

Sommario

| | |
|---|----|
| LA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI NON COESIVI SATURI..... | 2 |
| 1.0 - Introduzione..... | 2 |
| 2.0 - Criteri empirici..... | 4 |
| 3.0 - I metodi semplificati..... | 6 |
| 4.0 - Interventi di consolidamento | 17 |
| <i>Dreni di ghiaia</i> | 17 |
| <i>Heavy tamping</i> | 19 |

LA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI NON COESIVI SATURI

1.0 - Introduzione

Si denomina genericamente *liquefazione* una diminuzione di resistenza a taglio e/o di rigidità causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo (sabbia, ghiaia, limo non plastico) durante lo scuotimento sismico, tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno (OPCM 3274/2003 e successive modificazioni, Eurocodice 8-Parte 5). I fenomeni di liquefazione avvenuti nel corso dei terremoti del passato hanno spesso dato origine a effetti macroscopici di differente natura. Vengono ricordati i seguenti casi:

- *perdita di capacità portante del suolo e affondamento di edifici nel terreno*

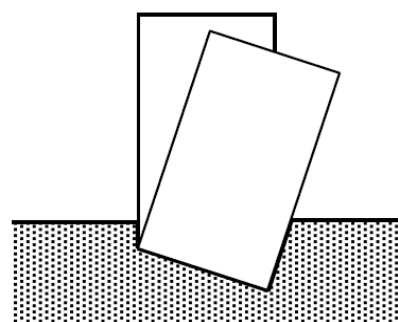


Figura 1: affondamento di edifici nella città di Niigata (Giappone, 1964)

- *scorrimento di pendii*

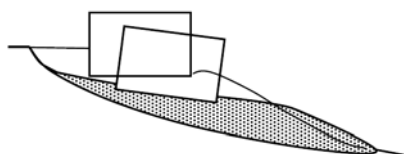


Figura 2: Effetti della liquefazione del suolo nel grande terremoto che nel 1964 colpì l'Alaska.

collasso di palificate per perdita di connessione laterale

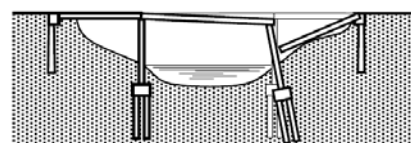


Figura 3: cedimento del ponte Showa nel corso del terremoto di Niigata (Giappone,

1964)

- *collasso di terrapieni, rilevati stradali, opere in terra*

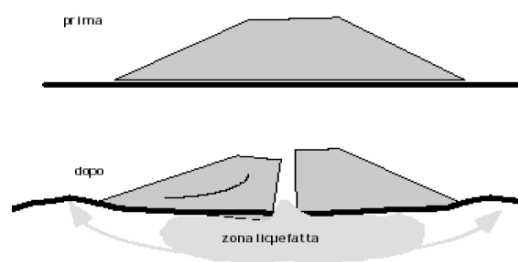


Figura 4: Cedimento della carreggiata a seguito della espansione laterale del suolo (Alaska, 1964)

E sono le cronache di terremoti passati a riportare notizie molto dettagliate di estesi fenomeni di liquefazione come quelli avvenuti durante il catastrofico terremoto del 5 febbraio del 1783 in Calabria e riportati dal Baratta (1901), il quale scrive che nella piana sud-orientale di Gioia Tauro: ”...*si produssero sconvolgimenti del suolo tali da mutare in modo stabile l'aspetto del terreno...secondo la pendenza del suolo avvennero o spostamenti istantanei di masse, oppure lenti o rapidi scivolamenti dei materiali superficiali addossati al cristallino, per i quali insieme al terreno furono trasportati gli alberi secolari che vi erano impiantati, magari senza che questi subissero danno alcuno...Quest'ordine di fenomeni fu la causa precipua della produzione dei laghi*”.



Figura 5: Apertura del terreno verificatasi a Polistena (Piana di Gioia Tauro) in località “Giuseppina” (Calabria, 1783).



Figura 6: Apertura di un pozzo a Polistena in località “Giuseppina”.

Per capire il fenomeno della liquefazione, è importante capire le condizioni che sussistono in un deposito prima di un evento sismico (Figura 7). Un deposito consiste in un insieme di particelle individuali, in contatto con le particelle adiacenti (Fig. 7a). Il peso della porzione superiore del deposito genera forze di contatto tra le particelle (Fig. 7b); tali forze forniscono stabilità e resistenza al deposito.

I depositi potenzialmente liquefacibili, sottoposti allo scuotimento sismico, tendono ad addensarsi. Tuttavia, durante un sisma, non vi è il tempo necessario per espellere l'acqua interstiziale, che resta intrappolata e impedisce l'avvicinamento delle particelle solide.

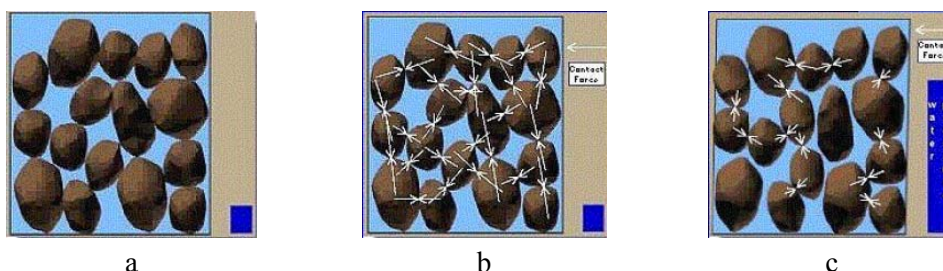


Figura 7: Meccanismo di liquefazione

Questo ha come effetto l'incremento della pressione dell'acqua interstiziale (Fig. 7c). La perdita totale della resistenza avviene quando la pressione dell'acqua arriva a eguagliare la pressione di confinamento, rendendo nulle le pressioni efficaci trasmesse attraverso le particelle solide. In queste condizioni le particelle solide perdono il contatto tra loro e il deposito si comporta come un liquido.

E' possibile formulare il problema in termini generali prendendo in considerazione il criterio di Mohr-Coulomb, in base al quale la resistenza al taglio che può essere mobilitata su un piano normale soggetto ad una tensione normale totale σ_n è data da:

$$1.0.0) \tau_n = (\sigma_n - u) \tan\phi' + c \quad (1)$$

in cui ϕ' è l'angolo di attrito del terreno, c è la coesione.

La liquefazione si attua quando il valore limite della tensione tangenziale τ_n tende a zero; la (1) ne stabilisce i principi indipendentemente dall'occorrenza del sisma.

Come si può osservare, il pericolo di liquefazione è tanto minore quanto maggiore è la coesione c , l'angolo di attrito ϕ' e la tensione totale σ_n ; tende invece ad aumentare al crescere della pressione interstiziale u . Tale fenomeno riguarda quindi i *depositi superficiali di terreno incoerente* o debolmente coerente, in *presenza di falda acquifera*.

Il potenziale di liquefazione è inoltre incrementato in maniera rilevante dalle azioni cicliche prodotte dal terremoto, che riducono il volume dei vuoti aumentando di conseguenza la pressione interstiziale.

Questo fenomeno è profondamente influenzato dal numero dei cicli N_c del terremoto, dalla densità relativa D_r e dalla granulometria del terreno. Un terreno incoerente, a parità di altri fattori, è più suscettibile alla liquefazione se possiede una *bassa densità relativa*; sembra inoltre che le situazioni più pericolose si verifichino in presenza di *sabbie uniformi*, con *grani medio-piccoli*.

Criteri di valutazione del *potenziale di liquefazione* sono i *metodi empirici* e i *metodi semplificati* o *semi-empirici*.

2.0 - Criteri empirici

I criteri empirici si basano per lo più su parametri desunti da prove di identificazione o da prove penetrometriche standard, o anche su alcune caratteristiche geologiche qualitative; generalmente si limitano a valutare la suscettibilità dei depositi indipendentemente dall'entità della scossa sismica al sito.

I terremoti successivi a quelli a cui si sono riferiti molte di queste metodologie di calcolo, hanno puntualmente confermato questi criteri.

Però bisogna tenere conto che, se applicati a contesti molto differenti da quelli di origine, sia per quanto riguarda i terreni, sia per quanto concerne le caratteristiche degli eventi sismici, si rilevano scarsamente affidabili.

Pertanto vengono ancora oggi frequentemente utilizzati soprattutto per fini di pianificazione.

I criteri di previsione del potenziale di liquefazione qui di seguito descritti sono soltanto alcuni fra i più noti, e sono:

- 1) *Criterio della normativa cinese (Chinese Building Code, 1974);*
- 2) *Criterio proposto da Durville et al. (1985) per la normativa francese;*

3) *Criterio modificato di Youd e Perkins (1978);*

4) *Criteri che tengono conto della magnitudo (Kuribayashi e Tatsuoka, 1975; Berardi et al., 1988);*

Il 'Criterio della normativa cinese' calcola la suscettibilità di un deposito alla liquefazione basandosi sul concetto di numero dei colpi critico N_{crit} , per cui se è $N_{spt} < N_{crit}$ è altamente probabile che la liquefazione compaia.

Il valore limite è dato dalla seguente espressione, applicabile a terreni sabbiosi con indice di plasticità inferiore a 3:

$$2.0.0) N_{crit} = N' [1 + 0,125 (d_s - 3) - 0,05(d_w - 2)]$$

N' è il numero dei colpi di riferimento che varia al variare dell'intensità del terremoto;

d_s è la profondità in metri dello strato;

d_w è la profondità della falda.

Per tener conto della percentuale di argilla C, si usa invece la formula seguente:

$$2.0.1) N_{crit} = N' [1 + 0,125 (d_s - 3) - 0,05(d_w - 2)] \left(\frac{3}{C} \right)^{0,5}$$

Secondo la proposta di normativa francese i terreni suscettibili di liquefazione sono:

a) terreni sabbiosi e limosi con le proprietà seguenti:

- grado di saturazione $S_r = 100\%$
- coefficiente di uniformità $U_c = D_{60}/D_{10} < 15$
- diametro al 50% dei granuli $0,05 < D_{50} < 1,5 \text{ mm}$

b) terreni sabbiosi con frazione argillosa caratterizzati da:

- diametro al 15% dei granuli $D_{15} > 0,05 \text{ mm}$
- limite liquido $WL < 35\%$
- contenuto d'acqua naturale $W > 0,9 WL$
- punto rappresentativo sulla carta di plasticità di Casagrande al di sotto della linea A ($IP < 10,95$, $WL < 35\%$).

Tra i criteri empirici qualitativi o semiquantitativi, utilizzati a scala urbanistica per la microzonazione sismica, si può inserire il criterio di Youd e Perkins. Esso basa la valutazione della propensione alla liquefazione dei depositi su alcune caratteristiche geologiche e stratigrafiche dei terreni; infatti trae origine dall'osservazione della correlazione fra grado di danneggiamento subito dalle costruzioni durante forti terremoti e il tipo di deposito, la profondità della falda e l'età.

Sulla base del tipo di deposito sedimentario, della profondità della falda e dell'età del deposito, viene fornito un punteggio, prodotto dei punteggi parziali, che fornisce un'indicazione qualitativa del grado di vulnerabilità del deposito.

La probabilità di liquefazione si ricava dalla seguente tabella:

| Punteggio totale | Probabilità di liquefazione |
|------------------|-----------------------------|
| < 10 | Molto bassa |
| 10 – 20 | Bassa |
| 21 – 50 | Moderata |
| 51 – 80 | Alta |
| > 80 | Molto alta |

Poiché è possibile che in un sito si verifichino fenomeni di liquefazione quando l'intensità della scossa

sismica raggiunge una certa soglia, **Kuribayashi e Tatsuoka (1975)** sulla base di osservazioni effettuate in occasione di una moltitudine di terremoti, hanno fornito un'indicazione sul livello di intensità della scossa sismica da raggiungere, dimostrando che esiste una relazione lineare fra la magnitudo e il logaritmo della distanza entro la quale si possono avere significativi fenomeni di liquefazione. Da questi studi è emerso che, entro un certo raggio R dall'epicentro di un sisma, possono essere sede di fenomeni di liquefazione i depositi alluvionali recenti con falda superficiale.

Il raggio R è dato dall'equazione:

$$2.0.2) \text{Log}_{10} R = 0,8 M - 4,5$$

Nel 1988 **Berardi et al. (1988)** sviluppano un'analogia relazione elaborando i dati di alcuni terremoti storici italiani che hanno dato origine a fenomeni di liquefazione:

$$2.0.3) \text{Log}_{10} R = 0,77 M - 3,6$$

Entrambe le relazioni sono valide per terremoti di magnitudo maggiore o uguale a 6.

3.0 - I metodi semplificati

I metodi semplificati si basano sul rapporto che intercorre fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto; hanno perciò bisogno di valutare i parametri relativi sia all'evento sismico sia al deposito, determinati questi ultimi privilegiando metodi basati su correlazioni della resistenza alla liquefazione con parametri desunti da prove in situ. La resistenza del deposito alla liquefazione viene quindi valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione

$$3.0.0) F_s = \frac{CRR}{CSR}$$

dove CRR (Cyclic Resistance Ratio) indica la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico e CSR (Cyclic Stress Ratio) la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma.

I metodi semplificati proposti differiscono fra loro soprattutto per il modo con cui viene ricavata CRR, la resistenza alla liquefazione. Il parametro maggiormente utilizzato è il numero dei colpi nella prova SPT anche se oggi, con il progredire delle conoscenze, si preferisce valutare il potenziale di liquefazione utilizzando prove statiche (CPT) o prove di misurazione delle onde di taglio Vs. Questi metodi sono in genere utilizzati per la progettazione di opere di media importanza.

I metodi di calcolo del potenziale di liquefazione di seguito descritti sono:

- 1) *Metodo di Seed e Idriss (1982);*
- 2) *Metodo di Iwasaki et al. (1978; 1984);*
- 3) *Metodo di Tokimatsu e Yoshimi (1983);*
- 4) *Metodo di Finn (1985);*
- 5) *Metodo di Cortè (1985);*
- 6) *Metodo di Robertson e Wride modificato (1997);*
- 7) *Metodo di Andrus e Stokoe (1998);*
- 8) *Metodi basati sull'Eurocodice 8 (ENV 1998-5);*
- 9) *Metodo basato sull'OPCM N. 3472 (2003).*

Seed e Idriss (1971b) per poter determinare gli sforzi di taglio indotti dal sisma propongono una semplice procedura basata sull'ipotesi di terreno omogeneo. Ipotizzando la propagazione verticale di onde sismiche di taglio, una colonna di terreno di altezza z (Fig. 8) si muove rigidamente in direzione orizzontale e pertanto lo sforzo di taglio massimo alla profondità z è dato da:

$$3.0.1) \tau_{\max} = \frac{a_g}{g} \gamma z$$

dove a_g è l'accelerazione massima in superficie, g l'accelerazione di gravità e γ il peso di volume secco del terreno.

Poiché nella realtà il terreno è deformabile, lo sforzo di taglio è minore che nell'ipotesi di corpo rigido e quindi bisogna introdurre un coefficiente riduttivo r_d . Normalizzando con la pressione verticale effettiva e riferendosi ad un valore medio τ_{av} anziché ad un valore massimo τ_{\max} si ottiene:

$$3.0.2) \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = CSR_{7,5} = 0,65 \frac{a_g}{g} \frac{\sigma'}{\sigma'_{vo}} r_d$$

espressione valida per sismi di magnitudo 7.5. Per magnitudo diverse bisogna dividere per il fattore correttivo **MSF** (Magnitudo Scaling Factor):

$$3.0.3) CSR = \frac{CSR_{7,5}}{MSF}$$

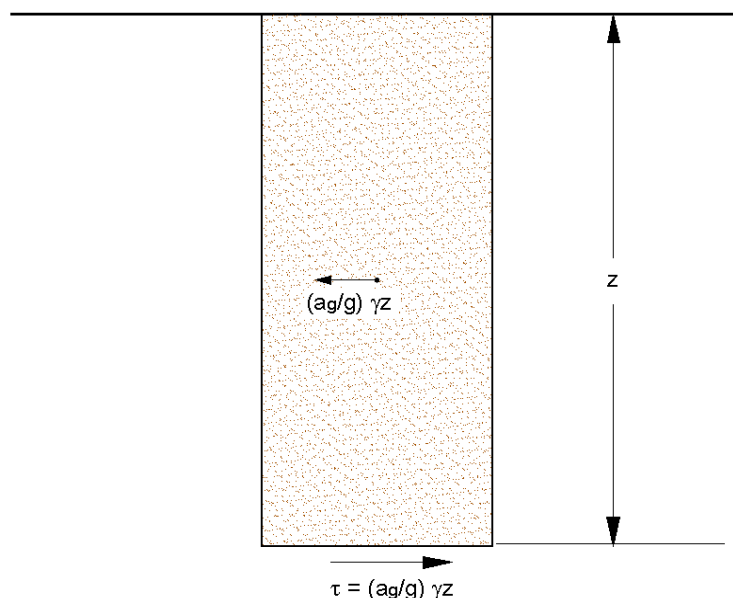


Figura 8 – Sforzo di taglio indotto dal terremoto ad una determinata quota

Il 'metodo di Seed e Idriss' (1982) è il più noto e utilizzato dei metodi semplificati e richiede solo la conoscenza di pochi parametri geotecnici: la granulometria, il numero dei colpi nella prova SPT, la densità relativa, il peso di volume. Per determinare il valore del coefficiente riduttivo r_d viene utilizzata la formula empirica proposta da Iwasaki et al. (1978):

$$3.0.4) r_d = 1 - 0,015z$$

mentre per il fattore correttivo **MSF** si veda la Tabella 1 dove viene riportato il valore di questo fattore ottenuto da vari ricercatori, tra cui Seed H. B. e Idriss I. M (1982).

Il termine a numeratore della (3.0.0), cioè la resistenza alla liquefazione CRR, viene calcolato in funzione della magnitudo, del numero di colpi, della pressione verticale effettiva, della densità relativa.

Si ottiene un grafico (Fig. 9) ottenuto selezionando i casi di terreni in cui si è avuta liquefazione e non liquefazione durante i terremoti.

Si calcola inizialmente il numero dei colpi corretto alla quota desiderata per tenere conto della pressione

litostatica mediante la seguente espressione:

$$(3.0.5) (N_{1,60}) = C_N N_m$$

dove N_m è il numero medio dei colpi nella prova penetrometrica standard SPT e C_N un coefficiente correttivo che si calcola mediante la seguente espressione:

$$3.0.6) C_N = \left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^{0,5}$$

dove σ'_{vo} è la pressione verticale effettiva, Pa la pressione atmosferica espressa nelle stesse unità di σ'_{vo} ed n un'esponente che dipende dalla densità relativa del terreno (Fig. 10).

Tabella 1 - Magnitudo Scaling Factor

| Magnitudo | Seed H. B. & Idriss I. M. (1982) | Ambraseys N. N. (1988) | NCEER (Seed R. B. et al.) (1997; 2003) |
|-----------|----------------------------------|------------------------|--|
| 5.5 | 1.43 | 2.86 | 2,21 |
| 6.0 | 1.32 | 2.20 | 1,77 |
| 6.5 | 1.19 | 1.69 | 1,44 |
| 7.0 | 1.08 | 1.30 | 1,19 |
| 7.5 | 1.00 | 1.00 | 1,00 |
| 8.0 | 0.94 | 0.67 | 0,84 |
| 8.5 | 0.89 | 0.44 | 0,73 |

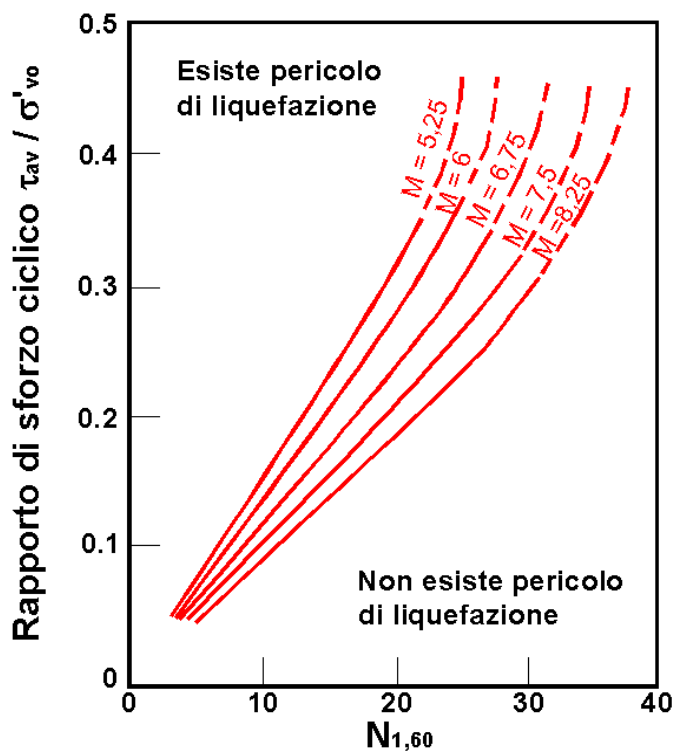


Figura 9: Correlazione fra CSR e $N_{1,60}$

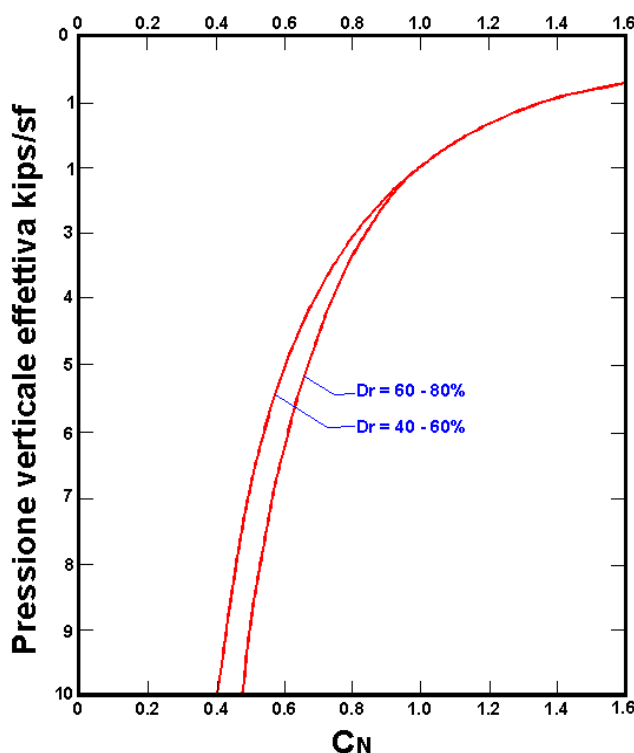


Figura 10: Coefficiente correttivo C_N

E' stato dimostrato che per un terremoto di magnitudo pari a 7,5 CRR è:

$$3.0.7) \text{ CRR} \approx \frac{N_{1,60}}{90}$$

Si applica quindi la (3.0.0); se $F_S > 1,3$ il deposito non è liquefacibile.

Gli Autori hanno precisato che questa procedura è valida per sabbie con $D_{50} > 0,25$ mm; per sabbie limose e limi suggeriscono di correggere ulteriormente il valore di $N_{1,60}$:

$$3.0.8) (N_{1,60})_{cs} = N_{1,60} + 7,5$$

Il 'metodo di Iwasaki et al.' (1978, 1984) è stato proposto basandosi sulla osservazione che la severità dei danni prodotti dalla liquefazione ai manufatti è legata al volume di terreno liquefatto all'interno del deposito. Il metodo si basa su due quantità: il fattore di resistenza (F_S) e l'indice di liquefazione (I_L). F_S si ottiene mediante la (3.0.0) e quando $F_S = 1$ lo strato di terreno è liquefacibile; mentre I_L , indicativo dell'estensione che il fenomeno della liquefazione può avere nel deposito, è ottenuto dalla espressione

$$3.0.9) I_L = \int_0^{20} F W(z) dz$$

dove

$$\begin{aligned} F &= 1 - F_S && \text{per } F_S \leq 1 \\ F &= 0 && \text{per } F_S > 1 \\ W(z) &= 10 - 0,5z \end{aligned}$$

Per poter valutare la severità degli effetti viene proposta la scala della Tabella 2.

Il fattore correttivo r_a viene calcolato mediante la (3.4) e MSF come nel caso precedente.

Invece per la valutazione di CRR vengono proposte le seguenti espressioni ricavate da numerose prove di resistenza ciclica non drenata:

- per terreni con $0,04 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0,6$

$$3.0.10) \text{ CRR} = 0,0882 \sqrt{\frac{N_m}{\sigma'_{vo} + 0,7}} + 0,225 \log_{10} \left(\frac{0,35}{D_{50}} \right)$$

- per terreni con $0,6 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 1,5$

$$3.0.11) \text{ CRR} = 0,0882 \sqrt{\frac{N_m}{\sigma'_{vo} + 0,7}} - 0,05$$

dove D_{50} è il diametro dei granuli al 50% (in mm).

Tabella 2

| Valori di I_L | Rischio di liquefazione |
|-------------------|-------------------------|
| $I_L = 0$ | Molto basso |
| $0 < I_L \leq 5$ | Basso |
| $5 < I_L \leq 15$ | Alto |
| $15 < I_L$ | Molto alto |

Il 'metodo di Tokimatsu e Yoshimi' (1983) per poter tener conto della magnitudo del terremoto, a differenza dei metodi precedenti, calcola il rapporto di sforzo ciclico con la seguente espressione:

$$3.0.12) \text{ CSR} = 0,65 \frac{a_g}{g} \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{vo}} r_d r_n$$

dove viene introdotto un coefficiente correttivo r_n funzione della magnitudo M .

$$3.0.13) r_d = 0,1(M - 1)$$

Invece la resistenza alla liquefazione viene calcolata, confrontando risultati di prove triassali cicliche con dati di prove SPT, con la seguente espressione:

$$3.0.14) \text{ CRR} = a C_r \left[\frac{16 \sqrt{N_{1,60} + \Delta N_f}}{100} + \left(\frac{16 \sqrt{N_{1,60} + \Delta N_f}}{C_s} \right) \right]$$

dove

$$a = 0,45$$

$$C_r = 0,57$$

$$n = 14$$

$\Delta N_f = 0$ per sabbie pulite e $\Delta N_f = 5$ per sabbie limose

$$N_{1,60} = [1,7 / (\sigma'_{vo} + 0,7)] N_m$$

C_s è una costante empirica che dipende dall'ampiezza della deformazione di taglio.

Gli Autori, ai fini progettuali, suggeriscono di adottare un valore di $F_s > 1,5$ per le sabbie medio-sciolte e $F_s > 1,3$ per le sabbie medio-dense.

Questo metodo è raccomandato nella proposta di Norme Sismiche Italiane avanzata dal CNR nel 1984.

Correlazioni della resistenza alla liquefazione con la magnitudo vengono proposte da Finn (1985) e Corté (1985). Il primo propone un'espressione di CRR in funzione della magnitudo M e del numero dei colpi

corretto $N_{1,60}$:

$$3.0.15) \text{ CRR} = \frac{N_{1,60}}{12,9 M - 15,7}$$

Cortè invece propone di valutare CRR mediante le seguenti espressioni:

- per terreni con $0,04 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0,6$

$$3.0.16) \text{ CRR} = A \left\{ \left[\frac{N_m}{\sigma'_{vo} + 70} \right]^{0,5} - 0,258 \log_{10} \left(\frac{D_{50}}{0,35} \right) \right\}$$

- per terreni con $0,6 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 1,5$

$$3.0.17) \text{ CRR} = A \left\{ \left[\frac{N_m}{\sigma'_{vo} + 70} \right]^{0,5} - 0,0567 \right\}$$

Il coefficiente **A** assume valori che variano fra 0,50 e 0,66, a seconda della magnitudo del sisma e quindi del **numero di cicli equivalenti** che variano a loro volta fra 5 e 20.

In questi due ultimi metodi ovviamente il rapporto di sforzo ciclico è dato dalla (3.0.2).

Il 'metodo di Robertson e Wride' utilizza l'indice di comportamento per il tipo di suolo I_C che viene calcolato mediante l'utilizzo della seguente formula:

$$3.0.18a) I_c = \left[(3,47 - \log_{10} Q)^2 + (\log_{10} R_f + 1,22)^2 \right]^{0,5}$$

$$3.0.18b) Q = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{Pa} \left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

$$3.0.18c) R_f = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{vo}} 100$$

dove

q_c è la resistenza alla punta misurata

Pa è la tensione di riferimento (1 atmosfera) nelle stesse unità di σ'_{vo}

f_s è l'attrito del manicotto

n è un'esponente che dipende dal tipo di suolo.

Inizialmente si assume $n = 1$, come per un suolo argilloso e si procede al calcolo di I_C con la (3.0.18a).

Se $I_C > 2,6$ il suolo è probabilmente di tipo argilloso e l'analisi si ferma dato che il suolo non è liquefacibile.

Se $I_C \leq 2,6$, vuol dire che l'ipotesi assunta è errata e I_C deve essere ricalcolato nuovamente con la seguente formula:

$$3.0.19) Q = \frac{q_c}{Pa} \left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

Si presume che il terreno sia granulare e si assume $n = 0,5$.

Se è ancora $I_C \leq 2,6$, significa che l'ipotesi è giusta e il suolo è probabilmente non plastico e granulare.
 Se invece $I_C > 2,6$, vuol dire che l'ipotesi è di nuovo errata e il suolo è probabilmente limoso. I_C deve essere nuovamente ricalcolato con la (3.0.18a) ponendo $n = 0,75$.

Calcolato I_C , si procede con la correzione della resistenza alla punta misurata q_c mediante la seguente espressione:

$$3.0.20) q_{c1N} = \frac{q_c}{Pa} \left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

dove n è lo stesso del calcolo di I_C .

La correzione alla resistenza alla punta dovuta al contenuto di materiale fine viene valutata mediante la seguente procedura:

se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride classico:

$$3.0.21a) (q_{c1N})_{cs} = K_c q_{c1N}$$

$$3.0.21b) K_c = -0,403 I_c^4 + 5,581 I_c^3 - 21,63 I_c^2 + 33,75 I_c - 17,88$$

se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride modificato:

$$3.0.22a) (q_{c1N})_{cs} = \Delta q_{c1N}$$

$$3.0.22b) \Delta q_{c1N} = \frac{K_c}{1 - K_c} q_{c1N}$$

dove K_c dipende dal contenuto di fine, FC (%):

| | |
|------------------------|----------------------|
| $K_c = 0$ | per $FC \leq 5$ |
| $K_c = 0,0267(FC - 5)$ | per $5 < FC \leq 35$ |
| $K_c = 0,8$ | per $FC > 35$ |

FC (%) viene calcolato mediante l'espressione seguente:

$$3.0.23) FC (\%) = 1,75 (I_c)^{3,25} - 3,7$$

La resistenza alla liquefazione per una magnitudo pari a 7,5 (**CRR**_{7,5}) si calcola con le espressioni seguenti:

se $(q_{c1N})_{cs} < 50$

$$3.0.24) CRR = 0,833 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0,05$$

se $50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160$

$$3.0.25) CRR = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0,08$$

Il rapporto di sforzo ciclico **CSR** si calcola con la (3.0.3) e **MSF** come raccomandato dal NCEER (vedi Tabella 1), mentre il coefficiente r_d è calcolato mediante la seguente procedura:

se $z < 9,15$ m

$$3.0.26a) r_d = 1,0 - 0,00765z$$

se $9,15 \leq z < 23$ m

$$3.0.26b) r_d = 1,174 - 0,00267z$$

dove z è la profondità in metri

Si calcola il fattore di sicurezza alla liquefazione con la (3.0.0), mentre l'indice e il rischio di liquefazione vengono calcolati con il metodo di Iwasaki et alii.

Il 'metodo di Andrus e Stokoe' è basato su dati provenienti da prove sismiche a rifrazione (V_s). La velocità delle onde di taglio viene corretta con la formula (Robertson et al., 1992):

$$3.0.27) V_{s1} = V_s \left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^{0,25}$$

La resistenza alla liquefazione è valutata mediante la formula di Andrus e Stokoe (1998):

$$3.0.28) CRR = 0,03 \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + 0,9 \left[\frac{1}{(V_{s1})_{cs} - V_{s1}} - \frac{1}{(V_{s1})_{cs}} \right]$$

dove la presenza di fini FC (%) è tenuta in conto mediante la seguente procedura:

| | |
|--------------------------------|--------------------------|
| $(V_{s1})_{CS} = 220$ | per $FC \leq 5\%$ |
| $220 < (V_{s1})_{CS} \leq 200$ | per $5\% < FC \leq 35\%$ |
| $(V_{s1})_{CS} = 200$ | per $FC > 35\%$ |

Il fattore di correzione della magnitudo **MSF** viene valutato come raccomandato dal NCEER (Tabella 1), il fattore di sicurezza alla liquefazione con la (3.0.0), mentre l'indice e il rischio di liquefazione vengono valutati con il metodo di Iwasaki et alii.

Le indicazioni della normativa europea sono contenute al punto 4.1.3 a cui si aggiungono ulteriori indicazioni che si possono trovare nell'appendice B della parte 5 dell'**Eurocodice 8 (ENV 1998-5)**.

Secondo tale normativa si può escludere pericolo di liquefazione per i terreni sabbiosi saturi che si trovano a profondità di 15 m o quando $a_g < 0,15$ e, contemporaneamente, il terreno soddisfi almeno una delle seguenti condizioni:

- contenuto in argilla superiore al 20%, con indice di plasticità > 10 ;
- contenuto di limo superiore al 10% e resistenza $N_{1,60} > 20$
- frazione fine trascurabile e resistenza $N_{1,60} > 25$

Quando nessuna delle precedenti condizioni è soddisfatta, *la suscettibilità a liquefazione deve essere verificata come minimo mediante i metodi generalmente accettati dall'ingegneria geotecnica, basati su correlazioni di campagna tra misure in situ e valori critici dello sforzo ciclico di taglio che hanno causato liquefazione durante terremoti passati.*

Lo sforzo ciclico di taglio CSR viene stimato con l'espressione semplificata:

$$3.0.29) \text{ CSR} = 0,65 \frac{a_g}{g} \frac{\sigma'_{vo}}{\sigma'_{vo}} \frac{r_d}{\text{MSF}}$$

dove **S** è il coefficiente di profilo stratigrafico, definito come segue:

Tabella 3

| Categoria suolo | Spettri di Tipo 1 S (M > 5,5) | Spettri di Tipo 2 S (M ≤ 5,5) |
|------------------------|---|--|
| A | 1,00 | 1,00 |
| B | 1,20 | 1,35 |
| C | 1,15 | 1,50 |
| D | 1,35 | 1,80 |
| E | 1,40 | 1,60 |

Il fattore di correzione della magnitudo **MSF** consigliato dalla normativa è quello di Ambraseys (Tabella 1).

Nel caso vengano utilizzati dati provenienti da prove SPT la resistenza alla liquefazione viene calcolata mediante la seguente relazione di Blake, 1997:

$$3.0.30) \text{ CRR} = \frac{0,04844 - 0,004721(N_{1,60})_{cs} + 0,0006136[(N_{1,60})_{cs}]^2 - 0,00001673[(N_{1,60})_{cs}]^3}{1 - 0,1248(N_{1,60})_{cs} + 0,009578[(N_{1,60})_{cs}]^2 - 0,0003285[(N_{1,60})_{cs}]^3 + 0,000003714[(N_{1,60})_{cs}]^4}$$

dove $(N_{1,60})_{cs}$ viene valutato con il metodo proposto da Youd e Idriss (1997) e raccomandato dal NCEER:

$$3.0.31) (N_{1,60})_{cs} = \alpha + \beta N_{1,60}$$

dove $N_{1,60}$ è la normalizzazione dei valori misurati dell'indice N_m (ridotti del 25% per profondità < 3 m) nella prova SPT rispetto ad una pressione efficace di confinamento di 100 KPa ed a un valore del rapporto tra l'energia di impatto e l'energia teorica di caduta libera pari al 60%, cioè:

$$3.0.32a) N_{1,60} = C_N C_E N_m$$

$$3.0.32b) C_N = \left(\frac{\text{Pa}}{\sigma'_{vo}} \right)^{0,5}$$

$$3.0.32c) C_E = \frac{\text{ER}}{60}$$

dove ER è pari al (rapporto dell'energia misurato rispetto al valore teorico) x 100 e dipende dal tipo di strumento utilizzato (Tabella 4).

Tabella 4

| Attrezzatura | C_E |
|---|-------------------------|
| Safety Hammer | 0,7 – 1,2 |
| Donut Hammer (USA) | 0,5 – 1,0 |
| Donut Hammer (Giappone) | 1,1 – 1,4 |
| Automatico-Trip Hammer (Tipo Donut o Safety) | 0,8 – 1,4 |

I parametri α e β , invece, dipendono dalla frazione fine FC:

$$\alpha = 0 \quad \text{per FC} \leq 5\%$$

$$\alpha = \exp[1,76 - (190 / FC^2)] \quad \text{per } 5\% < FC \leq 35\%$$

$$\alpha = 5 \quad \text{per } FC > 35\%$$

$$\beta = 1,0 \quad \text{per } FC \leq 5\%$$

$$\beta = [0,99 + (FC^{1,5} / 1000)] \quad \text{per } 5\% < FC \leq 35\%$$

$$\beta = 1,2 \quad \text{per } FC > 35\%$$

Se invece si possiedono dati provenienti da una prova penetrometrica statica (**CPT**), i valori di resistenza alla punta misurati q_c devono essere normalizzati rispetto ad una pressione efficace di confinamento pari a 100 KPa e vanno calcolati mediante la (3.0.0). Per poter tenere conto della eventuale presenza di fini, il software utilizza il metodo di Robertson e Wride.

Poiché, come dimostrato, è possibile assumere:

$$3.0.33) \frac{(q_{c1N})_{cs}}{(N_{1,60})_{cs}} = 5$$

come proposto dall'EC8, derivato $(N_{1,60})_{cs}$ dalla (3.0.32a), si utilizza la (3.0.30) per il calcolo di CRR.

Quando invece si possiedono dati provenienti da prove sismiche di rifrazione, si calcola la velocità di propagazione normalizzata con la (3.0.27) e la resistenza alla liquefazione mediante la formula di Andrus e Stokoe (3.0.28):

Rispetto alla normativa europea, la normativa italiana (**OPCM n° 3274** del 20 marzo 2003) è meno accurata e non fornisce proposte di metodologie per valutare il potenziale di liquefazione.

La normativa richiede che il controllo della possibilità di liquefazione venga effettuato quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa.

La normativa esclude il pericolo di liquefazione se il terreno saturo si trova ad una profondità superiore a 15 m o se $a_g S < 0,15g$ e, contemporaneamente, si verifica una delle seguenti condizioni:

- contenuto in argilla superiore al 20%, con indice di plasticità > 10 ;
- contenuto di limo superiore al 35% e resistenza $N_{1,60} > 20$;
- frazione fine trascurabile e resistenza $N_{1,60} > 25$.

Come la normativa europea, quella italiana ritiene che *la suscettibilità a liquefazione deve essere verificata come minimo mediante i metodi generalmente accettati dall'ingegneria geotecnica, basati su correlazioni di campagna tra misure in situ e valori critici dello sforzo ciclico di taglio che hanno causato liquefazione durante terremoti passati.*

Lo sforzo ciclico di taglio CSR viene stimato con l'espressione semplificata:

$$3.0.34) \text{ CSR} = 0,65 \frac{a_g}{g} \frac{\sigma'}{\sigma'_{vo}} \frac{r_d}{\text{MSF}} \frac{1}{K_\sigma}$$

dove **S** è il coefficiente di profilo stratigrafico, definito come segue:

Tabella 5

| Categoria suolo | S |
|-----------------|------|
| A | 1,00 |
| B, C, E | 1,25 |
| D | 1,35 |

Il coefficiente riduttivo r_d viene valutato secondo quanto proposto da Idriss (1999):

$$3.0.35a) r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) M]$$

$$3.0.35b) \alpha(z) = -1,012 - 1,126 \operatorname{sen} \left[\left(\frac{z}{11,73} \right) + 5,133 \right]$$

$$3.0.35c) \beta(z) = 0,106 + 0,118 \operatorname{sen} \left[\left(\frac{z}{11,28} \right) + 5,142 \right]$$

Il fattore di correzione della magnitudo **MSF** utilizzato dal programma è quello raccomandato dal NCEER (Tabella 1).

K_σ è un fattore di correzione della tensione litostatica compreso fra 1 e 1,5 (Olsen, 1984):

$$K_\sigma = 1 \quad \text{per } \sigma'_{vo} < 100$$

$$K_\sigma = (\sigma'_{vo}/100)^f - 1 \quad \text{per } \sigma'_{vo} \geq 100$$

dove f è un parametro funzione di $(N_{1,60})$ e σ'_{vo} .

La resistenza alla liquefazione viene calcolata mediante la seguente espressione:

$$3.0.36) CRR = \frac{1}{\left[34 - (N_{1,60})_{cs} \right]} \frac{(N_{1,60})_{cs}}{135} + \frac{50}{\left[10 (N_{1,60})_{cs} + 45 \right]^2} - \frac{1}{200}$$

dove $(N_{1,60})_{cs}$ viene calcolato mediante la (3.0.31), nella quale però $N_{1,60}$ è valutato nel seguente modo:

$$3.0.37) N_{1,60} = C_N C_E C_R C_S C_B N_m$$

dove C_N e C_E sono calcolati mediante la (3.0.32b) e la (3.0.32c).

C_R è un fattore di correzione per la lunghezza L delle aste della prova pari a:

Tabella 6

| L | C_R |
|-----------------|----------------------|
| ≤ 3 | 0,75 |
| $3 < L \leq 4$ | 0,80 |
| $4 < L \leq 6$ | 0,85 |
| $6 < L \leq 10$ | 0,95 |
| > 10 | 1,00 |

C_S è un fattore di correzione per il tipo di campionatore:

per campionatori di tipo standard C_S è sempre uguale a 1,0

per campionatori di tipo non-standard C_S è compreso fra 1,1 e 1,3

C_B è un fattore di correzione per il diametro del foro di sondaggio ed è pari a:

Tabella 7

| Diametro foro | C_B |
|----------------------|----------------------|
| 65 – 115 mm | 1,00 |
| 115 – 150 mm | 1,05 |
| 150 – 200 mm | 1,15 |

Secondo le normative europea e italiana è suscettibile di liquefazione un terreno in cui lo sforzo di taglio generato dal terremoto supera l'80% dello sforzo critico che ha provocato liquefazione durante terremoti passati e quindi deve essere $F_S = 1,25$.

La probabilità di liquefazione P_L , invece, è data dall'espressione di Juang et al. (2001):

$$3.0.38) P_L = \frac{1}{1 + \left(\frac{F_s}{0,72}\right)^{3,1}}$$

4.0 - Interventi di consolidamento

Per ridurre il potenziale di liquefazione di un terreno libero in superficie sono disponibili diversi metodi. Le tecniche più efficaci si basano sui seguenti principi:

- 1) miglioramento della compattezza con metodi dinamici (vibrocompattazione, *heavy tamping*, uso di esplosivi, ecc.);
- 2) abbassamento della falda per incrementare le pressioni effettive;
- 3) iniezioni cementizie o con resine sintetiche per il miglioramento dei legami intergranulari;
- 4) aumento della permeabilità interstiziale attraverso installazione di dreni.

Questi principi possono essere utilizzati singolarmente o in combinazione.

Qui di seguito sono presi in considerazione due di questi comuni tipi di intervento: dreni di ghiaia e *heavy tamping*.

Dreni di ghiaia

Si tratta di colonne di ghiaia introdotte nello strato liquefacibile e sono usualmente installati a quinconce (Figura 11a), in quanto questa disposizione risulta la più economica. In pratica, però, vengono disposti anche a maglia quadrata (Figura 11b)

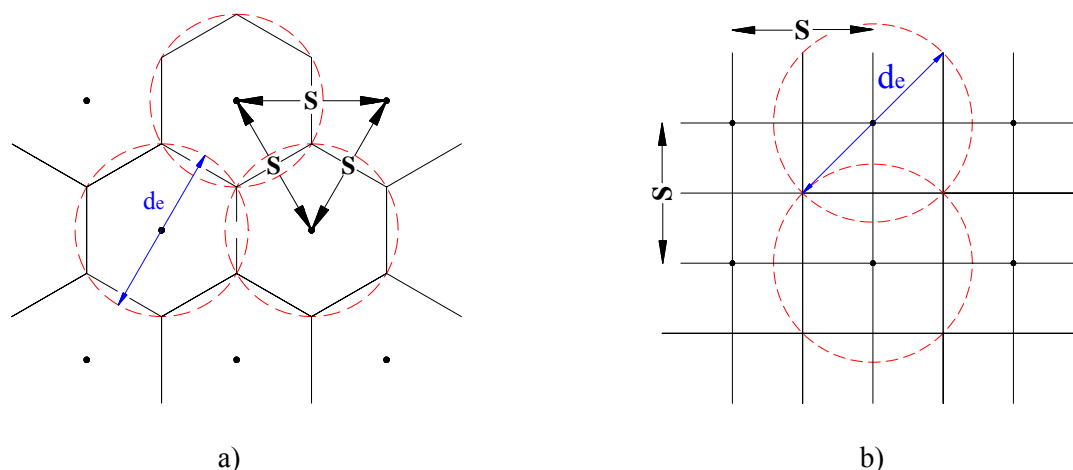


Figura 11: Disposizione dei dreni: a) Disposizione triangolare (a quinconce); b) Disposizione a maglia quadrata. S indica la spaziatura fra i dreni, mentre d_e il diametro equivalente del cilindro di terreno che drena.

In ogni caso il problema da risolvere può essere ricondotto a quello di un cilindro equivalente di terreno (Figura 12), con la superficie laterale esterna impermeabile e un dreno centrale.

Il diametro equivalente del cilindro di terreno che drena d_e è pari a 1,05 volte l'interasse S dei dreni se questi sono disposti a quinconce e pari 1,13 S nel caso essi siano disposti a maglia quadrata.

Per una disposizione dei dreni a maglia quadrata, è possibile valutare la spaziatura necessaria a portare l'indice dei pori da un valore e_0 ad un valore e in modo approssimato con l'espressione seguente:

$$4.0.0) S = \left(\frac{1 - e_0}{e_0 - e} \right)^{0,5} d_w$$

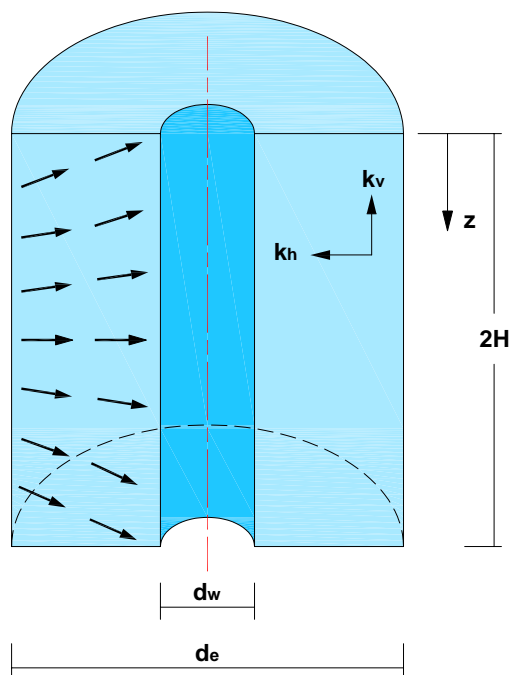


Figura 12: Schema del cilindro equivalente di terreno drenato.

d_w = diametro del dreno;
 d_e = diametro equivalente del cilindro di terreno che drena;
 k_h = permeabilità in direzione orizzontale;
 k_v = permeabilità in direzione verticale;
 $2H$ = altezza del dreno;
 z = profondità relativa.

Barron (1948) è stato il primo ad elaborare una organica e completa trattazione del problema; in essa sono assunte come valide le ipotesi della teoria monodimensionale di Terzaghi.

Il grado di consolidazione medio U_h viene calcolato, quindi, mediante la seguente espressione:

$$4.0.1) U_h = 1 - \exp\left(-\frac{8 T_h}{F}\right)$$

dove T_h e F sono rispettivamente pari a:

$$4.0.2) T_h = \frac{k_h}{\gamma_w} \frac{t}{m_v d_e^2}$$

$$4.0.3) F = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) \frac{3n^2 - 1}{4n^2}$$

dove

m_v = coefficiente di compressibilità volumetrica;
 n = rapporto tra diametro d_e e diametro d_w ;
 $t = 0,055 \exp(0,861M)$ durata dell'evento sismico di progetto;

M = magnitudo del sisma di progetto.

La magnitudo del sisma di progetto viene calcolata mediante la relazione empirica di Berardi et alii che è calibrata sui terremoti italiani:

$$4.0.4) \text{Log}_{10} R = 0,77 M - 3,6$$

dove R è la distanza epicentrale del terremoto di progetto in km.

Questa relazione ha il significato di minima magnitudo necessaria per produrre la liquefazione di depositi sabbiosi saturi superficiali recenti e consente di lavorare a favore della sicurezza.

Heavy tamping

Il metodo dell'*heavy tamping* consiste nel produrre un aumento della densità relativa dei terreni liquefacibile per caduta libera da altezze fino a 30-40 metri di grossi blocchi di calcestruzzo o di acciaio pesanti fino a decine di tonnellate, provocando onde di compressione, dovute all'improvviso rilascio di energia, che generano un istantaneo aumento della pressione dei pori, riducendo la resistenza al taglio inducendo nel terreno una serie di liquefazioni successive. Al dissiparsi della pressione neutra in eccesso le particelle raggiungono nuove configurazioni più stabili.

La procedura richiede normalmente 2-3 colpi per m². Al termine è consigliabile eseguire un controllo, per esempio con prove penetrometriche, al fine di accertare che il terreno abbia effettivamente raggiunto un aumento della densità relativa. Le prove andranno spinte fino ad una profondità di influenza della densificazione, funzione del peso della massa **W** e dell'altezza di caduta **H** e si valuta mediante l'espressione empirica:

$$4.0.5) D = (0,65 - 0,80) WH$$

dove W è misurato in tonnellate e D ed H in metri.

Il successo di questo metodo sui terreni naturali non è sempre garantito, soprattutto se è presente una percentuale di fini superiore al 10%; invece si sono ottenuti ottimi risultati nella densificazione di discariche e terreni di riporto.

Il metodo dell'*heavy tamping* è semplice e rapido a costi generalmente contenuti, dal quale si ricava inoltre una buona uniformità di trattamento. Però non può essere usato nei pressi di strutture esistenti dato che le vibrazioni prodotte inducono effetti nocivi sulle stesse.