



Alberto Bruschi

# LIQUEFAZIONE DEI TERRENI E FENOMENI ASSOCIATI

Verifica - Calcolo - Prevenzione

[Scheda sul sito >](#)



- Suscettibilità alla liquefazione - Metodi semplificati ✓
- Metodi basati sull'energia - Approccio basato sulla deformazione ciclica ✓
- Deformazioni laterali (lateral spreading) - Calcolo dei cedimenti ✓
- Resistenza residua nei terreni liquefatti - Liquefazione e Normativa Italiana ✓

Alberto Bruschi

# **LIQUEFAZIONE DEI TERRENI E FENOMENI ASSOCIATI**

**Verifica – Calcolo – Prevenzione**



Dario Flaccovio Editore

Alberto Bruschi

LIQUEFAZIONE DEI TERRENI E FENOMENI ASSOCIATI

Verifica – Calcolo – Prevenzione

ISBN 978-88-579-0272-2

© 2014 by Dario Flaccovio Editore s.r.l. - tel. 0916700686

[www.darioflaccovio.it](http://www.darioflaccovio.it) [info@darioflaccovio.it](mailto:info@darioflaccovio.it)

Prima edizione: aprile 2014

Bruschi, Alberto <1942->

Liquefazione dei terreni e fenomeni associati : verifica, calcolo, prevenzione / Alberto

Bruschi. - Palermo : D. Flaccovio, 2014.

ISBN 978-88-579-0272-2

1. Meccanica dei terreni.

624.151 CDD-22

SBN PAL0267211

*CIP – Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"*

Stampa: Tipografia Priulla, Palermo, aprile 2014

Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.

L'editore dichiara la propria disponibilità ad adempiere agli obblighi di legge nei confronti degli aventi diritto sulle opere riprodotte.

La fotocopiatura dei libri è un reato.

Le fotocopie per uso personale del lettore possono essere effettuate nei limiti del 15% di ciascun volume/fascicolo di periodico dietro pagamento alla SIAE del compenso previsto dall'art. 68, commi 4 e 5, della legge 22 aprile 1941 n. 633. Le riproduzioni effettuate per finalità di carattere professionale, economico o commerciale o comunque per uso diverso da quello personale possono essere effettuate solo a seguito di specifica autorizzazione rilasciata dagli aventi diritto/dall'editore.

# Indice

## *Premessa*

### *Lista dei principali simboli utilizzati*

## **1. Il fenomeno della liquefazione**

|   |         |
|---|---------|
| 1.1. Definizione.....   | pag. 15 |
| 1.2. Le condizioni di liquefazione e le evidenze di laboratorio.....  | » 15    |
| 1.3. Un riepilogo del comportamento di una sabbia satura in condizioni non drenate.....   | » 24    |
| 1.4. La relazione tra la mobilità ciclica (o liquefazione), e resistenza alla penetrazione incontrata nelle prove in situ ..... | » 27    |
| 1.5. Il fenomeno della liquefazione in Italia .....   | » 28    |

## **2. Suscettibilità alla liquefazione: una valutazione oggettiva**

|   |      |
|---|------|
| 2.1. Introduzione.....  | » 31 |
| 2.2. Suscettibilità a livello di deposito.....  | » 31 |
| 2.2.1. $F_{st}$ (fattore storico).....  | » 32 |
| 2.2.2. $F_{geo}$ (fattore geologico) .....  | » 32 |
| 2.2.3. Fattore di composizione ( $F_{comp}$ ).....  | » 33 |
| 2.2.4. Fattore idrologico ( $F_p$ ) .....   | » 34 |
| 2.3. Suscettibilità a livello di strato .....   | » 36 |
| 2.3.1. I criteri seguiti fino al 2000 .....   | » 36 |
| 2.3.2. Gli studi di Boulanger e Idriss (2005).....  | » 37 |
| 2.3.3. Gli studi di Bray e Sancio (2006).....   | » 39 |
| 2.3.4. La scuola dell'Università di Ankara (Turchia, 2005-2010):<br>gli studi probabilistici..... | » 41 |
| 2.4. Applicazione della prova CPTU alla valutazione della suscettibilità.....                     | » 45 |

## **3. La valutazione della liquefacibilità – I metodi basati sullo stato tensionale dalle prove in sito (o metodi semplificati)**

|  |      |
|--|------|
| 3.1. La determinazione di CSR.....         | » 51 |
| 3.2. I metodi basati sulla prova SPT ..... | » 56 |

|          |   |   |    |
|----------|---|---|----|
| 3.2.1.   | L'importanza della prova SPT.....   | » | 56 |
| 3.2.2.   | Osservazioni sulla prova SPT .....  | » | 58 |
| 3.2.3.   | La valutazione della liquefacibilità dalla prova SPT.....   | » | 61 |
| 3.2.4.   | Il calcolo di CRR.....  | » | 63 |
| 3.2.4.1. | I metodi NCEER e di Idriss e Boulanger .....  | » | 63 |
| 3.2.4.2. | Il metodo di Juang (2000).....  | » | 63 |
| 3.2.4.3. | La scuola orientale – Il metodo di Tokimatsu<br>e Yoshimi (1983) .....                                    | » | 65 |
| 3.2.4.4. | La scuola orientale – Il metodo della Japan Road<br>Association (in Yoshida, Sawada, Nakamura, 2008)..... | » | 66 |
| 3.2.4.5. | La scuola orientale – Il codice sismico (in Cao, Yuan,<br>Sun, 2008).....                                 | » | 67 |
| 3.2.5.   | Alcune osservazioni sulla conduzione della prova .....  | » | 68 |
| 3.2.5.1. | Osservazioni .....  | » | 69 |
| 3.3.     | I metodi basati sulla prova CPT.....  | » | 69 |
| 3.3.1.   | Metodo di Robertson e Robertson e Wride (1998, 2004, 2009) ....   | » | 69 |
| 3.3.1.1. | Criticismo al metodo di Robertson e Wride .....   | » | 71 |
| 3.3.2.   | Metodo di Idriss e Boulanger (2004) .....   | » | 72 |
| 3.3.2.1. | Fattore di correzione per tener conto delle tensioni<br>efficaci $K_{\sigma}$ .....                       | » | 73 |
| 3.3.2.2. | Fattore di correzione per piano campagna inclinato.....   | » | 74 |
| 3.3.2.3. | Criticismo al metodo di Idriss e Boulanger.....   | » | 74 |
| 3.3.3.   | Il metodo di Olsen (1997) .....   | » | 74 |
| 3.3.4.   | Metodo di Juang (2000) .....  | » | 75 |
| 3.3.5.   | Metodo di Moss (2006).....  | » | 75 |
| 3.3.6.   | Metodo di Juang (2006) .....  | » | 76 |
| 3.3.7.   | Metodo di Juang (2010) .....  | » | 77 |
| 3.3.7.1. | L'importanza della determinazione di $B_q$ nel metodo .....   | » | 79 |
| 3.3.8.   | La scuola orientale (Taiwan) – il metodo di Ku et al. (2003) .....  | » | 80 |
| 3.3.9.   | Scuola orientale (Taiwan) – il metodo di Chern et al. (2008).....   | » | 81 |
| 3.3.10.  | Osservazioni .....  | » | 81 |
| 3.4.     | Alcuni raffronti fra più metodi deterministici di valutazione<br>della liquefacibilità .....              | » | 84 |
| 3.4.1.   | Caso 1 – fra prove SPT .....  | » | 84 |
| 3.4.2.   | Caso 2 – fra prove CPT .....  | » | 84 |
| 3.4.3.   | Caso 3 – fra prove SPT e CPT .....  | » | 84 |
| 3.5.     | I metodi probabilistici.....  | » | 87 |
| 3.5.1.   | Cetin et al. (2004).....  | » | 87 |
| 3.5.2.   | Boulanger e Idriss (2012).....  | » | 88 |
| 3.5.3.   | Moss et al. (2004).....   | » | 88 |
| 3.5.4.   | Osservazioni .....  | » | 90 |
| 3.5.5.   | Le funzioni di mappatura .....  | » | 91 |
| 3.5.5.1. | Le funzioni messe a punto da Juang.....   | » | 92 |
| 3.5.5.2. | I metodi probabilistici sviluppati dalla scuola<br>orientale – scuola cinese.....                         | » | 93 |

|          |   |   |     |
|----------|---|---|-----|
| 3.5.5.3. | I metodi probabilistici sviluppati dalla scuola orientale – scuola di Taiwan .....      | » | 93  |
| 3.5.5.4. | I metodi probabilistici sviluppati dalla scuola orientale – la scuola iraniana .....    | » | 94  |
| 3.5.5.5. | Osservazioni .....  | » | 94  |
| 3.5.5.6. | Una metodologia per il calcolo della probabilità di liquefazione .....                  | » | 95  |
| 3.6.     | I metodi basati sulla prova DMT .....   | » | 97  |
| 3.7.     | La valutazione della liquefacibilità dalla misurazione delle onde di taglio $V_s$ ..... | » | 102 |
| 3.7.1.   | L'utilizzo della velocità delle onde sismiche di taglio $V_s$ .....                     | » | 102 |
| 3.7.2.   | Valutazione della liquefacibilità dalle prove geofisiche .....                          | » | 102 |
| 3.7.2.1. | Probabilità di liquefazione .....   | » | 104 |
| 3.7.2.2. | Il coefficiente $K_1$ .....   | » | 105 |
| 3.7.3.   | Valutazione della liquefacibilità da prove di laboratorio .....                         | » | 107 |
| 3.7.3.1. | Conversione di CRR ottenuto da prove triassiali al valore di CRR in sito .....          | » | 110 |
| 3.7.3.2. | La soluzione per sabbie quarzose .....  | » | 111 |
| 3.7.4.   | Un metodo semplificato di valutazione della liquefacibilità .....                       | » | 111 |
| 3.7.4.1. | Esempio di applicazione .....   | » | 114 |
| 3.7.4.2. | Osservazioni .....  | » | 114 |
| 3.8.     | Indice del potenziale di liquefazione .....   | » | 114 |
| 3.8.1.   | La probabilità di danno da LPI su base probabilistica .....                             | » | 116 |

#### **4. La valutazione della liquefacibilità – L'approccio basato sulla deformazione ciclica**

|        |   |   |     |
|--------|---|---|-----|
| 4.1.   | L'approccio della deformazione ciclica .....    | » | 119 |
| 4.2.   | Il livello di deformazione nel terreno .....    | » | 120 |
| 4.3.   | Le soglie di deformazione .....                 | » | 121 |
| 4.4.   | Lo sviluppo delle pressione interstiziale ..... | » | 122 |
| 4.4.1. | La soluzione di Seed e Booker .....             | » | 122 |

#### **5. La valutazione della liquefacibilità – I metodi basati sull'energia sviluppata dal sisma**

|          |  |   |     |
|----------|--|---|-----|
| 5.1.     | Metodi basati su serie storiche .....                                  | » | 127 |
| 5.2.     | Metodi basati sull'energia .....                                       | » | 130 |
| 5.2.1.   | Metodo di Davis e Berrill (1982) .....                                 | » | 131 |
| 5.2.2.   | Metodo di Berrill e Davis (1985) .....                                 | » | 132 |
| 5.2.3.   | Metodo di Law, Cao e He (1990) .....                                   | » | 134 |
| 5.2.4.   | Metodo di Trifunac (1995) .....  | » | 135 |
| 5.2.5.   | L'intensità Arias – metodo di Kayen e Mitchell (1997) .....            | » | 138 |
| 5.2.5.1. | L'intensità Arias dalla formulazione di Travararou et al. (2002) ..... | » | 142 |
| 5.2.5.2. | L'intensità Arias dalla formulazione di Lee et al. (2012) .....        | » | 143 |

**6. Cedimenti dovuti al sisma**

|   |       |
|---|-------|
| 6.1. Deformazioni dovute alla liquefazione ciclica .....  | » 145 |
| 6.2. Cedimenti dovuti alla mobilità ciclica .....   | » 148 |
| 6.2.1. Metodo di Tokimatsu e Seed (1987) .....  | » 149 |
| 6.2.2. Metodo di Ishihara e Yoshimine (1992) .....  | » 151 |
| 6.2.3. Metodo di Shamoto et al. (1988) .....  | » 155 |
| 6.2.4. Metodo di Wu e Seed (2004) .....   | » 156 |
| 6.2.5. La deformazione volumetrica limite .....   | » 157 |
| 6.2.5.1. Per la relazione di Tokimatsu e Seed .....   | » 159 |
| 6.2.5.2. Per la relazione di Ishihara e Yoshimine .....   | » 159 |
| 6.2.5.3. Per la relazione di Shamoto et al. ....  | » 159 |
| 6.2.5.4. Per la relazione di Wu e Seed .....  | » 159 |
| 6.2.6. Raffronto tra i cedimenti calcolati .....  | » 162 |
| 6.2.7. Il metodo probabilistico di Cetin et al. (2009) .....  | » 162 |
| 6.2.7.1. Raffronti fra cedimenti misurati con i metodi<br>deterministici e il cedimento probabilistico di Cetin .....                 | » 164 |
| 6.2.8. Procedure di calcolo della deformazione volumetrica da prove<br>CPT e dalla velocità delle onde sismiche di taglio $V_s$ ..... | » 167 |
| 6.2.8.1. Dalla prova CPT (Zhang et al., 2002) .....   | » 167 |
| 6.2.8.2. Dalla determinazione di $V_s$ (Yi, 2010) .....   | » 168 |
| 6.3. Cedimento del terreno non saturo (compressione volumetrica) .....  | » 169 |
| 6.3.1. La soluzione di Tokimatsu e Seed (1987) .....  | » 170 |
| 6.3.2. La soluzione di Pradel .....   | » 170 |
| 6.3.3. Procedure basate sulla prova CPT .....   | » 172 |
| 6.3.4. Una procedura basata sulla velocità delle onde sismiche di taglio $V_s$ .....  | » 173 |
| 6.4. Cedimenti di rilevati in sisma .....   | » 174 |
| 6.5. Normativa .....  | » 178 |

**7. Deformazioni laterali (Lateral spreading)**

|  |       |
|--|-------|
| 7.1. Introduzione .....  | » 179 |
| 7.2. Previsione dell'entità dello spostamento orizzontale .....            | » 182 |
| 7.2.1. Il modello di Hamada et al. (1986) .....                            | » 182 |
| 7.2.2. Il modello di Youd et al. (2002) .....                              | » 183 |
| 7.2.3. Il modello di Kanibir (2003) .....                                  | » 186 |
| 7.2.4. Il modello di Zhang et al. (2004) .....                             | » 187 |
| 7.2.5. Il modello di Kramer e Baska (2006) .....                           | » 188 |
| 7.2.6. Il modello di Idriss e Boulanger (2008) .....                       | » 190 |
| 7.2.7. Il modello basato sul principio dell'energia potenziale minima .... | » 191 |
| 7.2.8. Il modello probabilistico di Al Bawwab (2005) .....                 | » 191 |

**8. Resistenza residua nei terreni liquefatti**

|  |       |
|--|-------|
| 8.1. Sviluppo della valutazione della resistenza residua ..... | » 197 |
| 8.2. Cenni sui metodi di verifica in back analysis .....       | » 197 |

|          |  |       |
|----------|--|-------|
| 8.3.     | La resistenza post-liquefazione: i modelli classici .....              | » 198 |
| 8.3.1.   | Il modello di Seed (1987).....   | » 198 |
| 8.3.2.   | Il metodo di Idriss (1998).....  | » 200 |
| 8.4.     | I modelli basati sulla resistenza al taglio residua normalizzata ..... | » 202 |
| 8.4.1.   | Il modello di Stark e Mesri (1987).....                                | » 202 |
| 8.4.2.   | Il metodo di Olson e Stark (2002).....                                 | » 202 |
| 8.4.3.   | Il modello di Idriss e Boulanger (2007) .....                          | » 204 |
| 8.4.4.   | Il modello ibrido di Kramer e Wang (2009).....                         | » 205 |
| 8.4.5.   | Il modello di Robertson (2010).....                                    | » 206 |
| 8.5.     | I metodi probabilistici.....   | » 207 |
| 8.5.1.   | Lo studio di Lumbantoruan (2005) .....                                 | » 207 |
| 8.5.2.   | I modelli di Gutierrez et al. (2007).....                              | » 208 |
| 8.5.2.1. | Osservazioni al metodo di Gutierrez et al. ....                        | » 210 |

## **9. Liquefazione e normativa italiana a cura del dott. geol. Antonio Giulio**

**Cosentino che si ringrazia per la preziosa collaborazione** *a cura del dott. G.A. Cosentino*

|         |  |       |
|---------|--|-------|
| 9.1.    | Riferimenti normativi .....  | » 213 |
| 9.2.    | Magnitudo.....   | » 241 |
| 9.3.    | Scale di magnitudo .....   | » 242 |
| 9.4.    | Magnitudo locale .....   | » 243 |
| 9.5.    | Magnitudo per le onde di superficie .....                                | » 245 |
| 9.6.    | Magnitudo per le onde di volume.....                                     | » 247 |
| 9.7.    | Magnitudo momento.....   | » 248 |
| 9.8.    | Magnitudo durata.....  | » 249 |
| 9.9.    | Relazioni tra i diversi tipi di magnitudo .....                          | » 249 |
| 9.10.   | Energia e magnitudo .....  | » 251 |
| 9.11.   | Scelta della magnitudo da utilizzare nelle verifiche a liquefazione..... | » 252 |
| 9.11.1. | Esempio 1 .....  | » 253 |
| 9.11.2. | Esempio 2.....   | » 255 |
| 9.12.   | Bibliografia .....   | » 260 |

|                           |       |
|---------------------------|-------|
| <b>Bibliografia</b> ..... | » 267 |
|---------------------------|-------|



## Premessa

Anche se riconosciuto già nei primi terremoti, il fenomeno della liquefazione e dei danni da esso derivati prende piena conoscenza nella comunità scientifica internazionale nel 1964 con i terremoti del 27 marzo in Alaska (Anchorage, magnitudo 9,2) e del 16 giugno a Niigata in Giappone (magnitudo 7,6) (Towhata, 2008); a quest'ultimo sisma è dedicata l'intera annata della rivista giapponese *Soils and Foundations* del 1967.

A seguito di questi eventi catastrofici si moltiplicarono gli sforzi per capire il meccanismo della liquefazione (Koizumi, 1966) e stimare il potenziale di liquefacibilità da associare ad un particolare tipo di terreno; nel contempo vennero studiati i primi provvedimenti da adottare per la mitigazione del rischio.

Si sviluppano pertanto i modelli basati sulle prove di scuotimento (Yoshimi, 1967) (*shake test*) e sulle prove in laboratorio, principalmente attraverso le prove triassiali cicliche (Peacock e Bolton Seed, 1968; Finn et al. 1969) nonché sulle prove in sito (in particolare le prove SPT).

A partire dal 1970 nasce così la moderna ingegneria geotecnica sismica con la classica pubblicazione di Bolton Seed e Idriss che pone le basi per la valutazione del potenziale di liquefazione.

Nel 1971 si verifica in California il terremoto di San Fernando con la parziale distruzione delle dighe di San Fernando (superiore ed inferiore) a seguito del soliflusso indotto dal sisma; l'evento imprime un'accelerazione alle ricerche sia nelle tecnologie proprie alle prove di laboratorio (prove di taglio cicliche sui terreni sabbiosi che portano alla conoscenza approfondita del comportamento sforzi-deformazioni e della resistenza alla liquefazione) che alle tecnologie legate alle prove in sito con la raccolta di dati e miglioramento delle tecniche di prelevamento di campioni indisturbati, ampliando quindi le nostre conoscenze sull'analisi dinamica, ancora oggi in uso.

Lo studio dei fenomeni legati alle deformazioni laterali (*lateral spreading*) riceve un nuovo impulso a seguito del sisma giapponese verificatosi a Nihonkai-Chubu nel 1983.

Infine il terremoto di Kobe, sempre in Giappone, caratterizzato dalla distruzione di numerosi edifici (si pensi che la distruzione delle infrastrutture portuali fu qua-

si totale, paralizzandone l'attività per due anni), diede una forte impennata agli studi sulla resistenza sismica di edifici, metropolitane, sottoservizi.

Negli anni '90 contributi fondamentali nel campo dell'ingegneria sismica sono stati dati a seguito del terremoto di Izmit (Turchia, magnitudo 7,6) del 1999 e di quello di Taiwan (Chi-Chi, sempre nel 1999, magnitudo 7,6).

Contributi più recenti sono rappresentati dai terremoti dell'Aquila, in Italia (2009, magnitudo 5,3), di Maule in Cile (2010, magnitudo 8,8), della Nuova Zelanda (Christchurch, 2011, magnitudo 6,3), nel nordovest dell'Iran (2012), dell'Emilia Romagna, sempre in Italia (2012, magnitudo 5,9).

Scopo di questo testo è presentare una rassegna quanto più possibile aggiornata delle metodologie più recenti entrate in uso nella valutazione della liquefacibilità dei terreni e dei relativi fenomeni ad essa associati, quali cedimenti in sisma e post-sisma, deformazioni laterali, resistenza residua del terreno per prevedere la completa fluidificazione di un pendio.

Un ringraziamento particolare al prof. Silvano Marchetti dell'Università dell'Aquila per i suoi utili commenti, al dott. geol. Anton Giulio Cosentino che ha rivisto e corretto il manoscritto e redatto il capitolo relativo alla normativa vigente nel nostro Paese.

Ampio spazio è dedicato alla bibliografia consultata, che copre un arco di tempo da prima del 2000 (47 titoli), al 2010 (99 titoli), al 2013 (33 titoli).

La maggior parte dei titoli fa parte della mia biblioteca personale ed è a disposizione di tutti coloro che fossero interessati ad approfondire gli argomenti trattati.

## Lista dei principali simboli utilizzati

|            |  |
|------------|--|
| $a_{\max}$ | Accelerazione di picco al suolo  |
| $cs$       | Suffisso per “sabbia pulita”   |
| $CRR$      | Rapporto di resistenza ciclica   |
| $CSR$      | Rapporto di tensione ciclica   |
| $CPT$      | Prova penetrometrica statica   |
| $C_N$      | Coefficiente di normalizzazione per la pressione litostatica                     |
| $D_H$      | Spostamento dovuto alla deformazione laterale                                    |
| $DMT$      | Prova dilatometrica  |
| $DR$       | Densità relativa   |
| $FC$       | Contenuto di fini (particelle passanti al setaccio ASTM n. 200, 0,074 mm)        |
| $FR$       | Rapporto d’attrito   |
| $FS$       | Fattore di sicurezza alla liquefazione   |
| $f_{sr}$   | Resistenza d’attrito (CPT)   |
| $G$        | Modulo di taglio   |
| $G_0$      | Modulo di taglio iniziale (a basse deformazioni)                                 |
| $g$        | Accelerazione di gravità   |
| $I_h$      | Intensità Arias  |
| $K_D$      | Indice di spinta orizzontale   |
| $K_\alpha$ | Fattore di correzione per lo sforzo di taglio orizzontale                        |
| $K_\sigma$ | Fattore di correzione per la tensione verticale di confinamento                  |
| $LL$       | Limite liquido   |
| $LPI$      | Indice del potenziale di liquefazione = $I_L$                                    |
| $LSI$      | Indice di severità della liquefazione  |
| $M_w$      | Magnitudo momento del sisma = $M$  |
| $MSF$      | Fattore di scala della magnitudo   |
| $N$        | Numero dei cicli   |
| $N_{SPT}$  | Numero dei colpi misurato nella prova SPT  |
| $N_{1,60}$ | Numero dei colpi della prova SPT normalizzata e corretta per il 60% dell’energia |
| $N_l$      | Numero dei cicli per raggiungere la liquefazione                                 |

|                                  |   |
|----------------------------------|---|
| <i>OCR</i>                       | Rapporto (o grado) di sovraconsolidamento |
| <i>p<sub>a</sub></i>             | Pressione atmosferica                     |
| <i>IP</i>                        | Indice plastico                           |
| <i>PL</i>                        | Probabilità di liquefazione               |
| <i>q<sub>c</sub></i>             | Resistenza alla punta (CPT)               |
| <i>q<sub>c1,N</sub></i>          | Resistenza alla punta normalizzata        |
| <i>r<sub>d</sub></i>             | Coefficiente di riduzione della tensione  |
| <i>r<sub>u</sub></i>             | Rapporto di pressione interstiziale       |
| <i>S<sub>u</sub></i>             | Resistenza al taglio non drenata          |
| <i>S<sub>B</sub></i>             | Indice di suscettibilità                  |
| SPT                              | Standard Penetration Test                 |
| <i>u</i>                         | Pressione nei pori                        |
| <i>V<sub>s</sub></i>             | Velocità delle onde sismiche di taglio    |
| <i>W<sub>n</sub></i>             | Contenuto d'acqua naturale                |
| <i>α</i>                         | Rapporto della tensione di taglio         |
| <i>ε<sub>v</sub></i>             | Deformazione volumetrica                  |
| <i>φ</i>                         | Angolo d'attrito interno                  |
| <i>γ</i>                         | Deformazione di taglio                    |
| <i>γ<sub>r</sub></i>             | Deformazione di riferimento = 0,01%       |
| <i>γ<sub>l</sub></i>             | Deformazione di taglio limite             |
| <i>γ<sub>max</sub></i>           | Deformazione di taglio massima            |
| <i>σ<sup>2</sup><sub>v</sub></i> | Pressione litostatica efficace            |
| <i>σ<sub>v</sub></i>             | Pressione litostatica totale              |
| <i>τ</i>                         | Sforzo di taglio                          |
| <i>τ<sub>c</sub></i>             | Sforzo di taglio ciclico                  |
| <i>τ<sub>s</sub></i>             | Sforzo di taglio statico iniziale         |
| <i>ζ</i>                         | Parametro di stato                        |

# 1. Il fenomeno della liquefazione

## 1.1. Definizione

Uno dei più significativi fattori che, nel caso di un terremoto, porta a rotture nel terreno è la liquefazione di sabbie sature sciolte o mediamente addensate.

La liquefazione del terreno è generalmente descritta come la perdita rapida di resistenza al taglio di un terreno durante un evento sismico.

Il termine *liquefazione* è stato introdotto per primo da Terzaghi nel 1925 che così la descrive:

*“la liquefazione può avere luogo se un terreno saturo collassa, trasferendo quindi il peso delle particelle solide all’acqua circostante; come conseguenza, la pressione idrostatica, indipendentemente dalla profondità, aumenta fino a raggiungere il valore del peso di volume immerso del terreno”.*

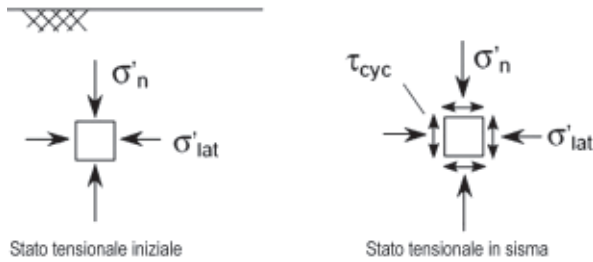
Sladen (1985) dà la seguente definizione:

*“La liquefazione è un fenomeno in cui una massa di terreno perde in gran parte la sua resistenza al taglio quando assoggettato a un carico monotono (costante) o ciclico presenta un comportamento simile ad un fluido fino a quando la tensione di taglio agente sulla massa uguaglia la diminuzione della resistenza al taglio”.*

## 1.2. Le condizioni di liquefazione e le evidenze di laboratorio

In funzione del meccanismo di rottura che si può instaurare, delle condizioni al contorno, del tipo di carico a cui il terreno è soggetto e del suo comportamento deformativo alle forze agenti, si possono avere le seguenti tipologie del fenomeno (si ricorda che una delle condizioni necessarie allo sviluppo del fenomeno è la presenza di livello di falda superficiale):

- in condizioni di *free-field* (condizione di campo libero con piano campagna orizzontale ed assenza di carichi imposti);
- prima del sisma lo stato tensionale esistente è caratterizzato da tensioni efficaci (sia verticali che orizzontali) e tensioni tangenziali nulle ( $\tau = 0$ ) (figura 1.1);

Figura 1.1. Stato tensionale in condizioni di *free-field*

- durante il sisma la ciclicità della sollecitazione produce un aumento ciclico della tensione tangenziale e conseguentemente una deformazione di taglio fino a raggiungere un valore di soglia; al suo superamento, instaurandosi condizioni di drenaggio impedito, la pressione nei pori inizia ad aumentare;
- al termine del sisma la resistenza al taglio residua del terreno è sempre maggiore della tensione tangenziale iniziale.

Le deformazioni indotte sono dovute alle tensioni di taglio sia statiche che cicliche. La condizione è nota come liquefazione ciclica (*cyclic liquefaction*) e induce nel terreno deformazioni di modesta entità e manifestazioni superficiali quali fessurazioni, espulsione di acqua e sabbia, vulcanelli e crateri di sabbie (*sand boils*, figura 1.2).



Figura 1.2. Manifestazione dei vulcanelli di sabbia

I principali fattori predisponenti sono:

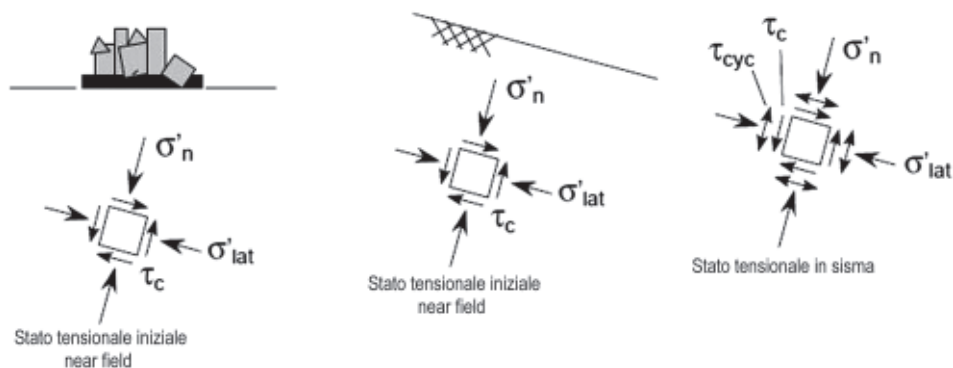
- è richiesta una condizione di carico ciclico in cui si possa sviluppare il fenomeno di inversione delle tensioni di taglio  $\tau_{yc}$  in condizioni di carico simmetrico (figura 1.3);
- è richiesta una condizione di carico non drenata che permetta di rendere nulle le tensioni efficaci;

- nella condizione di tensione efficace nulla non vi sono tensioni di taglio; quando una tensione di taglio viene applicata, la pressione nei pori diminuisce in quanto il terreno tende a dilatarsi ma la risposta tensione-deformazione può condurre a deformazioni anche grandi;
- sotto il carico ciclico le deformazioni si sommano fino a valori elevati ma si arrestano quando la sollecitazione di carico ciclico si arresta; i movimenti risultanti sono quindi dovuti a cause esterne e possono verificarsi solo durante la condizione di carico ciclico;
- il fenomeno si ha in quasi tutte le sabbie sature purché sia assicurato un carico ciclico sufficientemente grande in magnitudine e durata;
- il fenomeno può interessare anche terreni argillosi ma le deformazioni indotte sono generalmente piccole a causa della resistenza di coesione presente anche a condizioni di tensione effettiva nulla; l'eventuale deformazione è controllata dalla velocità di creep.



Figura 1.3. Il fenomeno dell'inversione delle tensioni

Nel caso in cui prima del sisma lo stato tensionale sia caratterizzato oltre che dalle tensioni verticali efficaci anche da tensioni tangenziali non nulle si è in presenza di condizioni *near-field* (piano campagna con presenza di carichi imposti nelle immediate vicinanze o condizioni di pendio) (figura 1.4):

Figura 1.4. Stato tensionale in condizioni di *near-field*

- prima del sisma lo stato tensionale è caratterizzato sia da tensioni verticali efficaci che da tensioni tangenziali, la resistenza al taglio disponibile garantisce l'equilibrio statico;
- durante il sisma la tensione tangenziale indotta dalla ciclicità del carico si somma alla tensione di taglio iniziale e, al raggiungimento del valore di soglia, la pressione nei pori aumenta e la resistenza al taglio diminuisce all'aumentare dei cicli di carico: si raggiunge così la condizione di liquefazione con il terreno che approssima il comportamento di un fluido viscoso e raggiunge deformazioni sempre più grandi.

Se al termine del sisma la resistenza al taglio non drenata residua è superiore alle tensioni tangenziali iniziali, il terreno ritorna rapidamente a condizioni drenate con deformazioni permanenti ma limitate quali cedimenti differenziali nel caso di condizioni di near-field e deformazioni laterali (*lateral spreading*) nel caso di pendio con debole acclività; siamo cioè in condizioni di mobilità ciclica (*cyclic mobility*).

I principali fattori predisponenti sono:

- è richiesta una condizione di carico ciclico in cui le tensioni di taglio sono sempre non nulle (cioè maggiori di zero); non si può sviluppare il fenomeno di inversione delle tensioni (figura 1.5);
- non si possono sviluppare tensioni nulle;
- durante la sollecitazione ciclica le deformazioni si arrestano, a meno che il terreno sia molto sciolto; i movimenti risultanti sono dovuti a cause esterne e possono verificarsi solo durante la condizione di carico ciclico;
- il fenomeno si ha in quasi tutte le sabbie sature purché sia assicurato un carico ciclico sufficientemente grande in magnitudine e durata;
- il fenomeno può interessare anche terreni argillosi ma le deformazioni indotte sono generalmente piccole a causa della resistenza di coesione presente anche a condizioni di tensione effettiva nulla; l'eventuale deformazione è controllata dalla velocità di creep.

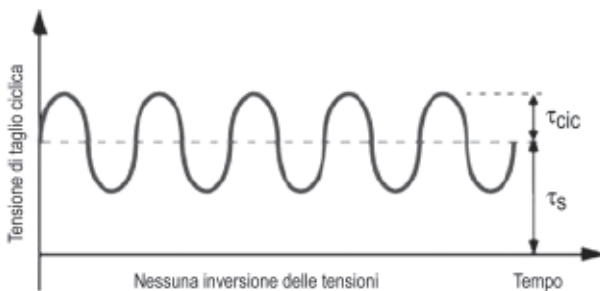


Figura 1.5. Assenza di inversione



Prove di laboratorio hanno dimostrato che nella mobilità ciclica, a livelli relativamente modesti del rapporto delle tensioni  $\eta$  dato dalla:

$$\eta = \frac{q}{p'} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)/2}{(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2}$$

il terreno mostra un comportamento contraente mentre, a livelli maggiori, il comportamento si trasforma in dilatante.

Ishihara (1985) ha dimostrato che il passaggio del comportamento da contraente a dilatante avviene ad un particolare livello del rapporto delle tensioni, chiamato *rapporto tensionale a volume costante*.

Se si rappresenta tale passaggio nel grafico del percorso delle tensioni, lo stesso prende il nome di *linea della trasformazione di fase*, nota anche come linea PT (figura 1.6).

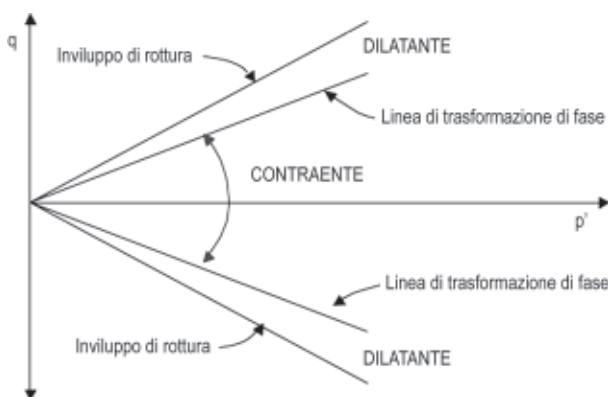


Figura 1.6. La linea di trasformazione di fase

Un tipico percorso delle tensioni seguito durante il processo di sollecitazione ciclica in condizioni non drenate è illustrato nella schema di figura 1.7.

A bassi livelli di deformazione lo scheletro solido tende a seguire un comportamento contraente (percorso da 0 a 1 in figura 1.7) con conseguente sviluppo di sovrappressioni interstiziali e riduzione nella pressione effettiva; allorché la tensione di taglio raggiunge la linea di trasformazione di fase si sviluppa una quantità significativa di deformazione di taglio senza che si verifichi un apprezzabile cambiamento nella tensione di taglio (percorso da 1 a 2, fase perfettamente plastica); raggiunta la linea di trasformazione di fase (percorso da 2 a 3), si instaura un comportamento dilatante con aumento della pressione di confinamento e conseguentemente della rigidità e della resistenza al taglio, permettendo quindi al terreno di resistere all'aumento della tensione di taglio muovendosi lungo l'inviluppo di rottura.

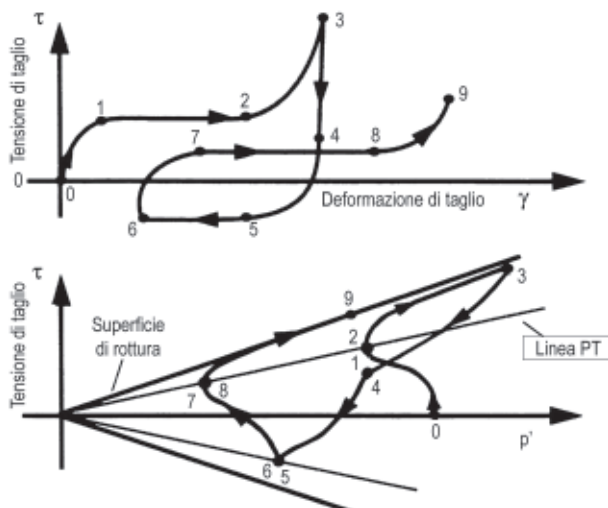


Figura 1.7. Schema del percorso delle tensioni (da Elgamil et al., 2002, modificata)

Terminata la fase carico e iniziata la fase di scarico, il percorso rientra nella fase contraente, passando dalla zona all'esterno della linea PT a quella al suo interno (percorso 3 – 4 – 5 – 6), e ha nuovamente inizio la sequenza dei percorsi.

La mobilità ciclica, con conseguente comportamento per trasformazione di fase, è facilmente riconoscibile nelle prove di laboratorio; la figura 1.8 mostra il risultato di una prova di taglio semplice ciclica eseguita su un campione di sabbia pulita mediamente addensata soggetta ad un carico armonico simmetrico.

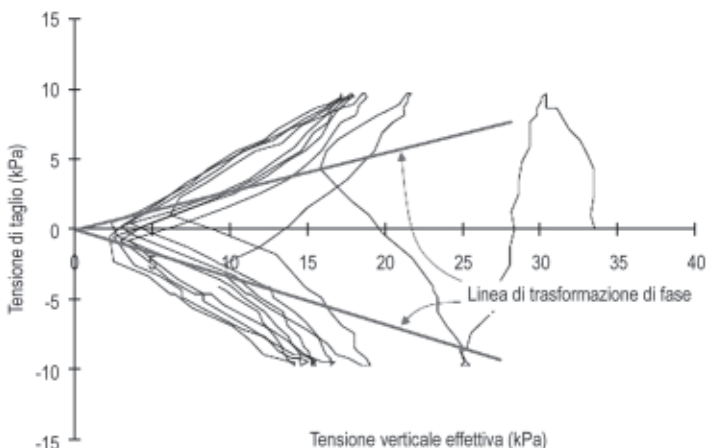


Figura 1.8. Risultati di una prova di taglio semplice ciclica (da Kramer e Elgamil, 2001, modificata)

Ad ogni ciclo di carico, la sovrappressione nei pori aumenta e, come risultato, il percorso della tensione effettiva si muove a sinistra.

Poiché l'ampiezza della tensione di taglio rimane costante mentre la pressione media efficace diminuisce, il rapporto delle tensioni, cioè il rapporto tra tensione di taglio e pressione verticale effettiva, tende ad aumentare con il proseguo della prova fino a che raggiunge e supera il rapporto tensionale a volume costante corrispondente alla linea di trasformazione di fase, provocando la dilatanza del provino; la dilatanza fa aumentare la tensione efficace e diminuire la pressione nei pori determinando pertanto un movimento verso destra del percorso delle tensioni effettive.

Con l'inversione delle tensioni, il provino torna di nuovo nel campo contraente fino a quando la linea di trasformazione di fase viene attraversata, durante il ciclo di carico, nella direzione opposta.

Ciò si verifica fin tanto che il percorso tensionale converge verso una forma costante con periodi di contrazione e dilatanza entro ogni ciclo di carico.

Dopo molti cicli di carico la pressione effettiva diventa prossima a zero e la rigidità del provino di terreno si riduce a valori molto bassi.

Tuttavia con l'inversione delle tensioni il provino si dilata immediatamente e l'aumento della tensione effettiva porta ad un aumento della rigidità.

Viene così giustificata la forma ad S delle curve tensioni-deformazioni che si nota a seguito della liquefazione iniziale (cioè quando nel terreno il rapporto della pressione nei pori  $r_u$  raggiunge il valore del 100% e quindi la tensione efficace si annulla).

La figura 1.9 illustra i concetti espressi riportando in sequenza le fasi di una prova di taglio sia nel campo tensioni-deformazioni che nel percorso tensionale; il pallino nero segue il percorso delle tensioni lungo le varie fasi e la conseguente deformazione; nella figura 1.10 viene illustrato come cambia la rigidità (modulo di taglio iniziale a deformazioni quasi nulle) in un ciclo di carico.

Nel caso di condizioni di pendio la tensione di taglio ciclica si sovrappone alle condizioni di tensione di taglio iniziali non nulle, con la conseguenza che il carico non è simmetrico e le deformazioni permanenti si accumulano lungo una direzione.

Una prova di taglio ciclica in tali condizioni è riportata in figura 1.11.

Nella fasi iniziali si sviluppa un eccesso di pressione interstiziale e la tensione effettiva diminuisce; quando il percorso delle tensioni raggiunge la linea di trasformazione di fase, ad ogni fase sono presenti comportamenti dilatanti e contraenti.

La natura asimmetrica del carico fa sì che deformazioni di taglio permanenti si accumulino in una direzione (deformazione laterale) e ogni successivo ciclo di carico induce un aumento delle deformazioni; il livello di tali deformazioni è comunque limitato dalla dilatanza che si ha quando il percorso tensionale attraversa la linea PT. La velocità con cui la rigidità aumenta durante la fase dilatante controlla lo sviluppo degli spostamenti laterali.

Bisogna far notare comunque che i dati sperimentali relativi al fenomeno sono ancora limitati.

Liquefazione dei terreni e fenomeni associati

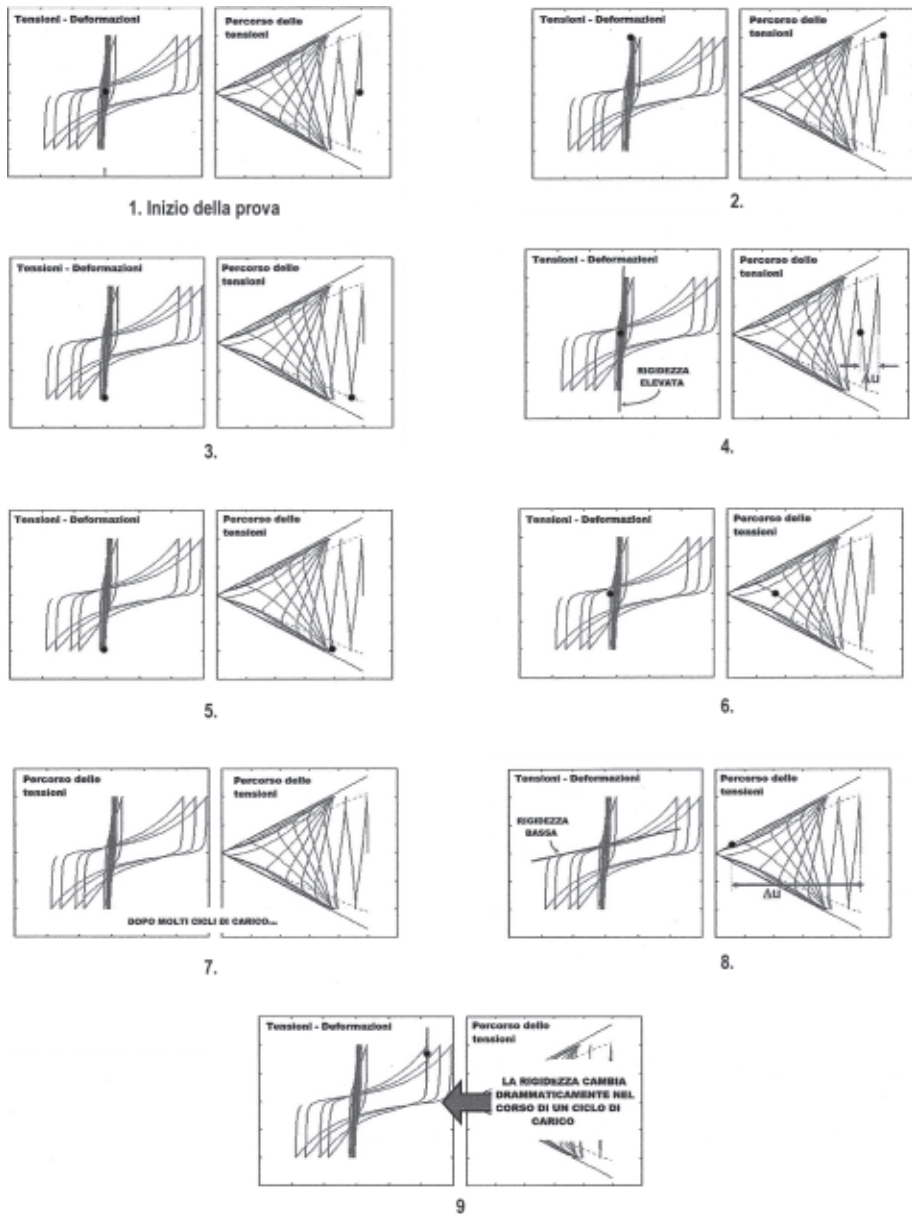


Figura 1.9. Andamento tipico di una prova di taglio ciclico (da Kramer et al., 2011, modificata)

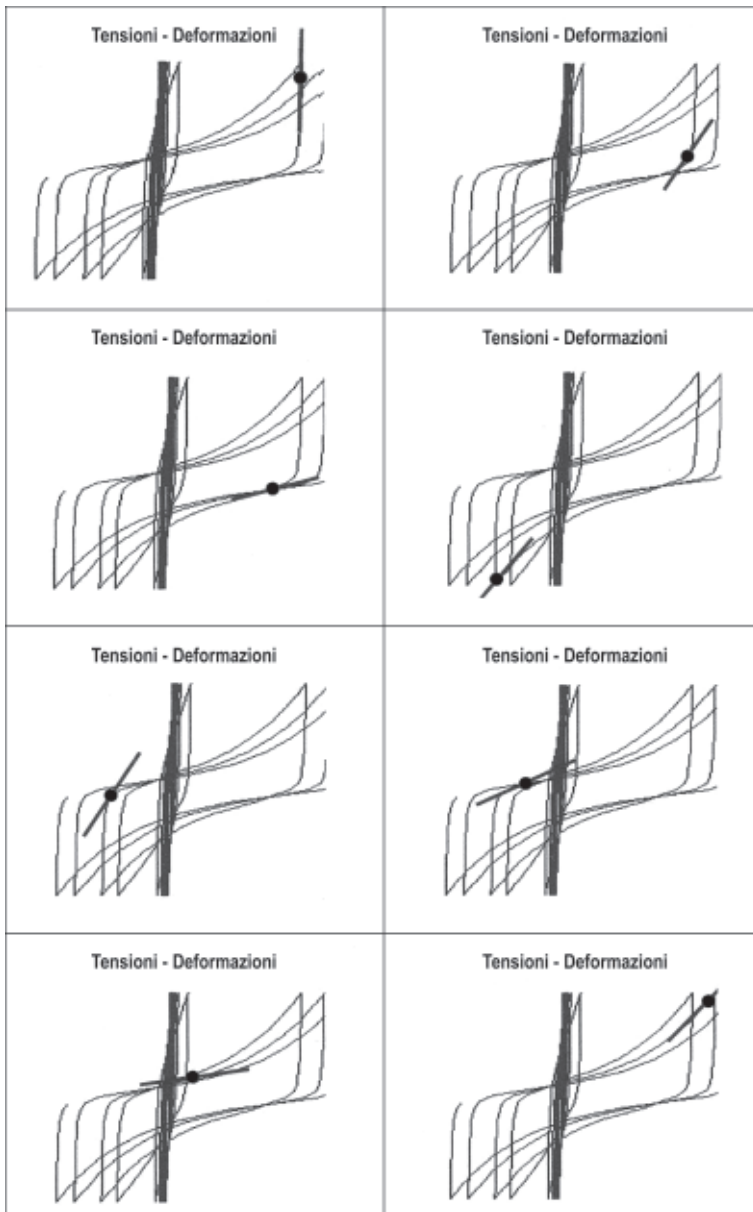


Figura 1.10. Variazione del modulo di taglio a basse deformazioni  $G_0$  in un ciclo di carico (da Kramer et al., 2011, modificata)

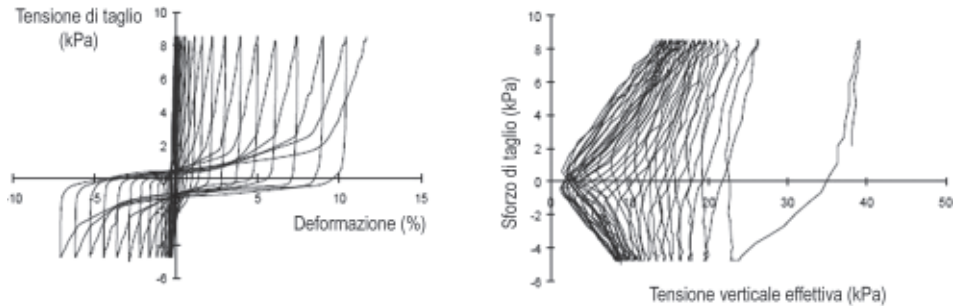


Figura 1.11. Mobilità ciclica con trasformazione di fase in una prova di taglio semplice in condizione di tensione di taglio iniziale non nulla (da Kramer e Elgamal, 2001, modificata)

Se al contrario la resistenza al taglio non drenata residua è inferiore alle tensioni tangenziali iniziali, il terreno mantiene le condizioni non drenate e l'equilibrio statico non è più mantenuto; è la condizione di fluidificazione (*flow liquefaction*) con conseguenze in genere catastrofiche: perdita di capacità portante e rotazione di edifici nelle condizioni di *near-field* pianeggianti, frane con movimenti rapidi con grandi volume di terreno coinvolto in caso di strutture su pendio.

### 1.3. Un riepilogo del comportamento di una sabbia saturata in condizioni non drenate

Un terreno sciolto (bassa densità relativa) sottoposto ad un sforzo di taglio tende ad addensarsi e, in condizioni di drenaggio assente, la pressione nei pori aumenta; come indicato nella figura 1.12, in condizioni di carico monotonic, la resistenza al taglio raggiunge un valore di picco e quindi diminuisce fino a raggiungere un valore residuo. Se tale valore è inferiore alla tensione iniziale statica si ha fluidificazione.

Se lo stesso terreno è sottoposto a condizioni di carico ciclico, la pressione nei pori aumenta ad ogni ciclo di carico; in assenza di drenaggio tale pressione si accumula e il percorso delle pressioni efficaci si muove verso la rottura, raggiungendo anche in questo caso la condizione di soliflusso. Le deformazioni continuano anche quando il carico ciclico si arresta.

In questa condizione si hanno deformazioni di notevole entità che continuano fino a quando si ha il ripristino delle condizioni di equilibrio per la resistenza residua raggiunta.

Se la resistenza residua è invece superiore alla tensione tangenziale statica iniziale, il terreno ritorna alle condizioni drenate e quindi in condizione di mobilità ciclica. Perché si abbia la condizione di fluidificazione è quindi necessario che la resistenza al taglio di un terreno poco addensato raggiunga la resistenza residua, sia attraverso uno sforzo tagliante di forte intensità che con un sufficiente numero di cicli di carico.

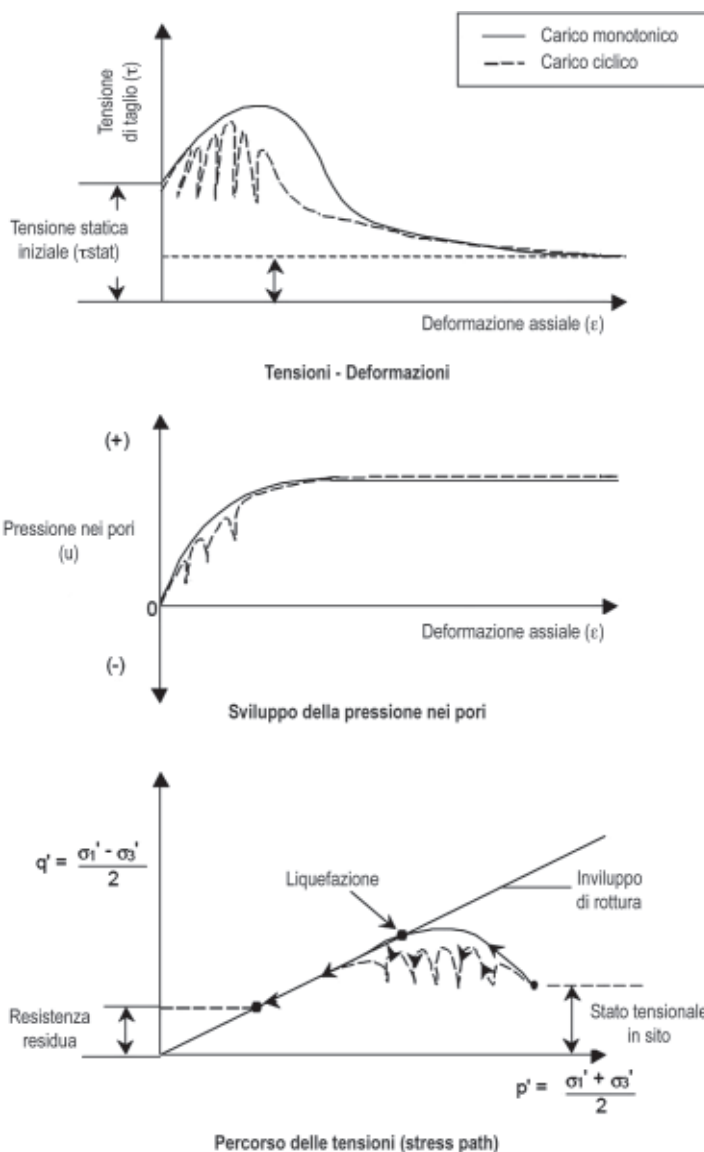


Figura 1.12. Comportamento di un terreno sabbioso sciolto (da Bonita, 2000, modificata)

Il comportamento di un terreno addensato (alta densità relativa) è del tipo dilatante; la pressione interstiziale aumenta a basse deformazioni con un debole decremento delle pressioni efficaci per poi diminuire, con l'aumentare del livello deformativo, fino a diventare anche negativa (fenomeno della dilatanza); come indicato nella figura 1.13 lo sforzo di taglio in un terreno sottoposto a carico monotónico si traduce in un aumento delle pressioni efficaci e della resistenza al taglio.

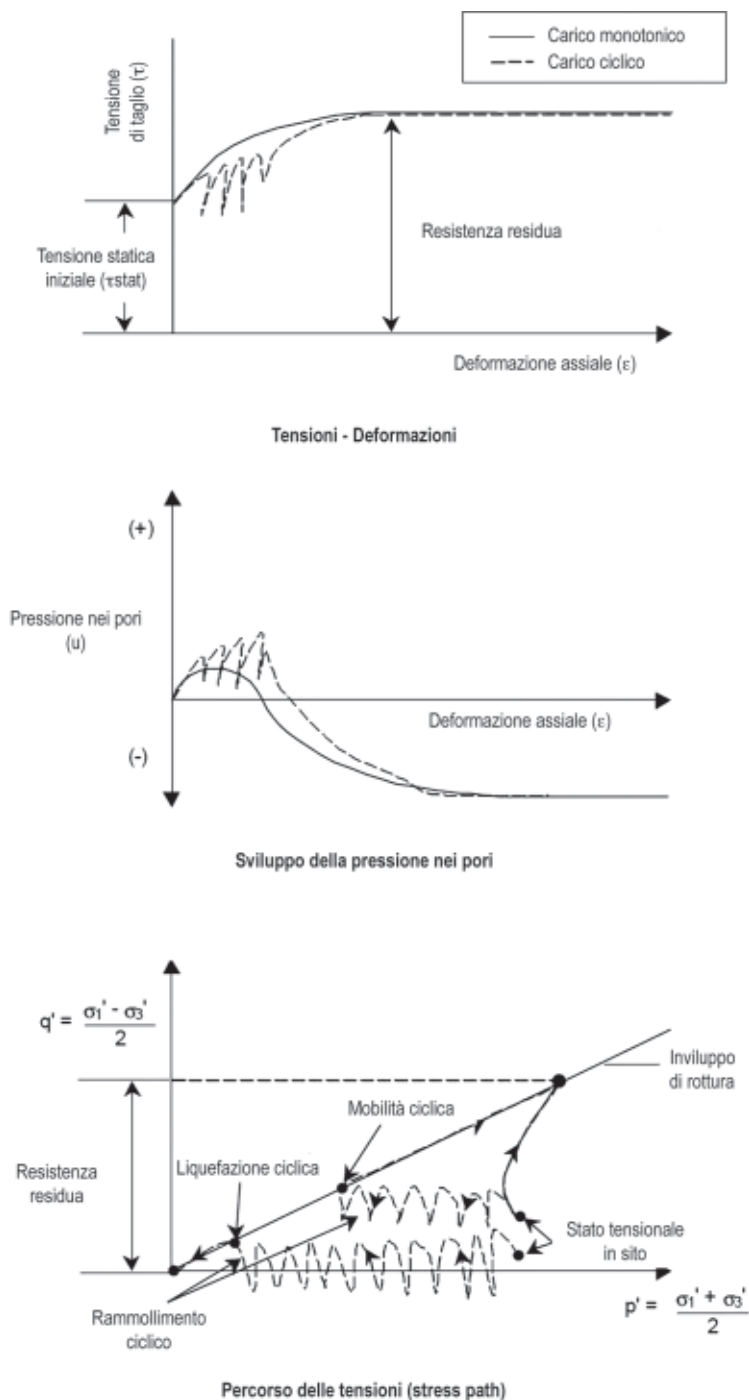


Figura 1.13. Comportamento di un terreno sabbioso addensato (da Bonita, 2000, modificata)



Sotto il carico ciclico lo stesso terreno è caratterizzato, ad ogni ciclo di taglio, da un aumento della pressione nei pori e delle relative deformazioni; tuttavia al di là di un certo punto, la tendenza a dilatarsi e a sviluppare pressioni nei pori negative limita ulteriori deformazioni per i successivi cicli di carico.

Il percorso delle tensioni effettive muove verso sinistra ma non raggiunge mai la linea di rottura; se il terreno è portato a rottura al termine del carico ciclico, questo mobilita la stessa resistenza residua che avrebbe in caso di carico monofonico. Sotto il carico ciclico quindi non si possono sviluppare nei terreni addensati deformazioni significative (fenomeno della mobilità ciclica).

Le conseguenze della liquefazione del terreno sono riassunte nella tabella 1.1.

**Tabella 1.1. Conseguenze della liquefacibilità di un terreno (da Castro, 1987)**

| Stato tensionale in sito                                       | Risposta del terreno  | Osservazioni tipiche in sito  |
|--|---|---|
| Nessuna forza di taglio residua dopo il sisma                  | Diminuzione del volume<br>Aumento della pressione nei pori          | Cedimenti superficiali<br>Vulcanelli di sabbia<br>Fessure superficiali                  |
| Sforzo di taglio maggiore della resistenza residua del terreno | Perdita di stabilità<br>Liquefazione                                | Frane di flusso<br>Affondamento di edifici pesanti<br>Galleggiamento di edifici leggeri |
| Sforzo di taglio minore della resistenza residua del terreno   | Deformazione da taglio limitata<br>Il terreno coinvolto è instabile | Frane di scoscendimento<br>Cedimento di edifici<br>Deformazioni laterali                |

#### 1.4. La relazione tra la mobilità ciclica (o liquefazione), e resistenza alla penetrazione incontrata nelle prove in situ

Prima di passare alla valutazione della liquefacibilità con l'utilizzo delle prove in situ, si ritiene importante definire quali sono i fattori che hanno influenza sia sul rapporto tensionale che porta a mobilità ciclica, sia sulle resistenze alla penetrazione.

**Tabella 1.2. Fattori di influenza su mobilità ciclica, liquefazione, resistenza alla penetrazione**

| Fattore   | Effetti sul rapporto delle tensioni richiesto per innescare mobilità ciclica o liquefazione | Effetti sulla resistenza alla penetrazione           |
|---|---|--|
| Aumento della densità relativa                    | Aumenta il rapporto tensionale  | Aumenta la resistenza alla penetrazione              |
| Aumento della stabilità di una struttura          |   | Aumenta la resistenza alla penetrazione              |
| Tempo di mantenimento del carico su una struttura |   | Probabile aumento della resistenza alla penetrazione |
| Aumento nel valore di $K_0$                       |   | Aumenta la resistenza alla penetrazione              |
| Deformazioni sismiche precedentemente indotte     |   | Probabile aumento della resistenza alla penetrazione |



Figura 1.14. Le aree suscettibili di liquefazione redatta dalla ISMES, 1991 (da Galli e Meloni, 1993, modificata)

### 1.5. Il fenomeno della liquefazione in Italia

Manifestazione tipica di tutti i paesi ad elevata sismicità, la liquefazione è presente anche in Italia e segnali del fenomeno sono noti fin dall'anno 1500.

Un catalogo organico degli eventi storici, ricostruito in base a studi di paleo liquefazione, è stato presentato da Berardi et al. (1988 e 1991) che riportano 158 casi

di siti in cui si sono avuti manifestazioni riconducibili al fenomeno; a seguire, un ulteriore e importante contributo è stato dato dagli studi condotti dall'ISMES (1991) che hanno ampliato la serie storica fino a 307 casi e portato alla redazione di una carta (figura 1.14) riportante la distribuzione areale dei casi o indizi di liquefazione relativi alle zone geologicamente suscettibili di liquefazione (Galli e Meloni, 1993).

## 2 . Suscettibilità alla liquefazione: una valutazione oggettiva

### 2.1. Introduzione

La prima domanda che viene spontanea, e a cui è fondamentale dare una risposta, è: il terreno che è oggetto della mia indagine è suscettibile di liquefazione?

Se la risposta alla domanda è negativa è automatico concludere che il rischio di liquefazione non esiste e quindi non è necessaria alcuna verifica.

Per arrivare ad una risposta bisogna partire dalle osservazioni dei fenomeni di sismicità pregressi e delle loro conseguenze sul territorio e dalle osservazioni disponibili sia geologiche che geotecniche che idrologiche, anche sulla base di prove indice.

Inoltre è necessario procedere a due distinte valutazioni (Kramer, 2008):

- a scala del deposito
- a scala dello strato.

La metodologia sviluppata è raccomandata nello stato statunitense di Washington (Kramer, 2008), uno degli stati americani a maggiore livello di sismicità.

### 2.2. Suscettibilità a livello di deposito

I fattori che hanno importanza rilevante sono quelli basati sulla storia sismica, sulla geologia e geomorfologia del deposito, sulla composizione del terreno costituente il deposito.

Una valutazione preliminare può essere effettuata basandosi sul concetto di *fattore di suscettibilità* ottenuto associando dei coefficienti numerici ai fattori sopra citati, in base alla:

$$F_{Sc} = F_{st} + F_{geo} + F_{comp} + F_f$$

con

$F_{Sc}$  = fattore di suscettibilità

$F_{st}$  = fattore storico

$F_{geo}$  = fattore geologico

$F_{comp}$  = fattore di composizione

$F_f$  = fattore idrologico.

### 2.2.1. $F_{st}$ (fattore storico)

Il fattore storico è legato alle osservazioni delle conseguenze dei precedenti terremoti e del relativo grado di:

$$F_{st} = C_{tp} \cdot C_{sis}$$

derivando i due valori richiesti dalle tabelle 2.1 e 2.2.

**Tabella 2.1. Punteggio relativo a fenomeni storici**

| Osservazioni storiche | $C_{tp}$ |
|-----------------------|----------|
| Liquefazione estesa   | 10       |
| Fenomeni limitati     | 5        |
| Nessuna liquefazione  | 1        |
| Non so                | 2,5      |

**Tabella 2.2. Punteggio relativo alla accelerazione massima verificatasi**

| Accelerazione di picco raggiunta (g) | $C_{sis}$ |
|--------------------------------------|-----------|
| 0-0,05                               | 5,0       |
| 0,05-0,1                             | 3,0       |
| 0,1-0,2                              | 2,0       |
| 0,2-0,3                              | 1,5       |
| 0,3-0,4                              | 1,2       |
| > 0,4                                | 1,0       |

### 2.2.2. $F_{geo}$ (fattore geologico)

Il fattore geologico è legato alla identificazione geomorfologica del sito, in accordo con la classificazione di Youd e Perkins (1987), e al grado di attendibilità di tale identificazione:

$$F_{geo} = C_{geo} \cdot C_{att}$$

derivando i due valori richiesti dalle tabelle 2.3 e 2.4.

**Tabella 2.3. Punteggio relativo alla morfologia del sito  $C_{geo}$**

| Morfologia del deposito | Età del deposito |                |                     |                    |
|-------------------------|------------------|----------------|---------------------|--------------------|
|                         | Olocene recente  | Olocene antico | Pleistocene recente | Pleistocene antico |
| Riempimenti sciolti     | 10               | -              | -                   | -                  |
| Alvei di fiume          | 10               | 6              | 2                   | 1                  |

## Susceptibilità alla liquefazione: una valutazione oggettiva ■ cap 2

|                          |    |   |   |   |
|--------------------------|----|---|---|---|
| Delta costiero           | 10 | 6 | 2 | 1 |
| Depositi di loess        | 6  | 6 | 6 | - |
| Piane alluvionali        | 6  | 4 | 2 | 1 |
| Delta continentale       | 6  | 4 | 2 | 1 |
| Depositi lacustri        | 6  | 4 | 2 | 1 |
| Depositi colluviali      | 6  | 4 | 2 | 1 |
| Dune                     | 6  | 4 | 2 | 1 |
| Estuario                 | 6  | 4 | 2 | 1 |
| Spiaggia (bassa energia) | 6  | 4 | 2 | 1 |
| Lagunare                 | 6  | 4 | 2 | 1 |
| Zona intercotidale       | 6  | 4 | 2 | 1 |
| Conoidi alluvionali      | 4  | 2 | 2 | 1 |
| Spiaggia (alta energia)  | 4  | 2 | 1 | 1 |
| Falde detritiche         | 2  | 2 | 1 | 1 |
| Depositi glaciali        | 2  | 2 | 1 | 1 |
| Depositi tufacei         | 2  | 2 | 1 | 1 |
| Riempimenti costipati    | 2  | 2 | 1 | 1 |
| Roccia                   | 0  | 0 | 0 | 0 |

Tabella 2.4. Punteggio relativo di  $C_{att}$ 

| Identificazione della geomorfologia | $C_{att}$ |
|-------------------------------------|-----------|
| Da parte di geologo                 | 1,0       |
| Da parte di ingegnere               | 1,1       |
| Da cartografia geologica            | 1,2       |
| Da stima                            | 1,5       |

2.2.3. Fattore di composizione ( $F_{comp}$ )

Il fattore di composizione riassume le caratteristiche fisiche del terreno che giocano un ruolo importante nella liquefacibilità, che sono:

gradazione ( $C_{grad}$ ), forma dei grani ( $C_{shape}$ ), contenuto di fine ( $C_{fini}$ ), plasticità del fine ( $C_{IP}$ ), contenuto d'acqua ( $C_{Wn}$ ), presenza di terreno di copertura ( $C_{cop}$ ):

$$F_{comp} = (C_{grad})(C_{shape})(C_{fini})(C_{IP})(C_{Wn})(C_{cop})$$

con i valori richiesti da valutare in accordo con le tabelle 2.5-2.10.

Tabella 2.5. Punteggio relativo a  $C_{grad}$ 

| Coefficiente di uniformità | $C_{grad}$ |
|----------------------------|------------|
| 1-2                        | 1,00       |
| 2-3                        | 0,95       |
| 3-4                        | 0,90       |
| 4-5                        | 0,85       |
| > 5                        | 0,75       |
| Sconosciuto                | 1,00       |

**Tabella 2.6. Punteggio relativo a  $C_{shape}$** 

| Forma dei grani | $C_{shape}$ |
|-----------------|-------------|
| Arrotodati      | 1,00        |
| Sub-arrotodati  | 0,95        |
| Sub-angolari    | 0,90        |
| Angolari        | 0,80        |
| Sconosciuta     | 1,00        |

**Tabella 2.7. Punteggio relativo a  $C_{fini}$** 

| Contenuto di fine (passante % al setaccio 0,074 mm) | $C_{fini}$ |
|---|------------|
| 0-20  | 1,00       |
| 20-40   | 0,95       |
| 40-60   | 0,90       |
| 60-80   | 0,85       |
| 80-100  | 0,80       |
| Sconosciuto   | 1,00       |

**Tabella 2.8. Punteggio relativo a  $C_{IP}$** 

| Indice plastico (%) | $C_{IP}$ |
|---------------------|----------|
| 0-7                 | 1,00     |
| 7-12                | 0,80     |
| 12-20               | 0,50,    |
| 20-30               | 0,25     |
| > 30                | 0,10     |
| Sconosciuto         | 1,00     |

**Tabella 2.9. Punteggio relativo a  $C_{Wn}$** 

| Contenuto in acqua              | $C_{Wn}$ |
|---------------------------------|----------|
| $W_n > 0,85 LL$                 | 1,00     |
| $0,80 LL \leq W_n \leq 0,85 LL$ | 0,90     |
| $W_n < 0,80 LL$                 | 0,80     |
| Sconosciuto                     | 1,00     |

*LL* = limite liquido

**Tabella 2.10. Punteggio relativo a  $C_{cop}$** 

| Presenza di copertura | $C_{cop}$ |
|-----------------------|-----------|
| Sì                    | 1,2       |
| No (sabbie)           | 1,00      |
| No (ghiaie)           | 0,50      |
| Sconosciuta           | 1,10      |

#### 2.2.4. Fattore idrologico ( $F_f$ )

Il fattore idrologico è legato alla posizione del livello di falda nel deposito nella sua massima risalita ed è valutato in base alla tabella 2.11.

**Tabella 2.11. Punteggio relativo al fattore idrologico**

| Profondità della falda (metri) | $F_f$ |
|--------------------------------|-------|
| < 3                            | 1,0   |
| 3-6                            | 0,9   |
| 6-10                           | 0,8   |
| 10-15                          | 0,7   |
| > 15                           | 0,6   |
| Sconosciuta                    | 1,0   |

Assegnati i punteggi numerici ai quattro fattori, è possibile individuare un campo indicativo della condizione da attendersi per il sito, in base alla tabella 2.12.

**Tabella 2.12. Valutazione delle suscettibilità alla liquefazione**

| $F_{sc}$ | Suscettibilità del sito alla liquefazione |
|----------|---|
| 0-5      | Molto bassa                               |
| 5-10     | Bassa                                     |
| 10-25    | Moderata                                  |
| 25-50    | Alta                                      |
| > 50     | Molto alta                                |

Ulteriori utili indicazioni possono venire anche dalla consultazione delle due tabelle sottostanti, dovute a Youd (1998) e a Seed e Peacock (1971).

Youd nella valutazione del rischio di liquefazione per opere stradali (ponti e viadotti) indica la magnitudo minima di un sisma “capace” di innescare liquefazione per sue diverse classi di terreno (tabella 2.13).

**Tabella 2.13. La raccomandazione di Youd sul rischio di liquefazione**

| Magnitudo del sisma | Rischio di liquefazione  |   |
|---------------------|--|---|
|                     | Rocce e terreni addensati (sabbie e ghiaie) o compatti (argille) | Argille soffici o sabbie e ghiaie da sciolte a mediamente addensate |
| $M < 5,2$           | Molto basso se $a_{max} < 0,4g$                                  | Molto basso se $a_{max} < 0,1g$                                     |
| $5,2 < M < 6,4$     | Molto basso se $a_{max} < 0,1g$                                  | Molto basso se $a_{max} < 0,05g$                                    |
| $6,4 < M < 7,6$     | Molto basso se $a_{max} < 0,05g$                                 | Molto basso se $a_{max} < 0,025g$                                   |
| $M > 7,6$           | Molto basso se $a_{max} < 0,025g$                                | Molto basso se $a_{max} < 0,025g$                                   |

Seed e Peacock correlano tra loro l'accelerazione massima del sisma e la densità relativa del terreno per valutare il rischio di liquefazione, in accordo con la tabella 2.14.

**Tabella 2.14. La raccomandazione di Seed e Peacock**

| Accelerazione di picco (g) | Liquefazione molto probabile | Il potenziale di liquefazione dipende dal grado di addensamento del terreno e dalla magnitudo del terremoto | Liquefazione poco probabile |
|----------------------------|------------------------------|---|-----------------------------|
| 0,10                       | $D_r < 33\%$                 | $33 < D_r < 54$   | $D_r > 54\%$                |
| 0,15                       | $D_r < 48\%$                 | $48 < D_r < 73$   | $D_r > 73\%$                |
| 0,20                       | $D_r < 60\%$                 | $60 < D_r < 85$   | $D_r > 85\%$                |
| 0,25                       | $D_r < 70\%$                 | $70 < D_r < 92$   | $D_r > 92\%$                |



Inoltre, Facciorusso (2011) relativamente al fattore geologico fornisce indicazioni sulla suscettibilità alla liquefazione, legate all'età geologica, alla profondità della falda (tabella 2.15) e alla morfologia del sito (tabella 2.16).

**Tabella 2.15. Suscettibilità secondo il criterio geologico**

| Età del deposito    | Profondità della falda (metri) |             |             |
|---------------------|--------------------------------|-------------|-------------|
|                     | < 9                            | Da 9 a 15   | >15         |
| Olocene recente     | Elevata                        | Bassa       | Molto bassa |
| Olocene antico      | Moderata                       | Bassa       | Molto bassa |
| Pleistocene recente | Bassa                          | Bassa       | Molto bassa |
| Pleistocene antico  | Molto bassa                    | Molto bassa | Molto bassa |

**Tabella 2.16. Probabilità di liquefazione in base alla morfologia**

| Morfologia del sito   | Liquefacibilità |
|---|-----------------|
| Letti di fiume sia antiche che recenti, terreni paludosi, terreni di bonifica, zone interdunari | Probabile       |
| Conoidi, argini naturali, dune, spiagge, pianure di esondazione                                 | Possibile       |
| Terrazzi, zone collinari e montuose   | Improbabile     |

## 2.3. Suscettibilità a livello di strato

### 2.3.1. I criteri seguiti fino al 2000

Nel caso di dover valutare la suscettibilità alla liquefazione per progetti specifici basandosi su prove in sito e litologia delle formazioni attraversate, è necessario procedere a stabilire preliminarmente se il terreno può essere identificato come liquefacibile o non liquefacibile.

Tale risultato può essere perseguito a seconda delle caratteristiche del terreno, effettuando delle semplici prove in laboratorio eseguite su campioni rappresentativi (granulometrie, parametri indice, limiti di Atterberg).

È infatti noto che una sabbia deve essere considerata aprioristicamente come potenzialmente liquefacibile, e lo stesso vale per i terreni più grossolani (ghiaie), a condizione però che questi ultimi possiedano una permeabilità tale da impedire la dissipazione delle pressioni interstiziali indotte dallo scuotimento sismico.

Caso differente è il comportamento dei terreni a grana fine (limi e argille) e dei terreni a grana grossa ma con elevato contenuto di fini; per molti anni questi litotipi sono stati considerati come non liquefacibili fino a quando fenomeni di liquefazione sono stati osservati anche in terreni limosi, dando così vita dapprima al cosiddetto *criterio cinese* (Wang, 1979) poi al cosiddetto *criterio cinese modificato* (Seed e Idriss, 1982).

Per tale criterio la liquefazione poteva verificarsi se:

- contenuto di argilla (espresso come percentuale passante a 5 micron) compreso tra 15% e 20%;

- limite liquido inferiore a 35;
- rapporto tra umidità naturale e limite liquido maggiore di 0,9.

Dopo alcuni insuccessi nelle previsioni eseguite con tale criterio, in particolare relativamente ai terremoti di Kocaeli (Izmir, Turchia, 1999) e di Chi-Chi (Wufeng, Taiwan, 1999) in cui si sono verificati fenomeni riconducibili a liquefazione nei terreni limosi ed argillosi, si è dato impulso ad una nuova serie di studi e ricerche (Andrews e Martin, 2000).

Gli Autori, revisionando i dati su cui era basato il criterio cinese modificato, suggeriscono che i terreni fini sono suscettibili di liquefazione se:

- la percentuale di fine di dimensioni inferiori a 0,002 mm (frazione argillosa) è inferiore allo 10%;
- il limite liquido è inferiore a 32.

Se uno dei due criteri non è soddisfatto, sono necessarie ulteriori prove per escludere la liquefacibilità, mentre se nessuno dei due criteri è soddisfatto il terreno è da considerarsi non liquefacibile.

Allo stato attuale si raccomanda (Boulanger, 2009) di non utilizzare per la previsione di suscettibilità dei terreni a grana fine il criterio cinese, dando invece credito ai risultati di due filoni di indagine principali, ambedue basati sia su osservazioni in campagna che sui risultati di prove di laboratorio:

- gli studi di Boulanger e Idriss (2005);
- gli studi di Bray e Sancio (2006).

### 2.3.2. *Gli studi di Boulanger e Idriss (2005)*

Dopo un'attenta rivisitazione dei dati relativi al comportamento ciclico di numerosi terreni a grana fine, Boulanger e Idriss hanno individuato due tipi di comportamento, descritti come *sand like*, cioè a comportamento sabbioso, e *clay like* (comportamento argilloso) in base al loro comportamento tensioni-deformazioni. I terreni *sand like* sono da considerarsi come suscettibili alla liquefazione, mentre i terreni *clay like* non lo sono.

Uno dei caratteri distintivi tra i due comportamenti è rappresentato dalle loro caratteristiche di plasticità, in particolare l'indice plastico.

Basandosi sui dati storici, si sono individuate coppie di valori "Limite liquido-Indice plastico" relative a siti liquefatti, non liquefatti ed incerti (figura 2.1).

Da tali dati, Boulanger e Idriss hanno individuato la transizione tra i due comportamenti; in particolare essi individuano un comportamento sabbioso per un indice plastico inferiore a 3 e argilloso per un indice plastico superiore a 8 (figura 2.2).

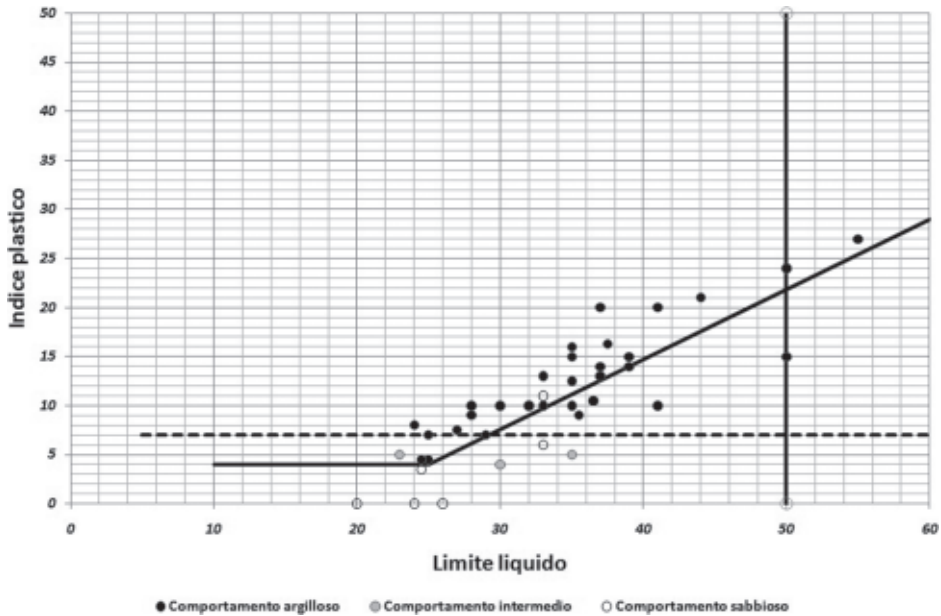


Figura 2.1. I valori dei limiti di Atterberg alla base delle valutazioni di Boulanger e Idriss

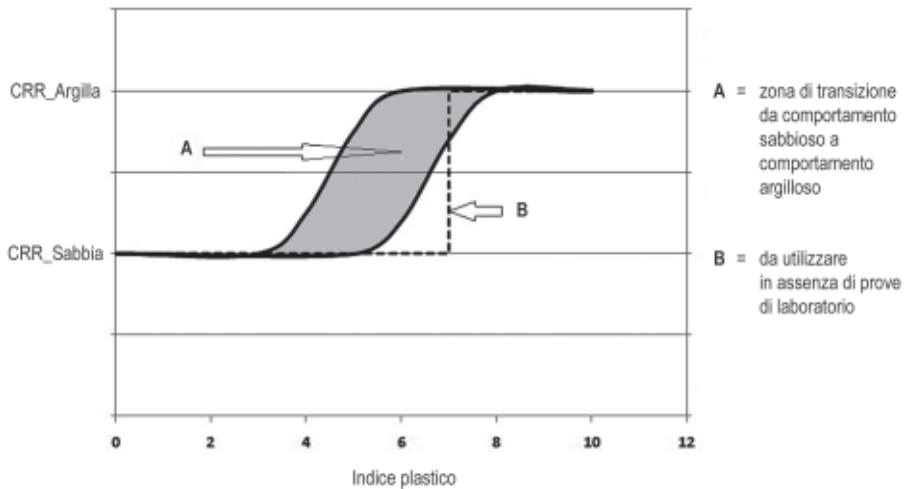


Figura 2.2. La separazione di comportamento secondo Boulanger e Idriss (2005)

Gli stessi propongono conservativamente di fissare il cambio di comportamento, in assenza di analisi più approfondite, a un indice plastico di 7. La transizione può essere determinata in forma chiusa da un indice di suscettibilità  $S_{BI}$  mediante l'equazione seguente:

$$S_{Bl} = \frac{1}{\left[ 1 + \left( \frac{IP}{6,4} \right)^{8,0} \right]^2}$$

che restituisce come risultato il valore 1 se il terreno è assimilabile ad un comportamento sabbioso e il valore 0 se il terreno è assimilabile a un comportamento argilloso (figura 2.3).

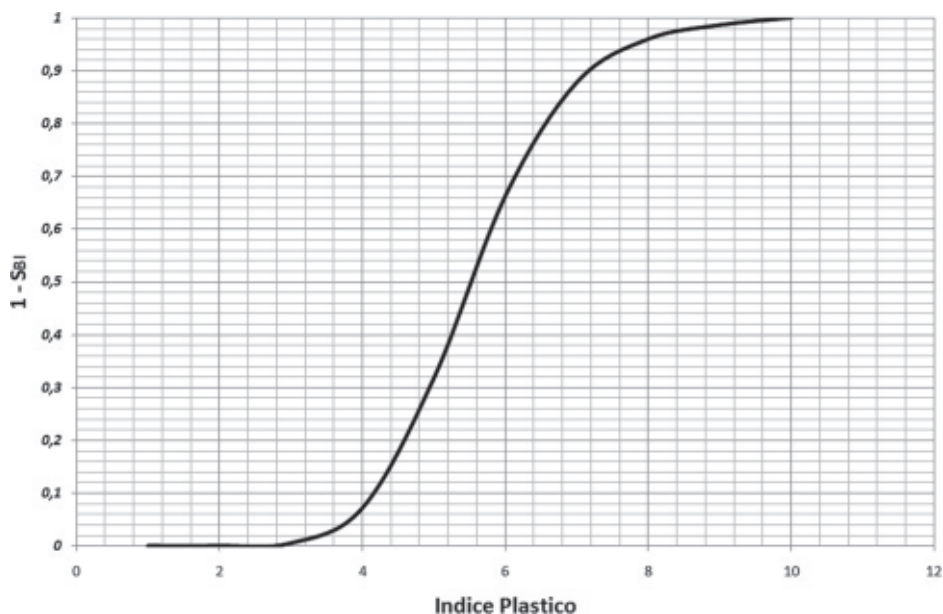


Figura 2.3. Indice di liquefacibilità al variare dell'indice plastico (si noti in ascissa il valore di  $(1 - S_{Bl})$ )

### 2.3.3. Gli studi di Bray e Sancio (2006)

Bray e Sancio hanno esaminato il comportamento dei terreni a grana fine che hanno mostrato evidenze di liquefazione durante i terremoti del 1994 in California e del 1999 in Turchia e a Taiwan, proponendo un nuovo criterio di valutazione in cui introducono, oltre al limite plastico, anche il rapporto umidità naturale/limite liquido, attribuendo a quest'ultimo un ulteriore fattore di influenza sulla liquefacibilità dei terreni.

Risultano suscettibili di liquefazione i terreni aventi indice plastico inferiore a 12 e rapporto  $W_n/LL$  superiore a 0,8, mentre i terreni con  $IP$  superiore a 18 e rapporto  $W_n/LL$  inferiore a 0,8 non sono da considerarsi liquefacibili. Il criterio è illustrato in figura 2.4.

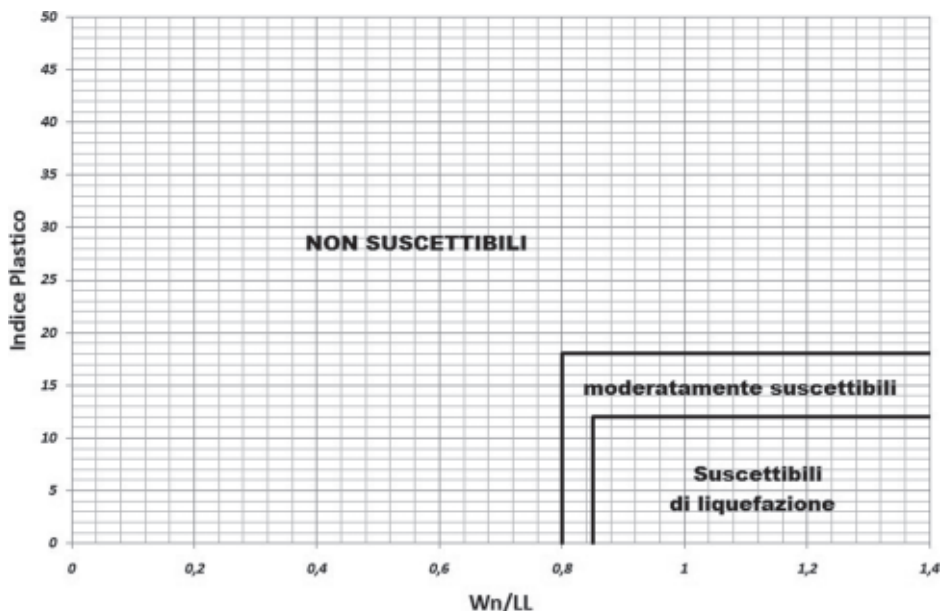


Figura 2.4. Suscettibilità alla liquefazione secondo Bray e Sancio (2006)

Così come per l'ipotesi di Boulanger e Idriss, anche per l'ipotesi di Bray e Sancio è possibile quantificare un indice di suscettibilità, dato nel loro caso dal prodotto di due termini, il primo funzione dell'indice plastico del terreno, il secondo del suo rapporto umidità naturale/limite liquido:

$$S_{BS} = \frac{1}{\left[ 1 + \left( \frac{\ln(IP)}{2,906} \right)^{12,122} \right]^2} \frac{1}{\left[ 1 + \left( \frac{4,428}{\ln(R)} \right)^{23,461} \right]^2}$$

dove  $R$  è il rapporto  $W_n/LL$  espresso in percentuale.

Anche qui l'equazione restituisce il valore di 0 per non suscettibilità e di 1 per suscettibilità alla liquefazione.

Dalla combinazione delle due espressioni è possibile stimare quantitativamente un valore della suscettibilità alla liquefazione semplicemente effettuando una media pesata tra i due indice di suscettibilità ( $S_{BI}$  e  $S_{BS}$ ):

$$SI = w_1 S_{BI} + w_2 S_{BS}$$

dove  $w_1$  e  $w_2$  sono due pesi tali che la loro somma ( $w_1 + w_2$ ) sia uguale a 1; un valore ragionevole e comunemente accettato dei singoli pesi è 0,5.

Il raffronto tra i due indici può anche aiutare ad evidenziare la necessità o meno di maggiori approfondimenti nella valutazione del grado di suscettibilità; ad esempio se ambedue i due valori  $S_{BI}$  e  $S_{BS}$  sono superiori a 0,5 il terreno è molto facilmente suscettibile di liquefazione, mentre se uno è superiore a 0,5 e l'altro inferiore a 0,5 rimane un dubbio (dubbio che deve aumentare con l'aumentare della differenza di valori) che induce a consigliare un approfondimento della valutazione, integrando le prove di identificazione con altre prove di laboratorio, nella fattispecie prove dinamiche.

#### *2.3.4. La scuola dell'Università di Ankara (Turchia, 2005-2010): gli studi probabilistici*

Un certo criticismo ai criteri sopra esposti è stato espresso da Pehlivan (2009), principalmente perché tutti i criteri presentati sulla suscettibilità alla liquefazione dei terreni fini non considerano il livello del carico ciclico raggiunto durante lo scuotimento, non dando nessuna informazione sulla velocità e la durata di tale condizione.

Inoltre lo stesso Autore, sulla base di una estesa banca dati relativa al terremoto turco di Izmir, indica per il criterio di Bray e Sancio un errore nelle previsioni del 20% mentre per il criterio di Boulanger e Idriss un errore del 45%, concludendo che questi criteri sono da ritenersi non adeguati per poter differenziare con successo i terreni potenzialmente liquefacibili da quelli non liquefacibili.

Basandosi sulle banche dati di Wu (2003), Bilge (2005) per i terreni granulari e di Pekcan (2001), Sancio (2003), Cetin e Bilge (2010) per i terreni fini, tutte prese in esame essendo in grado di permettere di sviluppare una correlazione univoca sia per le sabbie che per le argille, è stato possibile identificare il potenziale di liquefazione nel dominio sviluppo della pressione nei pori ( $r_u$ )-deformazione di taglio ( $\gamma_{\max}$ ).

Lo studio si basato sui risultati di 158 prove triassiali cicliche, 2829 coppie di valori  $\gamma_{\max}$ - $r_u$  e l'analisi di una estesa serie di limiti di Atterberg e determinazioni dell'umidità naturale che coprivano i seguenti range  $0 < IP < 60$ ;  $0 < LL < 90$ ;  $0 < W_n/LL < 1,5$ ).

Raffrontando la risposta dei terreni a grana fine allo sviluppo dell'eccesso di pressione interstiziale sotto la deformazione di taglio ciclica con quella dei terreni a grana grossa, si è osservato che il loro comportamento presenta uno spostamento nella relativa curva in funzione dei limiti di Atterberg e dell'umidità naturale del terreno in esame (figura 2.5).

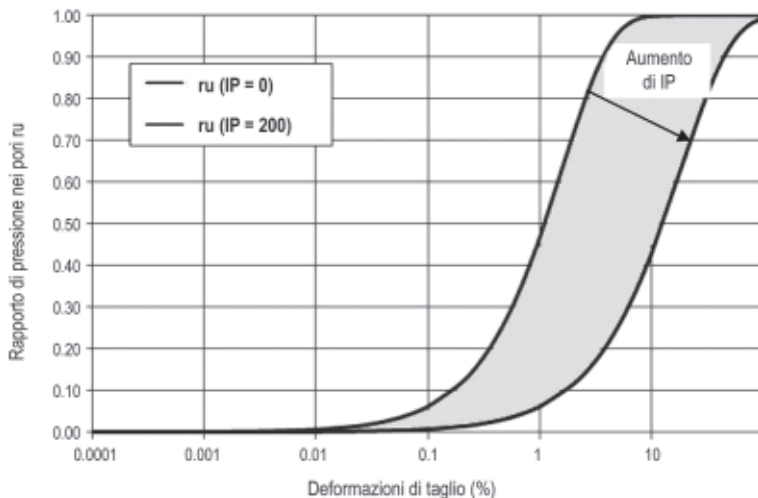


Figura 2.5. Variazione della curva  $\gamma$ - $r_u$  con l'indice plastico (da Pehlivan, modificato)

La funzione di probabilità delle due curve limite  $g(x, \theta)$ , dove  $x$  è l'insieme dei parametri descrittivi e  $\theta$  l'insieme dei coefficienti sconosciuti del modello, che presenta probabilità maggiore ed errore minimo risulta:

$$g(r_u, \gamma_{\max}) = \ln(r_u) - \ln[1 - \exp(\alpha)] \pm \varepsilon_{\ln(r_u)}$$

Il valore di  $\alpha$  è calcolato con la:

$$\alpha = \frac{\gamma_{\max}}{\theta_1 - \theta_2 \left[ \ln(\theta_3 IP + 1) \right]^{\theta_4} - \theta_5 \left[ \ln(\theta_6 LL + 1) \right]^{\theta_7} + \theta_8 \left[ \ln(\theta_9 W_n / LL + 1) \right]^{\theta_{10}}}$$

$\gamma_{\max}$  è la deformazione di taglio massima.

$\varepsilon$  è una correzione da apportare al modello casuale per tener conto delle inesattezze implicite nell'espressione matematica adottata.

I valori numerici delle variabili sono indicati nella tabella 2.17.

Tabella 2.17. Valori numeri dei coefficienti nell'equazione della curva di probabilità

| Variabile  | Comportamento sabbioso | Comportamento argilloso |
|------------|------------------------|-------------------------|
| $\theta_1$ | -1,576                 | -1,576                  |
| $\theta_2$ | 0,067                  | 0,067                   |
| $\theta_3$ | 0                      | 0,055                   |
| $\theta_4$ | 14,020                 | 14,020                  |
| $\theta_5$ | 7,007                  | 7,007                   |
| $\theta_6$ | 0                      | 0,006                   |
| $\theta_7$ | 0,134                  | 0,134                   |

|               |       |       |
|---------------|-------|-------|
| $\theta_8$    | 3,304 | 3,304 |
| $\theta_9$    | 0     | 1,702 |
| $\theta_{10}$ | 4,143 | 4,143 |
| $\varepsilon$ | 0,485 | 0,485 |

La correlazione proposta non considera solo i parametri indice del terreno ma tiene in conto anche la deformazione di taglio cumulata legata all'ampiezza e alla durata del carico ciclico.

Un esempio dell'applicazione dell'equazione è dato nella figura 2.6 in cui si sono utilizzati i seguenti valori per i parametri in gioco:

Indice plastico  $IP = 22$

Limite liquido  $LL = 45$

Rapporto  $W_n/IP = 1$

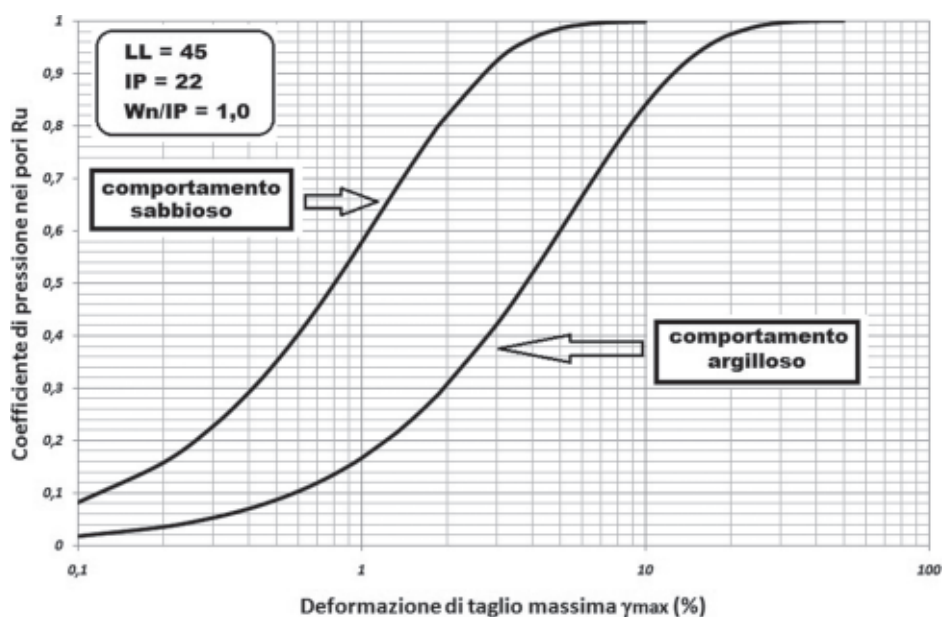


Figura 2.6. Aumento del rapporto di pressione nei pori con la deformazione tangenziale

Considerando che la liquefacibilità di un terreno può essere definita indicativamente in base al valore di  $r_u$  raggiunto a seguito dello scuotimento con i criteri riportati in tabella 2.18 e basandosi sulla funzione di probabilità esplicitata precedentemente, Pehlivan individua un nuovo criterio di valutazione della suscettibilità alla liquefazione applicabile ai terreni aventi un contenuto di fine superiore al 35%, definendo tre confini di suscettibilità in base alle risultanze dei limiti di Atterberg misurati (figura 2.7) e nell'ipotesi che il rapporto  $W_n/LL$  sia unitario.



**Tabella 2.18. Liquefacibilità del terreno in funzione di  $r_u$**

| Valore di $r_u$ | Liquefacibilità              |
|-----------------|------------------------------|
| < 0,70          | Non liquefacibile            |
| 0,70÷0,85       | Potenzialmente liquefacibile |
| > 0,85          | Liquefacibile                |

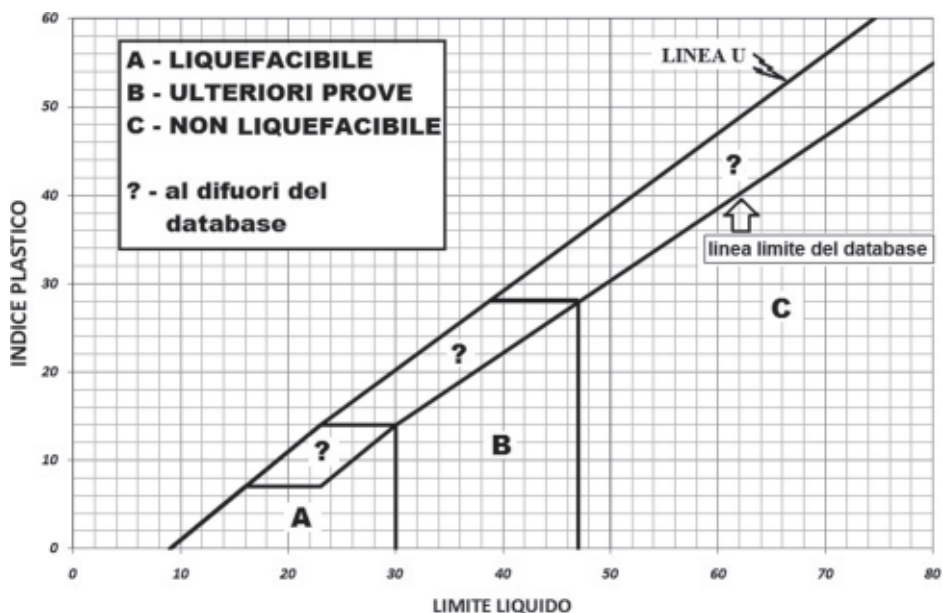


Figura 2.7. Confini di suscettibilità

Un limite superiore di validità è dato dalla linea limite determinata in funzione dei valori dei dati da cui si è ricavata la funzione di probabilità; tale linea è definita dalla:

$$IP = 0,83 LL - 11,5$$

Al di sopra di tale linea i dati non sono da ritenersi attendibili.

Come detto, il grafico illustra il criterio di suscettibilità basato sul rapporto  $W_n/LL = 1$ .

Applicando il metodo proposto, i confini dei valori sono logicamente da variare in funzione del valore del rapporto misurato in un caso reale, in base ai seguenti valori (tabella 2.19).

**Tabella 2.19. Confini di suscettibilità in funzione del rapporto  $W_n/LL$**

| $W_n/LL$ | Confine LL della liquefacibilità del terreno | Confine LL per cui sono necessarie ulteriori prove |
|----------|--|--|
| 0,70     | 1  | 40   |
| 0,80     | 3  | 47   |

|      |    |    |
|------|----|----|
| 0,85 | 6  | 47 |
| 0,90 | 10 | 47 |
| 1,00 | 30 | 47 |
| 1,10 | 55 | 55 |
| 1,20 | 65 | 70 |

Nel 2010 Bilge nella sua tesi ha analizzato una notevole serie di prove di laboratorio e, fra le altre, è giunta alla conclusione che un utile indicatore della suscettibilità di un terreno fine è l'indice di liquidità, espresso dalla:

$$IL = \frac{W_n - LP}{IP}$$

in cui  $LP$  è il valore del limite plastico.

Basandosi su un'analisi probabilistica a partire da una funzione di probabilità, l'Autrice determina che:

- per valori di indice plastico superiori a 30, il terreno non è suscettibile di liquefazione ciclica, ma può essere solo interessato dal fenomeno di mobilità ciclica;
- per valori inferiori a 30, il terreno è suscettibile di liquefazione a condizione che sia soddisfatta la seguente condizione:

$$IL \geq 0,578 \ln(IP) - 0,940$$

## 2.4. Applicazione della prova CPTU alla valutazione della suscettibilità

Basandosi sui risultati di un recente studio eseguito da Cetin e Ozan (2009) è stato possibile trasferire le curve di probabilità di liquefazione anche ai risultati della prova CPTU associando l'eccesso di pressione interstiziale corrispondente ai dati misurati nella prova: resistenza alla punta netta normalizzata ( $q_{t,1,n}$ ) e al rapporto d'attrito  $F_R$ .

A partire dalla classica valutazione della resistenza alla punta corretta per gli effetti di disequaglianza delle aree:

$$q_t = q_c + u(1 - a)$$

in cui  $u$  è la pressione nei pori misurata in posizione  $u_2$  (dietro la punta conica) e  $a$  è il rapporto delle aree (Bruschi, 2010), Cetin e Ozan normalizzano la resistenza alla punta in accordo alla:

$$q_{t,1,n} = \frac{q_c - \sigma_v}{\left(\frac{\sigma'_v}{p_a}\right)^c}$$

in cui l'esponente  $c$  è compreso tra 0,25 e 1 e il rapporto  $\left(\frac{\sigma'_v}{p_a}\right)^c$  deve essere inferiore o uguale a 2;  $p_a$  è la pressione atmosferica espressa in unità di  $\sigma_v$ ; l'esponente di normalizzazione  $c$  da utilizzare è quello raccomandato da Cetin e Isik (2007):

$$c = \frac{R - 272,38}{275,19 - 272,38} \pm 0,085$$

$R$  deve essere compreso tra 272,38 e 275,19, valutato con la:

$$R = \sqrt{\left[\log(F_R) + 243,91\right]^2 + \left[\log\left(\frac{q_{t,1,n}}{p_a}\right) - 126,24\right]^2}$$

$F_R$  è il rapporto d'attrito:

$$F_R = \frac{f_s}{q_t - \sigma_v}$$

La stima di  $q_{t,1,n}$  e di  $c$  richiede un processo iterativo che converge in genere dopo due o tre iterazioni.

Per correlare i parametri della prova CPTU (resistenza netta normalizzata e rapporto d'attrito) ai parametri indice del terreno (contenuto di fine, indice plastico e limite liquido), gli Autori hanno utilizzato il modello di Bayes, presentando le relative curve di confine (figure 2.8-2.10).

Dalle relazioni proposte da Cetin e Ozan per la prova CPTU e dalla metodologia di Pehlivan è possibile rappresentare la suscettibilità alla liquefazione con gli stessi criteri anche nel dominio della prova statica.

Le figure 2.11 e 2.12 propongono i confini della suscettibilità alla liquefazione nel caso del rapporto  $W_n/LL = 1$  e  $W_n/LL = 0,8$ .

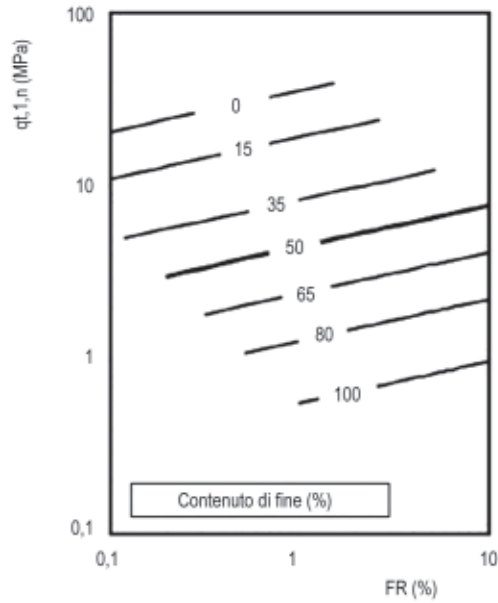


Figura 2.8. Curve limite per il contenuto ai fine (da Cetin e Ozan, 2009, modificata)

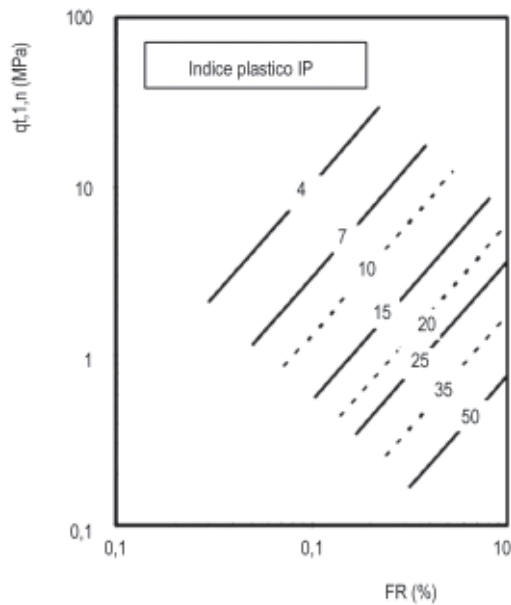


Figura 2.9. Curve limite per l'indice plastico (da Cetin e Ozan, 2009, modificata)

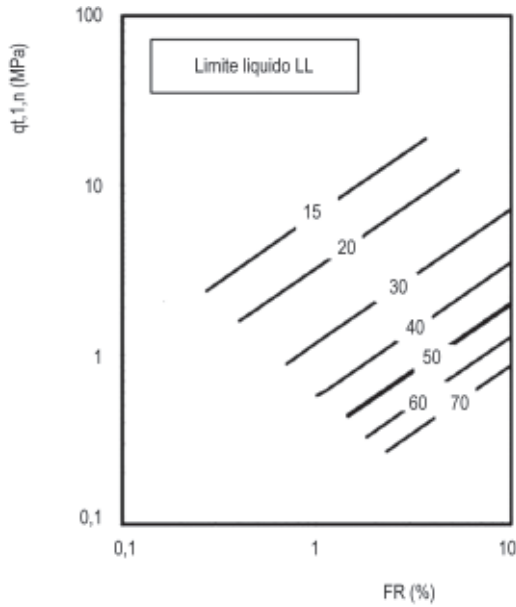


Figura 2.10. Curve limite per il limite liquido (da Cetin e Ozan, 2009, modificata)

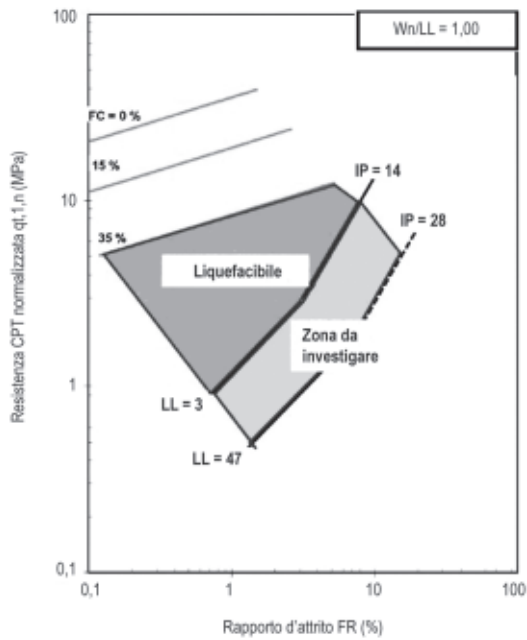


Figura 2.11. Suscettibilità alla liquefazione dalla prova CPTU (da Pehlivan, 2009, modificata) per  $W_n/LL = 1$

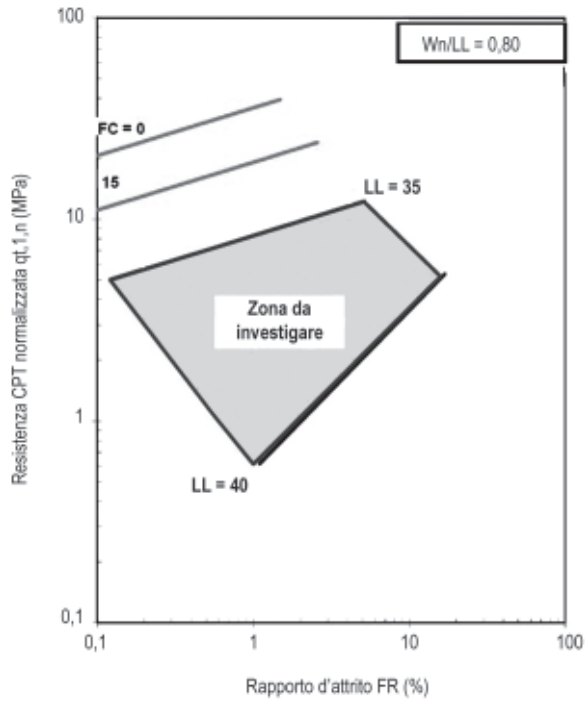


Figura 2.12. Suscettibilità alla liquefazione dalla prova CPTU (da Pehlivan, 2009, modificata) per  $W_n/LL = 0,8$

### 3. La valutazione della liquefacibilità – I metodi basati sullo stato tensionale dalle prove in sito (o metodi semplificati)

Nei cosiddetti metodi semplificati, la liquefazione in un sito viene determinata attraverso i seguenti passi:

- determinazione del rapporto di tensione ciclica  $CSR$ ;
- determinazione del rapporto di resistenza ciclica  $CRR$ ;
- calcolo del potenziale di liquefazione espresso in termini di coefficiente di sicurezza dalla:

$$FS = \frac{CRR}{CSR_{M=7,5}}$$

Generalmente si ritiene che la liquefazione possa verificarsi quando  $FS$  è inferiore a 1,25.

#### 3.1. La determinazione di CSR

Le prime indagini sulla possibilità di valutare la liquefacibilità di un terreno si sono sviluppate a partire dai risultati di prove eseguite in laboratorio, in cui la risposta del terreno alle sollecitazioni cicliche indotte da un sisma era basata sulla determinazione del rapporto dello stato tensionale ciclico (*cyclic shear ratio*):

$$CSR = \frac{\text{resistenza al taglio disponibile}}{\text{pressione di confinamento effettiva}} = \frac{\tau}{\sigma'}$$

La resistenza al taglio era determinata applicando ciclicamente al terreno una tensione di taglio orizzontale in una scatola di taglio (prove di taglio diretto) o mediante pressioni massime  $\sigma_1$  e minime  $\sigma_3$  in un apparecchio triassiale [ $\tau = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ ]; dalle sperimentazioni si è notato che dopo un certo numero di cicli di carico si raggiungeva un valore di soglia di  $CSR$  che dava inizio alla liquefazione, valore che aumentava con la densità relativa del campione (figura 3.1).