore massimo di 0,3 limitando q_{c1Ncs} a valori ≤ 211 e $(N_1)_{60cs} \leq 37$ per utilizzare queste espressioni.

La relazione risultante è raffigurata nella *Figura 49* per un certo intervallo di valori q_{c1Ncs} e $(N_1)_{60cs}$.

Il limite di 1.1 sul valore massimo di K_σ si raggiunge un σ'_v che varia con la densità del terreno; ad esempio, per un terreno con $(N_1)_{60cs} = 15$ o con $D_R \sim 57\%$, questo limite viene raggiunto a circa 0,4 atm (~ 40 kPa).

Questo limite è stato imposto perché la dipendenza di K_σ da σ'_v non è stata misurata o convalidata per tensioni efficaci molto basse, e la funzione assunta sarebbe altrimenti illimitata quando σ'_v si avvicina a zero.

L'effetto dell'omissione del limite di 1,1 per il valore massimo di K_σ nell'interpretazione della liquefazione basata su casi storici analizzati con SPT si è dimostrato sostanzialmente trascurabile (Idriss e Boulanger, 2010).

Le relazioni di cui sopra hanno dimostrato di essere in ragionevole accordo con un database aggiornato di dati sperimentali di laboratorio rilevati da Montgomery et al. (2012).

Le relazioni su K_σ e C_N sono particolarmente importanti nelle applicazioni che richiedono l'estrapolazione per profondità maggiori di quelle coperte dai database storici.

Diverse combinazioni di queste due le relazioni sono state valutate da Boulanger e Idriss (2012b) utilizzando i dati di test SPT e risultati di test ciclici su campioni di sabbia congelata prelevati dalla diga di Duncan (Pillai e Byrne 1994).

Le relazioni su K_σ e C_N utilizzate nelle procedure SPT e CPT di Idriss e Boulanger (2008) hanno fornito una buona concordanza con le variazioni osservate del CRR, in base alla tensione da sovraccarico per quel sito.

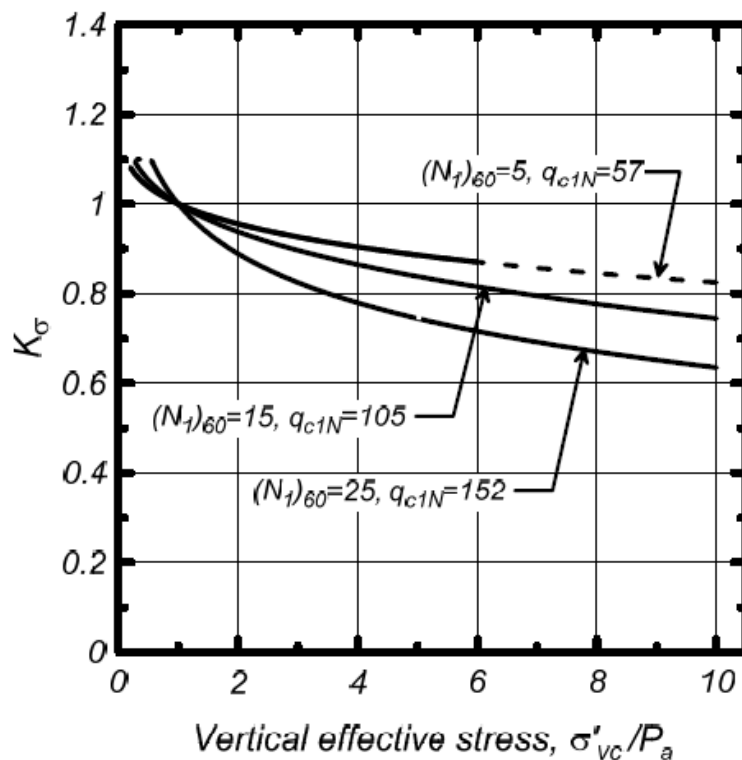


Figura 49: Relazione del fattore di sovraccarico K_σ (immagine presa dal report “CPT and SPT based liquefaction triggering procedures”)

Fattore di scala della magnitudo, MSF

Il fattore di scala della magnitudo (MSF) viene utilizzato per tenere conto degli effetti di durata (cioè, numero e relativo ampiezze dei cicli di carico) sull'innescò della liquefazione.

Le relazioni MSF utilizzate da Idriss e Boulanger (2008) inizialmente e poi rivisitate come segue, sono state derivate combinando:

(1) relazioni da laboratorio tra il CRR e il numero di cicli di carico uniformi equivalenti e (2) correlazioni tra il numero di cicli di carico uniformi equivalenti e la magnitudo sismica.

Di seguito viene fornito un breve riepilogo delle relazioni su MSF utilizzate da Idriss e Boulanger (2008), seguite da una sintesi della relazione sviluppata su MSF in seguito.

Il fattore MSF per le sabbie utilizzato da Idriss e Boulanger (2008) è stato sviluppato in principio da Idriss (1999), che ha formulato la seguente relazione:

$$MSF = 6.9 \cdot \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058 \quad \leq 1.8$$

Il grafico di questa relazione è individuabile in *Figura 50*.

Un limite superiore per il fattore MSF è assegnato per terremoti di magnitudo molto contenuta per i quali un singolo picco potrebbe dominare l'intera serie temporale.

Il valore di 1,8 è ottenuto considerando che la serie temporale delle sollecitazioni indotte da un terremoto di piccola magnitudo sia dominato da un singolo impulso sismico (cioè da ½ ad 1 ciclo completo, a seconda della sua simmetria), con tutti gli altri cicli di sforzo sufficientemente piccoli da essere trascurati.

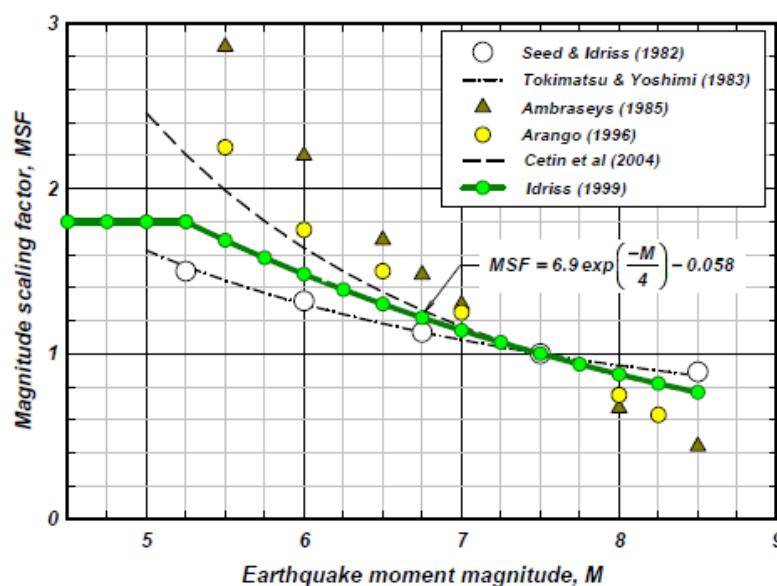


Figura 50: Relazione del fattore di scala della magnitudo MSF (immagine presa dal report “CPT and SPT based liquefaction triggering procedures”)

Il fattore MSF per le argille utilizzato da Idriss e Boulanger (2008) è stato sviluppato da Boulanger e Idriss (2007) ed è mostrato nella *Figura 51*.

Da notare che questa relazione è molto più piatta (minore dipendenza dal numero di cicli e, quindi, da M) rispetto a quella delle sabbie.

La relazione su MSF usata da Idriss e Boulanger (2008) per le sabbie e le argille, come mostrato in *Figura 51*, può essere riscritta in una forma più generale come:

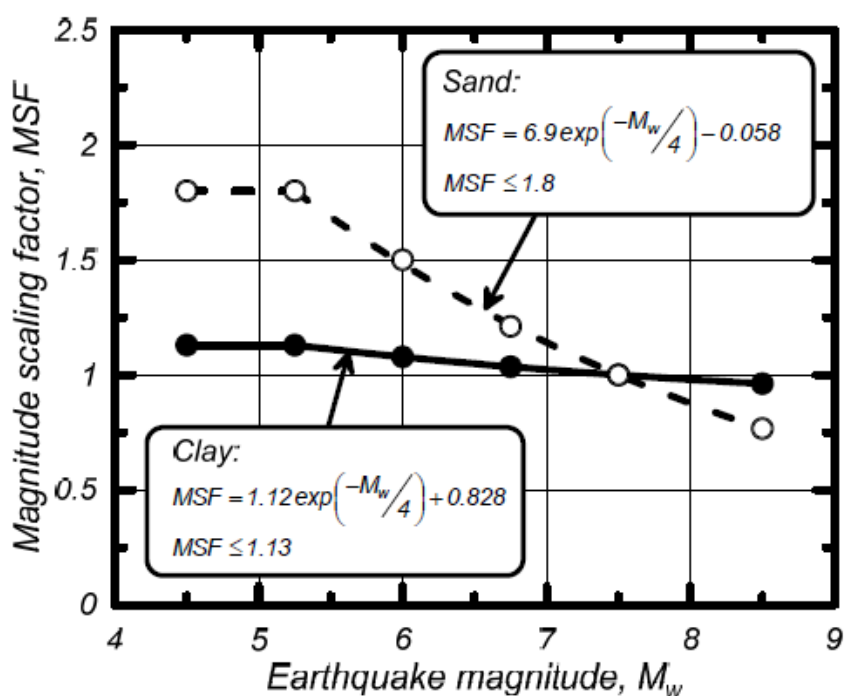


Figura 51: Relazioni su MSF per argilla e sabbia (Boulanger e Idriss, 2007)
(immagine presa dal report “CPT and SPT based liquefaction triggering procedures”)

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) \left(\frac{\exp\left(\frac{-M}{4}\right) - \exp\left(\frac{-7.5}{4}\right)}{\exp\left(\frac{-5.25}{4}\right) - \exp\left(\frac{-7.5}{4}\right)} \right)$$

dove $MSF_{max} = 1.8$ per le sabbie e $MSF_{max} = 1.09$ per argille e limi plastici.

Con i termini citati fissati numericamente, l’equazione sopra riportata diventa:

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) \left(8.64 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 1.325 \right)$$

Questa forma della relazione su MSF è stata utilizzata per sviluppare nuove curve MSF per un diversificato range di condizioni del terreno.

Le relazioni proposte collegano MSF_{max} a valori di q_{c1Ncs} per la CPT e di $(N_1)_{60cs}$ per la SPT come segue:

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{180}\right)^3 \leq 2.2 \quad \text{per CPT}$$

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{31.5}\right)^2 \leq 2.2 \quad \text{per SPT}$$

Le relazioni su MSF risultanti per diversi valori di q_{c1Ncs} e di $(N_1)_{60cs}$ sono mostrate nella *Figura 52*.

Questa relazione produce un $MSF_{max} = 1,8$ a $q_{c1Ncs} \approx 160$ o $(N_1)_{60cs} \approx 27$, che corrisponde alla relazione su MSF per le sabbie di Idriss (1999), e $MSF_{max} \approx 1.10$ per $q_{c1Ncs} < 60$ o $(N_1)_{60cs} < 6$, che risulta coerente con i risultati attesi per sabbie molto sciolte o limi molli a bassa plasticità.

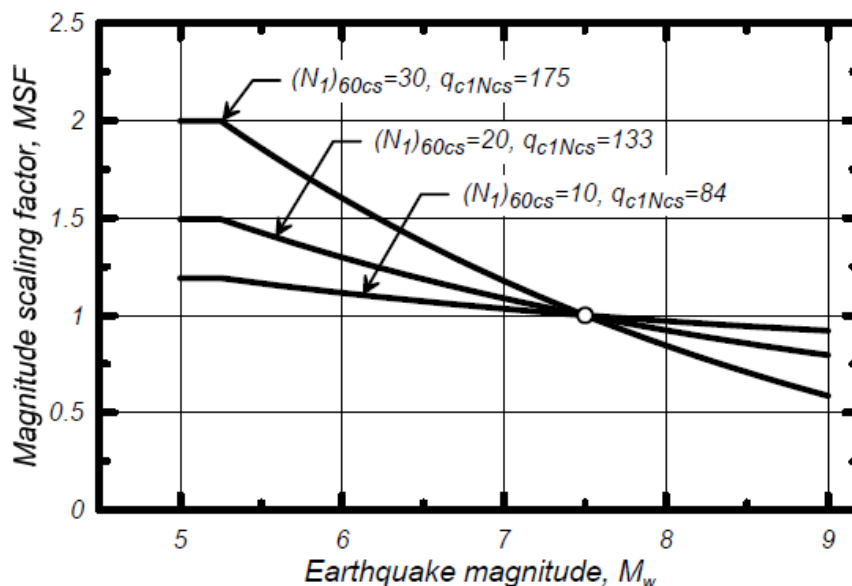


Figura 52: Variazione nel fattore MSF, con relativi valori di q_{c1Ncs} e $(N_1)_{60cs}$, per terreni incoerenti (immagine presa dal report “CPT and SPT based liquefaction triggering procedures”)

Si ritiene che la relazione rivisitata su MSF, mostrata nella *Figura 52*, tenga da conto in maniera migliore di come questa relazione dovrebbe variare con le diverse caratteristiche del suolo, rispetto alle precedenti relazioni disponibili per MSF che forniscono un'unica relazione per tutti i terreni incoerenti.

Altri studi hanno dimostrato che l'equivalente numero di cicli di carico, e quindi i valori di MSF per diversi tipi di suolo, varieranno sistematicamente con la magnitudino del terremoto, la

distanza dalla faglia, la direzione del moto, le condizioni del sito e la profondità (Liu et al. 2001, Green e Terri 2005, Carter et al. 2013).

L'inclusione di questi fattori potrebbe non ridurre in modo significativo l'incertezza su una relazione di MSF, questo fino a quando non si riuscirà a stimare con maggiore sicurezza le caratteristiche di carico ciclico di diversi tipi di terreno.

Per questo motivo, la relazione MSF rivisitata come sopra, con la sua dipendenza soltanto da M e $q_{c1Ncs} - (N_1)_{60cs}$ è considerata sufficiente per scopi pratici.

Correzione del contenuto di fine per equivalente di sabbia pulita

I casi storici di liquefazione suggeriscono che le correlazioni riguardanti l'innescò del fenomeno tendono a spostarsi verso sinistra, nei grafici, quando si verifica l'aumento del contenuto di fine (FC), come si può notare dalle più recenti correlazioni basate su CPT e su SPT.

Le correzioni per equivalente della sabbia pulita, Δq_{c1N} e $\Delta(N_1)_{60}$, sono quindi empiricamente definiti dai dati storici sulla liquefazione e tengono conto degli effetti che il contenuto di fine ha sia sul CRR che sulle resistenze alla penetrazione di CPT o SPT.

Le correzioni per equivalente di sabbia pulita per le correlazioni basate su CPT e su SPT sono mostrate nella *Figura 53*, (a) e (b) rispettivamente.

L'aggiustamento per la correlazione basata su SPT è invariato rispetto a quello utilizzato da Idriss e Boulanger (2008), ma la correzione per la correlazione basata su CPT è cambiata, come mostrato nella *Figura 53* (a).

Le modifiche proposte nella correzione per equivalente di sabbia pulita per il CPT sono attribuite agli aggiornamenti nel database dei casi storici, all'effetto del nuovo fattore MSF e ad un maggior peso verso il miglioramento della coerenza con i rapporti empirici q_c / N_{60} . L'espressione adattata per CPT è la seguente:

$$\Delta q_{c1N} = \left(11.9 + \frac{q_{c1N}}{14.6} \right) \exp \left(1.63 - \frac{9.7}{FC + 2} - \left(\frac{15.7}{FC + 2} \right)^2 \right)$$

L'espressione per SPT rimane:

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp \left(1.63 - \frac{9.7}{FC + 0.01} - \left(\frac{15.7}{FC + 0.01} \right)^2 \right)$$

dove FC è la percentuale di fine.

Entrambe le correzioni iniziano a stabilizzarsi per valori di FC superiori a circa il 35% perché la matrice del suolo diventa dominata dalle particelle fini per qualsiasi valore di FC maggiore di questa soglia.

La variazione percentuale di queste correzioni per dati valori di FC è diversa per correlazioni di innesco alla liquefazione basate su CPT e SPT, il che si ritiene sia dovuto alle differenze nel modo in cui la frazione fine influisce sul processo di penetrazione delle due prove; ad esempio penetrazioni dinamiche rispetto a quelle statiche, penetrometri a totale o parziale spostamento di suolo, differenze nel ritmo di penetrazione e velocità associate di parziale drenaggio e altre differenze nei flussi e nelle cinematiche di questi test di penetrazione.

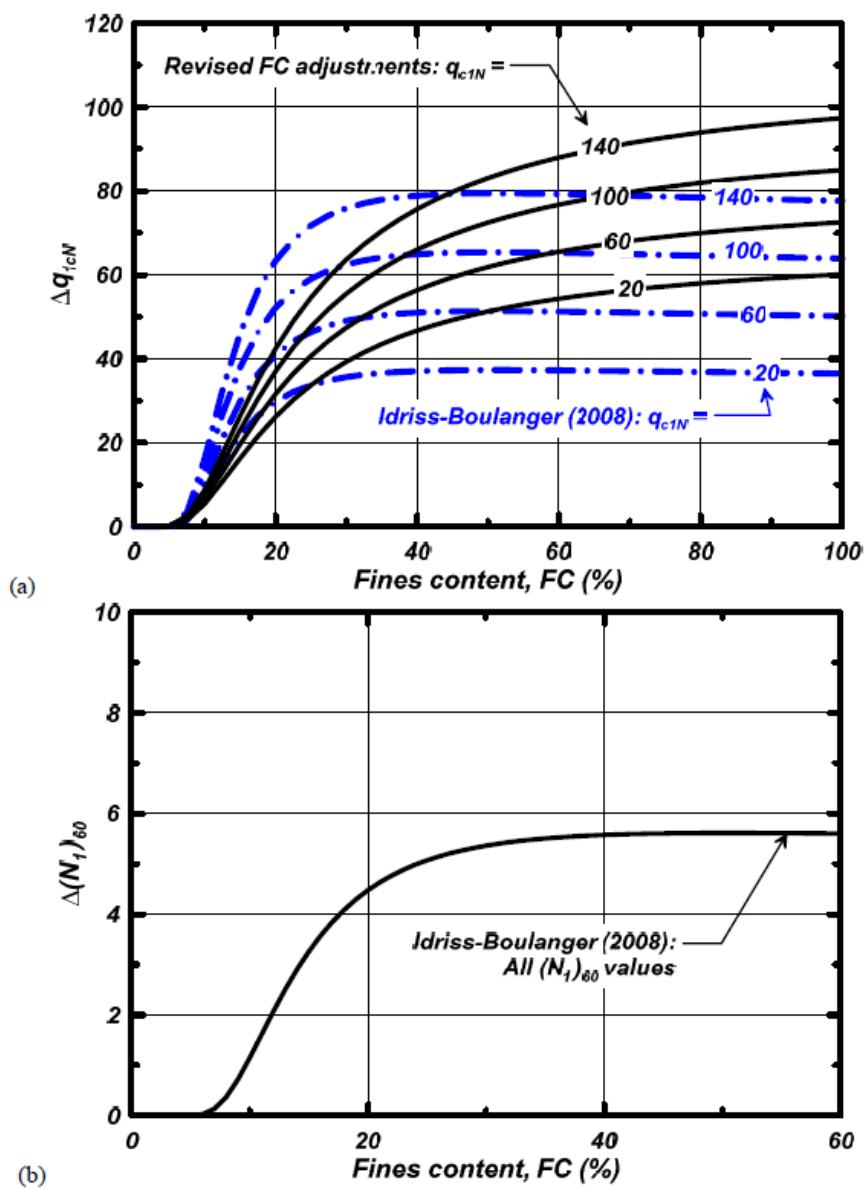


Figura 53: Correzione del contenuto di fine per equivalente di sabbia pulita per correlazioni basate su CPT (a) e su SPT (b) (immagine presa dal report “CPT and SPT based liquefaction triggering procedures”)

La versione deterministica della correlazione rivisitata, basata su CPT, è mostrata nella *Figura 54 (a)* in termini di q_{c1N} per diversi valori di FC, piuttosto che in termini di resistenze alla punta equivalenti alla sabbia pulita.

Le curve in questa figura illustrano gli spostamenti verso sinistra, nelle correlazioni di innesco del fenomeno, all'aumentare del valore di FC.

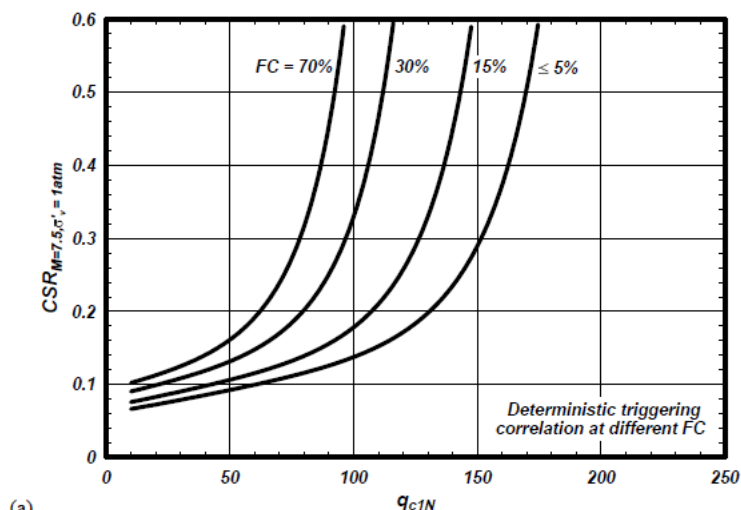
L'equazione per CPT è la seguente:

$$CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1atm} = \exp \left(\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137} \right)^4 - 2.8 \right)$$

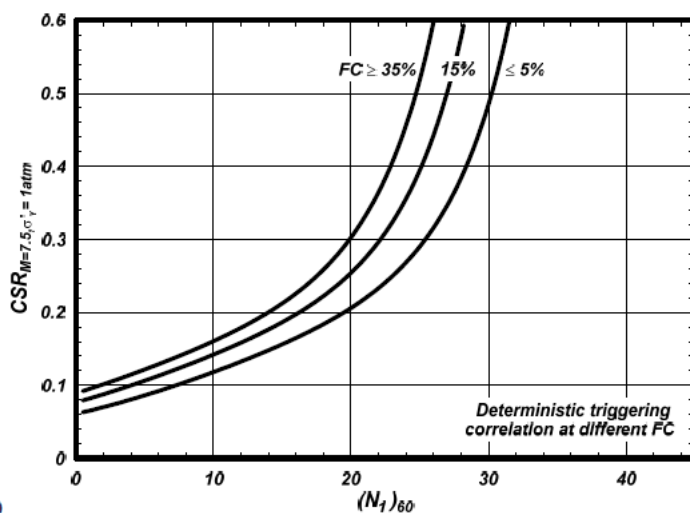
L'equazione per SPT rimane:

$$CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1atm} = \exp \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right)$$

Questa correlazione è mostrata nella *Figura 54 (b)* in termini di $(N_1)_{60}$ per diversi valori di FC, piuttosto che in termini di resistenze alla punta equivalenti alla sabbia pulita.



(a)



(b)

Figura 54: Correlazione deterministica di innesco rivisitata per CPT (a) e correlazione invariata per SPT (b), per sabbie pulite e per terreni incoerenti aventi vari valori di FC (immagine presa dal report “CPT and SPT based liquefaction triggering procedures”)

Rapporto di resistenza ciclica (CRR) e resistenze alla penetrazione

Il CRR è correlato alle resistenze alla penetrazione di CPT e SPT dopo l'applicazione di correzioni sui procedimenti e sul sovraccarico.

Per la SPT, le varie correzioni procedurali per arrivare a valori standardizzati e corretti di N_{60} sono riassunte nel lavoro di Idriss e Boulanger (2008, 2010).

Per la CPT, invece, un aspetto procedurale che merita un chiarimento per le applicazioni dedicate alla liquefazione è la correzione della resistenza della punta misurata (q_c) per gli effetti della diversità dell'area in punta (Campanella et al., 1982), ovvero:

$$q_t = q_c + (1 - a_r)u_2$$

dove q_t = resistenza alla punta del cono corretta per effetti di diversità dell'area, a_r = rapporto di area per la punta del cono (valori tipici compresi tra 0,65 e 0,85) e u_2 = pressione interstiziale misurata dietro la punta del cono.

L'entità di questa correzione può essere significativa per le argille molli (come $u_2 > u_0$, dove u_0 = pressione idrostatica dei pori), ma è tipicamente piuttosto piccola per le sabbie (come $u_2 \approx u_0$).

Pertanto, i termini q_c e q_t sono approssimativamente uguali nelle sabbie e spesso usati in modo intercambiabile, anche se la correzione sopra citata è stata eseguita.

In questo caso utilizziamo il termine q_c , con la consapevolezza che la correzione deve essere fatta ogni volta che ci sono dati su u_2 (es. CPTU).

Le resistenze alla penetrazione per CPT e SPT sono corrette per la pressione litostatica, come segue:

$$q_{c1N} = C_N q_{cN} = C_N \frac{q_c}{P_a}$$

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60}$$

dove C_N = fattore di correzione della pressione litostatica, P_a = pressione atmosferica, $q_{cN} = q_c / P_a$ e q_{c1N} e $(N_1)_{60}$ sono le resistenze alla penetrazione che si otterrebbero nella stessa sabbia, con una sollecitazione di sovraccarico di 1 atm, se tutti gli altri attributi rimanessero costanti (ad esempio, stessa densità relativa, età, grado di cementazione, storia di carico).

Maki et al. (2014) forniscono una revisione delle relazioni di normalizzazione delle resistenze per sabbie e argille, che si basano su diverse ipotesi (ad esempio, stesso parametro di stato rispetto allo stesso rapporto di vuoti); l'effetto di questi schemi alternativi di normalizzazione sulle correlazioni che trattano l'innesco della liquefazione sono tuttora sotto esame.

Il CRR dipende dalla durata dello scuotimento (che è espressa tramite il fattore di scala del terremoto, MSF) e la sollecitazione effettiva da sovraccarico (espressa tramite il fattore K_σ). La relazione su CRR è quindi sviluppata adattando i valori di database storici di CSR ad un riferimento di $M = 7.5$ e $\sigma'_v = 1$ atm, come segue:

$$CSR_{M=7.5, \sigma'_v=1} = \frac{CSR_{M, \sigma'_v}}{MSF \cdot K_\sigma}$$

La relazione risultante per $CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1}$ è quindi adattata per altri valori di M e σ'_v come:

$$CRR_{M, \sigma'_v} = CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1} \cdot MSF \cdot K_\sigma$$

La correlazione tra CRR e q_{c1N} o $(N_1)_{60}$ in terreni incoerenti è influenzata anche dal contenuto di particelle fini del suolo (FC), che può essere espresso come:

$$CSR_{M=7.5, \sigma'_v=1} = f(q_{c1N}, FC)$$

$$CSR_{M=7.5, \sigma'_v=1} = f((N_1)_{60}, FC)$$

Per convenienza matematica, questa correlazione può essere anche espressa in termini di valori equivalenti a sabbia pulita di q_{c1Ncs} o $(N_1)_{60cs}$, ottenuti usando le seguenti espressioni:

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$

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

Riassumendo, il metodo iterativo di Boulanger e Idriss (2014) (CPT) consiste nei seguenti *step*:

1) $r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) \cdot M]$

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

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

2) $CSR_{M, \sigma'_v} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d$

3) Qui inizia il processo iterativo su m

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v}\right)^m \leq 1.7$$

$$4) \quad q_{c1N} = C_N q_{cN} = C_N \frac{q_c}{P_a}$$

$$5) \quad \Delta q_{c1N} = \left(11.9 + \frac{q_{c1N}}{14.6}\right) \exp\left(1.63 - \frac{9.7}{FC+2} - \left(\frac{15.7}{FC+2}\right)^2\right)$$

$$6) \quad q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$

$$7) \quad m = 1.338 - 0.249(q_{c1Ncs})^{0.264}$$

8) Valutazione fattori C_σ e K_σ :

$$C_\sigma = \frac{1}{37.3 - 8.27 (q_{c1Ncs})^{0.264}} \leq 0.3$$

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right) \leq 1.1$$

$$9) \quad CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1atm} = \exp\left(\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000}\right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140}\right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137}\right)^4 - 2.8\right)$$

10) Valutazione MSF:

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{180}\right)^3 \leq 2.2$$

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) \left(8.64 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 1.325\right)$$

$$11) \quad CRR_{M, \sigma'_v} = CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1} \cdot MSF \cdot K_\sigma$$

$$12) \quad FSL = CRR_{M, \sigma'_v} / CSR_{M, \sigma'_v}$$

Mentre lo stesso metodo di Boulanger e Idriss (2014) ma basato su dati di prova SPT, consiste nei seguenti step:

$$1) \quad r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) \cdot M]$$

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

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

$$2) \quad CSR_{M,\sigma'_v} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d$$

3) Qui inizia il processo iterativo su m

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v}\right)^m \leq 1.7$$

$$4) \quad (N_1)_{60} = C_N N_{60}$$

$$5) \quad \Delta(N_1)_{60} = \exp\left(1.63 - \frac{9.7}{FC+0.01} - \left(\frac{15.7}{FC+0.01}\right)^2\right)$$

$$6) \quad (N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$$

$$7) \quad m = 0.784 - 0.0768\sqrt{(N_1)_{60cs}}$$

8) Valutazione fattori C_σ e K_σ :

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55\sqrt{(N_1)_{60cs}}} \leq 0.3$$

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right) \leq 1.1$$

$$9) \quad CRR_{M=7.5,\sigma'_v=1atm} = \exp\left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right)$$

10) Valutazione MSF:

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{31.5}\right)^2 \leq 2.2$$

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) \left(8.64 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 1.325\right)$$

$$11) \quad CRR_{M,\sigma'_v} = CRR_{M=7.5,\sigma'_v=1} \cdot MSF \cdot K_\sigma$$

$$12) \quad FSL = CRR_{M,\sigma'_v} / CSR_{M,\sigma'_v}$$

4.2.3 Metodo di Boulanger e Idriss (2014) (CPTU)

Questo metodo è essenzialmente una variante del metodo precedentemente citato, di Boulanger e Idriss (2014), e risulta diverso in particolare sulla valutazione del contenuto di fine FC, che in questo caso può essere valutato indirettamente, mentre nel caso precedente veniva valutato direttamente mediante l'analisi della granulometria del terreno ed era quindi un dato iniziale.

Stima del contenuto di fine e della classificazione del suolo usando dati da CPT

Il fattore FC e la classificazione del suolo, come abbiamo visto in precedenza, sono sempre correlati ad un indice di comportamento del terreno I_c che è funzione della resistenza alla punta da CPT e della resistenza per attrito.

Le formulazioni sono quelle citate in precedenza, raccomandate da Robertson e Wride (1997). I termini Q e F sono usati nei grafici di classificazione del comportamento del suolo, con lo stesso significato di quelli del grafico mostrato in *Figura 55* di Robertson (1990).

L'esponente n varia da 0,5 nelle sabbie a 1,0 nelle argille (Robertson e Wride, 1998).

Il termine I_c rappresenta la distanza radiale tra qualsiasi punto su questo grafico e il punto definito da $Q = 2951$ e $F = 0,06026\%$.

Nel grafico si usano archi circolari definiti da valori I_c costanti per approssimare i confini tra i diversi tipi di comportamento del suolo; ad esempio, $I_c = 2.05$ rappresenta il confine approssimativo tra i tipi di comportamento del suolo 5 e 6, mentre $I_c = 2.60$ rappresenta il confine approssimativo tra i tipi di comportamento del suolo 4 e 5 (Robertson, 2009).

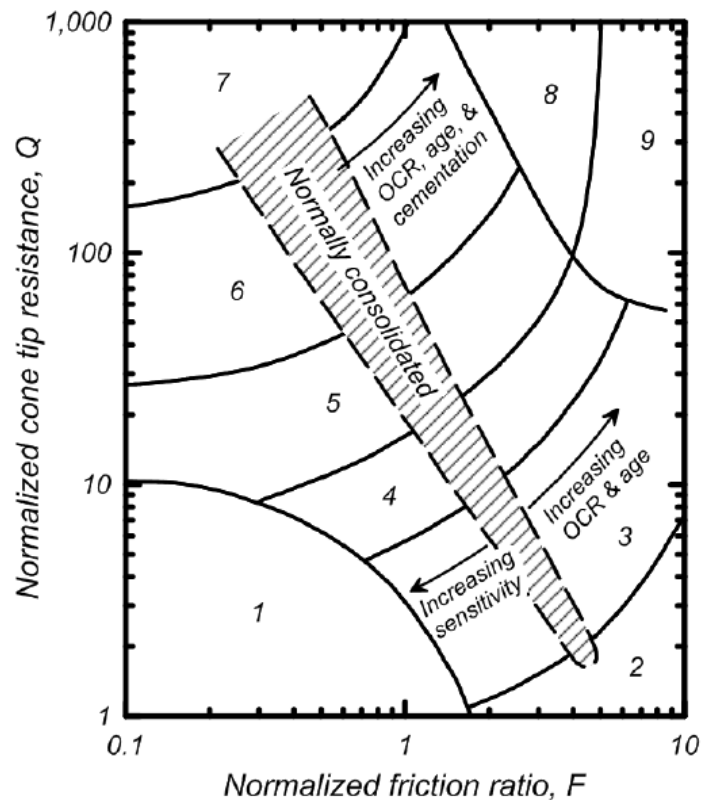
Le correlazioni generali tra FC e I_c o altri indici basati sulla CPT mostrano una grande dispersione, tanto che sono fortemente incoraggiate calibrazioni in sito o il controllo accurato di tali correlazioni.

Ad esempio, consideriamo il set di dati relativi a FC e I_c mostrati nella *Figura 56*.

Il set di dati di Suzuki et al. (1998) e il database dei casi storici di liquefazione presentato di seguito ha prodotto tendenze leggermente diverse a bassi ed alti valori di FC, sebbene le differenze non siano grandi rispetto alla dispersione in entrambi i set di dati.

Le differenze nelle correlazioni di diversi ricercatori, come quelle di Robinson et al. (2013) e Robertson e Wride (1998) mostrato in questa figura, possono essere quindi in parte attribuite alle differenze nello sviluppo del set di dati; ad esempio, la relazione di Robinson et al. (2013) era basata sui suoli lungo il fiume Avon a Christchurch, Nuova Zelanda.

La grande incertezza nella relazione I_c - FC comprende i contributi di tre fattori principali.



- | | |
|---|--|
| 1. terreni sensibili, a grana fine | 6. sabbie - da sabbie pulite a sabbie limose |
| 2. terreni organici - torbe | 7. da sabbie ghiaiose a sabbie dense |
| 3. argille - da argille limose ad argille | 8. da sabbie molto compatte a sabbie argillose |
| 4. miscele di limo - da limi argillosi a argille limose | 9. terreni molto compatti, a grana fine * |
| 5. miscele di sabbia - da sabbie limose a limi sabbiosi | |

*fortemente sovraconsolidati o cementati

Figura 55: Grafico di classificazione del tipo di comportamento dei terreni, basato su CPT (Robertson, 1990) (immagine presa dal report “CPT and SPT based liquefaction triggering procedures”)

Un fattore è l'incertezza di misura che deriva dalla mappatura dei valori FC dai campioni di una perforazione (o da una parte di un campione, come spesso si fa) ai valori I_c (su un certo intervallo) da sondaggi CPT adiacenti.

Contribuiranno alla dispersione dei dati le eterogeneità nel sottosuolo, anche su brevi distanze laterali o verticali.

Il secondo fattore sono le limitazioni meccanicistiche intrinseche nell'uso del parametro I_c per prevedere FC su un'ampia gamma di tipi di terreno.

Il terzo fattore è l'influenza sconosciuta della plasticità delle particelle fini.

Il database storico si ritiene essere, in maniera maggiore, dominato da particelle limose non plastiche o a bassa plasticità, ma le variazioni di plasticità in questo intervallo possono ancora contribuire in modo significativo alla dispersione nella relazione tra FC e I_c .

Una distinzione tra queste fonti di incertezza non è possibile con le informazioni attualmente disponibili.

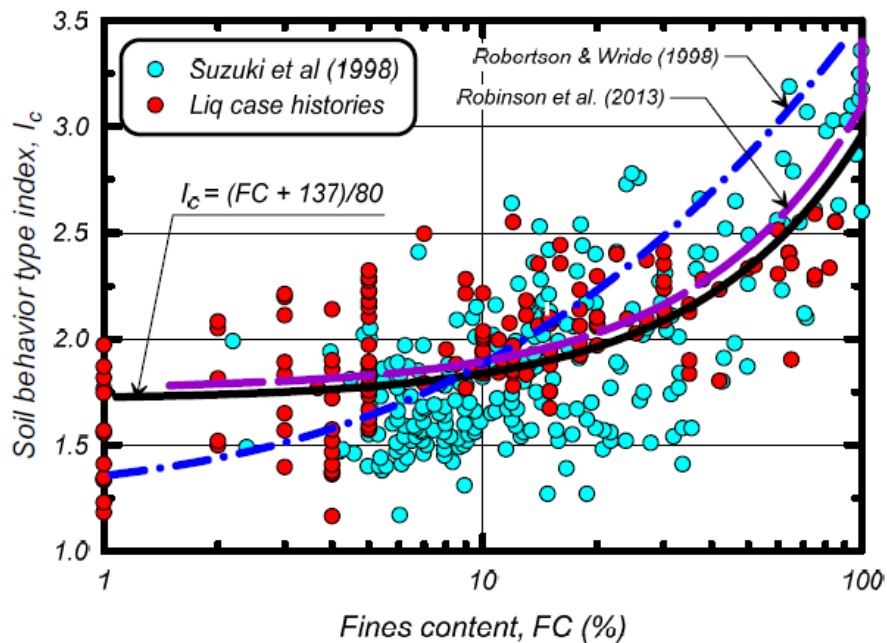


Figura 56: Set di dati e correlazioni che legano I_c ed FC (immagine presa dal report “CPT and SPT based liquefaction triggering procedures”)

Per la relazione di stima di FC sono stati usati i dati in Figura 56 ed è stata formulata in primis la relazione su I_c :

$$I_c = \frac{(FC + 137)}{80} + \varepsilon$$

dove ε è un termine di errore, che è stato scoperto avere una media di 0 e una deviazione standard di 0.29 ed essere imparziale nei confronti di FC.

Questa equazione può quindi essere invertita per trovare la seguente forma per la stima di FC:

$$FC = 80(I_c + C_{FC}) - 137$$

$$0\% \leq FC \leq 100\%$$

dove C_{FC} è un parametro di adattamento che può essere regolato in base a dati specifici del sito, se disponibili.

La convenzione sul segno di C_{FC} è posta opposta a quella per il termine di errore ε nell'equazione su I_c , in modo che una C_{FC} positiva corrisponde a una stima più ampia di FC. La regressione di I_c rispetto a FC è stata preferita alla regressione di FC direttamente rispetto I_c perché questo è un problema di calibrazione o di regressione inversa (come ad esempio quello di Draper e Smith, 1998).

Questa espressione con $C_{FC} = 0,0, -0,29$ e $0,29$ (cioè +/- una quantità uguale alla deviazione standard nella correlazione generale) è mostrata nella *Figura 57*.

Le curve racchiudono circa 2/3 dei punti rappresentanti i dati, come previsto.

Il termine C_{FC} può essere calibrato su dati specifici del sito facendo regredire I_c rispetto a FC utilizzando questa equazione:

$$I_c = \frac{(FC + 137)}{80} - C_{FC}$$

con C_{FC} come unico parametro conveniente.

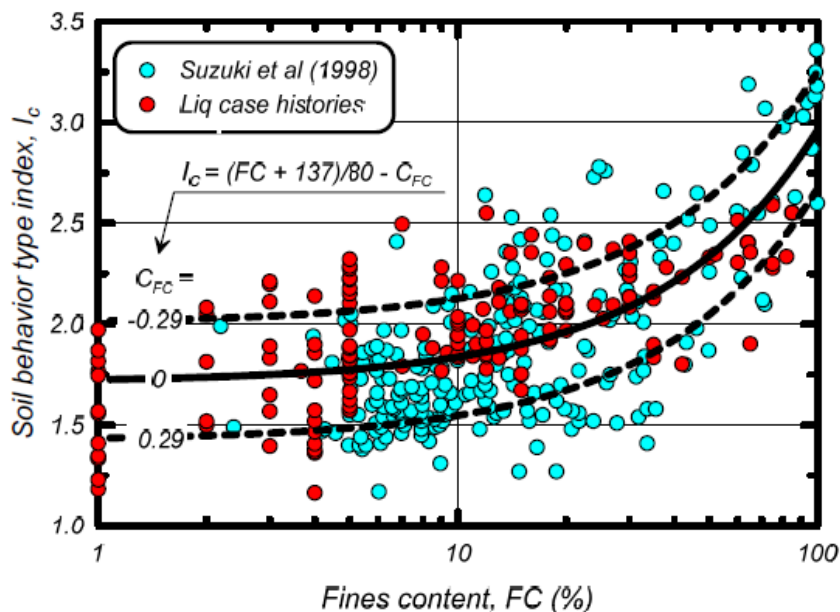


Figura 57: Correlazione consigliata tra I_c ed FC con +/- la deviazione standard rispetto al set di dati di Suzuki et al. (1998) ed ai dati storici di liquefazione (immagine presa dal report “CPT and SPT based liquefaction triggering procedures”)

Questo metodo di semplice calibrazione preserverà la forma della relazione sviluppata dall'insieme di dati, ciò può limitare lo sforzo di calibrazione quando i dati specifici del sito sono limitati.

Si noti che C_{FC} dovrebbe essere determinato per i singoli strati geologici (materiale di origine comune, deposizione, ecc.) e che diversi valori di C_{FC} possono essere ottenuti per diversi strati in ogni sito. Per esempio, impostare $C_{FC} = 0,07$ significa approssimativamente eguagliare la relazione sviluppata da Robinson et al. (2013), sviluppata per terreni liquefacibili lungo il fiume Avon a Christchurch, Nuova Zelanda.

È stato osservato che i lavori di densificazione del terreno cambiano la correlazione FC- I_c in siti specifici attraverso i loro effetti su q_c e f_s , con il risultato che il C_{FC} può essere diverso prima e dopo il lavoro di densificazione del terreno (ad esempio, Nguyen et al., 2014).

Allo stesso modo, il valore I_c , utilizzato per distinguere le argille dalle sabbie, è stato notato diminuire a causa della densificazione.

La consistenza delle caratteristiche dedotte del profilo del suolo, da prima a dopo la densificazione del terreno, possono essere utilizzate per sviluppare aggiustamenti specifici sia in C_{FC} che nel criterio di I_c per separare i suoli argillosi da quelli sabbiosi.

Qualsiasi valutazione dell'innescò del fenomeno di liquefazione basata su CPT, dovrebbe considerare esplicitamente l'incertezza su FC e sulle stime di classificazione del suolo quando non sono disponibili dati di campionamento e test di laboratorio specifici per il sito esaminato. Per analisi in assenza di campionamento di terreno in sito e dati di test in laboratorio, sarebbe prudente eseguire analisi parametriche, per determinare se delle variazioni ragionevoli nei parametri di classificazione del suolo e su FC possono avere un effetto significativo sulle raccomandazioni ingegneristiche finali.

Ad esempio, le analisi di liquefazione potrebbero essere ripetute utilizzando $C_{FC} = -0,29, 0,0$ e $0,29$ per valutare la sensibilità alle stime di FC.

Allo stesso modo, il valore limite di I_c utilizzato per selezionare i terreni simili all'argilla è comunemente considerato come 2,6, basato su Robertson e Wride (1998), ma altri valori possono essere giustificati sulla base di campionamenti e test specifici in sito.

Per questo motivo, le analisi di liquefazione potrebbero essere ripetute utilizzando valori limite di I_c di 2,4, 2,6 e 2,8 per valutare la sensibilità a questo parametro.

I risultati di tali analisi possono essere utilizzati per illustrare l'importanza del campionamento in sito e dei test in laboratorio per un dato progetto, fermo restando che un minimo di campionamento e di prove dovrebbero essere sempre richiesti per i progetti aventi alto rischio / conseguenze gravi.

Riassumendo, il metodo di Boulanger e Idriss (2014) (CPTU) consiste nei seguenti step:

- 1) $r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) \cdot M]$

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

$$\beta(z) = 0.106 - 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$$
- 2) $CSR_{M,\sigma'_v} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma'_v}{\sigma'_v} \cdot r_d$
- 3) Qui inizia il processo iterativo su m con la possibile valutazione indiretta di FC:
$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v}\right)^m \leq 1.7$$
- 4) $q_{c1N} = C_N q_{cN} = C_N \frac{q_c}{P_a}$
- 5) $Q_n = C_N \left[\frac{(q_t - \sigma_{v0})}{p_a}\right]$
- 6) $F = \left[\frac{f_s}{(q_c - \sigma_{v0})}\right] 100$
- 7) $I_c = [(3.47 - \log Q_n)^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5}$
- 8) $FC\% = 80(I_c + C_{FC}) - 137$
(possibile utilizzare $C_{FC} = 0$, come consigliato anche nella D.G.R. dell'Emilia Romagna n. 630 del 2019)
- 9) $\Delta q_{c1N} = \left(11.9 + \frac{q_{c1N}}{14.6}\right) \exp\left(1.63 - \frac{9.7}{FC+2} - \left(\frac{15.7}{FC+2}\right)^2\right)$
- 10) $q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$
- 11) $m = 1.338 - 0.249(q_{c1Ncs})^{0.264}$
- 12) Valutazione fattori C_σ e K_σ :
$$C_\sigma = \frac{1}{37.3 - 8.27 (q_{c1Ncs})^{0.264}} \leq 0.3$$

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right) \leq 1.1$$
- 13) $CRR_{M=7.5,\sigma'_v=1atm} = \exp\left(\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000}\right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140}\right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137}\right)^4 - 2.8\right)$

14) Valutazione MSF:

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{180}\right)^3 \leq 2.2$$

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) \left(8.64 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 1.325\right)$$

15) $CRR_{M,\sigma'_v} = CRR_{M=7.5,\sigma'_v=1} \cdot MSF \cdot K_\sigma$

16) $FSL = CRR_{M,\sigma'_v} / CSR_{M,\sigma'_v}$

4.2.4 Metodo di Youd et al. (2001) (SPT)

Il metodo in questione è stato affrontato in precedenza quando si è parlato della valutazione del CRR dalle prove SPT, in particolare al paragrafo 4.1.2.1.

Per una più semplice comprensione, si riassumono gli step per la valutazione del coefficiente di sicurezza alla liquefazione con l'utilizzo di questo metodo.

1) $r_d = 1.0 - 0.00765 \cdot z \quad z \leq 9.15 \text{ m}$
 $r_d = 1.174 - 0.0267 \cdot z \quad 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m}$
 $r_d = 0.744 - 0.008 \cdot z \quad 23 \text{ m} < z \leq 30 \text{ m}$
 $r_d = 0.50 \quad z > 30 \text{ m}$

2) $CSR = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d$

3) $(N_1)_{60} = N_{SPT} \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S$
dove i coefficienti correttivi C_N, C_E, C_B, C_R, C_S sono citati nella *Tabella 4* del paragrafo 4.1.2.1

4) $(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta \cdot (N_1)_{60}$
dove α e β sono ricavati in base al contenuto di fine FC, in questo modo:

FC ≤ 5%	$\alpha = 0$	$\beta = 1.0$
5% < FC < 35%	$\alpha = \exp(1.76 - (190/FC^2))$	$\beta = 0.99 + (FC^{1.5}/1000)$
FC ≥ 35%	$\alpha = 5$	$\beta = 1.2$

5) $CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60CS}} + \frac{(N_1)_{60CS}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60CS} + 45]^2} - \frac{1}{200}$

$$9) \quad MSF = 10^{2.24} / M^{2.56}$$

$$10) \quad CRR = (CRR_{7.5}) \cdot MSF$$

$$11) \quad FSL = CRR / CSR$$

4.2.5 Metodo di Kayen et al. (2013) (V_s)

Delle numerose tecniche di analisi in sito usate abitualmente per valutare l'attivazione della liquefazione del suolo causata da sisma [SPT, CPT, BHT, V_s], solo il test di velocità dell'onda di taglio (V_s) misura questa fondamentale proprietà del suolo.

Tuttavia, le correlazioni basate sui test di penetrazione in situ sono più ampiamente utilizzate nella pratica ingegneristica per stimare il potenziale di liquefazione del suolo indotta dal sisma. Paragonati a V_s , SPT e CPT hanno il vantaggio di correlarsi in maniera più diretta con la densità relativa, che ha un forte effetto sul comportamento ciclico del terreno saturo (Idriss e Boulanger, 2008). Al contrario, V_s è notevolmente meno sensibile alla compattazione del suolo e alla ridotta resistenza alla penetrazione quando è presente una buona percentuale di fine, rispetto ai metodi basati sulla penetrazione, SPT e CPT. Pertanto, V_s richiede solo piccole correzioni per il contenuto di fine (FC).

Il sistema tradizionale per stimare la V_s del suolo si basa su una trivella strumentata, o penetrometro, utilizzata per misurare il tempo di percorrenza delle onde di taglio a varie profondità. Sono stati fatti studi su pozzi trivellati multipli per misurare le proprietà dell'onda di taglio orizzontale e verticale.

L'alto costo dell'esecuzione dei test su V_s deriva dalla perforazione di fori che poi devono essere rivestiti, dagli elementi per la penetrazione di grandi dimensioni e dal dover strumentare i pozzi stessi.

Tuttavia, negli ultimi due decenni, sono stati sviluppati nuovi metodi non invasivi che offrono un'alternativa meno costosa. Questi metodi stimano indirettamente il V_s del suolo per la valutazione della liquefazione attraverso un'inversione delle caratteristiche di dispersione delle onde superficiali (Stokoe et al., 1994; Andrus et al., 1998; Kayen et al., 2002, 2004a, b).

Lo studio di Kayen et al. (2013) esamina il catalogo dei siti di prove SPT di Cetin et al. (2000) e il catalogo dei siti di prove CPT di Moss et al. (2003), usandoli come siti primari per nuove misurazioni della velocità delle onde di taglio.

La maggior parte dei siti riportati nei due studi di Cetin et al. (2000) e Moss et al. (2003) non avevano dei corrispondenti profili di Vs. I nuovi dati raccolti su Vs si concentrano su questi siti ben documentati, presenti in Asia, Grecia e Stati Uniti ed essi vengono rifiniti utilizzando i rapporti di ricognizione originali eseguiti a seguito degli eventi sismici, altri rapporti di indagini sul suolo e la conoscenza dei luoghi.

Gli studi sul campo includono siti che spaziano dal disastroso terremoto del 1948 nella città di Fukui, in Giappone, fino al recente terremoto di Tohoku, in Giappone, del 2011 (M 9.0).

Le indagini su Vs furono eseguite, quando possibile, nell'esatto sito precedentemente testato dalle trivellazioni del suolo, SPT o CPT. Studi precedenti indicano che Vs può essere variabile su brevi distanze anche all'interno di una singola unità geologica (Thompson et al., 2007, 2009).

Partendo da Cetin et al. (2000), Moss et al. (2003) e altri resoconti simili, è stato possibile documentare oltre 400 siti di prove di penetrazione non aventi misurazioni della Vs.

Lo studio di Kayen et al. qui riportato, avviato nel 2001, intende rioccupare tutti questi siti, ove possibile.

Per valutare efficientemente questi siti, senza apparecchiature ingombranti o la necessità di negoziare l'approvazione per l'esplorazione del sottosuolo, questo studio utilizza metodi non invasivi basati sulle onde di superficie per determinare le proprietà di Vs del suolo.

Nella maggior parte dei siti è stato utilizzato un metodo di analisi spettrale continua di onde armoniche superficiali (SASW) (Kayen et al., 2004a).

Le prove SASW sono utili per costruire i profili di Vs di siti liquefacibili, questo perché la caratterizzazione necessaria nei 15-20 m più superficiali corrisponde con la zona per la quale la risoluzione del test delle onde di superficie è massima e la gamma di frequenza delle onde armoniche richiesta è facile da generare e ricevere. Per stimare la struttura di Vs per centinaia di nuovi siti, il progetto ha posto l'accento sull'efficienza della prova SASW e sulla portabilità delle apparecchiature.

Le procedure sviluppate in questo studio hanno utilizzato una sorgente di vibrazione armonica elettromeccanica identica a quella di Rix e Lai (1998) per limitare gli effetti del rumore esterno e aumentare l'accuratezza delle stime di dispersione. Le procedure di inversione per la stima del profilo di velocità dell'onda di taglio nei siti di prova considerano solo il modo fondamentale di propagazione, vengono quindi definite analisi bidimensionali (2D) (Roesset

et al., 1991), perché questi profili sono normalmente dispersivi (strati morbidi più vicini alla superficie e velocità di fase crescente con la lunghezza d'onda) e non molto eterogenei.

Un'efficace analisi dei modi tridimensionale (3D) sarebbe più appropriata se i profili fossero molto eterogenei e poco dispersivi, ovvero comportamenti diversi da quelli derivanti dalla struttura naturale dei suoli sensibili alla liquefazione (strato rigido più vicino alla superficie e velocità di fase decrescente con la lunghezza d'onda).

Tra il 2001 e il 2011, 206 siti in Asia (con conseguenti 251 nuovi casi storici totali in Asia), 48 siti negli Stati Uniti (con conseguenti 48 nuovi casi storici negli Stati Uniti) e 2 siti in Europa (risultanti in 2 nuovi casi storici europei) sono stati visitati, ne è stato creato il profilo e sono stati accettati nel catalogo per lo studio di liquefazione basato su V_s , già pieno di un più ampio gruppo di siti visitati per le risposte in situ e per le analisi di deformazione del terreno.

In totale, questi nuovi dati rappresentano una valutazione quantitativa della maggior parte delle osservazioni legate alla liquefazione fatte sul campo, effettuate in tutto il mondo tra il 1948 e l'anno relativo allo studio di Kayen et al. (2013).

Questi nuovi dati vengono uniti con le 121 osservazioni indipendenti precedentemente effettuate da 76 siti differenti, eseguite da Robertson et al. (1992), Kayen et al. (1992), Mitchell et al. (1994), Lodge (1994), Andrus e Stokoe (2000) e Bay e Cox (2001).

Il set di dati di Andrus e Stokoe (2000) contiene un gran numero di siti che sono stati colpiti da due fino a sei differenti eventi sismici. Allo stesso modo, questo studio riporta anche i singoli siti che sono stati colpiti da terremoti numerose volte. Pertanto, il numero totale di osservazioni effettuate supera il numero dei singoli siti analizzati.

Velocità delle onde di taglio

La misurazione in situ della velocità delle onde di taglio V_s è una proprietà relativa al modulo di taglio indisturbato (G_{max}) del terreno e alla sua densità (ρ):

$$V_s = (G_{max}/\rho)^{0.5}$$

Nelle valutazioni della liquefazione, V_s viene utilizzato come misura della capacità del suolo a resistere alle deformazioni permanenti ed all'aumento delle pressioni interstiziali.

La velocità delle onde di taglio del terreno è influenzata dalla tensione efficace e dal rapporto dei vuoti del suolo (Hardin e Drnevich, 1972).

Per un dato terreno, la V_s è direttamente correlata alla resistenza alla liquefazione attraverso la relazione tra il rapporto dei vuoti e la densità relativa.

Rimane tuttavia possibile che un tipo di terreno inusuale si correli in maniera diversa, sulla base della relazione tra il rapporto dei vuoti e la densità relativa del suolo.

Lo sviluppo di una correlazione generalizzata su V_{s1} richiede un'attenta comprensione del fatto che, alcuni terreni con caratteristiche insolite di rapporto dei vuoti e densità relativa, mostrano un comportamento alla liquefazione che si distacca da quello delle correlazioni generalizzate proposte in passato, così come da quelle proposte in questo caso.

Tipicamente, la misurazione sul campo di V_s (come con SPT e CPT) viene corretta in una V_{s1} , normalizzata alla tensione di riferimento di 100 kPa.

Si presume che i terreni liquefacibili su un terreno approssimativamente pianeggiante siano normalmente consolidati ($K'_0 \sim 0.5$), e per convenzione (Kayen et al., 1992; Robertson et al., 1992), la correzione della tensione (C_{Vs}) è influenzata dalla tensione efficace verticale (σ'_v), dalla pressione normalizzata di riferimento (P_a) e dall'esponente di sforzo 0,25.

$$V_{s1} = V_s C_{Vs} = V_s (P_a / \sigma'_v)^{0.25}$$

A profondità limitate, dove la tensione efficace è inferiore, gli autori raccomandano che la C_{Vs} sia limitata a 1,5.

La media e la varianza di V_{s1} sono state calcolate direttamente dai dati misurati all'interno dello strato critico, come valore medio ponderato degli incrementi di velocità, tipicamente 2-5 step.

Le incertezze associate al calcolo della curva di dispersione e all'inversione dei profili di velocità delle onde di taglio non sono stati presi in considerazione in questo studio.

Uno studio indipendente di Moss (2007) indica che il coefficiente combinato di variazione medio (COV), per i calcoli di dispersione e inversione dei dati derivanti dalla prova SASW, è di circa 0,15.

Nella maggior parte dei casi, lo strato critico è stato definito come lo strato più liquefacibile determinato da prove SPT e CPT effettuate nelle vicinanze utilizzando rispettivamente i dati degli studi di Cetin et al. (2004) e Moss et al. (2006).

Per i siti esaminati, lo strato critico utilizzato per calcolare la V_{s1} normalizzata è lo stesso riportato nei due studi, basati su SPT (Cetin et al. 2000) e CPT (Moss et al. 2003) e il valore FC è tratto dai loro resoconti.

Domanda sismica

Il rapporto di sforzo ciclico CSR è una misura della domanda sismica su un elemento di terreno; esso è stato utilizzato nel metodo semplificato originariamente proposto da Seed e

Idriss (1971, 1982) come abbiamo visto in precedenza:

$$CSR = \frac{\tau_{avg}}{\sigma'_v} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d$$

Questo studio utilizza l'equazione appena citata per stimare la domanda sismica all'interno dello strato critico, per ciascuno dei casi storici documentati.

I dati relativi alla performance dei terreni sottoposti a liquefazione, per V_s , sono raccolti da terremoti aventi magnitudo momento compresa tra 5.5 e 9.2 (Kanamori 1977).

In questo studio, il parametro non lineare di partecipazione della massa a taglio r_d è stimato sulla base di un modello statistico dei risultati dell'analisi di risposta del suolo di Cetin et al. (2004) che ha dimostrato che r_d è non linearmente dipendente da una serie di fattori che includono la profondità, la V_s media del suolo, l'ampiezza del movimento sismico e la magnitudo del terremoto. Le raccomandazioni riguardanti r_d di Cetin et al. (2004) caratterizzano la media e la varianza e forniscono una stima imparziale di r_d . I risultati dell'analisi sono stati regrediti per valutare la r_d media per una data profondità, l'accelerazione di picco al suolo e la magnitudo momento. La varianza è stata stimata dalla dispersione delle simulazioni.

I risultati della r_d media possono essere ottenuti usando la seguente equazione, per profondità $d < 20$ m.

$$r_d(d, M_W, a_{max}, V_{s,12m}^*) = \frac{\left(1 + \frac{-23.013 - 2.949 \cdot a_{max} + 0.999 \cdot M_W + 0.0525 \cdot V_{s,12m}^*}{16.258 + 0.201 \cdot e^{0.341 \cdot (-d + 0.0785 \cdot V_{s,12m}^* + 7.586)}}\right)}{\left(1 + \frac{-23.013 - 2.949 \cdot a_{max} + 0.999 \cdot M_W + 0.0525 \cdot V_{s,12m}^*}{16.258 + 0.201 \cdot e^{0.341 \cdot (0.0785 \cdot V_{s,12m}^* + 7.586)}}\right)} \mp \sigma_{erd}$$

dove d = profondità in metri, misurata nel punto medio dello strato critico; $V_{s,12.2m}$ = V_s media nei primi 12,2m (40 piedi) della colonna di terreno; a_{max} = accelerazione di picco al suolo nelle stesse unità di misura della forza di gravità.

Quasi tutti i dati dei siti utilizzati sono a profondità minori di 20 m. La deviazione standard di r_d per $d < 12.2$ m è:

$$\sigma_{erd}(d) = d^{0.850} \cdot 0.0198$$

e per $d > 12.2$ m è:

$$\sigma_{erd}(d) = 12.2^{0.850} \cdot 0.0198$$

Fattore di maggiorazione per la durata del terremoto

Il set di dati di questo studio consente la valutazione del fattore di maggiorazione per la durata del sisma (DWF) in base alla magnitudo momento basata sui risultati dei valori medi della funzione di stato limite. In letteratura si è fatto riferimento al DWF come fattore di scala della magnitudo (MSF).

L'equazione risultante dello studio effettuato è la seguente:

$$DWF = 15M_w^{-1.342}$$

Il modello utilizzato è valido per magnitudo comprese tra 5.5 e 9.0, ovvero il range dei terremoti nel set di dati utilizzato. Il nuovo fattore di maggiorazione della durata derivato da questo studio è in stretto accordo con i modelli di Cetin et al. (2004) e Zhou e Chen (2007), e ricade sotto quello di Idriss e Boulanger (2008) e sul limite inferiore del modello proposto dal Workshop NCEER (Youd et al., 2001). I DWF in *Figura 58* sono consigliati per utilizzo generale per modellare curve limite dipendenti dalla magnitudo, con M_w comprese tra 5,5 e 8,5.

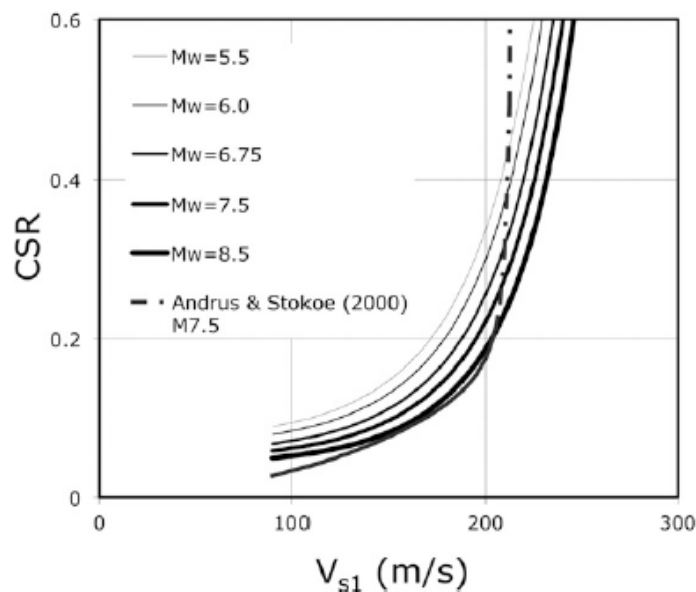


Figura 58: Curve di correlazione per magnitudo tra 5.5 e 8.5 ($P_L = 15\%$; $\sigma'_{v0} = 100$ kPa) (immagine presa dall'articolo "Shear-wave velocity-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential")

Procedura di valutazione della sicurezza alla liquefazione

Il metodo in esame, attraverso l'utilizzo di serie di Taylor al primo ordine, ha derivato delle correlazioni per la probabilità di liquefazione (P_L) e per il rapporto di resistenza ciclico (CRR).

La probabilità di liquefazione è definita come:

$$P_L = \Phi \left\{ \frac{[(0.0073 \cdot V_{s1})^{2.8011} - 1.946 \cdot \ln(CSR) - 2.6168 \cdot \ln(M_w) - 0.0099 \cdot \ln(\sigma'_{v0}) + 0.0028 \cdot (FC)]}{0.4809} \right\}$$

dove Φ rappresenta la funzione di probabilità cumulata relativa a una distribuzione normale standard, mentre gli altri termini sono già stati definiti in precedenza.

I limiti delle probabilità di liquefazione per la nuova correlazione sono tracciati nel grafico di *Figura 59*, dove nelle ascisse vi è V_{s1} e nelle ordinate CSR^* per $M_w = 7.5$, e dove è applicato il fattore di maggiorazione per la durata (DWF) alla CSR normalizzata.

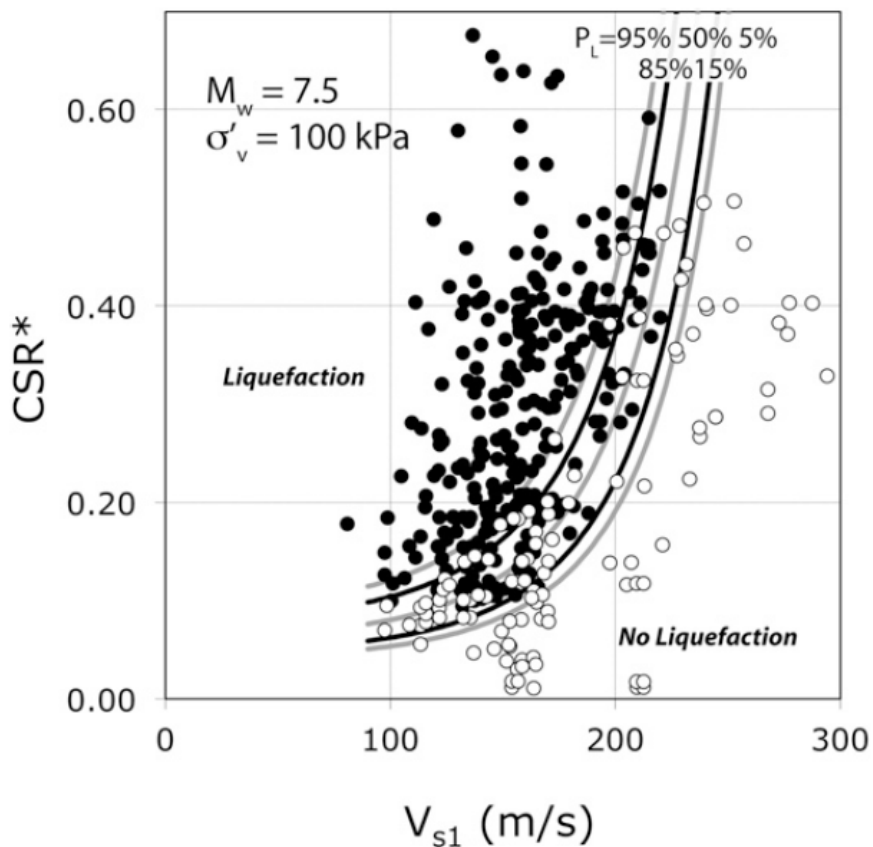


Figura 59: Grafico che mostra i dati storici di liquefazione (cerchi neri) e di non liquefazione (cerchi bianchi), e le nuove curve probabilistiche; la curva consigliata da questo studio è quella relativa ad un fattore di sicurezza (FS) = 1.17 che corrisponde a P_L = probabilità di liquefazione = 15%; la curva di P_L = 50% corrisponde a FS = 1.0 (immagine presa dall'articolo "Shear-wave velocity-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential")

L'adattamento della CSR in CSR^* viene eseguita scalando la CSR calcolata per compensare la durata più o meno lunga della scossa, rispetto a un evento equivalente di $M_w = 7.5$.

$$CSR^* = CRR_{M_w=7.5, \sigma'_{v0}=1atm} = CSR / (DWF \cdot K_\sigma)$$

In un precedente studio degli autori Cetin et al. (2004), è stata fatta un'analisi di K_σ per valutare l'effetto di tensioni efficaci elevate ($\sigma'_{v0} > 2.0$ atm) sulla suscettibilità alla liquefazione.

Il set di dati utilizzati per questo modello non è appropriato per la valutazione di K_σ per tensioni efficaci > 200 kPa, perché la tensione verticale efficace media dei siti esaminati è 60,2 kPa.

I risultati di questo studio, quindi, vengono presentati in termini di CSR^* , il quale include K_σ fissato ad un valore di 1.0.

I cerchi neri e bianchi della *Figura 59* sono i valori medi delle distribuzioni di probabilità per CSR^* e V_{s1} riguardanti i casi storici di liquefazione e non liquefazione.

Le curve rappresentano la probabilità di liquefazione P_L rispettivamente di 5, 15, 50, 85 e 95%. Per la valutazione deterministica della suscettibilità alla liquefazione, con un simile intento dei modelli sviluppati negli anni '90 (Robertson et al., 1992; Kayen et al., 1992; Lodge, 1994; Andrus e Stokoe, 2000), gli autori del metodo analizzato consigliano di utilizzare la curva con $P_L = 15\%$, da utilizzare come unico limite deterministico per la valutazione della liquefazione basata su V_{s1} .

Il fattore deterministico di sicurezza contro l'attivazione della liquefazione sismica del suolo è calcolato come rapporto della capacità del suolo di resistere alla liquefazione con P_L (15%), $CRR_{PL(15\%)}$, e la corrispondente domanda sismica (CSR):

$$FS_{liq} = \frac{CRR_{PL(15\%)}}{CSR}$$

Il fattore di sicurezza può essere determinato sia per il dato terremoto e la data tensione efficace sia per valori di CRR e CSR convertiti alla condizione di riferimento di $M_w = 7.5$, $\sigma'_{v0} = 1$ atm.

L'influenza della quantità di fine (FC)

L'impatto della FC nelle correlazioni relative alla liquefazione, in generale, ha tre possibili vie di valutazione: (1) meccanica intergranulare del suolo, (2) misurazioni della penetrazione nel terreno (SPT, CPT, ecc.) e (3) misurazioni a basse deformazioni utilizzando V_s .

Con l'aumentare della quantità di fine, il vuoto negli spazi intergranulari viene riempito, riducendo così la capacità di un terreno granulare sciolto di compattarsi e generare sovrappressioni interstiziali.

Questo è valido fino a un FC del 25–35%, oltre il quale la parte fine prende il controllo della matrice e guida il comportamento meccanico del terreno (Thevanayagam 1998).

Per le misurazioni della penetrazione, un aumento di particelle fini diminuisce la resistenza di attrito sul cono. Un incremento di FC provoca anche un aumento delle sovrappressioni interstiziali a causa della minore permeabilità e, quindi, minore tensione efficace sull'interfaccia di penetrazione. Di conseguenza la risposta del terreno si sposta verso un più simile comportamento non drenato rispetto a quello che si dovrebbe ottenere per sabbie pulite. Questo effetto è particolarmente marcato per le misurazioni con il penetrometro a punta conica, pertanto, il quantitativo di fine incide marcatamente sulle correlazioni basate su prove di penetrazione (Polito 1999).

L'ultima influenza, specifica di V_s , è relativa al fatto che è una prova a piccole deformazioni. C'è poca differenza tra il G_{max} della sabbia e della sabbia limosa o argillosa; questi materiali, quando sottoposti a sollecitazione, tutti generalmente mostrano la stessa rigidità iniziale (Iwasaki e Tatsuoka, 1977). Pertanto, le misurazioni di V_s potrebbero avere difficoltà a rilevare piccole differenze nella quantità di fine (FC).

Le prime due componenti, attrito e sovrappressione interstiziale, sono ben rappresentate nelle correlazioni di innesco della liquefazione basate su test di penetrazione.

Con misurazioni V_s non invasive, la seconda componente non è presente, e quindi il test misura solo l'attrito e le componenti del modulo. Questo rende le misurazioni di V_s relativamente insensibili a FC.

L'effetto di questa insensibilità indica che l'incertezza, per quanto riguarda la FC, è scarsa sulle valutazioni di resistenza alla liquefazione. Un'analisi di un sottoinsieme pari al 26% dei siti (109 siti) con dati su FC ha consentito la stima del coefficiente modello per la percentuale di FC. Il coefficiente, per la variabile indipendente FC, che minimizza l'errore del modello è 0,0028, questo indica che c'è una piccola variazione positiva relativa alla quantità di fine sulla resistenza alla liquefazione (*Figura 60*).

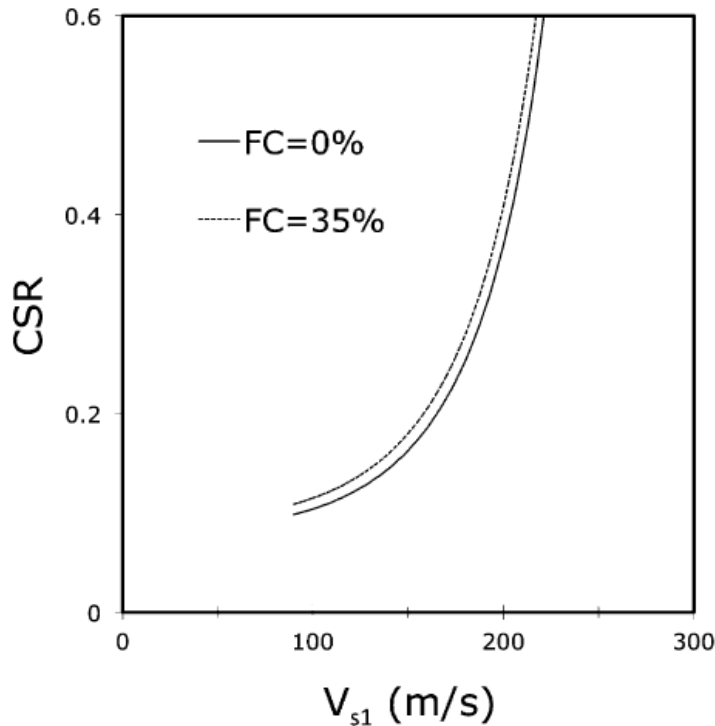


Figura 60: Curve di regolazione per il contenuto di fine (FC) = 0% e 35% ($P_L = 50\%$, $M_w = 7.5$, $\sigma'_{v0} = 100$ kPa) (immagine presa dall'articolo "Shear-wave velocity-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential")

La curva probabilistica limite per $P_L = 50\%$ (per $M_w = 7.5$, $\sigma'_{v0} = 100$ kPa) è mostrata in Figura 60, per illustrare l'effetto del coefficiente di correlazione regredito per FC.

Lo spostamento della curva associato ad una variazione nella quantità di fine da < 5 a 35% ha un valore massimo pari a 5 m/s: una variazione coerente con gli studi precedentemente effettuati (Andrus e Stokoe, 2000; Zhou e Chen, 2007) e di piccola entità per le valutazioni sulla liquefazione.

In conclusione, le incertezze associate al quantitativo di fine (FC) sono abbastanza ridotte rispetto ad altri aspetti dell'analisi, quali ad esempio le stime delle incertezze associate a CSR* e Vs1.

Riassumendo, il metodo di Kayen et al. (2013) (V_s) consiste nei seguenti step:

- 1)
$$r_d(d, M_w, a_{max}, V_{s,12m}^*) = \frac{\left(1 + \frac{-23.013 - 2.949 \cdot a_{max} + 0.999 \cdot M_w + 0.0525 \cdot V_{s,12m}^*}{16.258 + 0.201 \cdot e^{0.341 \cdot (-d + 0.0785 \cdot V_{s,12m}^* + 7.586)}}\right)}{\left(1 + \frac{-23.013 - 2.949 \cdot a_{max} + 0.999 \cdot M_w + 0.0525 \cdot V_{s,12m}^*}{16.258 + 0.201 \cdot e^{0.341 \cdot (0.0785 \cdot V_{s,12m}^* + 7.586)}}\right)} \mp \sigma_{\epsilon rd}$$
- 2)
$$CSR_{M, \sigma'_v} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma'_v}{\sigma'_v} \cdot r_d$$

- 3) $DWF = 15M_w^{-1.342}$
- 4) $CRR_{M_w=7.5, \sigma'_{vo}=1atm} = CSR / (DWF \cdot K_\sigma) = CSR_{7.5}$
- 5) $V_{s1} = V_s C_{Vs} = V_s (P_a / \sigma'_v)^{0.25}$
- 6) Attraverso l'utilizzo di un software computazionale quale Microsoft Excel si ricrea la curva relativa a $P_L = 15\%$ e sulla base del V_{s1} calcolato, presente sulle ascisse del grafico, si estrapola il valore di $CRR_{PL15\%} = CRR_{7.5}$ dalle ordinate.
- 7) $FSL = CRR_{7.5} / CSR_{7.5}$

4.2.6 Metodo di Andrus et al. (2000-2004) (V_s)

Questo metodo è stato sviluppato per analizzare le sabbie relativamente “giovani” del periodo dell'Olocene, utilizzando correlazioni basate su misure di velocità delle onde di taglio (V_s), relazionate a curve di valutazione della liquefazione estrapolate da prove SPT e CPT.

Andrus et al. ebbero come fine quello di comparare il metodo di valutazione della liquefazione basato su V_s (e relative curve), proposto in origine da Andrus e Stokoe (2000), con le curve di SPT e CPT riassunte da Youd et al. (2001).

L'approccio di utilizzare le relazioni tra test di penetrazione e V_s per confrontare le curve è stato applicato in precedenza da Andrus et al. (1999) utilizzando i dati di 25 sabbie risalenti all'Olocene (< 10.000 anni) con il 10% di fine (particelle < 0,075 mm). Nell'analisi fatta in seguito, Andrus et al. ha ampliato il database includendo ulteriori 18 coppie SPT- V_s e CPT- V_s relative a nuove sabbie.

Per la valutazione di CSR questo metodo si rifà allo studio di Seed e Idriss (1971), come abbiamo ampiamente visto in precedenza, utilizzando un r_d calcolato attraverso le relazioni di Idriss (1999), come segue:

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) \cdot M]$$

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

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

Per la valutazione del rapporto di sforzo ciclico CSR:

$$CSR = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d$$

Questo metodo è stato sviluppato confrontando i risultati delle due prove a penetrazione più utilizzate, SPT e CPT, con quelli della più recente metodologia basata sulla valutazione della velocità delle onde di taglio.

Per trovare il rapporto di resistenza ciclica CRR, infatti, lo studio di Andrus et al. si è basato sui grafici delle curve che correlano il CRR stesso agli indici principali delle tre prove: numero di colpi per SPT, resistenza alla penetrazione per CPT e velocità delle onde di taglio per Vs (Figura 61).

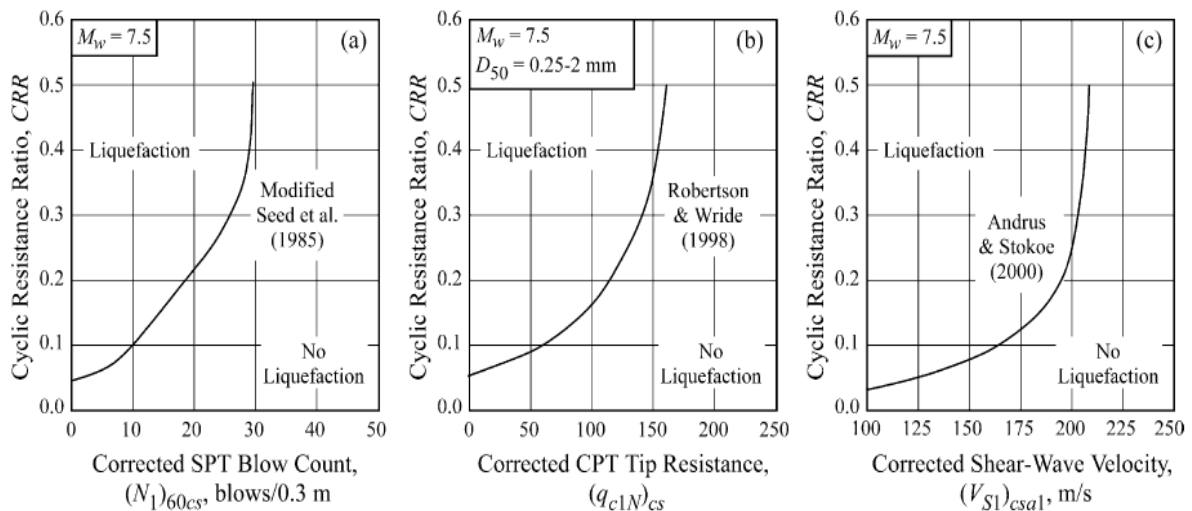


Figura 61: Curve di resistenza alla liquefazione basate su SPT da Seed et al. (1985), CPT da Robertson e Wride (1998) e Vs da Andrus e Stokoe (2000) (immagine presa dall'articolo "Comparing liquefaction evaluation methods using penetration-Vs relationships")

Nella Figura 61(c) è raffigurata la curva per determinare il CRR dalla velocità dell'onda di taglio corretta per la tensione efficace, Vs1, sulla base degli studi di Andrus e Stokoe (2000). Questa curva viene utilizzata per terremoti di Mw pari a 7,5 e sabbie giovani non cementate o ghiaia con FC ≤ 5%.

Per applicare la curva a terreni con FC > 5% e/o suoli più vecchi, Vs1 può essere corretto in un equivalente valore di suolo giovane e con limitata frazione fine, attraverso questa relazione:

$$(Vs1)_{csa1} = K_{a1} (Vs1)_{cs} = K_{a1} K_{cs} Vs1$$

dove $(V_{S1})_{csa1}$ è il valore equivalente di suolo pulito e giovane di V_{S1} , $(V_{S1})_{cs}$ è il valore equivalente del suolo pulito non corretto per l'età, K_{cs} è un fattore di correzione del contenuto di fine e K_{a1} un fattore d'età per correggere i valori elevati di V_{S1} causati dall'invecchiamento. Juang et al. (2002) ha suggerito le seguenti relazioni per stimare K_{cs} :

$$\begin{aligned}
 K_{cs} &= 1.0 && \text{per } FC \leq 5\% \\
 K_{cs} &= 1 + (FC - 5)T && \text{per } 5\% < FC < 35\% \\
 K_{cs} &= 1 + 30T && \text{per } FC \geq 35\%
 \end{aligned}$$

dove

$$T = 0.009 - 0.0109(V_{S1}/100) + 0.0038(V_{S1}/100)^2$$

Andrus e Stokoe (2000) hanno assunto $K_{a1} = 1.0$ per tutti i suoli del periodo dell'Olocene. Questo studio, in particolare, ha fatto emergere un vantaggio del confrontare le relazioni delle prove di penetrazione SPT e CPT insieme a quella della V_s : esse forniscono un confronto dei metodi di valutazione della liquefazione senza dover calcolare il rapporto di sforzo ciclico CSR e, inoltre, permettono di capire quali relazioni siano più o meno conservative in determinati casi.

La conseguente valutazione del rapporto di resistenza ciclico CRR, attraverso la velocità delle onde di taglio V_s , avviene con la seguente relazione:

$$CRR_{7.5cs} = 0.022 \left[\frac{(V_{S1})_{csa1}}{100} \right]^2 + 2.8 \left[\frac{1}{215 - (V_{S1})_{csa1}} - \frac{1}{215} \right]$$

Per il valore del fattore di scala della magnitudo (MSF), il metodo di Andrus et al. si ricollega agli studi condotti da Idriss (1999), definendolo come:

$$\begin{aligned}
 MSF &= 6.9 \exp\left(\frac{-M_w}{4}\right) - 0.06 && \text{per } M_w > 5.2 \\
 MSF &= 1.82 && \text{per } M_w \leq 5.2
 \end{aligned}$$

È necessario prestare maggiore attenzione durante l'applicazione delle relazioni su CRR, basate su V_s , relative a suoli più vecchi dell'età dell'Olocene.

Alcuni valori preliminari di K_{a1} per sabbie del Pleistocene (tra 10.000 e 1.8 milioni di anni fa) sono presenti negli studi di Andrus e Stokoe (2000) e Andrus et al. (2004).

Tuttavia, per una più precisa analisi di sabbie più antiche dell'Olocene, ci si rifà al lavoro successivo svolto da Hayati e Andrus (2009) che andremo ad analizzare in breve.

Riassumendo, il metodo di Andrus et al. (2000-2004) (V_s) consiste nei seguenti step:

- 1) $r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) \cdot M]$
 $\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$
 $\beta(z) = 0.106 - 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$
- 2) $CSR = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d$
- 3) $V_{s1} = V_s C_V = V_s (P_a / \sigma'_v)^{0.25}$
- 4) $K_{cs} = 1.0$ per $FC \leq 5\%$
 $K_{cs} = 1 + (FC - 5)T$ per $5\% < FC < 35\%$
 $K_{cs} = 1 + 30T$ per $FC \geq 35\%$
dove
 $T = 0.009 - 0.0109(V_{s1}/100) + 0.0038(V_{s1}/100)^2$
- 5) $(V_{s1})_{csa1} = K_{a1} (V_{s1})_{cs} = K_{a1} K_{cs} V_{s1}$
- 6) $MSF = 6.9 \exp\left(\frac{-M_w}{4}\right) - 0.06$ per $M_w > 5.2$
 $MSF = 1.82$ per $M_w \leq 5.2$
- 7) $CRR_{7.5cs} = 0.022 \left[\frac{(V_{s1})_{csa1}}{100}\right]^2 + 2.8 \left[\frac{1}{215 - (V_{s1})_{csa1}} - \frac{1}{215}\right]$
- 8) $CRR = (CRR_{7.5cs}) \cdot MSF$
- 9) $FSL = CRR / CSR$

4.2.7 Metodo di Hayati e Andrus (2009) (V_s)

Una limitazione dei grafici relativi al rapporto di resistenza ciclico CRR è che essi provengono da analisi di terreni aventi meno di qualche migliaio di anni e non c'è una procedura valida per applicarli a depositi di terreni più antichi (Youd et al., 2001).

Youd e Perkins (1978) notarono che i depositi di terreno con meno di 500 anni hanno generalmente un'alta suscettibilità alla liquefazione, mentre i depositi risalenti all'Olocene (<10.000 anni) hanno una moderata suscettibilità e quelli del Pleistocene (da 10.000 anni a 1,8 milioni di anni) una bassa suscettibilità.

Nello studio di Hayati et al. (2008) sono stati riassunti tutti gli sforzi per quantificare l'influenza dell'età dei depositi sul CRR. Il risultato fu la definizione di un fattore di correzione per l'età da applicare al CRR come segue (Arango et al., 2000; Lewis et al., 2004; Andrus et al., 2004b):

$$CRR_K = CRR K_{DR}$$

dove CRR_K è il rapporto di resistenza ciclico corretto per l'età e il grado di cementazione e K_{DR} è il fattore di correzione per l'influenza dell'età e del grado di cementazione sulla resistenza del deposito. Per stimare K_{DR} , Hayati e Andrus (2009) hanno esaminato in maniera critica i precedenti studi ed hanno suggerito diverse relazioni, basandosi su prove di laboratorio ed in situ, tra le quali vi è quella definita più affidabile nel caso in cui si sappia con alta accuratezza l'età del deposito:

$$K_{DR} = 0.13 \log_{10}(t) + 0.83$$

dove t è il tempo trascorso dalla deposizione iniziale del terreno o dall'ultimo disturbo critico (come ad esempio un fenomeno di liquefazione).

Un limite dell'equazione di K_{DR} è che normalmente risulta difficile determinare con accuratezza t nei depositi di terreno naturali. Inoltre, l'effetto del grado di cementazione sulla resistenza del deposito potrebbe non essere incluso in t .

Un'alternativa promettente per stimare l'età di un deposito di terreno è il rapporto tra la V_s misurata e quella stimata da resistenze di SPT o CPT.

Andrus et al. (2007) chiamarono in origine questo rapporto "fattore di scala dell'età".

Tuttavia, poiché ci sono fattori ulteriori rispetto alla sola età che influenzano questo rapporto, è stato successivamente denominato "rapporto tra V_s misurata e stimata" (MEVR).

Lo studio di Hayati e Andrus (2009) ebbe come scopo quello di sviluppare una relazione tra MEVR e $\log_{10}(t)$, ed usare questa relazione insieme all'equazione di K_{DR} per creare curve di CRR corrette per gli effetti dell'età.

Per analizzare l'influenza dell'età nelle relazioni tra prove penetrometriche e V_s , vengono utilizzate le equazioni di regressione proposte da Andrus et al. (2004a) come riferimento. Esse sono espresse come:

$$(V_{S1})_{cs} = 87.8 [(N_1)_{60cs}]^{0.253}$$

$$(V_{S1})_{cs} = 62.6 [(q_{c1N})_{cs}]^{0.231}$$

dove $(V_{S1})_{cs}$ è in m/s, $(N_1)_{60cs}$ è in colpi/0.3 m e $(q_{c1N})_{cs}$ è adimensionale.

Rapporto tra V_s misurata e stimata (MEVR)

Per formulare una linea di regressione per MEVR, Andrus et al. (2009), suggerendo un approccio indiretto per derivare una correlazione tra MEVR e K_{DR} , hanno utilizzato le relazioni riportate qui sopra, ottenendo il grafico di *Figura 62*.

Il risultato è la seguente relazione:

$$MEVR = 0.082 \log_{10}(t) + 0.935$$

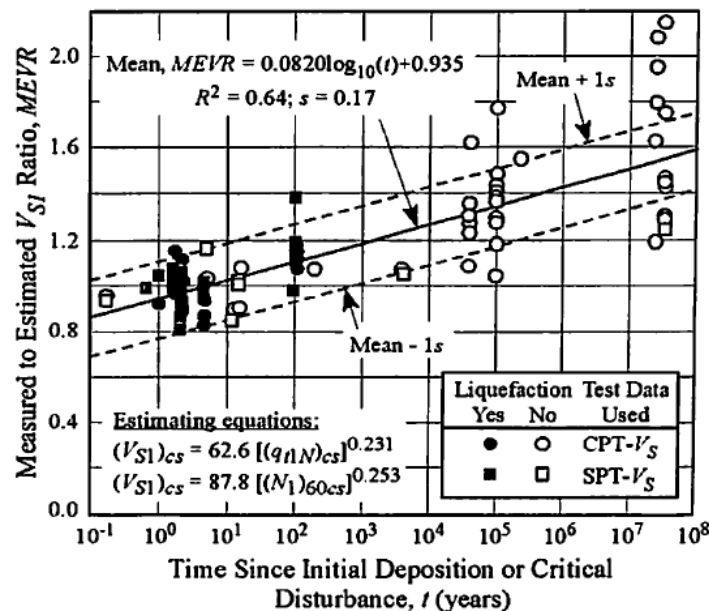


Figura 62: Variazione del rapporto tra V_s misurata e stimata con il tempo di deposizione, per le sabbie, sulla base delle relazioni di Andrus et al. (2004a) (immagine presa dall'articolo "Correcting Liquefaction Resistance for Aged Sands Using Measured to Estimated Velocity Ratio")

Per correlare, inoltre, MEVR e K_{DR} è stata formulata la seguente relazione grazie a dei grafici utili a trovarne la linea di regressione, espressa come:

$$K_{DR} = 1.08 MEVR - 0.08$$

Questa relazione risulta utile nella pratica quando l'età del deposito (o quella dall'ultimo disturbo – ad es. liquefazione) non è certa.

Rapporto di resistenza ciclico per sabbie antiche

Per la stima della CRR per sabbie antiche, dato che le valutazioni del potenziale di liquefazione utilizzando V_s risultano meno conservative, è stata usata una relazione definita per le sabbie dell'Olocene, utilizzabile per qualsiasi età della sabbia con la giusta espressione di MEVR (definita in precedenza); questa relazione è la seguente [modificata dagli studi di Andrus e Stokoe (2000); Andrus et al. (2004b)]:

$$CRR_{7.5y} = 0.022 \left(\frac{V_{S1}}{100 MEVR} \right)^2 + 2.8 \left(\frac{1}{V_{S1}^* - V_{S1} / MEVR} - \frac{1}{V_{S1}^*} \right)$$

dove $CRR_{7.5y}$ è il rapporto di resistenza ciclico per depositi giovani e terremoti con magnitudo momento (M_w) di 7.5 e V_{S1}^* è il valore limite superiore di V_{S1} per il verificarsi della liquefazione. Andrus e Stokoe (2000) suggerirono:

$$\begin{aligned} V_{S1}^* &= 215 \text{ m/s} && \text{per } FC \leq 5\% \\ V_{S1}^* &= 215 - 0.5(FC - 5) \text{ m/s} && \text{per } 5\% < FC < 35\% \\ V_{S1}^* &= 200 \text{ m/s} && \text{per } FC \geq 35\% \end{aligned}$$

Il rapporto tra V_s misurata e V_s stimata (MEVR) risulta quindi una valida alternativa quando non vi sono dati precisi sulla deposizione del suolo per cui si deve valutare il potenziale di liquefazione.

4.2.8 Metodo di Marchetti (2015) (DMT)

È ampiamente riconosciuto che le stime del rapporto di resistenza ciclica (CRR) da prova penetrometrica statica (CPT) non hanno sempre un'affidabilità soddisfacente.

Ad esempio, Robertson e Wride (1998) hanno scritto “Il CRR da CPT può essere adeguato per progetti a basso rischio. Per i progetti ad alto rischi è bene stimare il CRR con più di un

metodo", mentre Idriss e Boulanger (2006) hanno definito che "Il fascino di fare affidamento su un unico approccio (ad es. solo CPT) dovrebbe essere evitato".

Questa incertezza sulle prove ha stimolato un gran numero di studi, che però non considerano l'aggiunta di nuove informazioni indipendenti e facilmente misurabili riguardanti la storia di sollecitazione.

Lo studio di Marchetti (2015) analizza la possibilità di ridurre tale incertezza utilizzando l'indice di sollecitazione orizzontale del dilatometro piatto (DMT) detto K_D (spesso chiamato in alternativa indice della storia delle sollecitazioni).

Questa possibilità deriva dalla combinazione di due nozioni oggi ben riconosciute:

(1) sensibilità di K_D alla storia delle sollecitazioni [numerosi ricercatori hanno osservato la differenza di sensibilità alla storia delle sollecitazioni tra K_D e Q_{cn} (resistenza alla punta normalizzata)] e (2) necessità di informazioni sulla storia delle sollecitazioni per ottenere stime migliori della resistenza alla liquefazione (una storia di sollecitazione di un certo tipo produce un piccolo incremento nella resistenza a penetrazione, ma un grande incremento nel CRR e nella rigidità di un terreno incoerente).

Costruzione di una correlazione tra Q_{cn} – K_D – CRR

Il fine dello studio condotto da Marchetti fu proprio quello di sviluppare una relazione che legasse CRR ad entrambi gli indici, Q_{cn} e K_D .

La pratica standard odierna per valutare la resistenza alla liquefazione CRR consiste nell'utilizzare le ben note correlazioni CRR- Q_{cn} descritte in numerosi articoli (ad esempio, Youd e Idriss, 2001; Robertson e Wride, 1998; Idriss e Boulanger, 2006).

Le correlazioni CRR- Q_{cn} , nonostante le varie incertezze, sono il risultato di un gran numero di dati su terremoti reali documentati.

La correlazione CRR- Q_{cn} usata in questo studio, che vedremo più avanti, è quella di Idriss e Boulanger (2006) (un po' più conservativa rispetto alla correlazione di Robertson e Wride).

Le stime su CRR vengono effettuate anche utilizzando le correlazioni CRR- K_D .

Le prime correlazioni CRR- K_D risalgono a Marchetti (1982) e Robertson e Campanella (1986). Da allora, numerose nuove curve sono state prodotte (ad esempio, Reyna e Chameau, 1991; Monaco et al., 2005; Tsai et al., 2009; Robertson, 2012).

Gli sforzi relativi a questa ricerca sono stati stimolati dal fatto che i fattori che aumentano il K_D di una sabbia aumentano anche la sua resistenza alla liquefazione.

Robertson e Campanella (1986) hanno cercato di elencarli, definendo i seguenti:

densità relativa, K_o in situ, storia delle sollecitazioni e precompressione, invecchiamento e cementazione. Robertson e Campanella (1986) hanno anche sottolineato che non è possibile identificare il singolo contributo di ciascun fattore a K_D .

D'altra parte, quando K_D è basso, nessuno di questi fattori è alto, cioè la sabbia risulta sciolta, non cementata, in un ambiente a bassa tensione orizzontale e con una storia di sollecitazione esigua. Una sabbia in queste condizioni può essere incline a fenomeni di liquefazione.

Con il termine storia di sollecitazione si include, globalmente, qualsiasi fattore che renda la sabbia più stabile di una appena depositata.

La correlazione CRR- K_D adottata in questo studio è quella di Idriss e Boulanger (2006) combinata con $Q_{cn} \approx 25K_D$, seguita da una procedura suggerita da Robertson (2012).

Quindi la correlazione adottata di CRR- K_D è data dalla combinazione delle seguenti equazioni:

$$CRR = \exp \left[\left(\frac{Q_{cn}}{540} \right) + \left(\frac{Q_{cn}}{67} \right)^2 - \left(\frac{Q_{cn}}{80} \right)^3 + \left(\frac{Q_{cn}}{114} \right)^4 - 3 \right]$$

con

$$Q_{cn} = 25 K_D$$

Si ottiene in questo modo una correlazione combinata per la stima del CRR basata su Q_{cn} e K_D , ottenuta adottando come CRR la media geometrica tra una prima stima di CRR fatta con solo Q_{cn} [1° equazione] e una seconda stima ottenuta da K_D [1° e 2° equazione], vale a dire

$$CRR_{medio} = [(CRR da Q_{cn}) \times (CRR da K_D)]^{0.5}$$

Questa relazione è stata graficata come in *Figura 63*, come funzione di Q_{cn} .

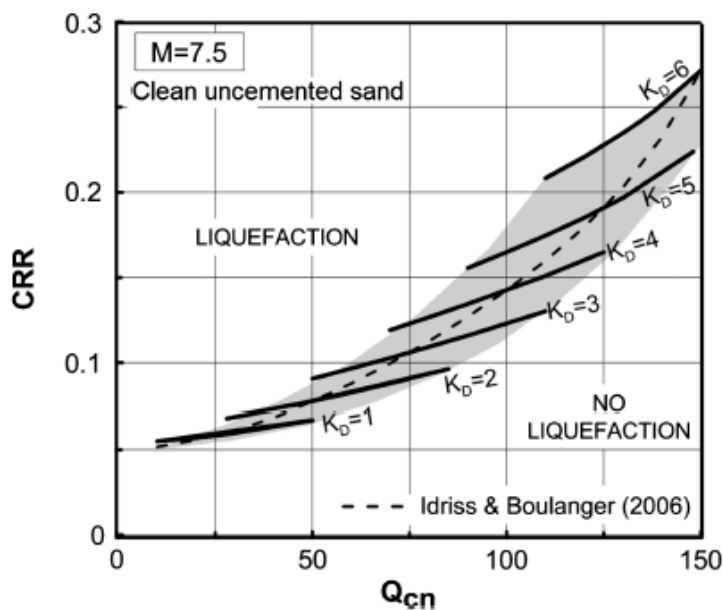


Figura 63: Grafico per stimare CRR in sabbie pulite, basato su Q_{cn} e K_D (immagine presa dall'articolo "Incorporating the Stress History Parameter K_D of DMT into the Liquefaction Correlations in Clean Uncemented Sands")

L'essenza di questo grafico è quella di poter stimare CRR direttamente dalle correlazioni CPT usate abitualmente. Poi se K_D è maggiore della media ($K_D > Q_{cn} / 25$), si aumenta CRR; se invece è minore della media, si diminuisce.

L'equazione $Q_{cn} = 25 K_D$ è stata suggerita da Robertson (2012), ed è altamente approssimativa, essa è stata ottenuta per interpolazione lineare attraverso i dati di Tsai et al. (2009).

L'elevata dispersione tra K_D e Q_{cn} presente nei grafici è, in larga misura, la conseguenza della maggiore reattività di K_D alla storia delle sollecitazioni. Se la dispersione fosse piccola, significherebbe che i termini Q_{cn} e K_D contengono informazioni equivalenti, ma questo è semplicemente impossibile vista la differenza nella valutazione di densità relativa su terreni con determinata storia di sollecitazione, attraverso CPT e DMT rispettivamente. La dispersione elevata indica che K_D fornisce una nuova informazione indipendente garantita per la caratterizzazione della sabbia.

La Figura 63 è stata costruita pensando alla sabbia pulita non cementata. Se la sabbia in esame contiene fini o è cementata, la stima del CRR è molto più complessa.

Ad esempio, la cementazione può essere duttile (simile ad un dentifricio) o fragile (simile al vetro), e questa è una qualità che può influire entrambi i termini Q_{cn} o K_D e il conseguente comportamento a liquefazione della sabbia.

La quantità di fine può eventualmente avere effetti simili a una cementazione duttile.

Chiaramente le incognite sono troppe e potrebbe non essere sufficiente aggiungere il dato K_D a Q_{cn} .

La conoscenza di G_o (modulo di taglio a piccole deformazioni) potrebbe aiutare, perché un alto valore di G_o (Schnaid et al.2004; Cruz et al.2012) è anch'esso indicatore di cementazione. E' chiaramente necessario un ulteriore approfondimento se la sabbia ha presenza di fine ed è cementata.

5. Caso studio: analisi del sito di Comacchio (FE)

Il caso studio che abbiamo analizzato riguarda la verifica dei terreni di fondazione di un nuovo edificio ad uso commerciale.

L'edificio in progetto prevede una struttura del tipo a pilastri isolati su di un'area a verde attualmente incolta.

Lo studio e le indagini geologico-geotecnico-sismiche, nelle loro fasi di attuazione, sono stati eseguiti con particolare attenzione alle prescrizioni previste dalle norme specifiche vigenti in materia di opere di fondazione (D. 17 Gennaio 2018 – Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” – NTC2018).

In accordo con la normativa si è provveduto ad effettuare inizialmente la caratterizzazione e modellazione geologica del sito e successivamente, in base all'intervento in progetto, l'esecuzione delle indagini geotecniche programmate, la successiva caratterizzazione fisico-meccanica delle litologie presenti nel volume significativo di terreno e la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo.

La zona interessata dall'edificazione sorge in un'area in cui sono già presenti edifici commerciali simili, per volumetria, all'edificio oggetto di intervento, e che quindi esercitano sul terreno carichi statici confrontabili. Inoltre, per una maggiore conoscenza dei luoghi (in particolare per creare la modellazione geotecnica e sismica del sito), è stata eseguita una campagna geognostica in situ, mediante:

- prove penetrometriche statiche CPT, per la stima dei parametri geomeccanici,
- prospezioni geofisiche del tipo sismica attiva (MASW), per la stima della velocità media delle onde sismiche di taglio V_s ,
- prospezioni geofisiche del tipo sismica passiva, consistenti in misure di rumore sismico ambientale (Microtremori), per la determinazione della frequenza fondamentale.

I dati sono stati integrati con quelli derivanti dalla letteratura e dalla cartografia tematica ufficiale esistenti.

Il territorio oggetto di intervento ricade nel Comune di Comacchio (vedi *Figura 64* e *Figura 65*), classificato a bassa sismicità (Zona 3) ai sensi dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (n. 3274 – 20 Marzo 2003 – G.U. n. 105 dell'8-5-2003) denominata “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.



*Figura 64: Illustrazione in scala regionale della zona oggetto del caso studio (inquadrata in rosso) (immagine presa da *d-maps.com*)*



*Figura 65: Aerofoto in scala comunale della zona oggetto del caso studio (inquadrata in rosso) (immagine presa da *Google Maps*)*

5.1 Caratterizzazione geologica e sismica del sito

L'area in oggetto è situata lungo via della Collinara, angolo S.P. n.30 Ferrara Mare, nella Zona Produttiva Nord, nell'estrema periferia Nord del Comune di Comacchio, tra la strada provinciale ed il Canale Bondiocca che delimita ad Ovest l'area.

5.1.1 Morfologia

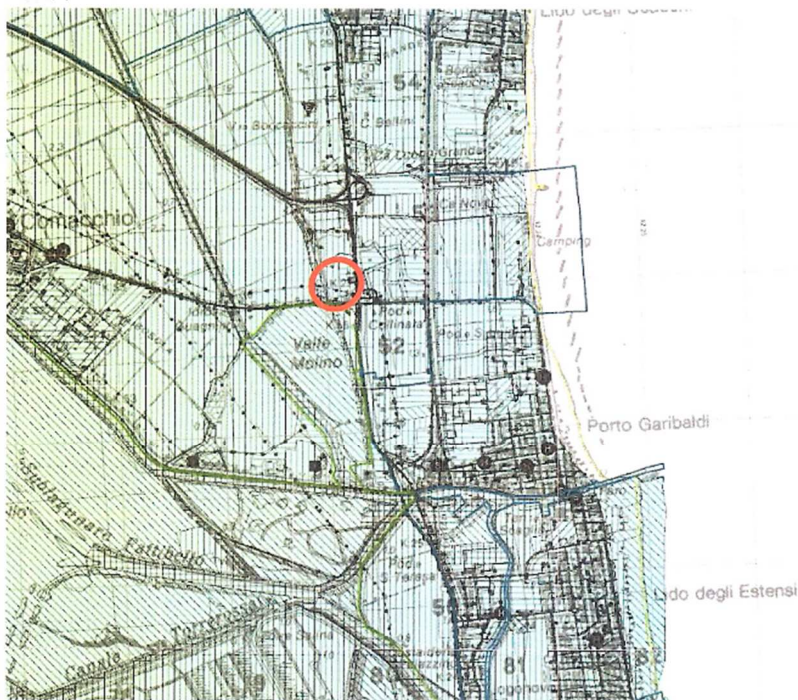
L'area di sedime del futuro edificio, attualmente a verde ed incolta, è pianeggiante e si trova ad una quota media di - 0.2 m circa s.l.m, alla stessa quota della viabilità circostante; l'area si inserisce nel tipico paesaggio della bassa pianura romagnola, in ambiente deltizio, ed è sita in destra idrografica del fiume Po, che nell'area rappresenta l'asse principale di drenaggio.

La zona oggetto di intervento si trova all'interno della piana costiera in un ambiente di piana di fango a cordoni, costituito da depositi di cordone (massa di sabbia accumulata dal moto ondosso) e da depositi di duna (cumuli di sabbia trasportati e depositati dal vento).

Dalla consultazione della Cartografia redatta dall'Autorità di Bacino del Fiume Po risulta che l'area ricade in fascia "C" del Piano per l'assetto idrogeologico (P.A.I.): la fascia C è quella relativa ad inondazione per piena catastrofica.

Tale area è costituita dalla porzione di territorio esterna alla Fascia B, che può essere interessata da inondazione al verificarsi di eventi di piena più gravosi di quelli di riferimento. Con riferimento alla D.G.R. 1300/2016, che definisce la pericolosità connessa agli eventi alluvionali, analizzando la cartografia redatta dall'Autorità del Bacino del Fiume Po per il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni dalla mappa della pericolosità e degli elementi potenzialmente esposti (art. 6 della Direttiva 2007/60/CE e art. 6 del D.Lgs. 49/2010), si evince che l'area ricade all'interno dell'ambito territoriale "Ambito Costiero Marino (ACM) con scenario di pericolosità P1-L (scarsa probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi) e nel "Reticolo Secondario Pianura" (RSP) con scenario di pericolosità di P2-M (alluvioni poco frequenti con tempo di ritorno tra 100 e 200 anni – media pericolosità), come mostrato nelle *Figure 66 e 67*.

Nella *Figura 68* è mostrato invece il rischio potenziale di inondazioni della zona oggetto di intervento; la classe di rischio risulta essere R1, assimilabile ad un rischio da moderato a nullo.



Scenari di Pericolosità

Legenda

- P3 - H (Alluvioni frequenti: tempo di ritorno tra 20 e 50 anni - elevata probabilità)
- P2 - M (Alluvioni poco frequenti: tempo di ritorno tra 100 e 200 anni - media probabilità)
- P1 - L (Scarsa probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi)

Figura 66: Stralcio della Mappa della Pericolosità e degli elementi potenzialmente esposti “Reticolo Principale” (RP)



Scenari di Pericolosità

Legenda

- P3 - H (Alluvioni frequenti: tempo di ritorno tra 20 e 50 anni - elevata probabilità)
- P2 - M (Alluvioni poco frequenti: tempo di ritorno tra 100 e 200 anni - media probabilità)
- P1 - L (Scarsa probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi)

Figura 67: Stralcio della Mappa della Pericolosità e degli elementi potenzialmente esposti “Reticolo Secondario Pianura” (RSP)

Sempre con riferimento alla D.G.R. 1300/2016 l'area oggetto di studio presenta uno scenario di Rischio Potenziale 1 (rischio moderato o nullo) sia per quanto concerne il "Reticolo Principale" (RP) che per il "Reticolo Secondario Pianura" (RSP)

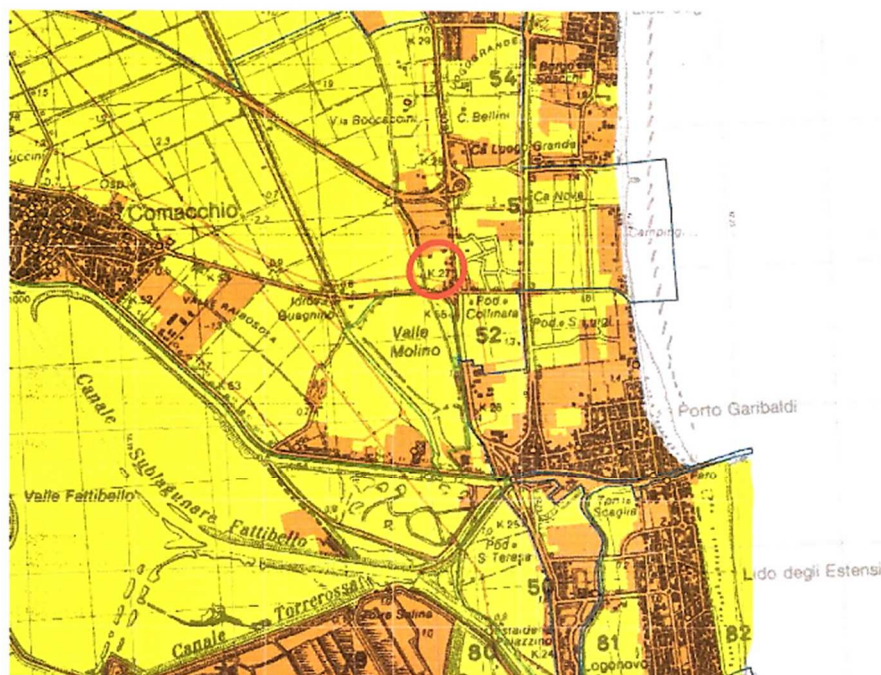


Figura 68: Stralcio della Mappa del Rischio Potenziale con relativa legenda esplicativa

5.1.2 Geologia

Sotto il profilo geologico, la zona di intervento ricade in un'area geomorfologicamente complessa di delta fluviale con ambienti di sedimentazione diversi che si sono sovrapposti ed affiancati, comportando una forte disomogeneità stratigrafica sia in senso verticale che in senso orizzontale. Le *facies* deposizionali che si sono susseguite, durante la regressione dominante marina della linea di costa intervallata da eventi di trasgressione marina, hanno visto il succedersi di ambienti marini, marino-costieri, fluviali, palustri.

Da un punto di vista strutturale la Pianura Padana costituisce il fronte sepolto dell'Appennino. Secondo il modello strutturale proposto da Regione Emilia-Romagna e ENI-Agip (1998), i terreni della pianura possono essere ricondotti allo sviluppo di cicli sedimentari compresi tra diverse posizioni significative della zona di Transizione Scarpata sottomarina-piana Bacinale

(TSB1, TSB2 e TSB3), posizioni che rappresentano le fasi di un periodo di intensa attività tettonica riferite rispettivamente al Pliocene medio, al Pliocene superiore – Pleistocene inferiore ed al Pleistocene medio.

L'alternarsi di attività tettonica di sollevamento regionale e l'instaurarsi di condizioni di subsidenza differenziale notevole hanno prodotto le condizioni per la formazione di estese aree di sedimentazione.

Nell'area di esame, è particolarmente significativa la presenza della TSB3 relativa ad un evento tettonico di sollevamento regionale che provoca la più importante regressione forzata dell'area studiata, la scarpata sottomarina prograd rapidamente sino al fronte di deformazione noto come "Dorsale Ferrarese" lasciando alle spalle un prisma sedimentario fluvio-deltizio (Figura 69).

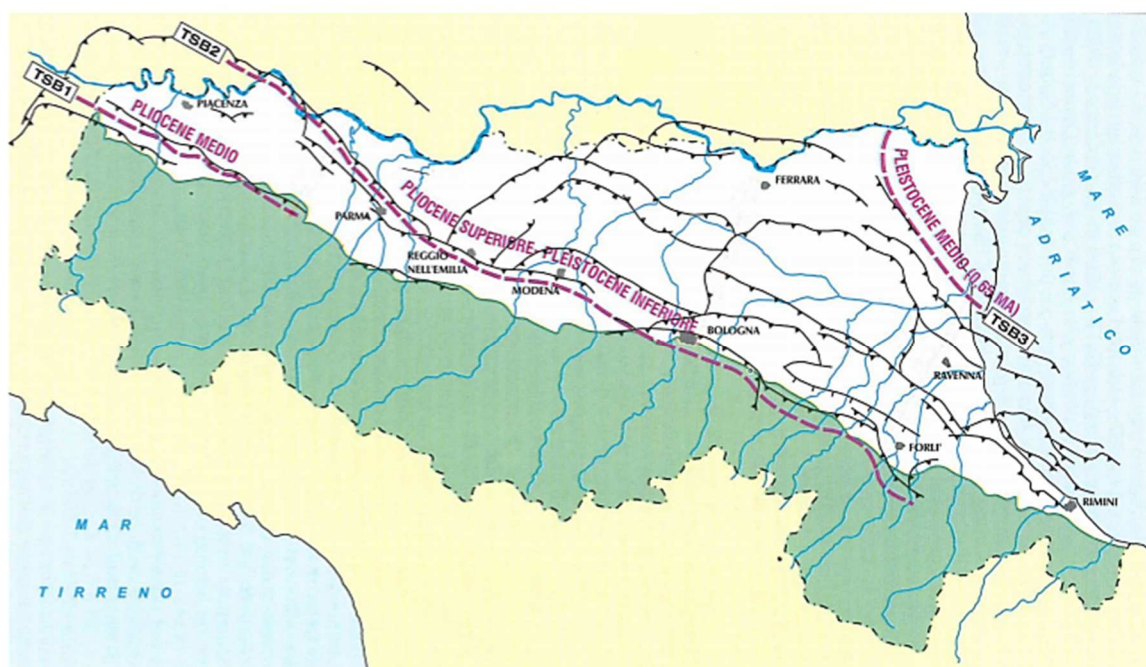


Figura 69: Fasi di migrazione della Transizione Scarpata Sottomarina – Piana Bacinale dal Pliocene medio al Pleistocene medio (G. Di Dio, 1998) (immagine presa dal Piano di Governo del Territorio Coordinato di 6 Comuni dell'OltrePo)

I sedimenti presenti hanno un assetto strettamente legato alle vicende climatiche che si sono verificate a partire dall'ultima glaciazione, nota come glaciazione Würmiana, iniziata alla fine del Pleistocene. Tale periodo è stato caratterizzato inizialmente da un fenomeno di regressione marina, comportante un arretramento della linea di riva, che ha portato ad un abbassamento del livello marino di circa 100 m rispetto al livello attuale e conseguente avanzamento delle terre emerse sul mare in direzione Est. Il successivo innalzamento globale della temperatura

terrestre ha portato ad un successivo innalzamento del livello marino con conseguenti fenomeni trasgressivi e migrazione degli ambienti marini e di transizione verso l'area continentale ad Ovest con sovrapposizione di questi ambienti deposizionali sui precedenti ambienti deposizionali continentali. Circa duemila anni fa è iniziato lo spostamento verso Est degli ambienti deposizionali sopra descritti, che è continuato, anche se con alterne vicende, sino ai giorni nostri. Il graduale ritiro del mare ha favorito il formarsi di una serie di cordoni dunosi allungati parallelamente alla linea di riva di età via via più recente da Ovest verso Est. Nella zona retrostante alla fascia di cordoni dunosi interessata dai sedimenti lagunari, e sopra i cordoni stessi, si sono invece depositati sedimenti torbosi e argillosi di ambiente fluvio-lacustre (l'assetto geologico viene mostrato in *Figura 70*).

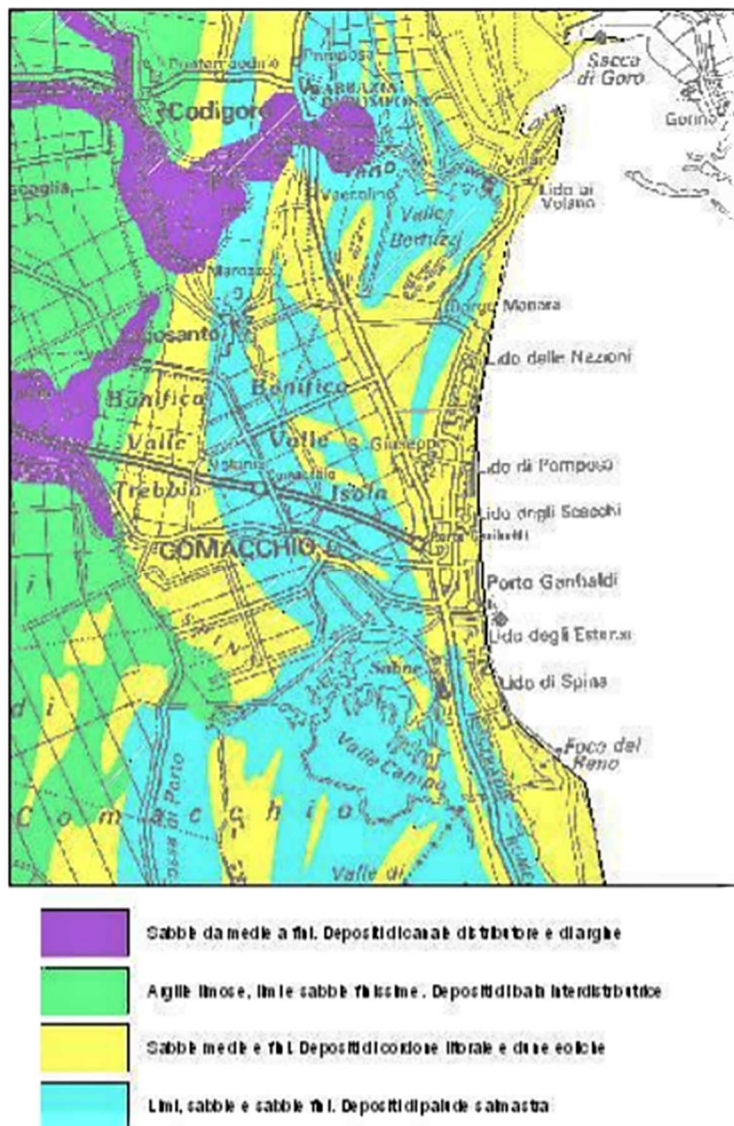


Figura 70: Assetto geologico dell'area (immagine presa dalla Carta Geologica della Pianura – Regione Emilia-Romagna)

Dall'osservazione della Carta Geologica d'Italia, l'area oggetto dell'intervento edificatorio è ubicata in corrispondenza di depositi denominati "Duna marina consolidata" (Figura 71).

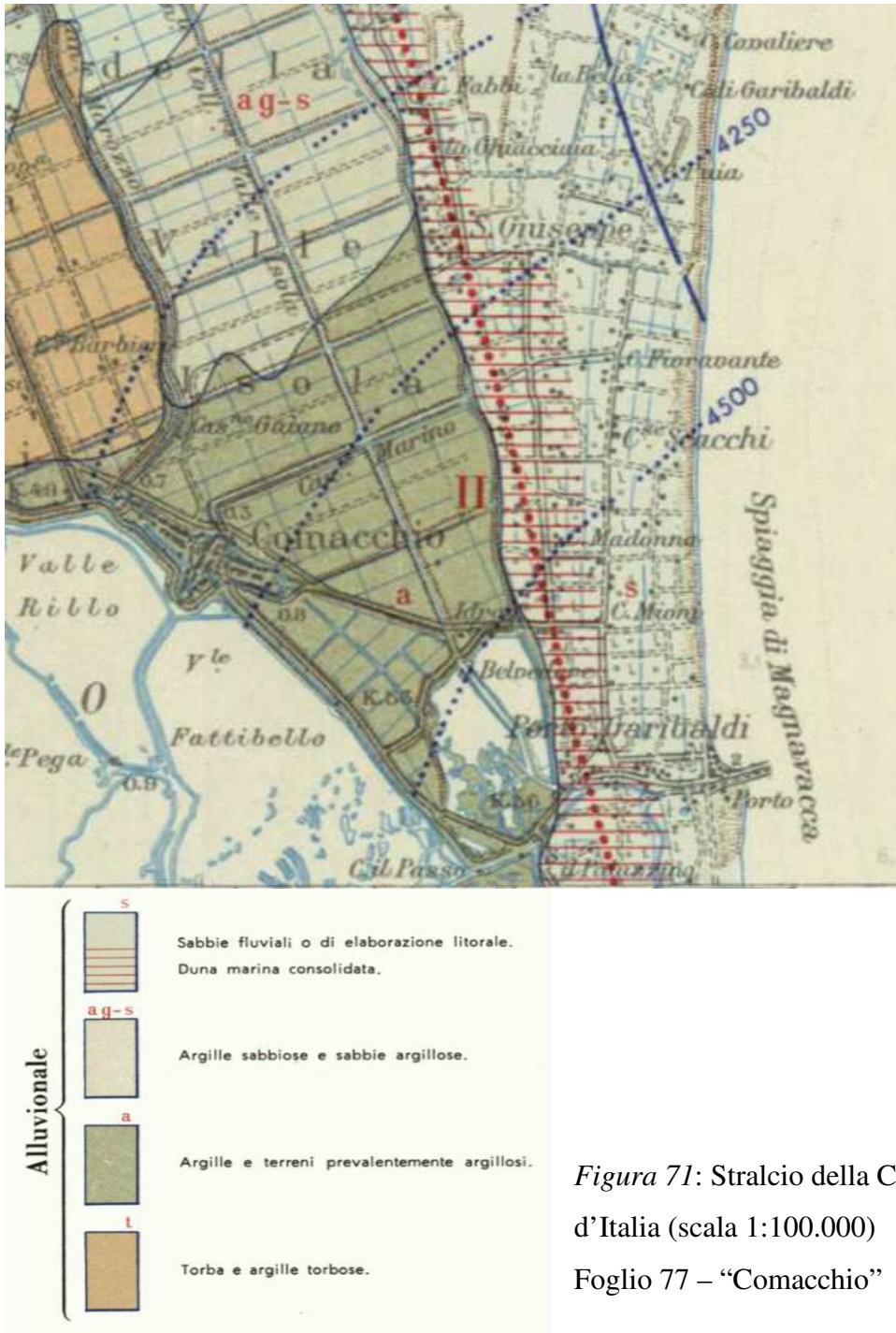


Figura 71: Stralcio della Carta Geologica d'Italia (scala 1:100.000) Foglio 77 – "Comacchio"

Nella carta geologica di maggior dettaglio realizzata della Regione Emilia-Romagna (progetto CARG), nella zona Sud di Parma affiorano terreni riferibili a depositi alluvionali e fluvio-glaciali appartenenti alla successione neogenico-quadernaria del margine appenninico padano denominato "Sintema Emiliano Romagnolo Superiore": in particolare nel settore d'interesse affiorano i terreni riferibili all'Unità di Modena (AES8a) (Olocene); trattasi di depositi

alluvionali costituiti in superficie prevalentemente di sabbie limose e sabbie argillose di piana costiera, piana deltizia e piana di sabbia (Figura 72).

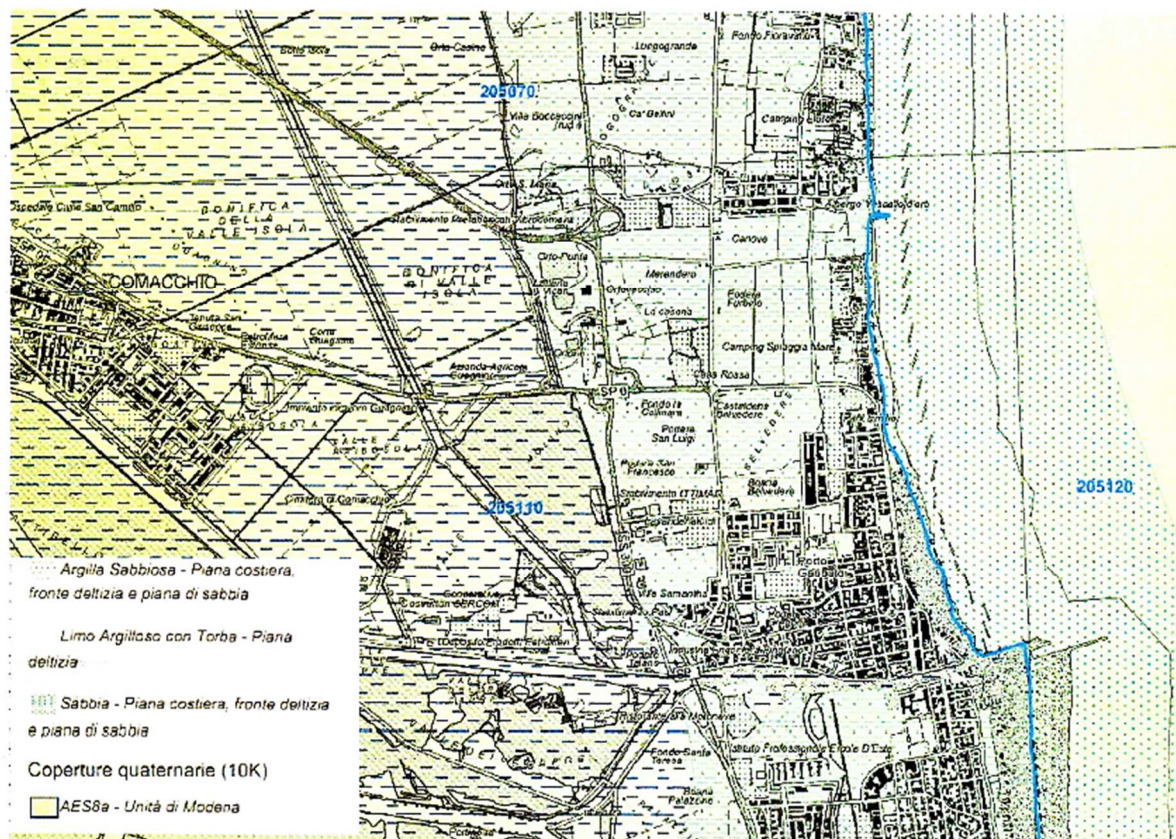


Figura 72: Carta geologica – geomorfologica (immagine del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli, Regione Emilia-Romagna)

5.1.3 Idrogeologia

La pianura emiliana in genere è caratterizzata dall' esistenza di un sistema acquifero “plurifalda”, dove gli orizzonti produttivi coincidono con gli alvei sepolti dei corsi d'acqua e sono separati da sedimenti semipermeabili o impermeabili, riferibili ad esondazioni o a grandi torbide di piena.

In “Riserve Idriche Sotterranee della Regione Emilia Romagna”, (Regione Emilia-Romagna & ENI-AGIP, 1998 – RIS d’ora in poi) viene presentata per la prima volta a scala dell’intera regione una stratigrafia dei depositi quaternari continentale e marino marginali presenti nel margine appenninico e nel sottosuolo padano, che inquadra questi depositi nel quadro evolutivo del sollevamento della catena appenninica e del simultaneo riempimento del bacino padano – adriatico.

Lo studio è stato condotto attraverso l'analisi dei dati della sismica industriale di ENI-AGIP, tarati con le stratigrafie dei pozzi per idrocarburi e dei pozzi per acqua più profondi tra quelli disponibili nella banca dati geognostici del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna.

Tutti i depositi quaternari marini affioranti e sepolti presenti nella Regione Emilia-Romagna sono inseriti nel “Supersistema del Quaternario Marino”, e tutti i depositi continentali affioranti e sepolti vengono inseriti nel “Supersistema emiliano-romagnolo”; Quest'ultimo è suddiviso in due unità denominate “Sistema emiliano-romagnolo inferiore” e “Sistema emiliano-romagnolo superiore”.

Dette unità sono separate tra loro da superfici di discontinuità stratigrafica, che sui principali fronti di accavallamento della catena corrispondono a discordanze angolari osservabili sia in affioramento (sul margine appenninico) che in sismica (sul margine appenninico e sui fronti della catena sepolta); i limiti tra le unità corrispondono quindi a fasi di attivazione tettonica.

A queste unità stratigrafiche corrispondono altrettante unità idrostratigrafiche che vengono utilizzate per lo studio del sottosuolo (Figura 73 - 74); le corrispondenze tra le unità sono:

- il “Supersistema del Quaternario Marino” corrisponde al “Gruppo acquifero C”;
- il “Sistema emiliano-romagnolo inferiore” corrisponde al “Gruppo acquifero B”;
- il “Sistema emiliano-romagnolo superiore” corrisponde al “Gruppo acquifero A”.

PRINCIPALI UNITA' STRATIGRAFICHE				ETA' (milioni di anni)	SCALA CRONOSTRATIGRAFICA (milioni di anni)	UNITA' IDROSTRATIGRAFICHE			
AFFIORANTI		SEPOLTE				GRUPPO ACQUIFERO	COMPLESSO ACQUIFERO		
QUATERNARIO CONTINENTALE	TERRE ROSSE, DILUVIUM, ALLUVIUM, TERRAZZI E ALLUVIONI	FORMAZIONE FLUVIO - LACUSTRE	UNITA' DI CA' DI SOLA	ORIZZONTE DI FORSOLO	~0.12	PLEISTOCENE SUPERIORE - OLOCENE	A	A1	
								SUPERSISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO SUPERIORE	A2
	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO SUPERIORE	A3							
	UNITA' DI BORGIO PANIGALE	A4							
QUATERNARIO MARINO	DILUVIUM p.p.	FORMAZIONE FLUVIO - LACUSTRE	UNITA' DI CA' DI SOLA	CRIZZONTE DI FORSOLO	~0.35-0.45	PLEISTOCENE MEDIO	B	B1	
								SUPERSISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO INFERIORE	B2
	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO INFERIORE	B3							
	UNITA' ALLUVIONALE INFERIORE	B4							
QUATERNARIO MARINO	MILAZZANO SABBIE di CASTELVETRO p.p. SABBIE GIALLE di MOLA p.p.	SUBSISTEMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3	~0.65	~0.8	PLEISTOCENE INFERIORE	C	C1	
	MILAZZANO e CALABRIANO p.p. SABBIE di CASTELVETRO p.p. SABBIE GIALLE di MOLA p.p.							SISTEMA QUATERNARIO MARINO 3	C2
	CALABRIANO p.p. SABBIE di MONTERIOCO FORMAZIONE di TERRA del SOLE p.p.							SISTEMA QUATERNARIO MARINO 2	C3
	CALABRIANO p.p. FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SISTEMA QUATERNARIO MARINO 1	C4						
P ₂	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPERSISTEMA DEL PLOCCENE MEDIO-SUPERIORE		~2.2	~2.2	PLEIOCCENE MEDIO - SUPERIORE		C5	
				~3.3-3.6	~3.3-3.6	PLEIOCCENE INFERIORE MIOCENE			
				~3.9	~3.9	PLEIOCCENE INFERIORE MIOCENE			
								ACQUITARDO BASALE	

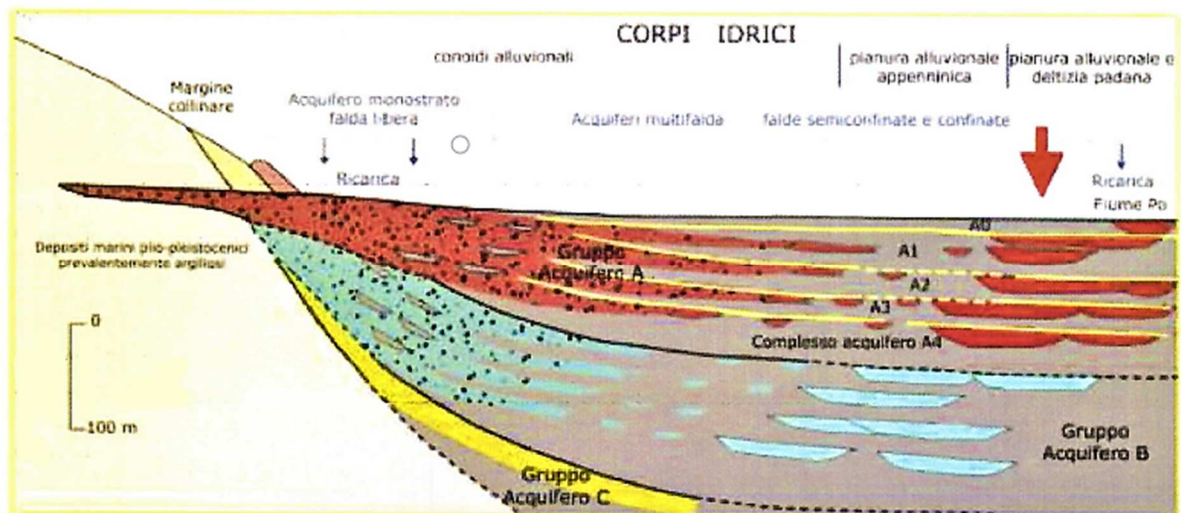


Figura 73-74: Inquadramento geologico-stratigrafico e idrostratigrafico dell'area di studio

Dal punto di vista idrogeologico è presente, lungo la verticale dell'area, l'acquifero denominato "A" e le sue sotto-unità.

Il settore studiato è caratterizzato dalla presenza di un acquifero superficiale a cui segue in profondità un acquifero multistrato in pressione. Quest'ultimo appartiene al sistema acquifero della pianura Padana che può essere sinteticamente considerato come un sistema multistrato formato dai complessi delle conoidi appenniniche ed alpine e dai complessi della media e bassa pianura.

Verso il litorale la falda superficiale è a carattere freatico ed è contenuta all'interno dei sedimenti grossolani principalmente sabbiosi che costituiscono il sistema di cordoni dunosi.

Lo spessore dell'acquifero superficiale nell'area investigata risulta di circa 15-20 m e tende ad approfondirsi verso mare, in analogia con le modalità di deposizione dei corsi dunosi.

L'alimentazione della falda avviene sia da precipitazioni dirette che lateralmente ad opera dei corpi idrici superficiali.

Dalla relazione geologica del Piano dell'Arenile di Comacchio si evince che in generale l'azione di drenaggio operata dai corsi d'acqua superficiali e dai canali di bonifica impone alla falda freatica un regime artificiale. I flussi di falda nascono dai gradienti idraulici che si creano rispetto ai canali di scolo, il cui livello è controllato dagli impianti idrovori. Le direzioni di flusso pertanto sono direttamente collegate alla rete idrica dei canali di scolo, che rappresentano assi di drenaggio preferenziali della falda freatica, esercitando un'azione di richiamo.

Nel settore costiero la falda presenta flussi diretti da Est verso Ovest, che non testimoniano un'alimentazione dell'acquifero superficiale da parte del mare, bensì la presenza di uno spartiacque ad orientamento Nord-Sud, immediatamente retrostante la spiaggia, ove la superficie topografica risulta più elevata per la presenza dei cordoni dunosi (*Figura 75*).

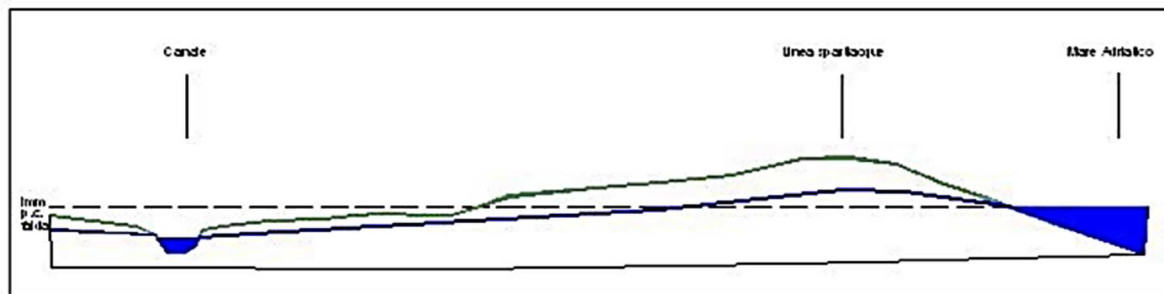


Figura 75: Andamento superficiale freatica (immagine presa dal PRG '97 del Comune di Comacchio)

Nella zona in esame la prima falda superficiale si attesta mediamente a profondità comprese tra 1 e 1.5 m dal piano campagna.

Per quanto concerne l'aspetto idrogeologico, nel corso delle indagini eseguite a seguito della stagione estiva, si è riscontrato il livello di falda a 1.5 m circa dal piano campagna nel corso dell'esecuzione delle prove CPT.

E' quindi presente una falda freatica con una superficie molto prossima al piano campagna e questo rappresenta uno dei criteri per i quali, secondo le NTC 2018, è necessaria l'analisi del rischio di liquefazione.

5.1.4 Sismicità

L'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia ha rimappato il territorio nazionale in zone sismogenetiche, tale zonazione viene definita ufficialmente ZS9 (Meletti e Valensise, 2004), come visto in precedenza.

Rispetto alle zonazioni precedenti, le zone sorgente sono state disegnate più vincolate rispetto alle sorgenti sismogenetiche e alla sismicità storica e strumentale; inoltre le aree circostanti sono state cautelate attraverso i normali effetti di propagazione della pericolosità sismica al di fuori delle zone sorgenti.

La ZS9 può essere utilizzata in congiunzione con il nuovo catalogo CPTI2, e fornisce, inoltre, una stima della "profondità efficace", ovvero dell'intervallo di profondità nel quale viene rilasciato il maggior numero di terremoti in ogni zona sorgente, utilizzabile in combinazione

con le relazioni di attenuazione determinate su base regionale, e fornisce, per ogni zona, un meccanismo di foggiazione prevalente.

La zonazione è costituita da 42 zone sorgente, identificate da un numero che va da 901 a 936, che presentano limiti di colorazione nera e blu; i limiti neri definiscono limiti il cui tracciamento dipende esclusivamente da informazioni tettoniche o geologico-strutturali, il colore blu definisce, invece, suddivisioni di zone con uno stesso stile deformativo ma con differenti caratteristiche della sismicità, come la distribuzione spaziale degli eventi o la massima magnitudo rilasciata.

L'area in esame si trova all'interno della fascia 913-914-918, in questa fascia si verificano terremoti prevalentemente compressivi nella porzione Nord occidentale e probabilmente più distensivi nella porzione più Sud orientale (*Figura 76*).

L'intera fascia appartiene ad una zona in cui storicamente si sono verificati terremoti che raramente hanno raggiunto valori molto elevati di magnitudo.

Tuttavia, questa stessa fascia, include le sorgenti sismogenetiche responsabili dei terremoti di più alta magnitudo manifestatisi recentemente nell'arco appenninico centro-settentrionale.

In particolare, l'area oggetto di studio rientra in prossimità del limite della zona sismogenetica 912 (Dorsale Ferrarese). In tale zona, al di sotto delle spesse coltri di sedimenti sciolti alluvionali, è presente un sistema roccioso, orogeneticamente legato alla catena appenninica, fagliato da diverse ed importanti linee sismo tettoniche, la cui genesi è riconducibile alle forze compressive che da Sud-Ovest spingono verso Nord-Est.

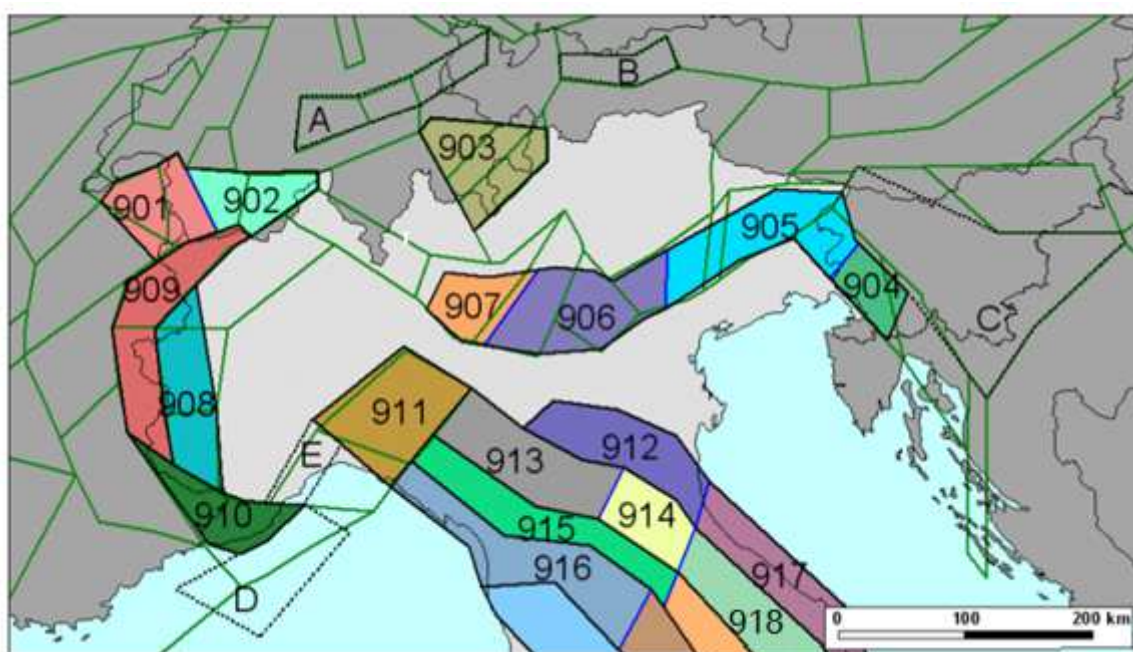


Figura 76: Zonazione sismogenetica ZS9 per il Nord Italia (immagine presa da “Zonazione sismogenetica ZS9 – App.2 al Rapporto Conclusivo” (C.Meletti e G.Valensise, 2004)

La zona sismogenetica 912 rappresenta infatti la porzione più esterna della fascia in compressione dell'arco appenninico settentrionale; essa è caratterizzata da un meccanismo focale prevalente del tipo a fagliazione inversa e da un intervallo di profondità nel quale viene rilasciato il maggior numero di terremoti compreso tra 5 e 8 km.

In dipendenza della presenza di estesi fronti di accavallamento nel sottosuolo della pianura parmense e delle zone limitrofe, geodinamicamente attivi, e della spessa copertura alluvionale si genera un'attività sismica medio-bassa.

Le strutture sismogenetiche attive sepolte, che sono identificabili in faglie che interessano soprattutto il substrato terziario (External Thrust Front – Pedeappenninic Thrust Front), sono responsabili dei principali fenomeni tellurici che hanno interessato, anche recentemente, la provincia parmense e soprattutto quella reggiana (*Figura 77*).

In questa zona sismogenetica si ipotizza che la funzione delle sue strutture sia di “svincolo cinematico” del sistema supposto in migrazione e si verificano terremoti con meccanismi di fagliazione prevalentemente compressivi con profondità ipocentrale compresa tra 8-12 km.



Figura 77: Stralcio della Carta Sismotettonica della Regione Emilia-Romagna

Dalle registrazioni strumentali e dalle testimonianze storiche, l'area di Comacchio è stata soggetta a eventi tellurici con un'intensità massima inferiore a 6 gradi della scala MCS (Mercalli-Cancani-Sieberg) per cui, l'area oggetto di studio non presenta una pericolosità sismica elevata.

Qui di seguito vengono riportati i principali terremoti storici per un raggio di 40 km dal centro dell'area in oggetto (lat.44.691, long. 12.222).

Interrogazione effettuata sui seguenti parametri:

Area circolare con centro C (44.691, 12.222) e raggio 40 km a partire dal 217/01/01 fino al 2004/12/31

N	Tr	Anno	Ma	Ci	Or	Mi	Se	AE	Rt	Np	Imx	Io	TI	Lat	Lon	TL	Maw	Daw	TW	Mas	Das	TS	Msp	Dsp	ZS9	TE	Ncft	Nnt	Ncpt
19	DE	725						Classe-Ravenna	CFTI	2	05	00																	
202	DI	1591	7	10				FORLÌ	DM	6	65	65		44.4	12.22	X	5.37	0.13		5.43	0.28		5.58	0.28	012	G	77		10
323	DE	1824	3	18	19	45		Argenta	CFTI	17	35	75		44.65	11.95	X	5.40	0.22		5.19	0.30		5.35	0.30	012	G	243		202
395	CP	1634	9	19				FUSIGNANO	PO93			70		44.417	12		5.17	0.30		4.88	0.45		4.99	0.45	012	G			395
397	CF	1625	8	15				FUSIGNANO	PO93			60		44.417	12		4.59	0.26		4.39	0.39		4.54	0.36	012	G			397
612	DI	1780	5	25				RAVENNA	DM	6	65	66		44.517	12.193	X	5.03	0.30		4.69	0.43		4.30	0.45	012	G			612
1174	CF	1891	9	1	10	30		UDINE	PO93			60		44.417	11.393		4.63	0.26		4.39	0.38		4.50	0.36	012	G			1174
1225	DI	1856	5	29				COMACCHIO	DM	37	65	60		44.694	11.997	X	5.39	0.26		4.39	0.39		4.50	0.36	012	G			1225
1231	CE	1853	5	23	11	42	50	FAFOZZE	PO93			60		44	12		4.83	0.26		4.39	0.39		4.53	0.36					1231
1232	CP	1895	7	9				COMACCHIO	PO93			60		44.7	12.183		4.39	0.26		4.30	0.39		4.53	0.36	012	G			1232
1237	DI	1898	1	16	12	10	9	Scaglia settentr.	CFTI	75	70	58		44.65	11.77	X	5.38	0.38		4.69	0.45		4.50	0.45	012	G	452		1237
2094	DI	1956	2	29	1	29		ARGENTA	DM	32	65	56		44.319	11.399	X	4.39	0.27		4.51	0.33		4.73	0.39					2094
2220	CF	1965	12	18	9	22	15	RUSTI	PO93			58		44.4	12		4.36	0.09		4.47	0.33		4.58	0.33	012	G			2220
2243	DI	1967	12	30	4	13		BASSA TADINA	DM	40	60	60		44.604	11.597	X	5.36	0.38		5.09	0.22		5.26	0.11	012	G			2243
2246	CF	1968	1	11	07	9		RUSTI	PO93			60		44.4	12		4.59	0.20		3.32	0.25		4.17	0.27	012	G			2246
2262	CD	1969	1	19	18	27	32	RUSTI	PO93			58		44.332	12		4.69	0.09		4.09	0.13		4.25	0.12	012	G			2262
2398	CP	1979	12	5	15	31	4	RAVENNA S.O.	PO93			58		44.393	12.117		4.76	0.19		4.33	0.19		4.49	0.19	012	G			2398

Numero di record estratti: 17

Codice CPTI04	descrizione	contenuto
N	numero d'ordine dei record	
Tr	tipo di record	DI: parametri calcolati da dati di base macrosismici; CP: parametri adottati da cataloghi parametrici
Anno	tempo origine: anno	
Me	tempo origine: mese	
Gi	tempo origine: giorno	
Or	tempo origine: ora	
Mi	tempo origine: minuto	
Se	tempo origine: secondo	
AE	denominazione dell'area dei massimi effetti	
Rt	codice dell'elaborato di riferimento	vedi tabella 1
Np	numero dei dati puntuali di intensità disponibili	
Imx	intensità massima x 10 (scala MCS)	
Io	intensità epicentrale x 10 (scala MCS)	
TI	codice di determinazione di Io	M: valore assegnato manualmente
Lat	localizzazione epicentrale: latitudine in gradi sessagesimali-decimali	
Lon	localizzazione epicentrale: longitudine in gradi sessagesimali-decimali	
TL	codice di localizzazione	A: localizzazione macrosismica automatica M: localizzazione macrosismica manuale S: localizzazione strumentale
--		
--		

Maw	Magnitudo momento	
Daw	Errore associato alla stima di Maw	
TW	codice di determinazione di Maw	O: valore osservato
Mas	Magnitudo calcolata sulle onde di superficie	fino al 1980 coincide con Ma di CPTI99
Das	Errore associato alla stima di Mas	fino al 1980 coincide con Da di CPTI99
TS	codice di determinazione delle magnitudo per la zona etnea	En: valore per il calcolo del quale è stata usata la relazione Io/Mm di Azzero e Barbano (1997)
Msp	Magnitudo da utilizzare in combinazione con la relazione di attenuazione di Sabetta e Pugliese (1996)	per Ms > 5.5: Msp=Ms per Ms ≤ 5.5: Msp=(Ms+0.584)/1.079
Dsp	Errore associato alla stima di Msp	
ZS9	Zona sorgente di ZS9 cui l'evento è assegnato	
TZ	codice di assegnazione alla zona sorgente	G: assegnazione geografica A: assegnazione ponderata cautelativa
Ncft	Numero progressivo dei record nel catalogo CFTI2	
Nnt	Numero d'ordine dei record nel catalogo NT4.1.1	
Ncpt	Numero d'ordine dei record nel catalogo CPTI99	

Figura 78: Estratto dal "Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani" (Gruppo di lavoro CPTI, 2004), terremoti con epicentro compreso in un raggio di 40 km dall'area d'intervento.

5.2 Indagini geognostiche eseguite sul sito e stratigrafia del terreno

Per approfondire la conoscenza del terreno di fondazione e per costruire quindi uno schema stratigrafico dell'area oggetto di intervento, si è fatto riferimento alle indagini geognostiche indicate in precedenza, in particolare:

- n. 3 prove penetrometriche statiche CPT;
- n. 1 prospezione di sismica attiva MASW;
- n. 1 prospezione di sismica passiva H/V (Microtremori)

L'ubicazione delle indagini in pianta è riportata in *Figura 79*.

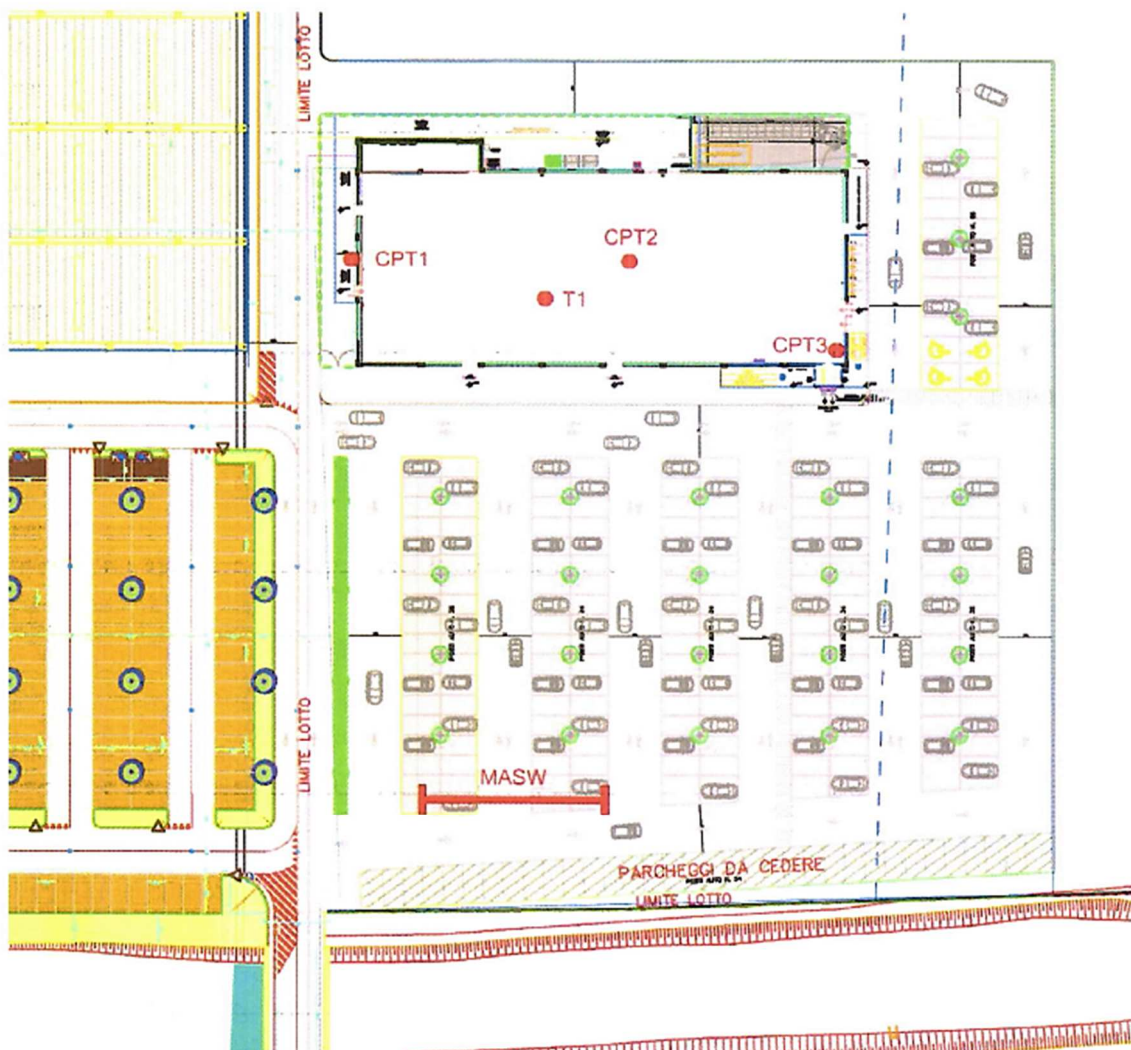


Figura 79: Ubicazione delle prove geognostiche nell'area oggetto di intervento [CPT = prove penetrometriche statiche; T = misure di sismica passiva (microtremori HVSr); MASW = traccia stendimento sismica attiva]

Prove penetrometriche statiche CPT

Le prove CPT (Cone Penetration Test) di tipo meccanico con penetrometro corredato di punta telescopica e manicotto laterale (tipo “Begemann”) consistono nell’infiggere verticalmente nel terreno a velocità costante di 2 cm/s, mediante martinetto idraulico, una batteria di aste a cui è collegata nella parte inferiore una punta conica, e nel misurare separatamente le resistenze all’avanzamento della sola punta conica R_p (kg/cm^2), la resistenza relativa all’infissione della punta e del manicotto $R_p + R_l$ (kg/cm^2) e la resistenza totale relativa all’infissione delle aste esterne R_t (kg). I dati relativi alle letture di campagna della resistenza alla punta e di quella laterale vengono poi elaborati e permettono di ottenere indicazioni sui principali parametri geotecnici del terreno; in base al rapporto tra i due parametri appena citati R_p/R_l è possibile effettuare il riconoscimento di massima dei terreni.

Come precedentemente specificato, nella zona sono state eseguite 3 verticali di prove penetrometriche statiche, CPT, i cui risultati di prova sono riportati nei tabulati a seguire.

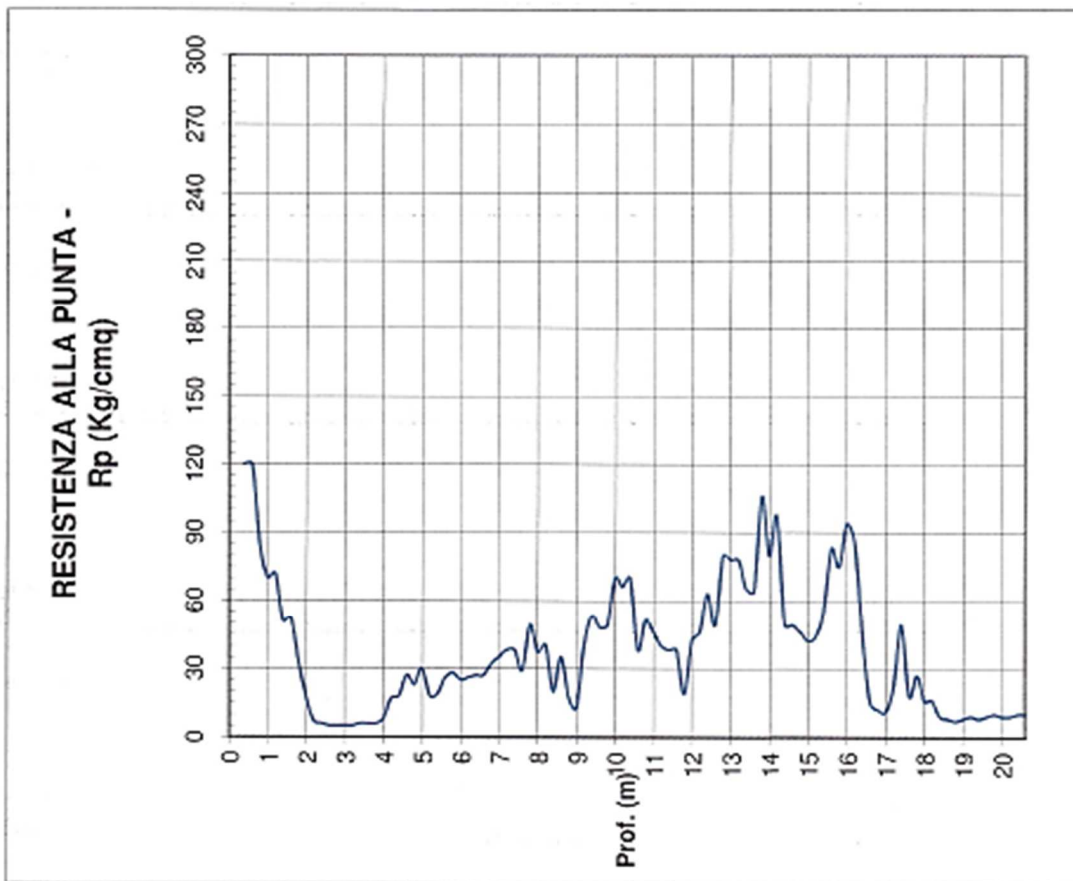
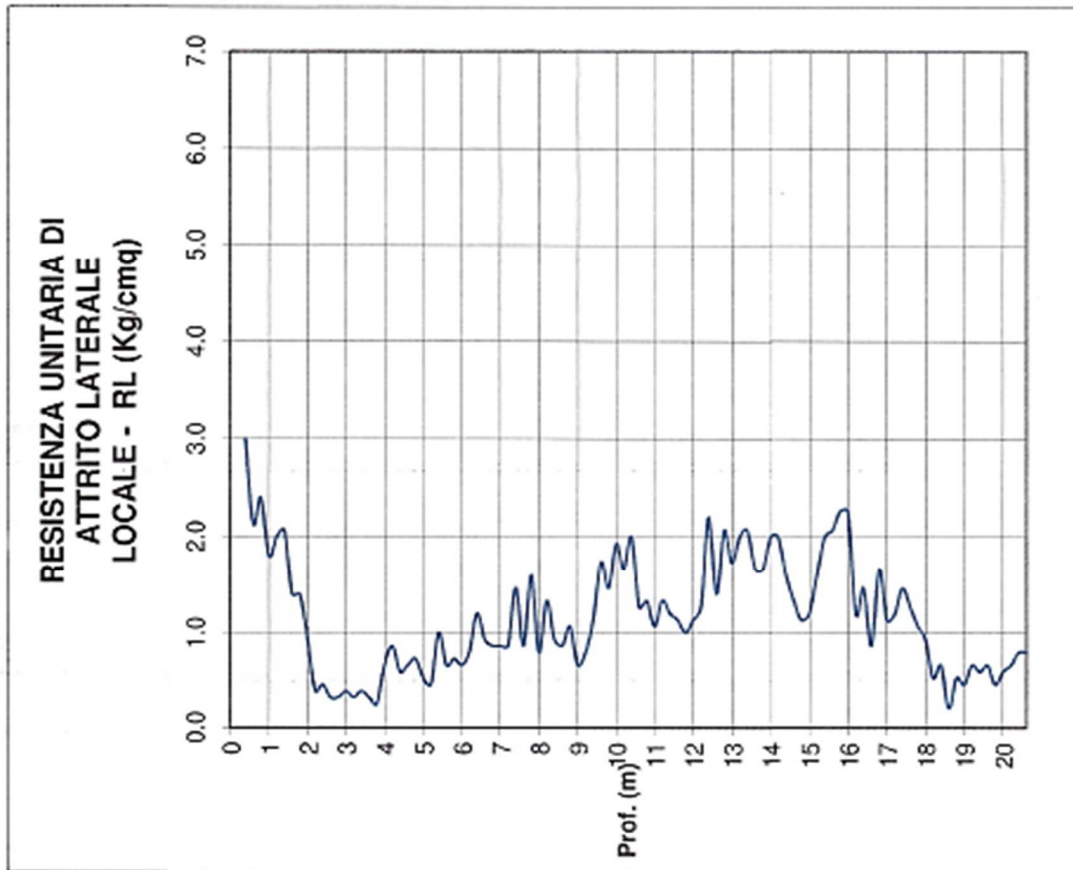
Successivamente vengono mostrate le sezioni geologiche relative alle tre verticali CPT analizzate, raffigurando sia la tipologia dei terreni sia la continuità dei diversi strati.

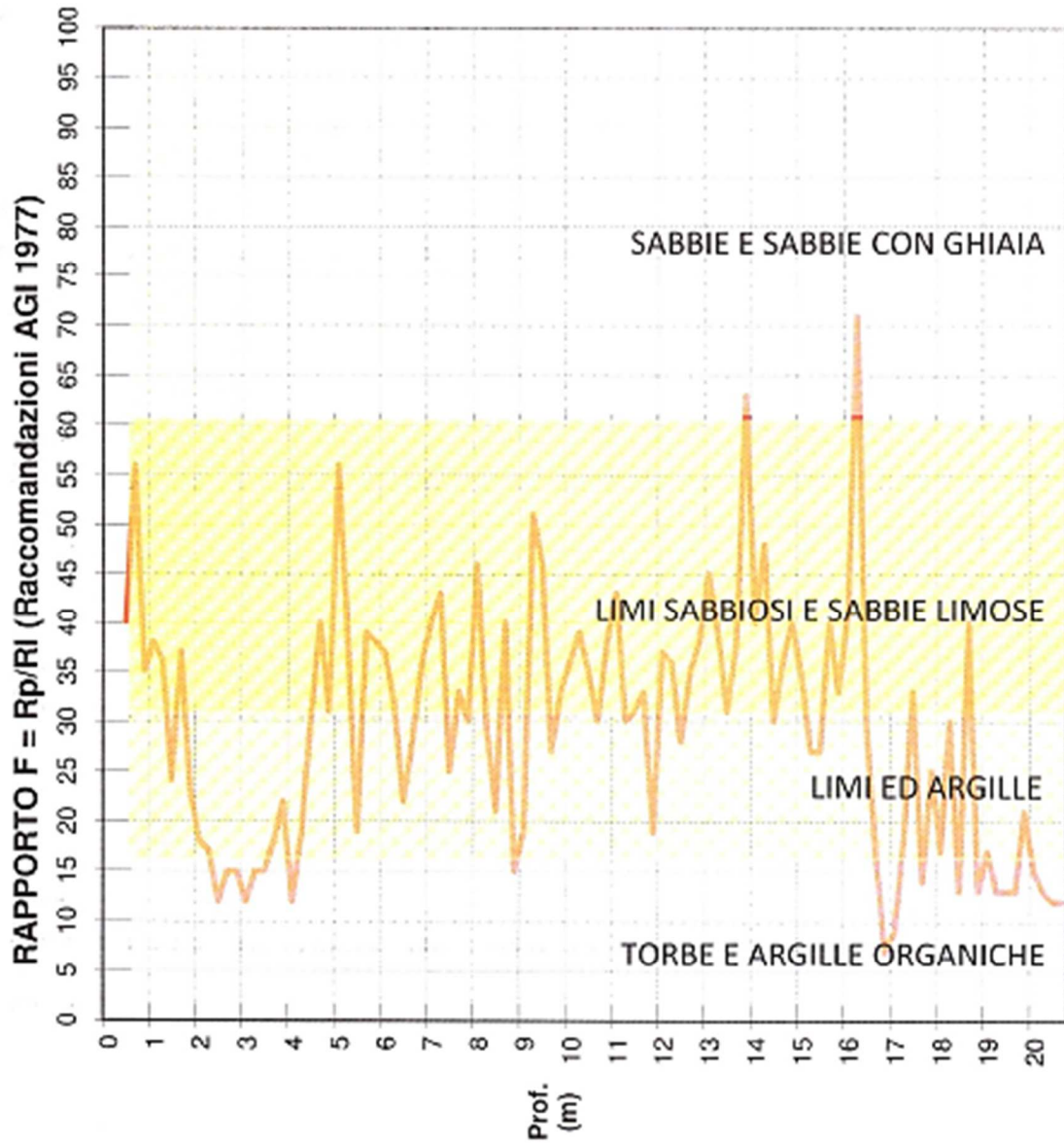
LETTURE DI CAMPAGNA

ELABORAZIONE DATI

Profondità (metri)	Resistenza alla punta	Resistenza laterale	Resistenza totale	Rp Kg/cm ²	RI Kg/cm ²	Rt T	Rp/RI -	Cu Kg/cm ²	ϕ_u °	Eu Kg/cm ²	Litologia Norme AGI '77
0											
0.2											
0.4	120	160		120	3.00	0.00	40	6.00	34.37	1800	limi e sabbie limose
0.6	120	165		120	2.13	0.00	56	6.00	34.37	1800	limi e sabbie limose
0.8	85	117		85	2.40	0.00	35	4.25	32.40	1275	limi e sabbie limose
1	70	106		70	1.80	0.00	38	3.50	31.26	1050	limi e sabbie limose
1.2	72	99		72	2.00	0.00	36	3.60	31.42	1080	limi e sabbie limose
1.4	51	81		51	2.07	0.00	24	2.55	29.32	765	limi e argille
1.6	52	83	175	52	1.40	1.75	37	2.60	29.44	780	limi e sabbie limose
1.8	33	54		33	1.40	0.00	23	1.65	26.54	495	limi e argille
2	17	38		17	0.93	0.00	18	0.85	22.04	255	limi e argille
2.2	7	21		7	0.40	0.00	17	0.35	15.54	105	limi e argille
2.4	6	12		6	0.47	0.00	12	0.30	14.36	90	limi e argille
2.6	5	12	73	5	0.33	0.73	15	0.25	12.95	75	limi e argille
2.8	5	10		5	0.33	0.00	15	0.25	12.95	75	limi e argille
3	5	10	37	5	0.40	0.37	12	0.25	12.95	75	limi e argille
3.2	5	11		5	0.33	0.00	15	0.25	12.95	75	limi e argille
3.4	6	11		6	0.40	0.00	15	0.30	14.36	90	limi e argille
3.6	6	12		6	0.33	0.00	18	0.30	14.36	90	limi e argille
3.8	6	11		6	0.27	0.00	22	0.30	14.36	90	limi e argille
4	8	12		8	0.67	0.00	12	0.40	16.55	120	limi e argille
4.2	17	27		17	0.87	0.00	19	0.85	22.04	255	limi e argille
4.4	18	31		18	0.60	0.00	30	0.90	22.44	270	limi e argille
4.6	27	36		27	0.67	0.00	40	1.35	25.21	405	limi e sabbie limose
4.8	23	33	65	23	0.73	0.65	31	1.15	24.13	345	limi e sabbie limose
5	30	41		30	0.53	0.00	56	1.50	25.91	450	limi e sabbie limose
5.2	18	26		18	0.47	0.00	38	0.90	22.44	270	limi e sabbie limose
5.4	19	26		19	1.00	0.00	19	0.95	22.81	285	limi e argille
5.6	26	41		26	0.67	0.00	39	1.30	24.96	390	limi e sabbie limose
5.8	28	38		28	0.73	0.00	38	1.40	25.46	420	limi e sabbie limose
6	25	36		25	0.67	0.00	37	1.25	24.70	375	limi e sabbie limose
6.2	26	36	78	26	0.80	0.78	32	1.30	24.96	390	limi e sabbie limose
6.4	27	39		27	1.20	0.00	22	1.35	25.21	405	limi e argille
6.6	27	45		27	0.93	0.00	28	1.35	25.21	405	limi e argille
6.8	32	46		32	0.87	0.00	36	1.60	26.34	480	limi e sabbie limose
7	35	48		35	0.87	0.00	40	1.75	26.93	525	limi e sabbie limose
7.2	38	51	100	38	0.87	1.00	43	1.90	27.46	570	limi e sabbie limose
7.4	38	51		38	1.47	0.00	25	1.90	27.46	570	limi e argille
7.6	29	51		29	0.87	0.00	33	1.45	25.69	435	limi e sabbie limose
7.8	49	62		49	1.60	0.00	30	2.45	29.07	735	limi e argille
8	37	61		37	0.80	0.00	46	1.85	27.29	555	limi e sabbie limose
8.2	40	52		40	1.33	0.00	30	2.00	27.79	600	limi e argille
8.4	20	40		20	0.93	0.00	21	1.00	23.17	300	limi e argille
8.6	35	49		35	0.87	0.00	40	1.75	26.93	525	limi e sabbie limose
8.8	17	30		17	1.07	0.00	15	0.85	22.04	255	limi e argille
9	13	29	77	13	0.67	0.77	19	0.65	20.12	195	limi e argille

9.2	41	51		41	0.80	0.00	51	2.05	27.95	615	limi e sabbie limose
9.4	53	65		53	1.13	0.00	46	2.65	29.56	795	limi e sabbie limose
9.6	48	65		48	1.73	0.00	27	2.40	28.94	720	limi e argille
9.8	49	75		49	1.47	0.00	33	2.45	29.07	735	limi e sabbie limose
10	70	92	136	70	1.93	1.36	36	3.50	31.26	1050	limi e sabbie limose
10.2	66	95		66	1.67	0.00	39	3.30	30.90	990	limi e sabbie limose
10.4	70	95		70	2.00	0.00	35	3.50	31.26	1050	limi e sabbie limose
10.6	38	68		38	1.27	0.00	30	1.90	27.46	570	limi e argille
10.8	51	70		51	1.33	0.00	38	2.55	29.32	765	limi e sabbie limose
11	46	66		46	1.07	0.00	43	2.30	28.68	690	limi e sabbie limose
11.2	40	56	123	40	1.33	1.23	30	2.00	27.79	600	limi e argille
11.4	38	58		38	1.20	0.00	31	1.90	27.46	570	limi e sabbie limose
11.6	38	56		38	1.13	0.00	33	1.90	27.46	570	limi e sabbie limose
11.8	19	36	96	19	1.00	0.96	19	0.95	22.81	285	limi e argille
12	42	57		42	1.13	0.00	37	2.10	28.10	630	limi e sabbie limose
12.2	46	63		46	1.27	0.00	36	2.30	28.68	690	limi e sabbie limose
12.4	63	82		63	2.20	0.00	28	3.15	30.62	945	limi e argille
12.6	49	82		49	1.40	0.00	35	2.45	29.07	735	limi e sabbie limose
12.8	80	101		80	2.07	0.00	38	4.00	32.05	1200	limi e sabbie limose
13	78	109		78	1.73	0.00	45	3.90	31.90	1170	limi e sabbie limose
13.2	78	104		78	2.00	0.00	39	3.90	31.90	1170	limi e sabbie limose
13.4	65	95		65	2.07	0.00	31	3.25	30.81	975	limi e sabbie limose
13.6	64	95	180	64	1.67	1.80	38	3.20	30.72	960	limi e sabbie limose
13.8	106	131		106	1.67	0.00	63	5.30	33.67	1590	sabbie e sabbie con ghiaia
14	80	105		80	2.00	0.00	40	4.00	32.05	1200	limi e sabbie limose
14.2	97	127		97	2.00	0.00	48	4.85	33.17	1455	limi e sabbie limose
14.4	49	79		49	1.60	0.00	30	2.45	29.07	735	limi e argille
14.6	49	73	177	49	1.33	1.77	36	2.45	29.07	735	limi e sabbie limose
14.8	46	66		46	1.13	0.00	40	2.30	28.68	690	limi e sabbie limose
15	42	59		42	1.20	0.00	35	2.10	28.10	630	limi e sabbie limose
15.2	44	62		44	1.60	0.00	27	2.20	28.40	660	limi e argille
15.4	55	79		55	2.00	0.00	27	2.75	29.79	825	limi e argille
15.6	83	113		83	2.07	0.00	40	4.15	32.26	1245	limi e sabbie limose
15.8	75	106		75	2.27	0.00	33	3.75	31.67	1125	limi e sabbie limose
16	94	128	225	94	2.27	2.25	41	4.70	32.99	1410	limi e sabbie limose
16.2	86	120		86	1.20	0.00	71	4.30	32.47	1290	sabbie e sabbie con ghiaia
16.4	45	63		45	1.47	0.00	30	2.25	28.54	675	limi e argille
16.6	15	37	126	15	0.87	1.26	17	0.75	21.15	225	limi e argille
16.8	12	25		12	1.67	0.00	7	0.60	19.54	180	argille organiche
17	11	36		11	1.13	0.00	9	0.55	18.91	165	argille organiche
17.2	22	39		22	1.20	0.00	18	1.10	23.83	330	limi e argille
17.4	49	67		49	1.47	0.00	33	2.45	29.07	735	limi e sabbie limose
17.6	18	40		18	1.27	0.00	14	0.90	22.44	270	limi e argille
17.8	27	46		27	1.07	0.00	25	1.35	25.21	405	limi e argille
18	16	32		16	0.93	0.00	17	0.80	21.61	240	limi e argille
18.2	16	30	73	16	0.53	0.73	30	0.80	21.61	240	limi e argille
18.4	9	17		9	0.67	0.00	13	0.45	17.43	135	limi e argille
18.6	8	18		8	0.20	0.00	40	0.40	16.55	120	limi e sabbie limose
18.8	7	10		7	0.53	0.00	13	0.35	15.54	105	limi e argille
19	8	16		8	0.47	0.00	17	0.40	16.55	120	limi e argille
19.2	9	16	102	9	0.67	1.02	13	0.45	17.43	135	limi e argille
19.4	8	18		8	0.60	0.00	13	0.40	16.55	120	limi e argille
19.6	9	18		9	0.67	0.00	13	0.45	17.43	135	limi e argille
19.8	10	20		10	0.47	0.00	21	0.50	18.21	150	limi e argille
20	9	16		9	0.60	0.00	15	0.45	17.43	135	limi e argille
20.2	9	18		9	0.67	0.00	13	0.45	17.43	135	limi e argille
20.4	10	20		10	0.80	0.00	12	0.50	18.21	150	limi e argille
20.6	10	22		10	0.80	0.00	12	0.50	18.21	150	limi e argille





**RICONOSCIMENTO DI
MASSIMA DEI TERRENI:**

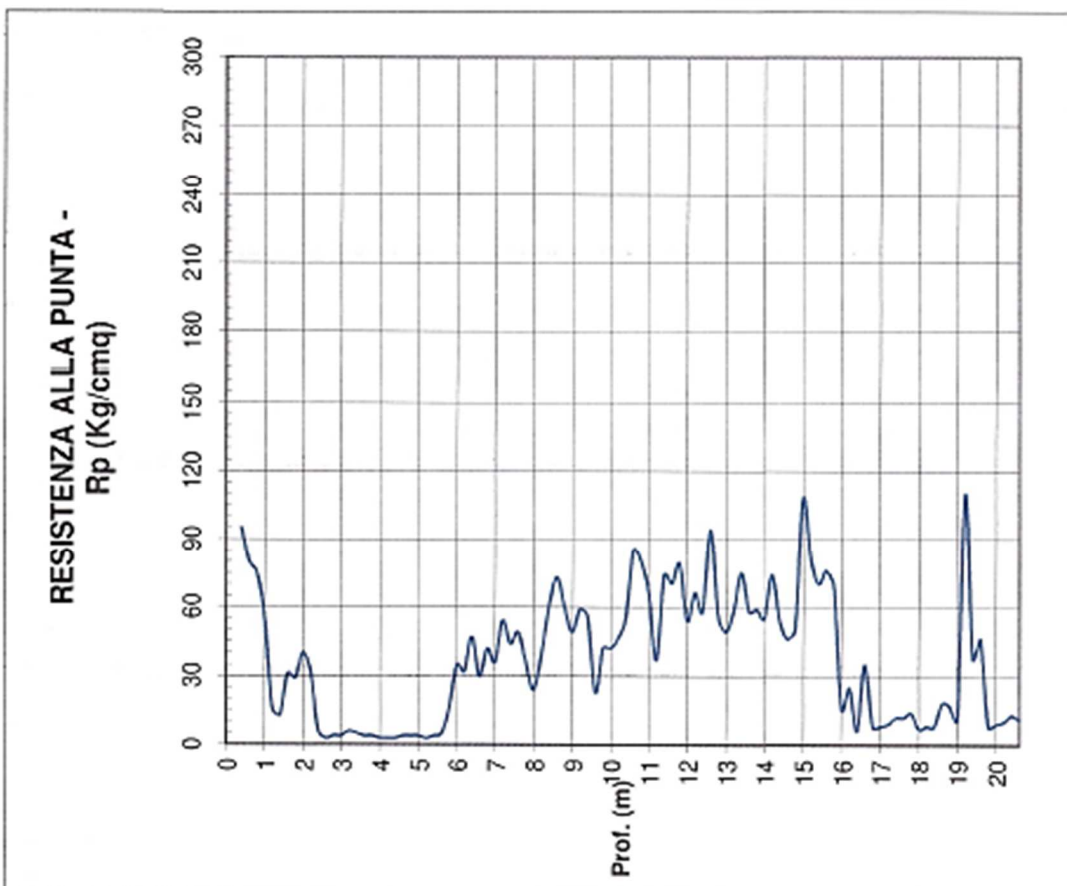
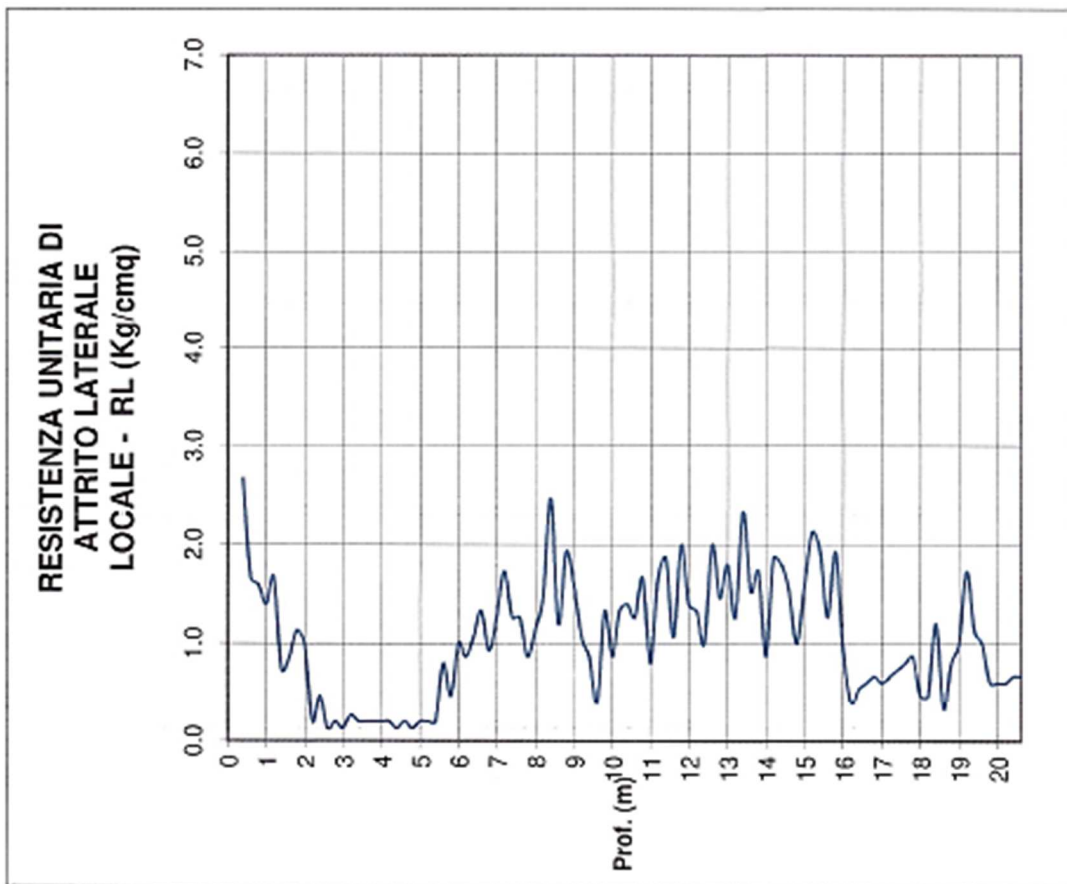
- $F < 15$ torbe ed argille organiche
- $15 < F < 30$ limi ed argille
- $30 < F < 60$ limi sabbiosi e sabbie limose
- $F > 60$ sabbie e sabbie con ghiaia

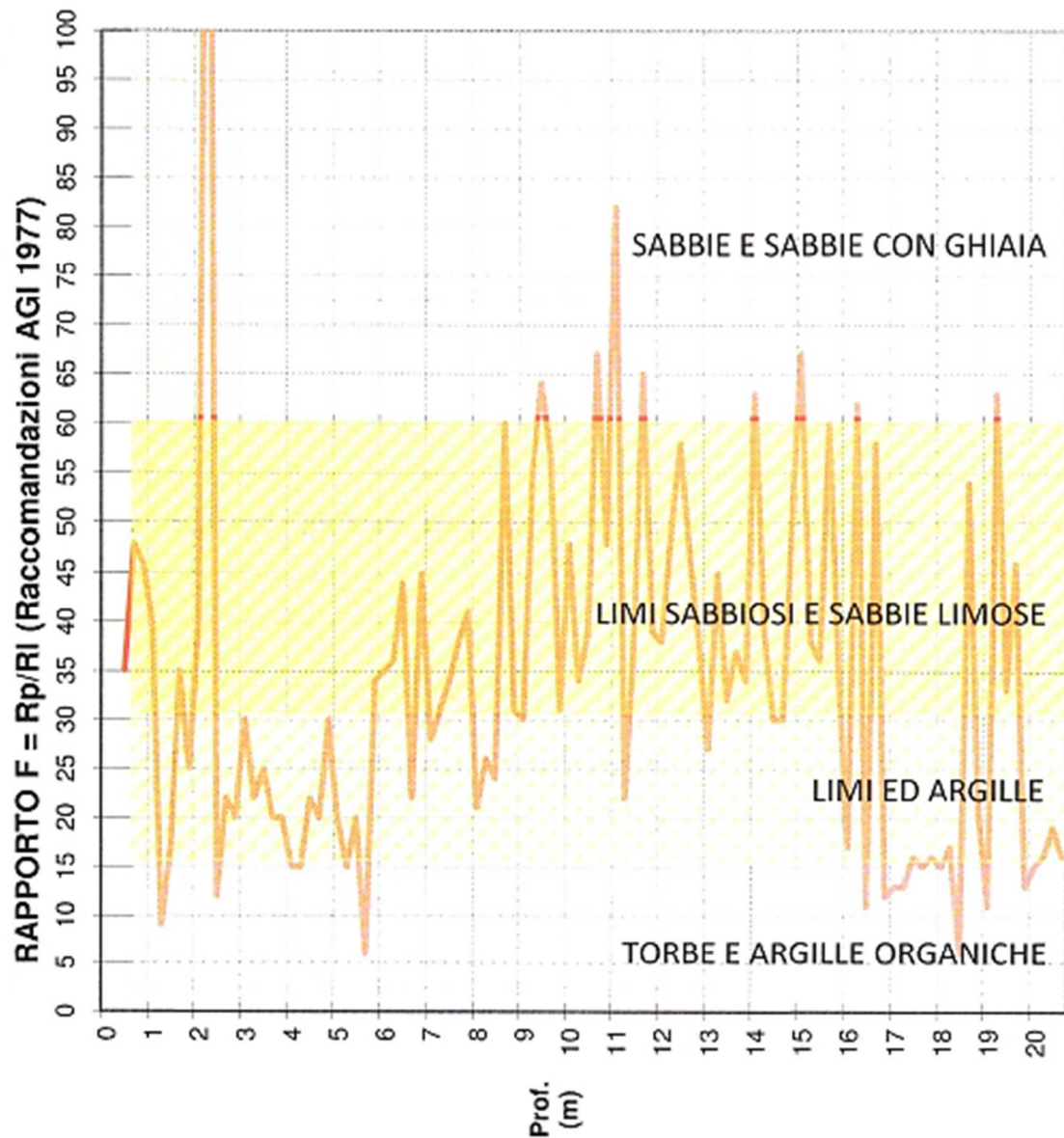
LETTURE DI CAMPAGNA

ELABORAZIONE DATI

Profondità (metri)	Resistenza alla punta	Resistenza laterale	Resistenza totale	Rp Kg/cm ²	Rl Kg/cm ²	Rt T	Rp/Rl -	Cu Kg/cm ²	φu °	Eu Kg/cm ²	Litologia Norme AGI '77
0											
0.2											
0.4	95	146		95	2.67	0.00	35	4.75	33.05	1425	limi e sabbie limose
0.6	80	120		80	1.67	0.00	48	4.00	32.05	1200	limi e sabbie limose
0.8	75	100		75	1.60	0.00	46	3.75	31.67	1125	limi e sabbie limose
1	56	80		56	1.40	0.00	40	2.80	29.90	840	limi e sabbie limose
1.2	16	37		16	1.67	0.00	9	0.80	21.61	240	argille organiche
1.4	13	38		13	0.73	0.00	17	0.65	20.12	195	limi e argille
1.6	31	42		31	0.87	0.00	35	1.55	26.13	465	limi e sabbie limose
1.8	29	42		29	1.13	0.00	25	1.45	25.69	435	limi e argille
2	40	57		40	1.00	0.00	40	2.00	27.79	600	limi e sabbie limose
2.2	32	47		32	0.20	0.00	160	1.60	26.34	480	ghiaie e ghiaie sabbiose
2.4	6	9		6	0.47	0.00	12	0.30	14.36	90	limi e argille
2.6	3	10	28	3	0.13	0.28	22	0.15	8.92	45	limi e argille
2.8	4	6		4	0.20	0.00	20	0.20	11.20	60	limi e argille
3	4	7	29	4	0.13	0.29	30	0.20	11.20	60	limi e argille
3.2	6	8		6	0.27	0.00	22	0.30	14.36	90	limi e argille
3.4	5	9		5	0.20	0.00	25	0.25	12.95	75	limi e argille
3.6	4	7		4	0.20	0.00	20	0.20	11.20	60	limi e argille
3.8	4	7		4	0.20	0.00	20	0.20	11.20	60	limi e argille
4	3	6	50	3	0.20	0.50	15	0.15	8.92	45	limi e argille
4.2	3	6		3	0.20	0.00	15	0.15	8.92	45	limi e argille
4.4	3	6		3	0.13	0.00	22	0.15	8.92	45	limi e argille
4.6	4	6		4	0.20	0.00	20	0.20	11.20	60	limi e argille
4.8	4	7	25	4	0.13	0.25	30	0.20	11.20	60	limi e argille
5	4	6		4	0.20	0.00	20	0.20	11.20	60	limi e argille
5.2	3	6		3	0.20	0.00	15	0.15	8.92	45	limi e argille
5.4	4	7		4	0.20	0.00	20	0.20	11.20	60	limi e argille
5.6	5	8		5	0.80	0.00	6	0.25	12.95	75	argille organiche
5.8	16	28		16	0.47	0.00	34	0.80	21.61	240	limi e sabbie limose
6	35	42		35	1.00	0.00	35	1.75	26.93	525	limi e sabbie limose
6.2	32	47		32	0.87	0.00	36	1.60	26.34	480	limi e sabbie limose
6.4	47	60		47	1.07	0.00	44	2.35	28.81	705	limi e sabbie limose
6.6	30	46	80	30	1.33	0.80	22	1.50	25.91	450	limi e argille
6.8	42	62		42	0.93	0.00	45	2.10	28.10	630	limi e sabbie limose
7	36	50		36	1.27	0.00	28	1.80	27.11	540	limi e argille
7.2	54	73	43	54	1.73	0.43	31	2.70	29.68	810	limi e sabbie limose
7.4	44	70		44	1.27	0.00	34	2.20	28.40	660	limi e sabbie limose
7.6	49	68		49	1.27	0.00	38	2.45	29.07	735	limi e sabbie limose
7.8	36	55		36	0.87	0.00	41	1.80	27.11	540	limi e sabbie limose
8	24	37		24	1.13	0.00	21	1.20	24.42	360	limi e argille
8.2	39	56		39	1.47	0.00	26	1.95	27.63	585	limi e argille
8.4	60	82		60	2.47	0.00	24	3.00	30.32	900	limi e argille
8.6	73	110		73	1.20	0.00	60	3.65	31.51	1095	limi e sabbie limose
8.8	60	78		60	1.93	0.00	31	3.00	30.32	900	limi e sabbie limose
9	49	78		49	1.60	0.00	30	2.45	29.07	735	limi e argille

9.2	59	83		59	1.07	0.00	55	2.95	30.22	885	limi e sabbie limose
9.4	56	72	122	56	0.87	1.22	64	2.80	29.90	840	sabbie e sabbie con ghiaia
9.6	23	36		23	0.40	0.00	57	1.15	24.13	345	limi e sabbie limose
9.8	42	48		42	1.33	0.00	31	2.10	28.10	630	limi e sabbie limose
10	42	62		42	0.87	0.00	48	2.10	28.10	630	limi e sabbie limose
10.2	46	59		46	1.33	0.00	34	2.30	28.68	690	limi e sabbie limose
10.4	55	75	150	55	1.40	1.50	39	2.75	29.79	825	limi e sabbie limose
10.6	85	106		85	1.27	0.00	67	4.25	32.40	1275	sabbie e sabbie con ghiaia
10.8	80	99		80	1.67	0.00	48	4.00	32.05	1200	limi e sabbie limose
11	66	91		66	0.80	0.00	82	3.30	30.90	990	sabbie e sabbie con ghiaia
11.2	37	49		37	1.67	0.00	22	1.85	27.29	555	limi e argille
11.4	74	99		74	1.87	0.00	39	3.70	31.59	1110	limi e sabbie limose
11.6	70	98	170	70	1.07	1.70	65	3.50	31.26	1050	sabbie e sabbie con ghiaia
11.8	79	95		79	2.00	0.00	39	3.95	31.97	1185	limi e sabbie limose
12	54	84		54	1.40	0.00	38	2.70	29.68	810	limi e sabbie limose
12.2	66	87		66	1.33	0.00	49	3.30	30.90	990	limi e sabbie limose
12.4	58	78		58	1.00	0.00	58	2.90	30.12	870	limi e sabbie limose
12.6	94	109		94	2.00	0.00	47	4.70	32.99	1410	limi e sabbie limose
12.8	56	86		56	1.47	0.00	38	2.80	29.90	840	limi e sabbie limose
13	49	71		49	1.80	0.00	27	2.45	29.07	735	limi e argille
13.2	58	85		58	1.27	0.00	45	2.90	30.12	870	limi e sabbie limose
13.4	75	94		75	2.33	0.00	32	3.75	31.67	1125	limi e sabbie limose
13.6	58	93		58	1.53	0.00	37	2.90	30.12	870	limi e sabbie limose
13.8	59	82		59	1.73	0.00	34	2.95	30.22	885	limi e sabbie limose
14	55	81		55	0.87	0.00	63	2.75	29.79	825	sabbie e sabbie con ghiaia
14.2	74	87	160	74	1.87	1.60	39	3.70	31.59	1110	limi e sabbie limose
14.4	54	82		54	1.80	0.00	30	2.70	29.68	810	limi e argille
14.6	46	73		46	1.53	0.00	30	2.30	28.68	690	limi e argille
14.8	50	73		50	1.00	0.00	50	2.50	29.20	750	limi e sabbie limose
15	108	123	222	108	1.60	2.22	67	5.40	33.78	1620	sabbie e sabbie con ghiaia
15.2	82	106		82	2.13	0.00	38	4.10	32.19	1230	limi e sabbie limose
15.4	70	102		70	1.93	0.00	36	3.50	31.26	1050	limi e sabbie limose
15.6	76	105		76	1.27	0.00	60	3.80	31.74	1140	limi e sabbie limose
15.8	69	88		69	1.93	0.00	35	3.45	31.17	1035	limi e sabbie limose
16	16	45		16	0.93	0.00	17	0.80	21.61	240	limi e argille
16.2	25	39		25	0.40	0.00	62	1.25	24.70	375	sabbie e sabbie con ghiaia
16.4	6	12		6	0.53	0.00	11	0.30	14.36	90	limi e argille
16.6	35	43		35	0.60	0.00	58	1.75	26.93	525	limi e sabbie limose
16.8	8	17	106	8	0.67	1.06	12	0.40	16.55	120	limi e argille
17	8	18		8	0.60	0.00	13	0.40	16.55	120	limi e argille
17.2	9	18		9	0.67	0.00	13	0.45	17.43	135	limi e argille
17.4	12	22		12	0.73	0.00	16	0.60	19.54	180	limi e argille
17.6	12	23		12	0.80	0.00	15	0.60	19.54	180	limi e argille
17.8	14	26		14	0.87	0.00	16	0.70	20.66	210	limi e argille
18	7	20		7	0.47	0.00	15	0.35	15.54	105	limi e argille
18.2	8	15	72	8	0.47	0.72	17	0.40	16.55	120	limi e argille
18.4	8	15		8	1.20	0.00	6	0.40	16.55	120	argille organiche
18.6	18	36		18	0.33	0.00	54	0.90	22.44	270	limi e sabbie limose
18.8	17	22		17	0.80	0.00	21	0.85	22.04	255	limi e argille
19	11	23		11	1.00	0.00	11	0.55	18.91	165	limi e argille
19.2	110	125	180	110	1.73	1.80	63	5.50	33.88	1650	sabbie e sabbie con ghiaia
19.4	38	64		38	1.13	0.00	33	1.90	27.46	570	limi e sabbie limose
19.6	46	63	135	46	1.00	1.35	46	2.30	28.68	690	limi e sabbie limose
19.8	8	23		8	0.60	0.00	13	0.40	16.55	120	limi e argille
20	9	18		9	0.60	0.00	15	0.45	17.43	135	limi e argille
20.2	10	19		10	0.60	0.00	16	0.50	18.21	150	limi e argille
20.4	13	22		13	0.67	0.00	19	0.65	20.12	195	limi e argille
20.6	11	21		11	0.67	0.00	16	0.55	18.91	165	limi e argille





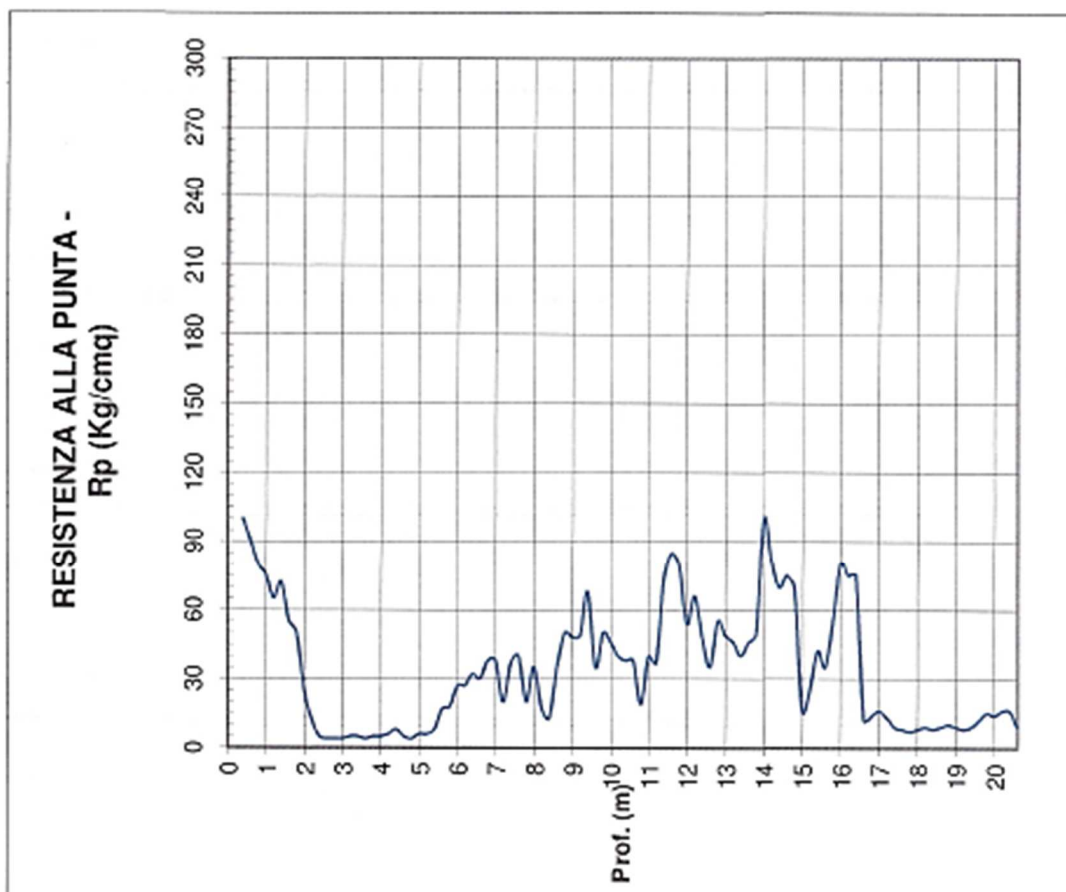
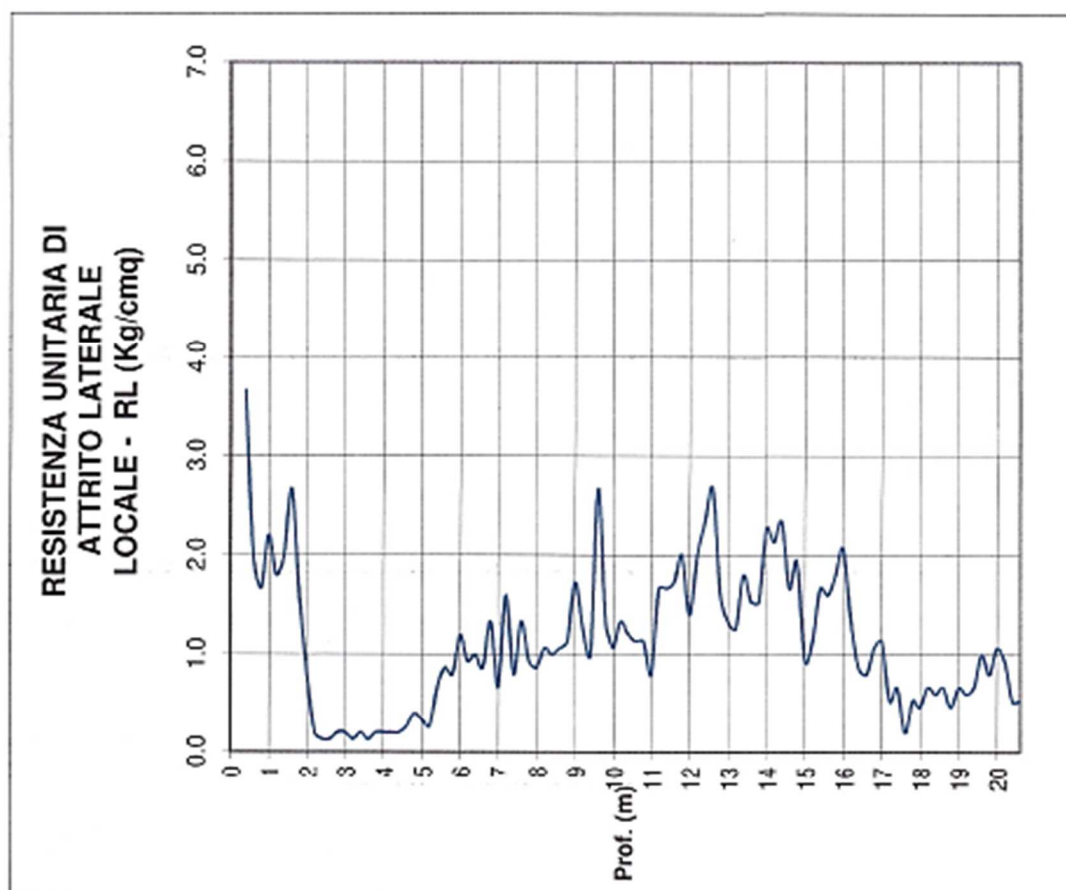
**RICONOSCIMENTO DI
MASSIMA DEI TERRENI:**

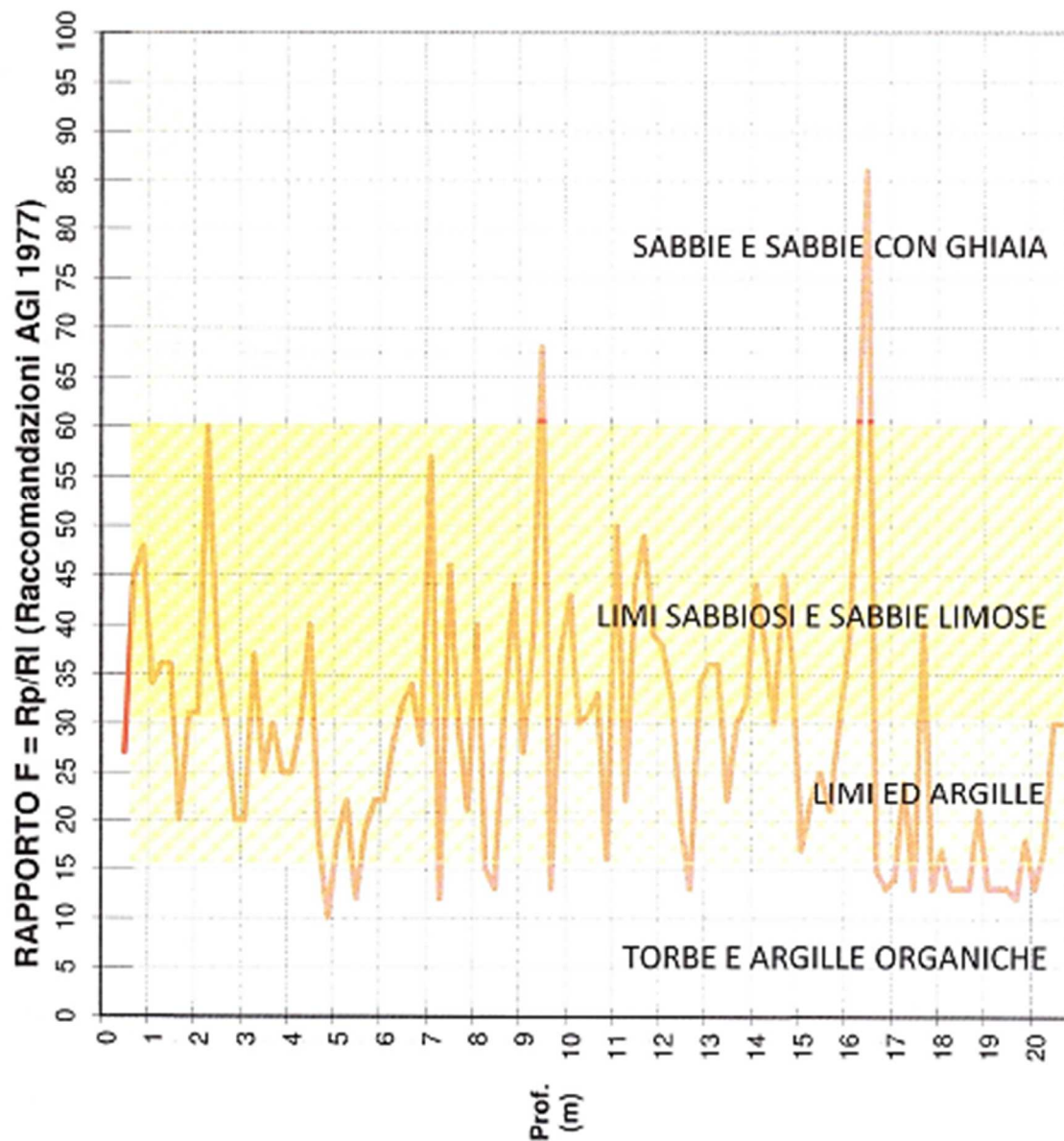
- $F < 15$ torbe ed argille organiche
- $15 < F < 30$ limi ed argille
- $30 < F < 60$ limi sabbiosi e sabbie limose
- $F > 60$ sabbie e sabbie con ghiaia

PROVA	CPT3	11-set-18
-------	------	-----------

LETTURE DI CAMPAGNA				ELABORAZIONE DATI							
Profondità (metri)	Resistenza alla punta	Resistenza laterale	Resistenza totale	Rp Kg/cm ²	RI Kg/cm ²	Rt T	Rp/RI -	Cu Kg/cm ²	φu °	Eu Kg/cm ²	Litologia Norme AGI '77
0											
0.2											
0.4	100	155		100	3.67	0.00	27	5.00	33.34	1500	limi e argille
0.6	90	145		90	2.00	0.00	45	4.50	32.73	1350	limi e sabbie limose
0.8	80	110		80	1.67	0.00	48	4.00	32.05	1200	limi e sabbie limose
1	75	100		75	2.20	0.00	34	3.75	31.67	1125	limi e sabbie limose
1.2	65	98		65	1.80	0.00	36	3.25	30.81	975	limi e sabbie limose
1.4	72	99		72	2.00	0.00	36	3.60	31.42	1080	limi e sabbie limose
1.6	55	85		55	2.67	0.00	20	2.75	29.79	825	limi e argille
1.8	50	90		50	1.60	0.00	31	2.50	29.20	750	limi e sabbie limose
2	25	49		25	0.80	0.00	31	1.25	24.70	375	limi e sabbie limose
2.2	12	24		12	0.20	0.00	60	0.60	19.54	180	limi e sabbie limose
2.4	5	8		5	0.13	0.00	37	0.25	12.95	75	limi e sabbie limose
2.6	4	6		4	0.13	0.00	30	0.20	11.20	60	limi e argille
2.8	4	6		4	0.20	0.00	20	0.20	11.20	60	limi e argille
3	4	7	25	4	0.20	0.25	20	0.20	11.20	60	limi e argille
3.2	5	8		5	0.13	0.00	37	0.25	12.95	75	limi e sabbie limose
3.4	5	7		5	0.20	0.00	25	0.25	12.95	75	limi e argille
3.6	4	7		4	0.13	0.00	30	0.20	11.20	60	limi e argille
3.8	5	7		5	0.20	0.00	25	0.25	12.95	75	limi e argille
4	5	8	30	5	0.20	0.30	25	0.25	12.95	75	limi e argille
4.2	6	9		6	0.20	0.00	30	0.30	14.36	90	limi e argille
4.4	8	11		8	0.20	0.00	40	0.40	16.55	120	limi e sabbie limose
4.6	5	8		5	0.27	0.00	18	0.25	12.95	75	limi e argille
4.8	4	8	25	4	0.40	0.25	10	0.20	11.20	60	argille organiche
5	6	12		6	0.33	0.00	18	0.30	14.36	90	limi e argille
5.2	6	11		6	0.27	0.00	22	0.30	14.36	90	limi e argille
5.4	8	12		8	0.67	0.00	12	0.40	16.55	120	limi e argille
5.6	17	27		17	0.87	0.00	19	0.85	22.04	255	limi e argille
5.8	18	31		18	0.80	0.00	22	0.90	22.44	270	limi e argille
6	27	39		27	1.20	0.00	22	1.35	25.21	405	limi e argille
6.2	27	45		27	0.93	0.00	28	1.35	25.21	405	limi e argille
6.4	32	46		32	1.00	0.00	32	1.60	26.34	480	limi e sabbie limose
6.6	30	45	65	30	0.87	0.65	34	1.50	25.91	450	limi e sabbie limose
6.8	38	51		38	1.33	0.00	28	1.90	27.46	570	limi e argille
7	38	58		38	0.67	0.00	57	1.90	27.46	570	limi e sabbie limose
7.2	20	30		20	1.60	0.00	12	1.00	23.17	300	limi e argille
7.4	37	61		37	0.80	0.00	46	1.85	27.29	555	limi e sabbie limose
7.6	40	52		40	1.33	0.00	30	2.00	27.79	600	limi e argille
7.8	20	40		20	0.93	0.00	21	1.00	23.17	300	limi e argille
8	35	49		35	0.87	0.00	40	1.75	26.93	525	limi e sabbie limose
8.2	17	30		17	1.07	0.00	15	0.85	22.04	255	limi e argille
8.4	13	29		13	1.00	0.00	13	0.65	20.12	195	limi e argille
8.6	35	50		35	1.07	0.00	32	1.75	26.93	525	limi e sabbie limose
8.8	50	66		50	1.13	0.00	44	2.50	29.20	750	limi e sabbie limose
9	48	65		48	1.73	0.00	27	2.40	28.94	720	limi e argille

9.2	49	75		49	1.27	0.00	38	2.45	29.07	735	limi e sabbie limose
9.4	68	87	100	68	1.00	1.00	68	3.40	31.08	1020	sabbie e sabbie con ghiaia
9.6	35	50		35	2.67	0.00	13	1.75	26.93	525	limi e argille
9.8	50	90		50	1.33	0.00	37	2.50	29.20	750	limi e sabbie limose
10	46	66		46	1.07	0.00	43	2.30	28.68	690	limi e sabbie limose
10.2	40	56		40	1.33	0.00	30	2.00	27.79	600	limi e argille
10.4	38	58	150	38	1.20	1.50	31	1.90	27.46	570	limi e sabbie limose
10.6	38	56		38	1.13	0.00	33	1.90	27.46	570	limi e sabbie limose
10.8	19	36		19	1.13	0.00	16	0.95	22.81	285	limi e argille
11	40	57		40	0.80	0.00	50	2.00	27.79	600	limi e sabbie limose
11.2	37	49		37	1.67	0.00	22	1.85	27.29	555	limi e argille
11.4	74	99		74	1.67	0.00	44	3.70	31.59	1110	limi e sabbie limose
11.6	85	110	175	85	1.73	1.75	49	4.25	32.40	1275	limi e sabbie limose
11.8	79	105		79	2.00	0.00	39	3.95	31.97	1185	limi e sabbie limose
12	54	84		54	1.40	0.00	38	2.70	29.68	810	limi e sabbie limose
12.2	66	87		66	2.00	0.00	33	3.30	30.90	990	limi e sabbie limose
12.4	48	78		48	2.33	0.00	20	2.40	28.94	720	limi e argille
12.6	35	70		35	2.67	0.00	13	1.75	26.93	525	limi e argille
12.8	55	95		55	1.60	0.00	34	2.75	29.79	825	limi e sabbie limose
13	49	73		49	1.33	0.00	36	2.45	29.07	735	limi e sabbie limose
13.2	46	66		46	1.27	0.00	36	2.30	28.68	690	limi e sabbie limose
13.4	40	59		40	1.80	0.00	22	2.00	27.79	600	limi e argille
13.6	46	73		46	1.53	0.00	30	2.30	28.68	690	limi e argille
13.8	50	73		50	1.53	0.00	32	2.50	29.20	750	limi e sabbie limose
14	100	123		100	2.27	0.00	44	5.00	33.34	1500	limi e sabbie limose
14.2	82	116	175	82	2.13	1.75	38	4.10	32.19	1230	limi e sabbie limose
14.4	70	102		70	2.33	0.00	30	3.50	31.26	1050	limi e argille
14.6	75	110		75	1.67	0.00	45	3.75	31.67	1125	limi e sabbie limose
14.8	70	95		70	1.93	0.00	36	3.50	31.26	1050	limi e sabbie limose
15	16	45		16	0.93	0.00	17	0.80	21.61	240	limi e argille
15.2	25	39		25	1.13	0.00	22	1.25	24.70	375	limi e argille
15.4	42	59		42	1.67	0.00	25	2.10	28.10	630	limi e argille
15.6	35	60		35	1.60	0.00	21	1.75	26.93	525	limi e argille
15.8	55	79		55	1.80	0.00	30	2.75	29.79	825	limi e argille
16	80	107		80	2.07	0.00	38	4.00	32.05	1200	limi e sabbie limose
16.2	75	106		75	1.33	0.00	56	3.75	31.67	1125	limi e sabbie limose
16.4	75	95		75	0.87	0.00	86	3.75	31.67	1125	sabbie e sabbie con ghiaia
16.6	12	25		12	0.80	0.00	15	0.60	19.54	180	limi e argille
16.8	14	26	120	14	1.07	1.20	13	0.70	20.66	210	limi e argille
17	16	32		16	1.13	0.00	14	0.80	21.61	240	limi e argille
17.2	13	30		13	0.53	0.00	24	0.65	20.12	195	limi e argille
17.4	9	17		9	0.67	0.00	13	0.45	17.43	135	limi e argille
17.6	8	18		8	0.20	0.00	40	0.40	16.55	120	limi e sabbie limose
17.8	7	10		7	0.53	0.00	13	0.35	15.54	105	limi e argille
18	8	16		8	0.47	0.00	17	0.40	16.55	120	limi e argille
18.2	9	16	70	9	0.67	0.70	13	0.45	17.43	135	limi e argille
18.4	8	18		8	0.60	0.00	13	0.40	16.55	120	limi e argille
18.6	9	18		9	0.67	0.00	13	0.45	17.43	135	limi e argille
18.8	10	20		10	0.47	0.00	21	0.50	18.21	150	limi e argille
19	9	16		9	0.67	0.00	13	0.45	17.43	135	limi e argille
19.2	8	18	180	8	0.60	1.80	13	0.40	16.55	120	limi e argille
19.4	9	18		9	0.67	0.00	13	0.45	17.43	135	limi e argille
19.6	12	22		12	1.00	0.00	12	0.60	19.54	180	limi e argille
19.8	15	30		15	0.80	0.00	18	0.75	21.15	225	limi e argille
20	14	26		14	1.07	0.00	13	0.70	20.66	210	limi e argille
20.2	16	32		16	0.93	0.00	17	0.80	21.61	240	limi e argille
20.4	16	30		16	0.53	0.00	30	0.80	21.61	240	limi e argille
20.6	9	17		9	0.53	0.00	30	0.80	21.61	240	limi e argille





**RICONOSCIMENTO DI
MASSIMA DEI TERRENI:**

- $F < 15$ torbe ed argille organiche
- $15 < F < 30$ limi ed argille
- $30 < F < 60$ limi sabbiosi e sabbie limose
- $F > 60$ sabbie e sabbie con ghiaia

In *Figura 80* è mostrata una sezione geologica ricostruita sulla base della sequenza stratigrafica individuata grazie alle prove CPT.

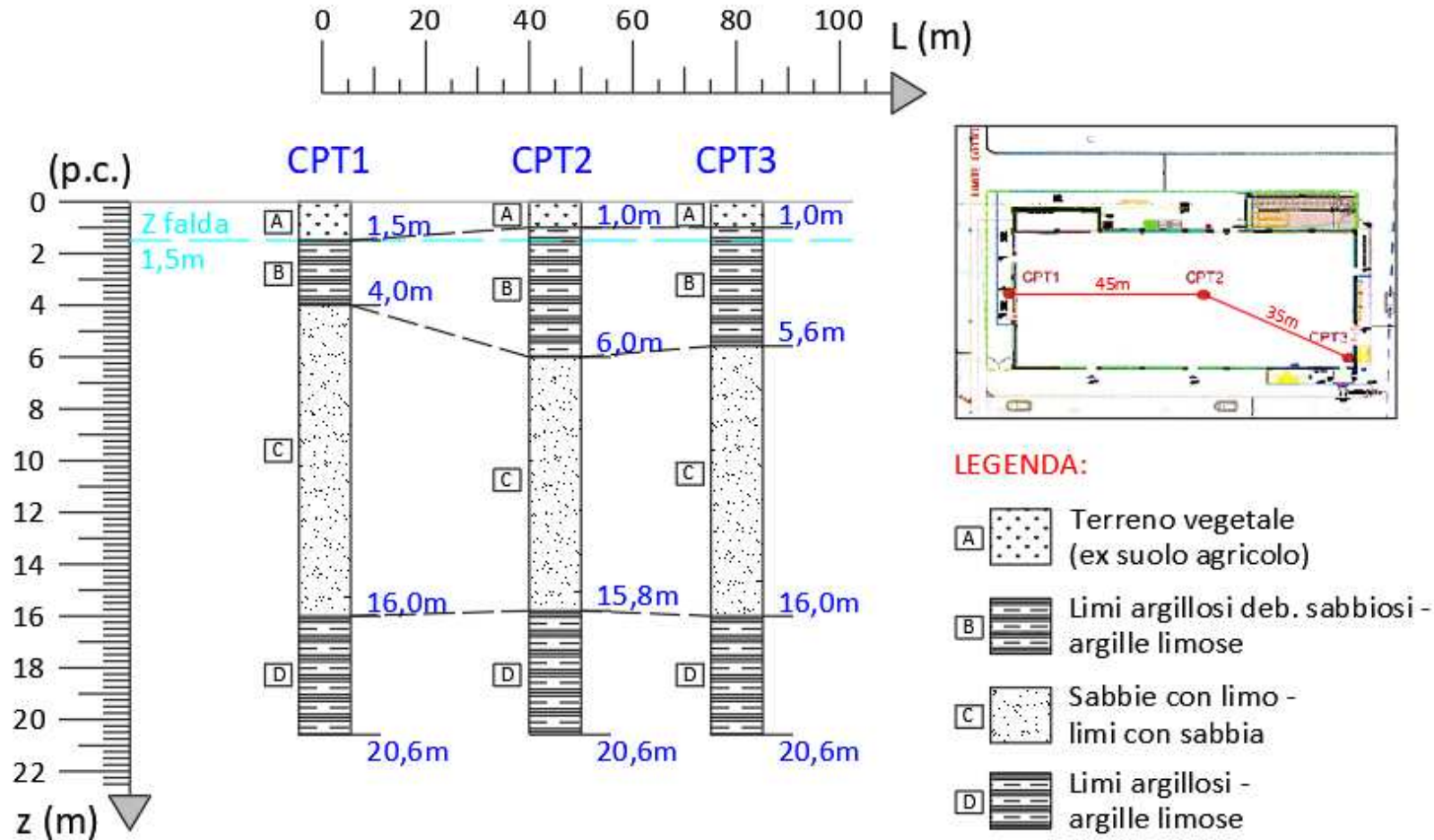


Figura 80: Sezione geologica ricostruita attraverso la stratigrafia individuata dalle prove CPT, con annessa legenda e planimetria ubicazione delle verticali CPT

Sismica Attiva (MASW)

Le prove MASW sono molto utili per ricavare il parametro V_{s30} , richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni.

Questo tipo di indagine mira a ricostruire la curva di dispersione della velocità di fase delle onde di superficie generate in sede di energizzazione.

Tramite le prove MASW vengono misurate le velocità sismiche delle onde superficiali a diverse frequenze. La variazione di velocità a diverse frequenze (dispersione) è imputabile prevalentemente alla stratificazione delle velocità delle onde S, i cui valori sono ricavabili da una procedura di inversione numerica.

La procedura MASW prevede tre stadi distinti:

1. acquisizione dei dati di campagna: registrazione di linea sismica MASW (Multi-channel Analysis of Surface Waves, analisi della dispersione delle onde di Rayleigh da misure di sismica attiva – ad esempio Park et al., 1999) di lunghezza e distanza intergeofonica variabile utile a definire il profilo verticale della V_s (velocità di propagazione delle onde di taglio);
2. estrazione della curva di dispersione;
3. inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle V_s (profilo 1-D) che ne descrive la variazione con la profondità.

I parametri della V_s sono stati quindi determinati integrando i dati ricavati da una prova di sismica attiva (MASW) eseguita direttamente sull'area mediante uno stendimento avente lunghezza pari a 24 metri e passo fra i geofoni pari a 2 metri (ubicazione della prova specificata nella planimetria delle indagini geognostiche, *Figura 79*).

Come si può vedere dalle *Figure 81* e *82* (curva di dispersione e profilo verticale delle V_s), i risultati ottenuti dalla prova MASW indicano una velocità delle onde di taglio pari a

$$V_s (0.0 - 30.0) = 170 \text{ m/s}$$

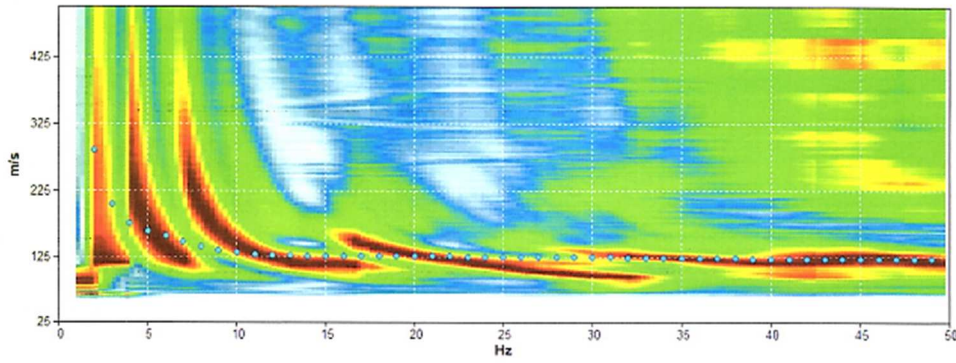
tale valore sarà di seguito utilizzato nella valutazione dei cedimenti sismici dell'area oggetto di intervento.

Inizio registrazione: 05/09/18 13:35:15 Fine registrazione: 05/09/18 13:45:17
 Durata registrazione: 0h03'20".
 Freq. campionamento: 512 Hz

Nomi canali: B1 ; B2 ; B3 ; B4 ; B5 ; B6 ; B7 ; B8 ;
 B9 ; B10 ; B11 ; B12

Array geometry (x): 0.0 2.0 4.0 6.0 8.0 10.0 12.0 14.0 16.0 18.0 20.0 22.0 24.0 m.

MODELLED RAYLEIGH WAVE PHASE VELOCITY DISPERSION CURVE



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
2.00	2.00	128	0.42
5.00	3.00	140	0.42
7.00	2.00	110	0.42
32.00	25.00	190	0.42
inf.	inf.	350	0.42

Vs(0.0-30.0)=170m/s

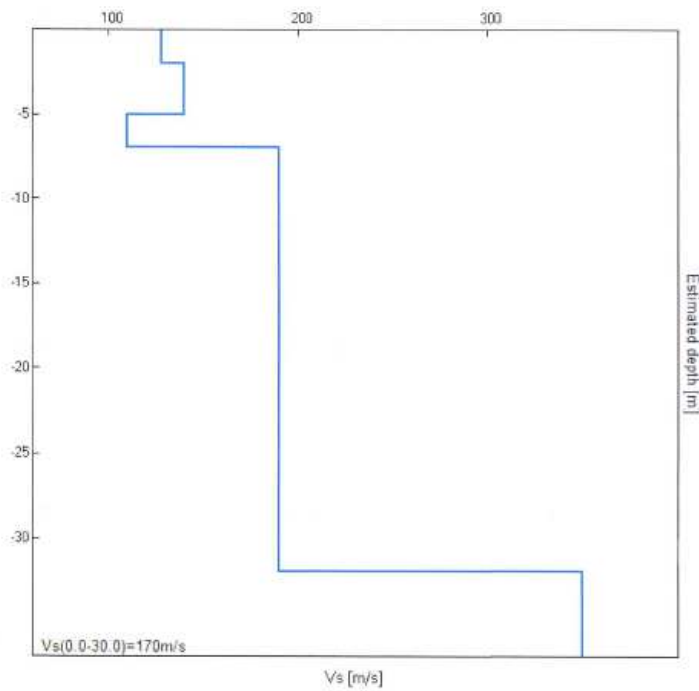


Figura 81 e 82: Curva di dispersione risultante dalla prova MASW effettuata sul sito e profilo verticale delle velocità Vs variabili con la profondità

Sismica Passiva (Microtremori)

La sismica passiva si basa sulla misura dei microtremori che sono sempre presenti sulla superficie terrestre e sono generati da fenomeni naturali (vento, onde marine) e artificiali (attività antropiche).

Lo strumento utilizzato per tali misurazioni è il tromografo “Tromino”: si tratta di un sismografo di dimensioni molto contenute che contiene tre sensori elettrodinamici ortogonali (velocimetri), un ampio range frequenziale (0,1 – 256 Hz) e il sistema GPS integrato.

Il metodo di indagine utilizzato è quello a stazione singola dei rapporti spettrali (HVSR).

Questo metodo consiste nello studio del rapporto spettrale tra la componente orizzontale del rumore e quella verticale (H/V spectrum). Il valore di tale rapporto è direttamente correlato con la frequenza di risonanza determinata dal passaggio tra due strati con una differenza significativa del contrasto di impedenza (velocità delle onde e densità del materiale).

Considerando due strade con differente impedenza acustica, la frequenza di risonanza è legata allo spessore e alla velocità delle onde di taglio V_s del primo strato dalla seguente relazione:

$$f_r = V_{s1} / 4 h$$

dove

V_{s1} = velocità delle onde S del primo strato

h = spessore del primo strato

L’HVSR è in grado di fornire stime affidabili delle frequenze principali di risonanza dei sottosuoli. riconosciuta questa capacità e dato che, se è disponibile una stima della velocità delle onde elastiche, le frequenze di risonanza possono essere convertite in stratigrafia, ne risulta che il metodo HVSR può essere in linea di principio usato come strumento stratigrafico.

Stratigrafia

Al fine di approfondire il grado di conoscenza del terreno di fondazione e quindi di costruire uno schema stratigrafico dell’area oggetto di intervento, si è fatto riferimento alla preindicata indagine geognostica in situ; le prove penetrometriche eseguite con punta conica sono state spinte fino alla profondità massima di 20 m circa dal piano campagna.

Facendo riferimento alle indagini eseguite sul lotto, dal punto di vista stratigrafico il terreno oggetto di indagine presenta in superficie un terreno vegetale (suolo agricolo) argilloso limoso con uno spessore di circa 1,0 m e, nei primi 20 metri di profondità (profondità direttamente

indagata) fatte salve alcune eccezioni, è costituito da terreni coesivi – semi coesivi limoso-argillosi debolmente sabbiosi e argilloso-limosi, da molli a poco consistenti, sino ad una profondità di 5 – 6 m circa. Oltre tale profondità si ha la presenza di terreni, per lo più semigranulari, costituiti da limi con sabbia a sabbia con limo sino a 15 – 16 m, da moderatamente consistenti/addensate, tra 5 – 6 m e 11 – 12 m, a consistenti/addensate, tra 11 – 12 m e 15 – 16 m; più in profondità tra 15 – 16 m e 20 m sono presenti terreni coesivi - semi coesivi costituiti da argille limose e limi argillosi da molli a poco consistenti.

Nei primi 2 metri circa di profondità dal p.c. i terreni risultano essiccati a causa della presenza di un minore tenore di umidità a seguito della stagione estiva.

Sono presenti a diverse profondità alcuni sottili strati di argille organiche (torbe) e sottili strati di sabbie che si susseguono in profondità senza una precisa sistematicità.

La modellazione geologica del sito, per la profondità raggiunta con le prove CPT e anche attraverso la conoscenza di indagini in zone limitrofe, è riportata nella *Tabella 7*.

MODELLO GEOLOGICO SCHEMATICO		
Strato	Profondità strato da p.c. [m]	Litologia
A	0,00m ÷ 1,00m	Terreno vegetale argilloso-limoso-sabbioso (ex suolo agricolo).
B	1,00m ÷ 5,50m	Alternanza di limi argillosi debolmente sabbiosi e argille limose, da molli a poco consistenti.
C	5,50m ÷ 15,50m	Alternanze di limi con sabbia a sabbie con limo, da moderatamente consistenti/addensate, tra 5-6 m e 11-12 m, a consistenti/addensate, tra 11-12 m e 15-16 m.
D	15,50m ÷ 20,00m	Alternanza di argille limose e limi argillosi, da molli a poco consistenti. Da indagini eseguite in zone limitrofe i terreni argillosi si estenderebbero in profondità all'incirca sino a 30 m dal p.c..
SOGGIACENZA MEDIA FALDA: 1,5 m circa dal p.c.		

Tabella 7: Modello geologico schematico del sito, costruito sui risultati delle prove CPT

5.3 Stima del rischio di liquefazione del sito

Dopo aver ottenuto i risultati delle prove penetrometriche, è stato possibile avviare le analisi per valutare la possibilità di liquefazione e scongiurare eventuali possibili danni all'edificio che dovrà essere costruito sul suolo in esame.

La valutazione del rischio di liquefazione è stata svolta seguendo le linee guida della D.G.R. dell'Emilia-Romagna n. 630 del 2019, in particolare l'ALLEGATO A3 relativo alle "Procedure di riferimento per le analisi di terzo livello di approfondimento".

La prima parte di "Valutazione della possibilità di occorrenza della liquefazione" è la seguente:

A) Valutazione della possibilità di occorrenza della liquefazione

Nell'ipotesi che il caso in esame non rientri tra quelli di seguito elencati (v. par. A1) per cui è possibile escludere l'occorrenza di fenomeni di liquefazione, nelle analisi di terzo livello il rischio di liquefazione deve essere accertato in base alla possibilità di concomitanza di fattori scatenanti (caratteristiche dei terremoti attesi) e predisponenti (suscettibilità dei terreni).

La suscettibilità del terreno alla liquefazione deve essere valutata sulla base di prove in sito (CPT, SPT, DMT e prove geofisiche atte a determinare il profilo di velocità delle onde di taglio V_s , in particolare prove DH, CH, SCPT e SDMT) e prove di laboratorio (distribuzione granulometrica, limiti di Atterberg e proprietà fisiche ritenute significative in base al grado di disturbo dei campioni) esplorando un numero di verticali adeguato all'estensione dell'area e alla variabilità spaziale delle caratteristiche stratigrafiche e geotecniche del deposito. Deve anche essere determinata con appropriate rilevazioni l'entità delle fluttuazioni dei livelli di falda e nelle analisi si deve considerare la condizione più gravosa.

La stima del potenziale di liquefazione può essere effettuata in condizioni "*free-field*" con i "metodi semplificati" di seguito specificati, e a tal fine per ogni verticale deve essere valutato il picco di accelerazione massima in superficie $a_{\max s}$ mediante analisi della risposta locale sotto l'azione sismica di riferimento. L'analisi di risposta sismica locale può essere omessa se nell'area sono stati già eseguiti studi di microzonazione sismica di II livello che forniscano i valori di $a_{\max s}$ nel sito.

I risultati dello studio devono essere presentati riportando l'andamento del fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione $F_L(z)$ per ciascuna delle verticali esplorate fino alla profondità critica z_{crit} da piano campagna (di norma si assume $z_{\text{crit}} = 20\text{m}$), o fino alla profondità oltre la quale si esclude l'occorrenza di liquefazione. Per ogni verticale deve anche essere valutato l'indice del potenziale di liquefazione I_L di seguito definito. In base al valore stimato dell'indice del potenziale di liquefazione I_L si definiscono le seguenti classi di pericolosità (Sonmez, 2003):

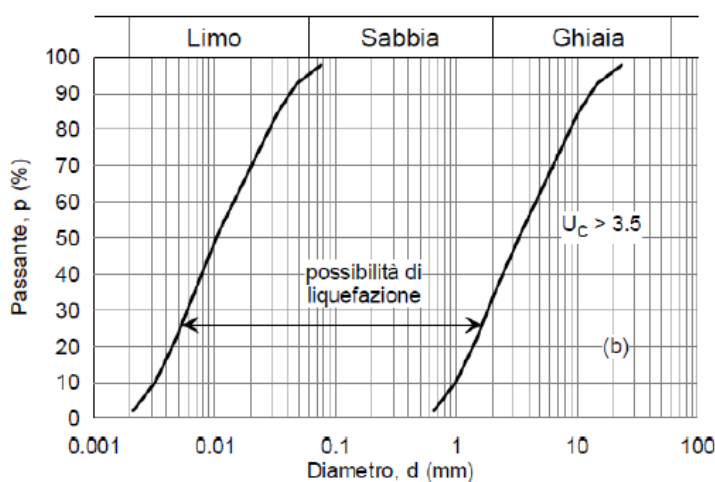
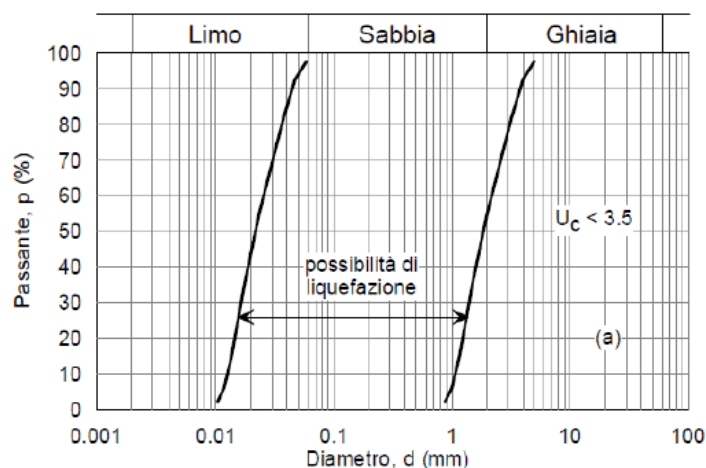
$I_L = 0$	Non liquefacibile ($F_L \geq 1.2$)
$0 < I_L \leq 2$	Potenziale basso
$2 < I_L \leq 5$	Potenziale moderato
$5 < I_L \leq 15$	Potenziale alto
$15 < I_L$	Potenziale molto alto

I risultati devono essere riportati in una carta di microzonazione del rischio di liquefazione ove, oltre alla perimetrazione delle zone dell'area in studio, devono essere localizzate le verticali esplorate ed a ciascuna di esse deve essere associato il valore calcolato dell'indice del potenziale di liquefazione, I_L .

Nel caso che i terreni risultino liquefacibili o suscettibili di significativi incrementi delle pressioni interstiziali durante l'evento sismico di riferimento devono esserne valutati gli effetti in termini di cedimenti permanenti post-sismici (seguendo le indicazioni del paragrafo B).

Successivamente, nel paragrafo A1 della D.G.R., vengono definiti i "Casi in cui si può omettere la verifica a liquefazione" per via di probabilità basse o nulle del verificarsi del fenomeno: il caso in esame non rientra in alcuna delle condizioni citate per escludere una verifica a liquefazione. In particolare, la verifica può essere omessa se è accertata almeno una delle seguenti condizioni:

1. Magnitudo attesa inferiore a 5.
nel caso in esame la magnitudo attesa è superiore a 6
2. Accelerazione massima attesa in superficie in condizioni free-field minore di 0.1g.
nel caso in esame l'accelerazione massima attesa è superiore a 0.2g
3. Terreni sabbiosi con caratteristiche ricadenti in una delle tre seguenti categorie:
 - frazione di fine, FC, superiore al 20%, con indice di plasticità $I_p > 10\%$;
 - $FC \geq 35\%$ e resistenza $(N_1)_{60} > 20$ oppure $q_{c1N} > 120$ oppure $V_{S1} > 200$ m/s;
 - $FC \leq 5\%$ e resistenza $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 160$ oppure $V_{S1} > 220$ m/s.*nel caso in esame, in mancanza di più dettagliate analisi di laboratorio, si considera una percentuale di FC determinata attraverso un'espressione empirica, come si vedrà in seguito, ottenendo una percentuale di fine tendenzialmente superiore al 35% ma con valori sempre inferiori a 120 di resistenza alla punta normalizzata lungo le verticali CPT effettuate*
4. Distribuzione granulometrica esterna per oltre il 50% al fuso indicato nella prima figura sottostante, nel caso di materiale con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ e nella seconda figura per coefficienti di uniformità $U_c > 3.5$.



anche per questo punto, in mancanza di una valutazione granulometrica specifica dello strato che si andrà ad analizzare, si ipotizza che ricada nella possibilità di liquefazione presente nei due fusi, essendo lo strato costituito principalmente da sabbia

5. Profondità media stagionale della falda superiore ai 15 m dal piano campagna.
la profondità media della falda è stata rinvenuta a circa 1,5 metri dal p.c.

Nel paragrafo A2, invece, la D.G.R. elenca i metodi semplificati che possono essere utilizzati per la stima del rischio di liquefazione.

Per quanto riguarda la verifica a liquefazione sulla base di dati CPT, il testo suggerisce l'uso del metodo di Boulanger e Idriss (2014), descritto precedentemente al **paragrafo 4.2.3**.

5.3.1 Analisi del potenziale di liquefazione

Per la stima del potenziale di liquefazione sono stati analizzati i grafici delle tre prove CPT; valori elevati di resistenza alla punta corrispondono a strati più resistenti e tendenzialmente granulari (ovvero quelli di interesse per la verifica a liquefazione).

Osservando i grafici delle prove è possibile stabilire che:

- per la CPT1 lo strato sabbioso da analizzare inizia a 4 metri di profondità e finisce circa a 16 metri di profondità (intervallo 4 – 16);
- per la CPT2 lo strato sabbioso da analizzare inizia a 6 metri di profondità e finisce circa a 15.8 metri di profondità (intervallo 6 – 15.8);
- per la CPT3 lo strato sabbioso da analizzare inizia a 5.6 metri di profondità e finisce circa a 16 metri di profondità (intervallo 5.6 – 16);

Come si può notare dagli intervalli utilizzati, c'è una certa continuità dello strato sabbioso nelle tre verticali indagate.

Si è, inoltre, tenuta in considerazione una possibile fluttuazione nel livello di falda: come definito in precedenza, durante l'esecuzione delle prove CPT, è stata rinvenuta la falda ad 1,5 metri di profondità dal piano campagna; in mancanza di altre valutazioni più approfondite ed in maniera cautelativa, nei calcoli è stata ipotizzata una variazione massima stagionale fino a 50 centimetri (nel calcolo si utilizza quindi una profondità di falda pari ad 1 metro).

Nell'area oggetto di intervento sono stati eseguiti studi di microzonazione sismica di II livello che portano alla definizione dell'accelerazione massima al suolo a_{max} e della magnitudo attesa M_w ; in particolare, la magnitudo è pari al valore corrispondente della massima magnitudo attesa nella zona sismogenetica ZS912, zona che risulta molto vicina al sito esaminato, mentre l'accelerazione massima ($a_{g,max} = a_g S_s S_t$) è stata calcolata sulla base dell'accelerazione attesa per la zona della classificazione nazionale, pari a 0,115 g, del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s pari ad 1,8 per Suolo D ($V_s = 170$ m/s, compresa tra 100 e 180 m/s) e del coefficiente di amplificazione topografica pari ad 1 (terreno pianeggiante).

In questo caso, quindi, i dati iniziali sono i seguenti:

$$M_w = 6,14$$

$$a_{max} = 0,210 \text{ g}$$

L'intervallo incrementale di profondità per l'analisi rispecchia quello dei valori della prova CPT:

$$\Delta z = 0,20 \text{ m}$$

Il peso specifico del terreno in esame è pari a:

$$\gamma = \gamma_{\text{sat}} = 19,0 \text{ kN/m}^3$$

La velocità delle onde di taglio per il suolo in esame, come analizzato nel paragrafo precedente, è pari a:

$$V_s = 170 \text{ m/s}$$

Gli step seguiti per il calcolo del potenziale di liquefazione sono stati implementati programmando un apposito worksheet in Microsoft Excel e sono descritti nel seguito, raggruppando alcune delle fasi di calcolo e riportando corrispondentemente i listati del worksheet.

- si inizia valutando iterativamente l'indice di classificazione del terreno I_C da prova CPT, come proposto da Robertson (1990), utile successivamente a valutare il potenziale di liquefazione:

$$I_C = \sqrt{(\log F + 1.22)^2 + (\log Q_n - 3.47)^2}$$

dove

$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \cdot 100$$

$$Q_n = \left(\frac{q_c - \sigma_{v0}}{p_a} \right) \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

con

$$n = 0.381(I_C) + 0.05 \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) - 0.15 \leq 1.0$$

p_a = pressione atmosferica = 100 kPa

Viene posto un limite superiore ad I_C pari a 2.6, in relazione al fatto che, secondo Robertson (1990), i terreni con I_C inferiore a 2.5 sono granulari mentre quelli con I_C superiore a 2.7 sono terreni coesivi.

- si valuta la frazione fine FC espressa in % : in assenza di determinazione sperimentale di laboratorio, il D.G.R. 630/2019 permette di utilizzare la seguente espressione empirica:

$$FC = 80 I_C - 137$$

questa espressione deriva dalla seguente correlazione tra I_C e FC proposta da Boulanger e Idriss (2014):

$$I_C = [(FC + 137)/80] - C_{FC}$$

dove $(-C_{FC})$ è l'errore che, per il set di dati utilizzato dagli Autori, presenta media nulla e deviazione standard 0.29.

In mancanza di dati specifici per il sito, è lecito determinare FC dalla curva di regressione media ottenuta da Boulanger e Idriss (2014), ovvero assumere nella suddetta correlazione $C_{FC} = 0$.

CPT2 6 - 15.8 m	Magnitudo	a _{max} (g)	profondità z (m)	profondità di falda (m)	σ _{vc} (kPa)	σ' _{vc} (kPa)	q _{cN} (-)	f _{sN} (-)	n ≤ 1 (Robertson 2009)	Q (-)	F (%)	I _c (< 2,6)	FC stimato da I _c (%)
	6,14	0,210	6	1,0	114,00	64,00	35	1,00	0,82	48,8	2,95	2,46	59,48
	6,14	0,210	6,2	1,0	117,80	65,80	32	0,87	0,83	43,6	2,82	2,48	61,28
	6,14	0,210	6,4	1,0	121,60	67,60	47	1,07	0,76	61,8	2,34	2,31	47,93
	6,14	0,210	6,6	1,0	125,40	69,40	30	1,33	0,90	39,9	4,63	2,65	75,39
	6,14	0,210	6,8	1,0	129,20	71,20	42	0,93	0,78	53,1	2,28	2,35	51,25
	6,14	0,210	7	1,0	133,00	73,00	36	1,27	0,86	45,4	3,66	2,54	66,48
	6,14	0,210	7,2	1,0	136,80	74,80	54	1,73	0,80	66,4	3,29	2,39	54,53
	6,14	0,210	7,4	1,0	140,60	76,60	44	1,27	0,82	52,9	2,98	2,43	57,66
	6,14	0,210	7,6	1,0	144,40	78,40	49	1,27	0,79	57,7	2,67	2,37	52,85
	6,14	0,210	7,8	1,0	148,20	80,20	36	0,87	0,83	41,4	2,52	2,46	59,96
	6,14	0,210	8	1,0	152,00	82,00	24	1,13	0,96	27,2	5,03	2,80	86,93
	6,14	0,210	8,2	1,0	155,80	83,80	39	1,47	0,87	43,7	3,93	2,58	69,11
	6,14	0,210	8,4	1,0	159,60	85,60	60	2,47	0,84	66,5	4,23	2,47	60,94
	6,14	0,210	8,6	1,0	163,40	87,40	73	1,20	0,71	78,5	1,68	2,14	34,04
	6,14	0,210	8,8	1,0	167,20	89,20	60	1,93	0,81	64,0	3,31	2,41	55,58
	6,14	0,210	9	1,0	171,00	91,00	49	1,60	0,84	51,2	3,38	2,48	61,56
	6,14	0,210	9,2	1,0	174,80	92,80	59	1,07	0,75	60,6	1,87	2,25	43,19
	6,14	0,210	9,4	1,0	178,60	94,60	56	0,87	0,75	56,5	1,60	2,23	41,58
	6,14	0,210	9,6	1,0	182,40	96,40	23	0,40	0,89	21,9	1,89	2,60	71,24
	6,14	0,210	9,8	1,0	186,20	98,20	42	1,33	0,87	40,8	3,31	2,55	66,75
	6,14	0,210	10	1,0	190,00	100,00	42	0,87	0,83	40,1	2,17	2,43	57,44
	6,14	0,210	10,2	1,0	193,80	101,80	46	1,33	0,85	43,4	3,02	2,50	62,96
	6,14	0,210	10,4	1,0	197,60	103,60	55	1,40	0,82	51,5	2,64	2,41	55,43
	6,14	0,210	10,6	1,0	201,40	105,40	85	1,27	0,70	80,0	1,53	2,10	31,37
	6,14	0,210	10,8	1,0	205,20	107,20	80	1,67	0,75	74,0	2,14	2,23	41,32
	6,14	0,210	11	1,0	209,00	109,00	66	0,80	0,72	60,1	1,25	2,14	34,52
	6,14	0,210	11,2	1,0	212,80	110,80	37	1,67	0,95	31,6	4,79	2,74	81,96
	6,14	0,210	11,4	1,0	216,60	112,60	74	1,87	0,79	65,4	2,60	2,33	49,12
	6,14	0,210	11,6	1,0	220,40	114,40	70	1,07	0,75	61,3	1,58	2,20	39,03
	6,14	0,210	11,8	1,0	224,20	116,20	79	2,00	0,79	68,2	2,61	2,31	48,11
	6,14	0,210	12	1,0	228,00	118,00	54	1,40	0,84	45,0	2,71	2,46	59,49
	6,14	0,210	12,2	1,0	231,80	119,80	66	1,33	0,79	55,2	2,09	2,31	48,17
	6,14	0,210	12,4	1,0	235,60	121,60	58	1,00	0,80	47,6	1,80	2,32	48,66
	6,14	0,210	12,6	1,0	239,40	123,40	94	2,00	0,76	78,1	2,18	2,22	40,42
	6,14	0,210	12,8	1,0	243,20	125,20	56	1,47	0,85	44,2	2,74	2,47	60,23
	6,14	0,210	13	1,0	247,00	127,00	49	1,80	0,91	37,4	3,87	2,62	72,62
	6,14	0,210	13,2	1,0	250,80	128,80	58	1,27	0,83	45,0	2,29	2,41	55,62
	6,14	0,210	13,4	1,0	254,60	130,60	75	2,33	0,84	57,9	3,22	2,43	57,30
	6,14	0,210	13,6	1,0	258,40	132,40	58	1,53	0,86	43,6	2,76	2,47	60,77
	6,14	0,210	13,8	1,0	262,20	134,20	59	1,73	0,87	43,6	3,07	2,50	63,21
	6,14	0,210	14	1,0	266,00	136,00	55	0,87	0,81	40,7	1,66	2,35	51,21
	6,14	0,210	14,2	1,0	269,80	137,80	74	1,87	0,83	54,7	2,62	2,38	53,76
	6,14	0,210	14,4	1,0	273,60	139,60	54	1,80	0,91	37,9	3,51	2,59	69,99
	6,14	0,210	14,6	1,0	277,40	141,40	46	1,53	0,93	31,3	3,54	2,65	75,07
	6,14	0,210	14,8	1,0	281,20	143,20	50	1,00	0,86	34,6	2,12	2,47	60,89
	6,14	0,210	15	1,0	285,00	145,00	108	1,60	0,72	80,4	1,52	2,10	31,10
	6,14	0,210	15,2	1,0	288,80	146,80	82	2,13	0,83	57,6	2,69	2,38	53,10
	6,14	0,210	15,4	1,0	292,60	148,60	70	1,93	0,86	47,7	2,88	2,46	59,41
	6,14	0,210	15,6	1,0	296,40	150,40	76	1,27	0,79	52,8	1,74	2,28	45,15
	6,14	0,210	15,8	1,0	300,20	152,20	69	1,93	0,87	45,8	2,92	2,47	60,82

CPT3 5.6 - 16 m	Magnitudo	a _{max} (g)	profondità z (m)	profondità di falda (m)	σ _{vc} (kPa)	σ' _{vc} (kPa)	q _{cN} (-)	f _{sN} (-)	n ≤ 1 (Robertson 2009)	Q (-)	F (%)	I _c (< 2,6)	FC stimato da I _c (%)
	6,14	0,210	5,6	1,0	106,40	60,40	17	0,87	0,96	25,9	5,46	2,84	90,14
	6,14	0,210	5,8	1,0	110,20	62,20	18	0,80	0,94	26,5	4,73	2,79	86,20
	6,14	0,210	6	1,0	114,00	64,00	27	1,20	0,90	38,6	4,64	2,67	76,26
	6,14	0,210	6,2	1,0	117,80	65,80	27	0,93	0,87	37,2	3,60	2,60	71,04
	6,14	0,210	6,4	1,0	121,60	67,60	32	1,00	0,85	42,9	3,25	2,53	65,01
	6,14	0,210	6,6	1,0	125,40	69,40	30	0,87	0,85	39,2	3,03	2,53	65,62
	6,14	0,210	6,8	1,0	129,20	71,20	38	1,33	0,84	48,9	3,62	2,52	64,37
	6,14	0,210	7	1,0	133,00	73,00	38	0,67	0,77	46,8	1,83	2,33	49,50
	6,14	0,210	7,2	1,0	136,80	74,80	20	1,60	1,00	24,9	8,59	2,99	100,00
	6,14	0,210	7,4	1,0	140,60	76,60	37	0,80	0,81	44,1	2,25	2,41	55,70
	6,14	0,210	7,6	1,0	144,40	78,40	40	1,33	0,85	47,4	3,45	2,51	63,96
	6,14	0,210	7,8	1,0	148,20	80,20	20	0,93	0,98	23,0	5,02	2,85	91,20
	6,14	0,210	8	1,0	152,00	82,00	35	0,87	0,84	39,5	2,60	2,49	61,88
	6,14	0,210	8,2	1,0	155,80	83,80	17	1,07	1,00	18,4	6,93	3,02	100,00
	6,14	0,210	8,4	1,0	159,60	85,60	13	1,00	1,00	13,3	8,77	3,19	100,00
	6,14	0,210	8,6	1,0	163,40	87,40	35	1,07	0,87	37,5	3,21	2,56	68,11
	6,14	0,210	8,8	1,0	167,20	89,20	50	1,13	0,79	52,9	2,34	2,36	51,88
	6,14	0,210	9	1,0	171,00	91,00	48	1,73	0,86	50,2	3,74	2,52	64,50
	6,14	0,210	9,2	1,0	174,80	92,80	49	1,27	0,82	50,2	2,69	2,42	56,49
	6,14	0,210	9,4	1,0	178,60	94,60	68	1,00	0,72	68,9	1,51	2,15	34,95
	6,14	0,210	9,6	1,0	182,40	96,40	35	2,67	0,99	34,4	8,05	2,87	92,87
	6,14	0,210	9,8	1,0	186,20	98,20	50	1,33	0,83	48,9	2,76	2,44	57,85
	6,14	0,210	10	1,0	190,00	100,00	46	1,07	0,83	44,1	2,43	2,43	57,46
	6,14	0,210	10,2	1,0	193,80	101,80	40	1,33	0,89	37,5	3,49	2,59	70,16
	6,14	0,210	10,4	1,0	197,60	103,60	38	1,20	0,89	34,9	3,33	2,60	70,85
	6,14	0,210	10,6	1,0	201,40	105,40	38	1,13	0,89	34,3	3,14	2,59	69,90
	6,14	0,210	10,8	1,0	205,20	107,20	19	1,13	1,00	15,8	6,67	3,06	100,00
	6,14	0,210	11	1,0	209,00	109,00	40	0,80	0,84	35,3	2,11	2,47	60,30
	6,14	0,210	11,2	1,0	212,80	110,80	37	1,67	0,95	31,6	4,79	2,74	81,96
	6,14	0,210	11,4	1,0	216,60	112,60	74	1,67	0,78	65,5	2,32	2,29	46,33
	6,14	0,210	11,6	1,0	220,40	114,40	85	1,73	0,75	74,8	2,09	2,22	40,43
	6,14	0,210	11,8	1,0	224,20	116,20	79	2,00	0,79	68,2	2,61	2,31	48,11
	6,14	0,210	12	1,0	228,00	118,00	54	1,40	0,84	45,0	2,71	2,46	59,49
	6,14	0,210	12,2	1,0	231,80	119,80	66	2,00	0,84	54,7	3,14	2,44	58,10
	6,14	0,210	12,4	1,0	235,60	121,60	48	2,33	0,94	38,0	5,10	2,70	79,01
	6,14	0,210	12,6	1,0	239,40	123,40	35	2,67	1,00	26,4	8,19	2,96	99,58
	6,14	0,210	12,8	1,0	243,20	125,20	55	1,60	0,87	43,3	3,04	2,50	63,23
	6,14	0,210	13	1,0	247,00	127,00	49	1,33	0,88	37,7	2,86	2,53	65,29
	6,14	0,210	13,2	1,0	250,80	128,80	46	1,27	0,89	34,7	2,92	2,56	67,95
	6,14	0,210	13,4	1,0	254,60	130,60	40	1,80	0,97	28,9	4,81	2,77	84,30
	6,14	0,210	13,6	1,0	258,40	132,40	46	1,53	0,92	33,6	3,52	2,63	73,18
	6,14	0,210	13,8	1,0	262,20	134,20	50	1,53	0,90	36,4	3,23	2,58	69,07
	6,14	0,210	14	1,0	266,00	136,00	100	2,27	0,77	76,8	2,33	2,24	42,47
	6,14	0,210	14,2	1,0	269,80	137,80	82	2,13	0,82	61,0	2,69	2,36	51,59
	6,14	0,210	14,4	1,0	273,60	139,60	70	2,33	0,87	50,3	3,46	2,49	62,57
	6,14	0,210	14,6	1,0	277,40	141,40	75	1,67	0,82	54,5	2,31	2,35	50,89
	6,14	0,210	14,8	1,0	281,20	143,20	70	1,93	0,85	49,5	2,87	2,44	58,46
	6,14	0,210	15	1,0	285,00	145,00	16	0,93	1,00	9,1	7,07	3,26	100,00
	6,14	0,210	15,2	1,0	288,80	146,80	25	1,13	1,00	15,1	5,11	3,00	100,00
	6,14	0,210	15,4	1,0	292,60	148,60	42	1,67	0,98	26,6	4,27	2,76	83,71
	6,14	0,210	15,6	1,0	296,40	150,40	35	1,60	1,00	21,3	4,99	2,88	93,02
	6,14	0,210	15,8	1,0	300,20	152,20	55	1,80	0,92	35,4	3,46	2,61	71,42
	6,14	0,210	16	1,0	304,00	154,00	80	2,07	0,84	53,5	2,69	2,40	54,90

- si esegue l'iterazione sul fattore m , come spiegato nel paragrafo 4.2.2, con le seguenti formule:

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v}\right)^m \leq 1.7$$

$$q_{c1N} = C_N q_{cN} = C_N \frac{q_c}{P_a}$$

$$\Delta q_{c1N} = \left(11.9 + \frac{q_{c1N}}{14.6}\right) \exp\left(1.63 - \frac{9.7}{FC+2} - \left(\frac{15.7}{FC+2}\right)^2\right)$$

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$

$$m = 1.338 - 0.249(q_{c1Ncs})^{0.264}$$

- si valuta il coefficiente di riduzione r_d e il rapporto di sforzo ciclico CSR come segue:

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) \cdot M]$$

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

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

$$CSR_{M,\sigma'_v} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d$$

- si determinano i fattori C_σ , K_σ e MSF, utili a determinare i rapporti di sforzo e resistenza ciclici

$$C_\sigma = \frac{1}{37.3 - 8.27(q_{c1Ncs})^{0.264}} \leq 0.3$$

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right) \leq 1.1$$

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{180}\right)^3 \leq 2.2$$

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) \left(8.64 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 1.325\right)$$

- si calcolano i rapporti ciclici o rispetto alle condizioni del sito, oppure, come nel caso in esame, riportandoli alle condizioni di riferimento ($M = 7.5$ e $\sigma = 1 \text{ atm}$)

$$CRR_{M=7.5,\sigma'_v=1 \text{ atm}} = \exp\left(\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000}\right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140}\right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137}\right)^4 - 2.8\right)$$

$$CSR_{M=7.5,\sigma'_v=1} = CSR_{M,\sigma'_v} / (MSF \cdot K_\sigma)$$

- si definisce il fattore di sicurezza alla liquefazione FSL (dove $FSL \leq 1$ determina il rischio di fenomeni di liquefazione)

$$FSL = CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1} / CSR_{M=7.5, \sigma'_v=1}$$

- si valuta il potenziale di liquefazione LPI, definito dalla seguente relazione:

$$LPI = I_L = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

dove

$$w(z) = \frac{200}{z_{crit}} \cdot \left(1 - \frac{z}{z_{crit}}\right)$$

ed in cui z_{crit} è la profondità critica, ovvero la profondità entro la quale può verificarsi la liquefazione, che di norma si assume pari a 20 m.

La variabile $F(z)$ vale (Sonmez, 2003):

$F(z) = 1 - F_L$	per $F_L \leq 0.95$
$F(z) = 2 \cdot 10^6 \cdot \exp(-18.427 \cdot F_L)$	per $0.95 < F_L < 1.2$
$F(z) = 0$	per $F_L \geq 1.2$

Nei listati a seguire sono riportati i valori di FSL, nei casi in cui tali valori risultano inferiori ad 1.00, ovvero relativamente a profondità a rischio di liquefazione, essi sono evidenziati su sfondo rosso.

Nelle *Figure* dalla 83 alla 88 sono visualizzabili, per ogni verticale, i valori del fattore di sicurezza alla liquefazione (FSL) in relazione alle profondità esaminate e la distribuzione del rischio di liquefazione (la linea rossa rappresenta il discriminine $FSL = 1$). Nei grafici a torta è stato inserito anche il discriminine di $FSL_{liq} = 1,25$ che è il valore consigliato nell'EC8.

Nel caso della verticale CPT1 46 strati su 61 esaminati sono a rischio liquefazione (più del 75%), facendo riferimento al limite dato dall'EC8, il numero degli strati a rischio sale a 50 (*Figura 84*). Le profondità principalmente interessate dal rischio di liquefazione sono la porzione da 4 a 12 m e da 14,5 a 15,5 m di profondità dal piano campagna (*Figura 83*).

CPT1 (4 – 16m)

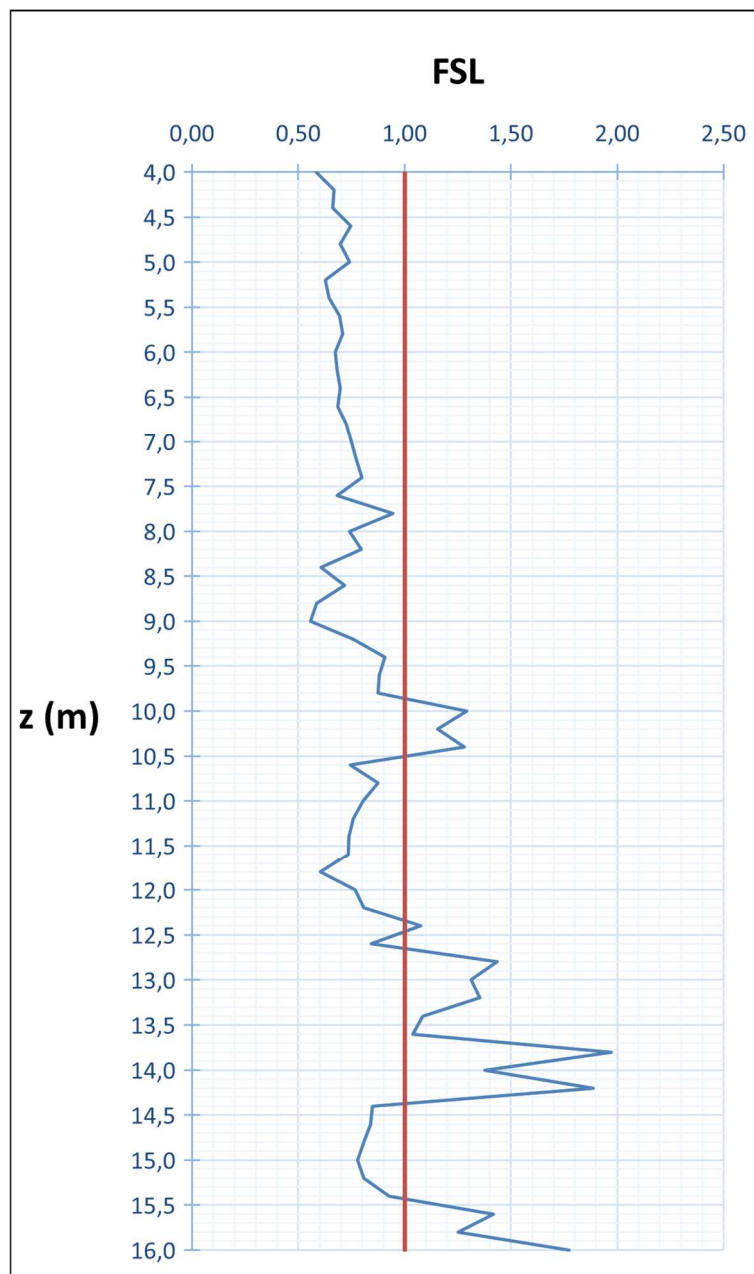


Figura 83: Fattore di sicurezza alla liquefazione dello strato sabbioso della verticale di prova CPT1

FS,liq - CPT1

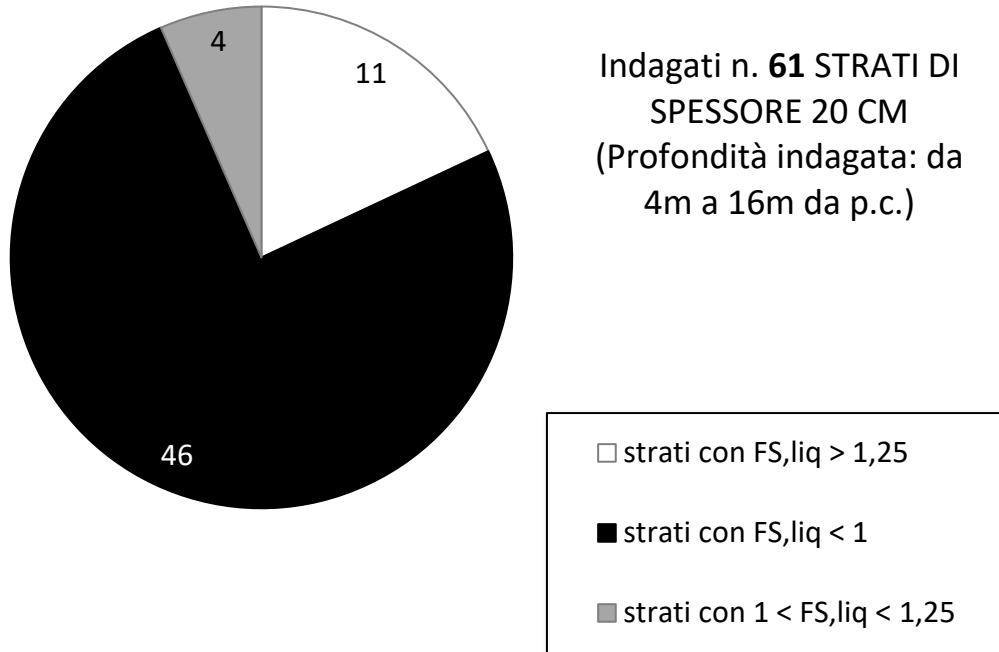


Figura 84: Grafico a torta raffigurante la distribuzione degli strati sabbiosi di spessore 20 cm, per la verticale di prova CPT1, in ogni range rilevante di fattore di sicurezza alla liquefazione

Nel caso della verticale CPT2 32 strati su 50 esaminati sono a rischio liquefazione (pari al 64%), facendo riferimento al limite dato dall'EC8, il numero degli strati a rischio sale a 42 (Figura 86). Le profondità principalmente interessate dal rischio di liquefazione sono la porzione da 6 a 10,5 m e da 13 a 15 m di profondità dal piano campagna (Figura 85).

CPT2 (6 – 15,8m)

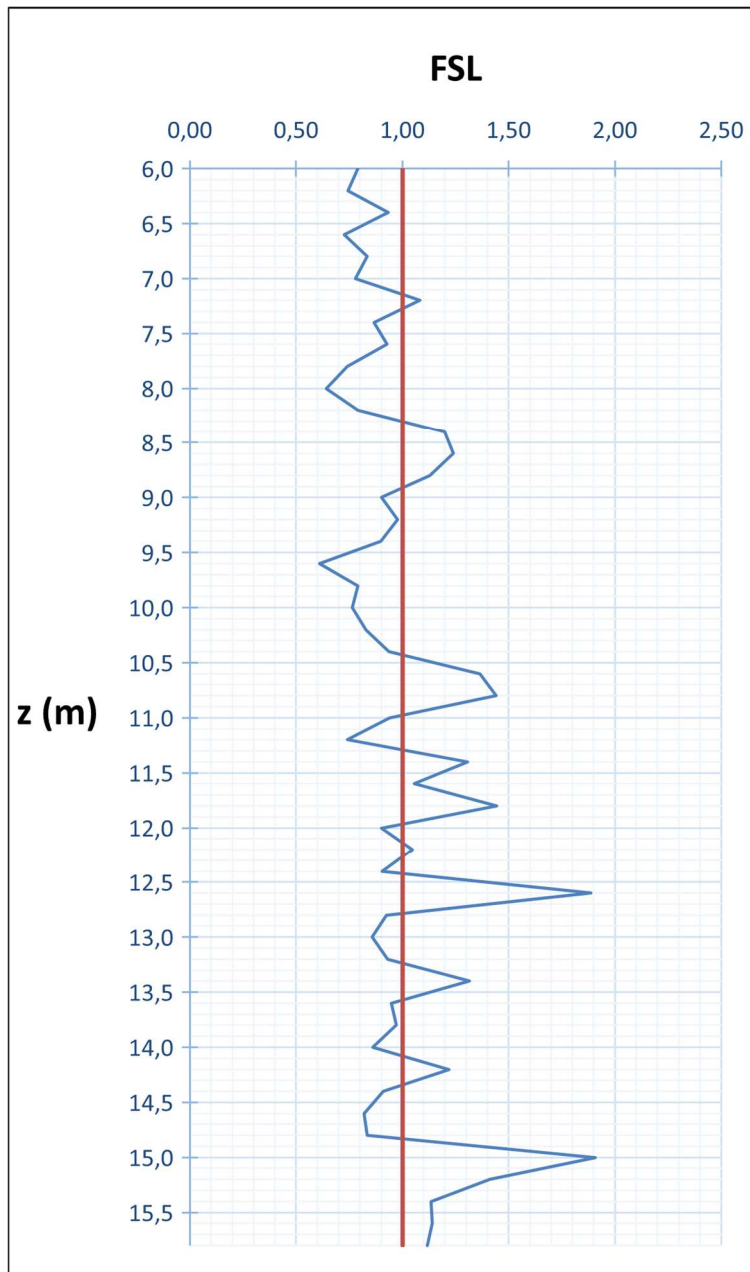


Figura 85: Fattore di sicurezza alla liquefazione dello strato sabbioso della verticale di prova CPT2

FS,liq - CPT2

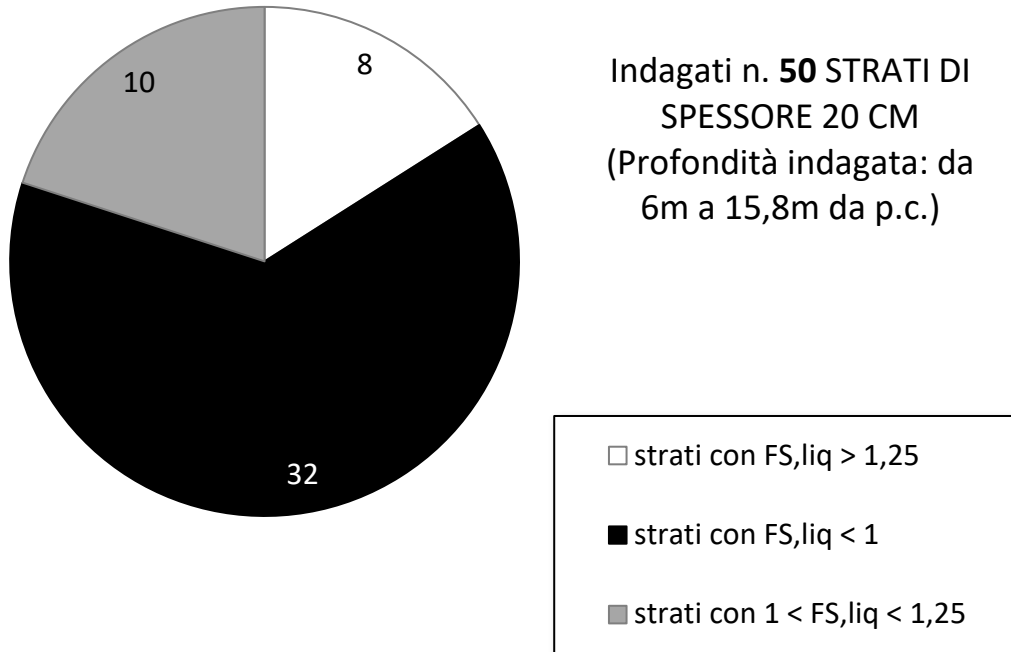


Figura 86: Grafico a torta raffigurante la distribuzione degli strati sabbiosi di spessore 20 cm, per la verticale di prova CPT2, in ogni range rilevante di fattore di sicurezza alla liquefazione

Nel caso della verticale CPT3 42 strati su 53 esaminati sono a rischio liquefazione (più del 79%), facendo riferimento al limite dato dall'EC8, il numero degli strati a rischio sale a 47 (Figura 88). Le profondità principalmente interessate dal rischio di liquefazione sono la porzione da 5,5 a 11 m, da 12 a 13,5 m e da 15 a 16 m di profondità dal piano campagna (Figura 87).

CPT3 (5,6 – 16m)

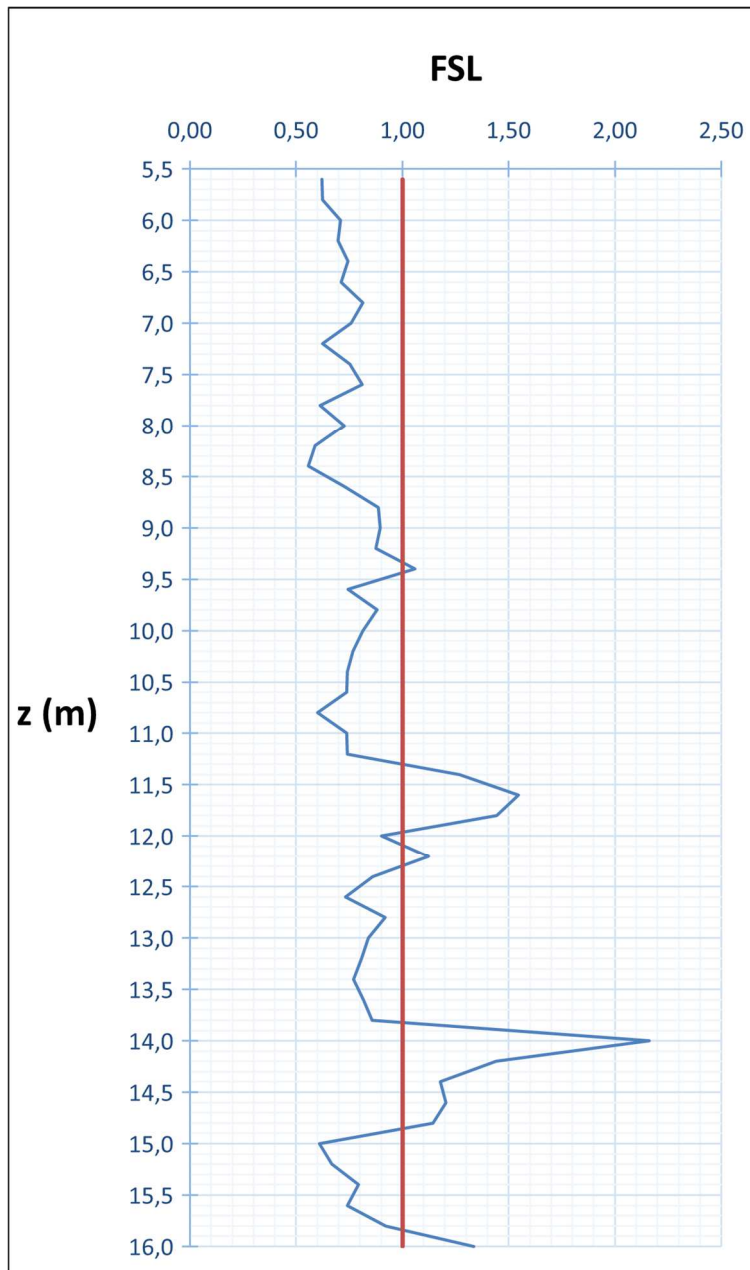


Figura 87: Fattore di sicurezza alla liquefazione dello strato sabbioso della verticale di prova CPT3

FS,liq - CPT3

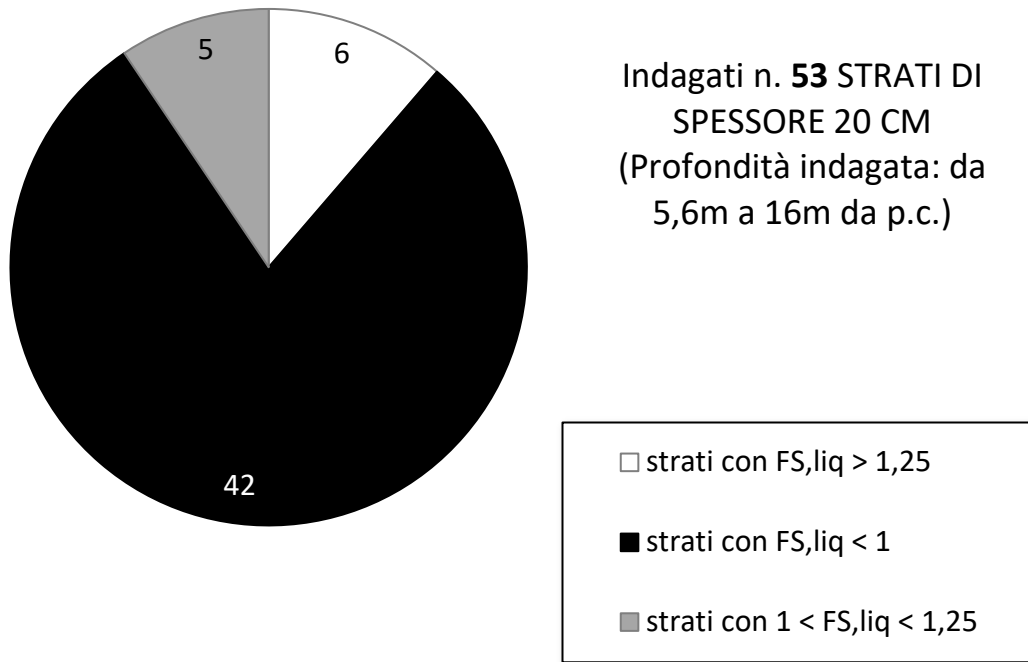


Figura 88: Grafico a torta raffigurante la distribuzione degli strati sabbiosi di spessore 20 cm, per la verticale di prova CPT3, in ogni range rilevante di fattore di sicurezza alla liquefazione

Gli indici del potenziale di liquefazione per le tre prove CPT, definiti come sommatoria dei valori LPI degli intervalli di profondità riportati nelle tabelle sopra esposte, sono i seguenti:

CPT1 - $LPI_{tot} = 7.11$ (*potenziale ALTO*)

CPT2 - $LPI_{tot} = 3.61$ (*potenziale MODERATO*)

CPT3 - $LPI_{tot} = 4.60$ (*potenziale MODERATO*)

Quindi il sito in esame, in cui dovrà essere costruito l'edificio ad uso commerciale, risulta avere un potenziale di liquefazione da moderato ad alto, questo significa che, nel caso si verificasse un evento di magnitudo abbastanza elevata, il terreno di fondazione, con molta probabilità, subirebbe fenomeni di liquefazione.

Da qui è nata la necessità di valutare i cedimenti dovuti all'azione sismica, sia per orientare la scelta del tipo di fondazione, sia per scongiurare fenomeni deformativi importanti, nel qual caso sarebbe necessario consolidare il terreno.

5.3.2 Analisi dei cedimenti

Per la valutazione dei cedimenti si continua a far riferimento alle linee guida riportate nella D.G.R. dell'Emilia-Romagna n. 630 del 2019, in particolare al paragrafo B dell'allegato A3, che riporta:

B) Stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica

La stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica è affetta da notevoli incertezze. I valori che si ottengono applicando le procedure nel seguito descritte devono intendersi solo orientativi.

Per cedimento si intende l'abbassamento del piano campagna, ovvero l'integrale della deformazione del terreno in direzione verticale, o anche la sommatoria dei prodotti della deformazione verticale media per lo spessore di ciascuno degli strati deformati. In condizioni edometriche, ovvero in presenza di strati di terreno orizzontali ed omogenei, e con tensione costante in direzione orizzontale, le deformazioni laterali sono nulle e pertanto la deformazione verticale coincide con la deformazione volumetrica. Per semplicità e con approssimazione accettabile, salvo casi di morfologia con forti pendenze e stratigrafie molto variabili in direzione orizzontale, per la stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica si può fare riferimento alle condizioni edometriche. Il cedimento permanente indotto dall'azione sismica in corrispondenza

di una verticale di esplorazione si ottiene dalla somma dei contributi al cedimento stimati per i diversi strati del sottosuolo, fino alla profondità alla quale tali contributi non sono più significativi.

Il cedimento permanente post-sismico può dunque essere stimato con l'equazione:

$$s = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{vi} \cdot \Delta z_i$$

in cui ε_{vi} è la deformazione volumetrica (e verticale) dello strato i -esimo e Δz_i il suo spessore.

I cedimenti permanenti indotti dall'azione sismica possono essere dovuti alle deformazioni volumetriche (e quindi verticali) di:

B1. terreni granulari saturi,

B2. terreni granulari insaturi,

B3. terreni coesivi soffici.

I cedimenti conseguenti a liquefazione di terreni granulari saturi hanno luogo immediatamente dopo il terremoto o comunque in un tempo non superiore a un giorno, i cedimenti per densificazione di terreni granulari insaturi avvengono durante lo scuotimento sismico, mentre i cedimenti per consolidazione di terreni coesivi soffici possono richiedere tempi anche molto lunghi in funzione delle condizioni stratigrafiche e geotecniche.

Nel seguito viene definito il metodo di stima dei cedimenti per terreni granulari saturi, ovvero il metodo da utilizzare nel nostro caso poiché lo strato sabbioso si trova sotto il livello di falda e la falda è molto superficiale (-1,5 m dal piano campagna).

B1. Stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica nei terreni granulari saturi

La deformazione volumetrica (e verticale) ε_v nei terreni granulari saturi può essere stimata da prove CPT in funzione della resistenza penetrometrica di punta normalizzata e corretta, $(q_{c1N})_{cs}$ e del coefficiente di sicurezza alla liquefazione F_L con il grafico di *Figura 89* (Zhang et al., 2002).

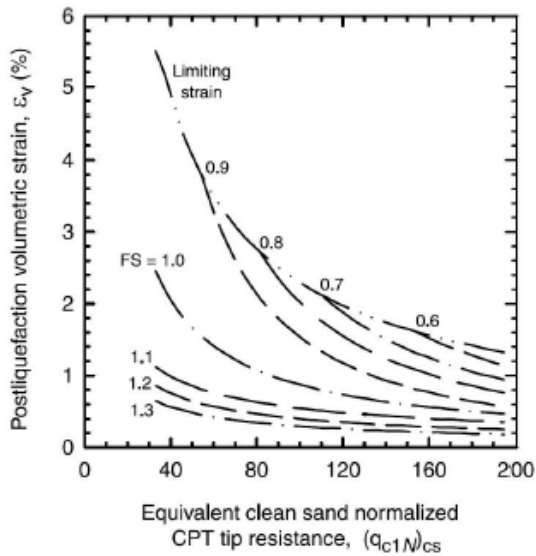


Figura 89: Carte per la stima delle deformazioni volumetriche indotte dall'azione sismica nei terreni granulari saturi sulla base dei risultati di prove CPT (Zhang et al., 2002) (immagine presa dalla D.G.R. dell'Emilia-Romagna n. 630 del 2019)

Il cedimento post-sismico per ciascuno strato è dato da: $\Delta s_i = \varepsilon_{vi} \cdot \Delta z_i$.

In alternativa, la deformazione volumetrica, ε_v (espressa in decimali), può essere stimata mediante la seguente espressione (Idriss e Boulanger, 2008):

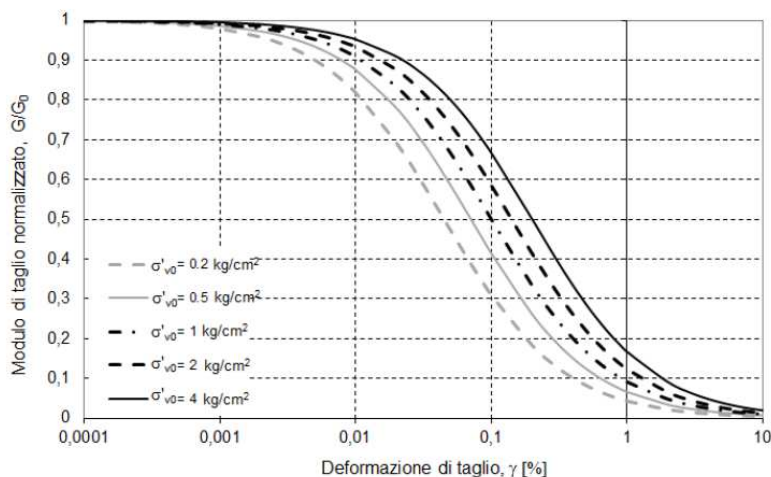
$$\varepsilon_v = 1.5 \cdot \exp(2.551 - 1.147 \cdot (q_{c1Ncs})^{0.264}) \cdot \min(0.08, \gamma_{max})$$

$$\text{con } q_{c1Ncs} \geq 21$$

in cui γ_{max} (decimale) è la massima deformazione di taglio indotta dall'azione sismica, determinabile, in prima approssimazione, con la relazione empirica:

$$\gamma_{max} = \frac{a_{maxs}}{g} \cdot \sigma_{v0} \cdot r_d \cdot \frac{1}{G}$$

dove r_d può essere determinato con l'equazione riportata in precedenza e G è il modulo di taglio corrispondente al livello deformativo γ , che può essere determinato per via iterativa, noto il valore della rigidità iniziale $G_0 (= \rho \cdot V_s^2)$, utilizzando la legge di variazione $G(\gamma)/G_0$ ottenuta con prove dinamiche in laboratorio o, in modo approssimato, desunta da curve di letteratura per terreni con proprietà simili (si veda la Figura 90).



*Figura 90: Curve G/G_0
- γ di letteratura per
sabbie (AGI, 2005)
(immagine presa dalla
D.G.R. dell'Emilia-
Romagna n. 630 del
2019)*

Visti i valori di tensione σ_v che variano lungo le tre verticali CPT da circa 1 a 3 kg/cm^2 e visto quindi il consistente confinamento dei terreni presenti, si è deciso di valutare il cedimento totale sulla base di un modulo di taglio G sia pari a $0.7 G_0$ sia, in situazione più gravosa, pari a $0.5 G_0$, nonostante risulti un valore estremo che, con tutta probabilità, non verrà mai raggiunto nella realtà.

In entrambi i casi, come possiamo vedere dalle successive tabelle del foglio di calcolo, i cedimenti sono contenuti.

- CPT1 - **$S_{\text{tot max}} = 5.1 \text{ mm}$**
- CPT2 - **$S_{\text{tot max}} = 4.1 \text{ mm}$**
- CPT3 - **$S_{\text{tot max}} = 4.9 \text{ mm}$**

CPT1

	Vs	170,0	m/s					
	ρ	1935,6	kg/m ³					
	Go	55939,3	kPa					
	G (G/Go = 0,7)	39157,5	kPa					
	G (G/Go = 0,5)	27969,6	kPa					
$q_{c1N,cs}$ (kPa)	γ_{max} G = 0,7G _o	ϵ_V G = 0,7G _o	S_n G = 0,7G _o (m)	S_{tot} G = 0,7G _o (m)	γ_{max} G = 0,5G _o	ϵ_V G = 0,5G _o	S_n G = 0,5G _o (m)	S_{tot} G = 0,5G _o (m)
				0,0037				0,0051
70,3	0,0004	0,0002	0,0000435		0,0005	0,0003	0,0000609	
85,3	0,0004	0,0002	0,0000378		0,0006	0,0003	0,0000529	
85,2	0,0004	0,0002	0,0000395		0,0006	0,0003	0,0000553	
96,7	0,0004	0,0002	0,0000363		0,0006	0,0003	0,0000508	
91,5	0,0005	0,0002	0,0000398		0,0006	0,0003	0,0000557	
97,3	0,0005	0,0002	0,0000388		0,0007	0,0003	0,0000543	
82,6	0,0005	0,0002	0,0000473		0,0007	0,0003	0,0000662	
85,7	0,0005	0,0002	0,0000471		0,0007	0,0003	0,0000660	
92,8	0,0005	0,0002	0,0000450		0,0007	0,0003	0,0000629	
95,0	0,0005	0,0002	0,0000452		0,0007	0,0003	0,0000633	
90,7	0,0006	0,0002	0,0000488		0,0008	0,0003	0,0000683	
92,2	0,0006	0,0002	0,0000494		0,0008	0,0003	0,0000691	
94,5	0,0006	0,0002	0,0000495		0,0008	0,0003	0,0000693	
93,1	0,0006	0,0003	0,0000515		0,0008	0,0004	0,0000721	
98,1	0,0006	0,0003	0,0000501		0,0009	0,0004	0,0000702	
100,9	0,0006	0,0002	0,0000499		0,0009	0,0003	0,0000698	
103,5	0,0006	0,0002	0,0000497		0,0009	0,0003	0,0000696	
106,1	0,0007	0,0002	0,0000495		0,0009	0,0003	0,0000693	
93,1	0,0007	0,0003	0,0000578		0,0009	0,0004	0,0000809	
117,8	0,0007	0,0002	0,0000463		0,0010	0,0003	0,0000648	
100,2	0,0007	0,0003	0,0000559		0,0010	0,0004	0,0000782	
105,9	0,0007	0,0003	0,0000538		0,0010	0,0004	0,0000753	
81,8	0,0007	0,0004	0,0000710		0,0010	0,0005	0,0000994	
97,5	0,0007	0,0003	0,0000607		0,0010	0,0004	0,0000850	
77,7	0,0007	0,0004	0,0000773		0,0010	0,0005	0,0001083	
71,9	0,0008	0,0004	0,0000846		0,0011	0,0006	0,0001184	
101,7	0,0008	0,0003	0,0000612		0,0011	0,0004	0,0000857	
114,9	0,0008	0,0003	0,0000547		0,0011	0,0004	0,0000766	
112,8	0,0008	0,0003	0,0000567		0,0011	0,0004	0,0000794	
112,3	0,0008	0,0003	0,0000578		0,0011	0,0004	0,0000809	
134,6	0,0008	0,0002	0,0000482		0,0012	0,0003	0,0000675	
128,8	0,0008	0,0003	0,0000513		0,0012	0,0004	0,0000718	
134,0	0,0008	0,0002	0,0000498		0,0012	0,0003	0,0000697	
98,9	0,0009	0,0003	0,0000696		0,0012	0,0005	0,0000975	
111,6	0,0009	0,0003	0,0000622		0,0012	0,0004	0,0000871	
105,1	0,0009	0,0003	0,0000671		0,0012	0,0005	0,0000939	
100,1	0,0009	0,0004	0,0000713		0,0012	0,0005	0,0000998	
97,4	0,0009	0,0004	0,0000742		0,0013	0,0005	0,0001039	
96,9	0,0009	0,0004	0,0000755		0,0013	0,0005	0,0001057	
76,8	0,0009	0,0005	0,0000958		0,0013	0,0007	0,0001341	
100,1	0,0009	0,0004	0,0000746		0,0013	0,0005	0,0001044	
104,1	0,0009	0,0004	0,0000723		0,0013	0,0005	0,0001013	
123,5	0,0009	0,0003	0,0000610		0,0013	0,0004	0,0000854	
106,9	0,0010	0,0004	0,0000718		0,0013	0,0005	0,0001006	
138,0	0,0010	0,0003	0,0000551		0,0014	0,0004	0,0000771	
133,6	0,0010	0,0003	0,0000576		0,0014	0,0004	0,0000807	
135,0	0,0010	0,0003	0,0000575		0,0014	0,0004	0,0000805	
123,0	0,0010	0,0003	0,0000642		0,0014	0,0004	0,0000898	
120,1	0,0010	0,0003	0,0000664		0,0014	0,0005	0,0000930	
150,4	0,0010	0,0003	0,0000522		0,0014	0,0004	0,0000731	
135,1	0,0010	0,0003	0,0000594		0,0014	0,0004	0,0000831	
148,5	0,0010	0,0003	0,0000538		0,0014	0,0004	0,0000754	
104,8	0,0010	0,0004	0,0000791		0,0014	0,0006	0,0001107	
103,7	0,0010	0,0004	0,0000806		0,0015	0,0006	0,0001129	
99,9	0,0010	0,0004	0,0000843		0,0015	0,0006	0,0001180	
96,5	0,0011	0,0004	0,0000880		0,0015	0,0006	0,0001232	
99,2	0,0011	0,0004	0,0000861		0,0015	0,0006	0,0001206	
110,1	0,0011	0,0004	0,0000779		0,0015	0,0005	0,0001090	
135,2	0,0011	0,0003	0,0000628		0,0015	0,0004	0,0000880	
128,6	0,0011	0,0003	0,0000667		0,0015	0,0005	0,0000934	
144,8	0,0011	0,0003	0,0000589		0,0015	0,0004	0,0000824	

CPT2

	Vs	170,0	m/s					
	ρ	1935,6	kg/m ³					
	Go	55939,3	kPa					
	G (G/Go = 0,7)	39157,5	kPa					
	G (G/Go = 0,5)	27969,6	kPa					
$q_{c1N,cs}$ (kPa)	γ_{max} G = 0,7G _o	ϵ_v G = 0,7G _o	S_n G = 0,7G _o (m)	S_{tot} G = 0,7G _o (m)	γ_{max} G = 0,5G _o	ϵ_v G = 0,5G _o	S_n G = 0,5G _o (m)	S_{tot} G = 0,5G _o (m)
				0,0030				0,0041
104,3	0,0006	0,0002	0,0000424		0,0008	0,0003	0,0000593	
99,5	0,0006	0,0002	0,0000457		0,0008	0,0003	0,0000640	
116,4	0,0006	0,0002	0,0000399		0,0008	0,0003	0,0000559	
98,1	0,0006	0,0002	0,0000489		0,0008	0,0003	0,0000684	
109,0	0,0006	0,0002	0,0000449		0,0009	0,0003	0,0000629	
104,1	0,0006	0,0002	0,0000483		0,0009	0,0003	0,0000676	
125,6	0,0006	0,0002	0,0000405		0,0009	0,0003	0,0000567	
111,9	0,0007	0,0002	0,0000468		0,0009	0,0003	0,0000656	
116,5	0,0007	0,0002	0,0000458		0,0009	0,0003	0,0000642	
100,1	0,0007	0,0003	0,0000548		0,0010	0,0004	0,0000767	
87,5	0,0007	0,0003	0,0000640		0,0010	0,0004	0,0000896	
105,3	0,0007	0,0003	0,0000541		0,0010	0,0004	0,0000758	
131,2	0,0007	0,0002	0,0000436		0,0010	0,0003	0,0000611	
132,9	0,0007	0,0002	0,0000438		0,0010	0,0003	0,0000613	
128,1	0,0007	0,0002	0,0000464		0,0010	0,0003	0,0000650	
114,7	0,0008	0,0003	0,0000531		0,0011	0,0004	0,0000744	
119,7	0,0008	0,0003	0,0000516		0,0011	0,0004	0,0000722	
114,3	0,0008	0,0003	0,0000551		0,0011	0,0004	0,0000771	
81,1	0,0008	0,0004	0,0000791		0,0011	0,0006	0,0001107	
104,6	0,0008	0,0003	0,0000622		0,0011	0,0004	0,0000871	
101,7	0,0008	0,0003	0,0000650		0,0012	0,0005	0,0000909	
107,9	0,0008	0,0003	0,0000620		0,0012	0,0004	0,0000868	
116,5	0,0008	0,0003	0,0000579		0,0012	0,0004	0,0000811	
136,9	0,0009	0,0002	0,0000493		0,0012	0,0003	0,0000690	
139,3	0,0009	0,0002	0,0000489		0,0012	0,0003	0,0000685	
116,3	0,0009	0,0003	0,0000603		0,0012	0,0004	0,0000845	
98,0	0,0009	0,0004	0,0000729		0,0012	0,0005	0,0001021	
134,5	0,0009	0,0003	0,0000527		0,0013	0,0004	0,0000738	
123,0	0,0009	0,0003	0,0000588		0,0013	0,0004	0,0000823	
138,9	0,0009	0,0003	0,0000520		0,0013	0,0004	0,0000728	
112,5	0,0009	0,0003	0,0000661		0,0013	0,0005	0,0000925	
122,1	0,0009	0,0003	0,0000612		0,0013	0,0004	0,0000856	
112,3	0,0009	0,0003	0,0000675		0,0013	0,0005	0,0000946	
149,4	0,0010	0,0002	0,0000499		0,0013	0,0003	0,0000699	
113,3	0,0010	0,0003	0,0000682		0,0014	0,0005	0,0000955	
107,5	0,0010	0,0004	0,0000727		0,0014	0,0005	0,0001018	
113,3	0,0010	0,0003	0,0000695		0,0014	0,0005	0,0000973	
133,4	0,0010	0,0003	0,0000587		0,0014	0,0004	0,0000822	
114,0	0,0010	0,0004	0,0000702		0,0014	0,0005	0,0000982	
115,5	0,0010	0,0003	0,0000698		0,0014	0,0005	0,0000978	
106,4	0,0010	0,0004	0,0000767		0,0014	0,0005	0,0001073	
128,8	0,0010	0,0003	0,0000630		0,0014	0,0004	0,0000883	
110,1	0,0010	0,0004	0,0000752		0,0014	0,0005	0,0001052	
101,6	0,0010	0,0004	0,0000823		0,0015	0,0006	0,0001152	
102,6	0,0010	0,0004	0,0000820		0,0015	0,0006	0,0001149	
148,4	0,0011	0,0003	0,0000555		0,0015	0,0004	0,0000776	
135,3	0,0011	0,0003	0,0000619		0,0015	0,0004	0,0000867	
123,5	0,0011	0,0003	0,0000689		0,0015	0,0005	0,0000964	
123,6	0,0011	0,0003	0,0000693		0,0015	0,0005	0,0000970	
122,0	0,0011	0,0004	0,0000707		0,0015	0,0005	0,0000990	

CPT3

	Vs	170,0	m/s					
	ρ	1935,6	kg/m ³					
	Go	55939,3	kPa					
	G (G/Go = 0,7)	39157,5	kPa					
	G (G/Go = 0,5)	27969,6	kPa					
$q_{c1N,cs}$ (kPa)	γ_{max} G = 0,7G _o	ϵ_V G = 0,7G _o	S_n G = 0,7G _o (m)	S_{tot} G = 0,7G _o (m)	γ_{max} G = 0,5G _o	ϵ_V G = 0,5G _o	S_n G = 0,5G _o (m)	S_{tot} G = 0,5G _o (m)
				0,0035				0,0049
82,3	0,0005	0,0003	0,0000506		0,0007	0,0004	0,0000709	
83,0	0,0005	0,0003	0,0000517		0,0007	0,0004	0,0000724	
95,5	0,0006	0,0002	0,0000464		0,0008	0,0003	0,0000649	
94,0	0,0006	0,0002	0,0000484		0,0008	0,0003	0,0000678	
99,8	0,0006	0,0002	0,0000468		0,0008	0,0003	0,0000656	
96,3	0,0006	0,0002	0,0000498		0,0008	0,0003	0,0000697	
107,2	0,0006	0,0002	0,0000458		0,0009	0,0003	0,0000641	
101,9	0,0006	0,0002	0,0000493		0,0009	0,0003	0,0000691	
84,5	0,0006	0,0003	0,0000609		0,0009	0,0004	0,0000853	
101,5	0,0007	0,0003	0,0000519		0,0009	0,0004	0,0000726	
107,3	0,0007	0,0002	0,0000500		0,0009	0,0003	0,0000700	
82,6	0,0007	0,0003	0,0000664		0,0010	0,0005	0,0000929	
98,7	0,0007	0,0003	0,0000567		0,0010	0,0004	0,0000794	
78,5	0,0007	0,0004	0,0000725		0,0010	0,0005	0,0001016	
72,5	0,0007	0,0004	0,0000796		0,0010	0,0006	0,0001115	
98,6	0,0007	0,0003	0,0000601		0,0010	0,0004	0,0000841	
113,5	0,0007	0,0003	0,0000528		0,0010	0,0004	0,0000739	
114,2	0,0008	0,0003	0,0000534		0,0011	0,0004	0,0000747	
112,6	0,0008	0,0003	0,0000550		0,0011	0,0004	0,0000771	
124,4	0,0008	0,0003	0,0000503		0,0011	0,0004	0,0000704	
99,9	0,0008	0,0003	0,0000643		0,0011	0,0004	0,0000900	
112,6	0,0008	0,0003	0,0000576		0,0011	0,0004	0,0000807	
106,9	0,0008	0,0003	0,0000618		0,0012	0,0004	0,0000865	
101,8	0,0008	0,0003	0,0000658		0,0012	0,0005	0,0000921	
99,0	0,0008	0,0003	0,0000687		0,0012	0,0005	0,0000961	
98,4	0,0009	0,0003	0,0000700		0,0012	0,0005	0,0000980	
77,9	0,0009	0,0004	0,0000892		0,0012	0,0006	0,0001249	
97,8	0,0009	0,0004	0,0000722		0,0012	0,0005	0,0001010	
98,0	0,0009	0,0004	0,0000729		0,0012	0,0005	0,0001021	
133,1	0,0009	0,0003	0,0000533		0,0013	0,0004	0,0000747	
142,0	0,0009	0,0003	0,0000502		0,0013	0,0004	0,0000703	
138,9	0,0009	0,0003	0,0000520		0,0013	0,0004	0,0000728	
112,5	0,0009	0,0003	0,0000661		0,0013	0,0005	0,0000925	
126,1	0,0009	0,0003	0,0000591		0,0013	0,0004	0,0000827	
108,7	0,0009	0,0003	0,0000699		0,0013	0,0005	0,0000979	
95,1	0,0010	0,0004	0,0000809		0,0013	0,0006	0,0001133	
112,9	0,0010	0,0003	0,0000684		0,0014	0,0005	0,0000958	
105,9	0,0010	0,0004	0,0000739		0,0014	0,0005	0,0001034	
102,6	0,0010	0,0004	0,0000770		0,0014	0,0005	0,0001078	
98,1	0,0010	0,0004	0,0000814		0,0014	0,0006	0,0001139	
103,0	0,0010	0,0004	0,0000781		0,0014	0,0005	0,0001093	
106,4	0,0010	0,0004	0,0000761		0,0014	0,0005	0,0001065	
153,6	0,0010	0,0003	0,0000514		0,0014	0,0004	0,0000720	
137,2	0,0010	0,0003	0,0000588		0,0014	0,0004	0,0000823	
126,7	0,0010	0,0003	0,0000647		0,0014	0,0005	0,0000905	
127,8	0,0010	0,0003	0,0000646		0,0015	0,0005	0,0000904	
124,5	0,0010	0,0003	0,0000669		0,0015	0,0005	0,0000936	
70,9	0,0011	0,0006	0,0001187		0,0015	0,0008	0,0001662	
80,5	0,0011	0,0005	0,0001059		0,0015	0,0007	0,0001483	
97,2	0,0011	0,0004	0,0000885		0,0015	0,0006	0,0001239	
90,4	0,0011	0,0005	0,0000958		0,0015	0,0007	0,0001342	
109,0	0,0011	0,0004	0,0000797		0,0015	0,0006	0,0001116	
131,9	0,0011	0,0003	0,0000654		0,0015	0,0005	0,0000915	

6. Conclusioni

Questo studio ha cercato di mostrare il fenomeno della liquefazione dei terreni attraverso una vista più ampia, vagliando i più utilizzati metodi di valutazione e conducendo un'analisi su un caso reale. In particolare, il caso studio è ubicato nella zona di Comacchio, in provincia di Ferrara e fa parte di una zona, il delta del Po, particolarmente suscettibile ai fenomeni di liquefazione, considerati anche i passati eventi, uno dei quali annoverato nei casi storici descritti.

La valutazione del rischio è stata svolta partendo dai risultati sperimentali di indagini geomorfologiche, geotecniche e geofisiche eseguite nel sito.

In particolare sono stati elaborati i risultati di prove penetrometriche statiche, CPT, con la metodologia suggerita nelle linee guida allegate alla D.G.R. n. 630 della Regione Emilia-Romagna del 2019.

Il terreno oggetto di indagine è stato discretizzato in strati dello spessore di 20 cm ciascuno ed il fattore di sicurezza alla liquefazione è risultato inferiore ad 1 in gran parte delle profondità e delle verticali esaminate. Il potenziale di liquefazione è corrispondentemente risultato da moderato ad alto, evidenziando anche l'eventualità che la struttura in progetto avrebbe potuto subire deformazioni significative a seguito di un evento sismico, a causa della liquefazione.

Come riportato nella sopracitata Delibera della Giunta Regionale, nel caso in cui i terreni analizzati risultino liquefacibili o suscettibili di significativi incrementi delle pressioni interstiziali durante l'evento sismico di riferimento, devono esserne valutati gli effetti in termini di cedimenti permanenti post-sismici. Il passo successivo è stato, quindi, quello di valutare i cedimenti dello strato sabbioso sottostante la futura fondazione.

Elaborando anche i risultati delle prove geofisiche svolte sul sito, è stato possibile ottenere una prima stima dei cedimenti dovuti alla liquefazione valutando la deformazione volumetrica con il metodo di Idriss e Boulanger del 2008; tali cedimenti sono risultati comunque contenuti.

Bibliografia

- Andrus R.D., Hayati H., Mohanan N.P. (2009), "Correcting Liquefaction Resistance for Aged Sands Using Measured to Estimated Velocity Ratio", *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, ASCE 135 (6), 735-744, June 2009
- Andrus R.D., Piratheepan P., Ellis B.S., Zhang J., Juang C.H. (2004), "Comparing liquefaction evaluation methods using penetration-Vs relationships", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 4 (2004), Elsevier Ltd.
- Andrus R.D., Stokoe K.H. (2000), "Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity", *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, ASCE 126 (11), 1015–1025
- Boulanger R.W., Idriss I.M. (2014), "CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures", Department of Civil and Environmental Engineering University of California, Davis, California, April 2014
- Comune di Comacchio, Piano dell' Arenile (L.R. 9/2002 art.3), adozione con delibera C.C. n.132 del 28/11/2014, Relazione Geologica-Geotecnica
- Crespellani T., Nardi R., Simoncini C., 1988, "La Liquefazione del Terreno in Condizioni Sismiche"
- EN 1998-5: Eurocodice 8 parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento e aspetti geotecnici
- Hayati H., Andrus R.D. (2009), "Updated Liquefaction Resistance Correction Factors for Aged Sands", *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, ASCE 135 11, 1683-1692
- Kayen R., Moss R.E.S., Thompson E.M., Seed R.B., Cetin K.O., Der Kiureghian A., Y. Tanaka Y., Tokimatsu K. (2013) "Shear-Wave Velocity–Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential", *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, ASCE 139 3, 407-419, March 2013
- Lai C.G., Foti S., Rota M., 2009, "Input Sismico e Stabilità Geotecnica dei Siti di Costruzione"
- Marchetti S. (2015), "Incorporating the Stress History Parameter KD of DMT into the Liquefaction Correlations in Clean Uncemented Sands", *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, ASCE 04015072
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, NTC 2018, Norme Tecniche per le Costruzioni, approvate con Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018
- National Research Council, 1985, "Liquefaction of Soils during Earthquakes"

- Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento Protezione Civile (2008) “Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica”, parti I e II, Roma, Settembre 2008
- Regione Emilia Romagna (2019), Allegati D.G.R. n. 630/2019
- Robertson P.K., Cabal K.L., 2015, “Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering”
- Trivioli Alberto Dott. Geologo, Relazione Geologica – Geotecnica – Sismica per “Realizzazione di nuovo immobile ad uso commerciale da insediare in Comacchio, via della Collinara S.N.C.”, Settembre 2018

Sitografia

- www.britannica.com
- www.ediltecnico.it
- www.history.com
- www.nist.gov - NIST ENGINEERING LABORATORY
- www.researchgate.net
- www.sosbuildings.altervista.org/liquefazione-dei-terreni
- www.usgs.gov - USGS, Historic Earthquakes
- www.wikipedia.org