

PROGRAM GEO – Liquef ver.3

SOMMARIO

SOMMARIO.....	1
1 TEORIA E NORMATIVA.....	2
1.1 VALUTAZIONE DEL SISMA DI PROGETTO.....	2
1.1.1 <i>Stima dell'accelerazione sismica di riferimento</i>	2
1.1.2 <i>Stima della magnitudo di riferimento</i>	6
1.2 METODI DI CALCOLO DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE.....	8
1.2.1 <i>Metodi di calcolo empirici</i>	8
1.2.1.1 Procedura di Sherif & Ishibashi (1978).....	8
1.2.1.2 Criterio di Ishihara (1985).....	11
1.2.1.3 Criteri basati sulla magnitudo del sisma.....	12
1.2.1.4 Metodo basato sull'intensità di Arias.....	13
1.2.2 <i>Metodi semplificati</i>	15
1.2.2.1 Calcolo dello sforzo di taglio indotto dal sisma (CSR).....	15
1.2.2.2 Calcolo della resistenza al taglio mobilitata (CRR).....	17
1.2.2.2.1 Da prove penetrometriche dinamiche – metodo di Tokimatsu e Yoshimi (1983).	17
1.2.2.2.2 Da prove penetrometriche dinamiche – metodo di Seed e al. (1985).....	17
1.2.2.2.3 Da prove penetrometriche dinamiche – metodo di Youd et al.(2001).....	19
1.2.2.2.4 Da prove penetrometriche dinamiche – metodo di Boulanger e Idriss(2004).....	19
1.2.2.2.5 Da prove penetrometriche statiche – metodo di Robertson e Wride (1997).....	20
1.2.2.2.6 Da prove penetrometriche statiche – metodo di Boulanger e Idriss(2004).....	21
1.2.2.2.7 Da profili Vs – metodo di Andrus e Stokoe(1997).....	22
1.2.2.2.8 Da profili Vs – metodo di Boulanger e Idriss(2004).....	23
1.2.2.3 Stima di CRR in presenza di carichi esterni e/o pendio inclinato.....	23
1.2.2.4 Calcolo dell'indice di liquefacibilità.....	25
1.3 INTERVENTI PER RIDURRE IL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE.....	26
1.3.1 <i>Dreni di ghiaia</i>	26
1.3.2 <i>Compattazione</i>	27
1.3.2.1 Condizioni di applicabilità dei metodi dinamici.....	27
1.3.2.3 Heavy tamping.....	29

1 Teoria e Normativa

1.1 Valutazione del sisma di progetto.

1.1.1 Stima dell'accelerazione sismica di riferimento.

Con il D.M. 14 gennaio 2008 il territorio nazionale è stato suddiviso, dal punto di vista sismico, in una serie di celle, attraverso la sovrapposizione di un reticolo di nodi definito nell'allegato B del D.M. stesso. I parametri sismici di progetto di un sito ubicato all'interno di una singola cella possono essere ricavati attraverso l'interpolazione dei valori indicati nei quattro nodi di riferimento più vicini.

Lo spettro di risposta elastico dell'accelerazione, per la componente orizzontale del moto, è caratterizzato dal seguente andamento:

$$a(g) = a_g S \eta F_0 \left[\frac{T}{T_b} + \frac{1}{\eta F_0} \left(1 - \frac{T}{T_b} \right) \right] \text{ per } 0 \leq T < T_b$$

$$a(g) = a_g S \eta F_0 \text{ per } T_b \leq T < T_c$$

$$a(g) = a_g S \eta F_0 \left(\frac{T_c}{T} \right) \text{ per } T_c \leq T < T_d$$

$$a(g) = a_g S \eta F_0 \left(\frac{T_c T_d}{T^2} \right) \text{ per } T_d \leq T.$$

La grandezza a_g esprime l'accelerazione di picco nel bedrock in g, ricavabile dalle tabelle allegate al D.M. 14 gennaio 2008 (allegato B).

Il parametro η è il fattore di correzione per lo smorzamento viscoso ed è dato da:

$$\eta = \left[\frac{10}{5 + \xi} \right]^{0.5} \geq 0.55.$$

S è una grandezza data dal prodotto:

$$S = S_s S_t$$

PROGRAM GEO – Liquef ver.3

dove S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_t il coefficiente di amplificazione topografico, ricavabili dalle tabelle che seguono.

Categoria sottosuolo	S_s
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 F_0 a_g \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 F_0 a_g \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 F_0 a_g \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 F_0 a_g \leq 1,60$

Le classi A, B, C, D e E si riferiscono alla classificazione del sito da un punto di vista stratigrafico e litologico secondo il D.M. 14 gennaio 2008.

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	Ubicazione dell'opera	S_t
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.	-	1,00
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$.	Sommità del pendio	1,20
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$.	Cresta del rilievo	1,20
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.	Cresta del rilievo	1,40

F_0 è l'amplificazione spettrale massima, su bedrock orizzontale, e ha un valore minimo di 2,2; si ricava, come a_g , dalla tabella allegata al D.M.14 gennaio 2008 (allegato B).

T_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_c = C_c T_c^*$$

in cui T_c^* è un parametro fornito nell'allegato B del D.M. 14 gennaio 2008, mentre C_c si ottiene, in funzione della categoria del sottosuolo, con la seguente tabella:

Categoria sottosuolo	C_c
A	1,00
B	$1,10(T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,05(T_c^*)^{-0,33}$
D	$1,25(T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,15(T_c^*)^{-0,40}$

PROGRAM GEO – Liquef ver.3

I parametri T_b e T_d sono correlati a T_c attraverso le seguenti relazioni:

$$T_b = \frac{T_c}{3}; T_d = 4,0a_g + 1,6$$

Dallo spettro di risposta elastico dell'accelerazione si possono ricavare i relativi spettri di risposta della velocità (v) e dello spostamento (u), applicando, per ogni periodo T , le relazioni:

$$v = a(g)g\left(\frac{T}{2\pi}\right)$$

$$u = a(g)g\left(\frac{T}{2\pi}\right)^2$$

dove g è l'accelerazione di gravità (981 cm/s^2).

Lo spettro ADRS si ottiene disegnando in un unico grafico gli spettri della accelerazione, in ordinata, e dello spostamento, in ascissa. In pratica vengono correlati i valori di $a(g)$ e v corrispondenti allo stesso periodo T .

Lo spettro di risposta elastico verticale si ottiene con le stesse relazioni viste per quello orizzontale, sostituendo il parametro F_0 con la grandezza F_v , data da:

$$F_v = 1,35F_0a_g^{0,5}.$$

Si ricorda che i parametri a_g , F_0 e T_c^* vanno ricavati dall'allegato B del D.M. in funzione del tempo di ritorno (Tr) preso in considerazione. Il parametro Tr viene ricavato dalla seguente relazione:

$$Tr(anni) = -\frac{V_r}{\ln(1 - P_{V_r})};$$

in cui V_r è la vita di riferimento dell'opera e P_{V_r} la probabilità di superamento legata allo stato limite di calcolo.

La vita di riferimento (V_r) dell'opera si ottiene con la formula:

$$V_r(anni) = C_u V_n$$

dove V_n è la vita nominale dell'opera (Tabella I) e C_u un fattore moltiplicativo funzione della classe d'uso della struttura in progetto (Tabella II e III).

PROGRAM GEO – Liquef ver.3

TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale V_N (in anni)
Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza	≥ 50
Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tabella I

<i>Classe I:</i> Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i> Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso <i>III</i> o in Classe d'uso <i>IV</i> , reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i> Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso <i>IV</i> . Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i> Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n.6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tabella II

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_u	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella III

Il parametro P_{vr} è invece funzione dello stato limite considerato, secondo la seguente tabella:

Stati Limite	P_{vr}
Stato Limite di Operatività (SLO):	0,81
Stato Limite di Danno (SLD):	0,63
Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):	0,10
Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):	0,05

Tabella IV

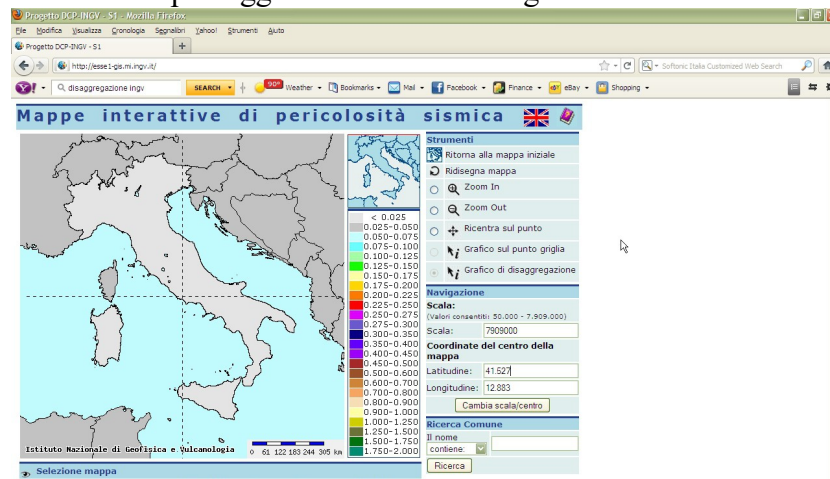
PROGRAM GEO – Liquef ver.3

1.1.2 Stima della magnitudo di riferimento.

Un procedimento per ottenere una stima della magnitudo del sisma di progetto si basa sul concetto di *disaggregazione* della pericolosità sismica. In pratica si tratta di sommare i contributi dovuti alle singole coppie magnitudo-distanza degli epicentri ricadenti all'interno di un'area di riferimento allo scopo di individuare, con una procedura tipo probabilistico, l'evento sismico dominante. A differenza della procedura descritta per il criterio 2, il metodo di analisi probabilistica utilizzato in questo caso è quello messo a punto da Cornell (1968).

Il terremoto individuato, detto terremoto di scenario, è caratterizzato da una magnitudo, una distanza dal sito indagato e un tempo di ritorno. Ciò lo rende utilizzabile, ai fini progettuali, nelle verifiche allo SLU e allo SLE richieste dal D.M.14.01.2008.

Sul sito Internet dell'I.N.G.V., più precisamente all'indirizzo esse1-gis.mi.ingv.it, è possibile trovare un'applicazione che consente di calcolare il terremoto di scenario sulla base della mappa della pericolosità sismica del territorio italiano. I passaggi sono elencati di seguito.

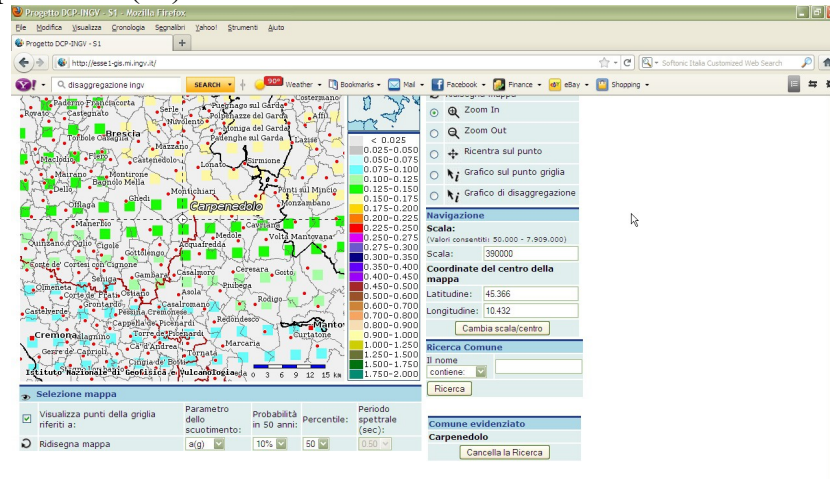


Finestra principale

1. Caricata la finestra principale dell'applicazione, s'insertano le coordinate geografiche del sito indagato oppure, in alternativa, si digiti il nome del Comune di riferimento, premendo quindi *Ricerca*.

PROGRAM GEO – Liquef ver.3

2. S'imposti la probabilità in 50 anni (10% per lo SLV e 5% per lo SLC) e il percentile (50).



Visualizzazione nodi della griglia

3. Si selezioni il comando *Visualizza punti della griglia riferiti a* e quindi si preme *Ridisegna mappa*.
4. Si spunti la voce *Grafico di disaggregazione* e quindi si effettui un click con il mouse in corrispondenza del nodo della griglia più prossimo al sito in esame.
5. A questo punto nella parte inferiore dello schermo apparirà il risultato dell'elaborazione, con l'indicazione della magnitudo, della distanza e della deviazione standard del terremoto di scenario.

1.2 Metodi di calcolo del rischio di liquefazione.

1.2.1 Metodi di calcolo empirici.

I metodi empirici vengono utilizzati generalmente per fornire una valutazione di massima della vulnerabilità di un deposito sabbioso saturo alla liquefazione, prendendo in considerazione solo i parametri geologici-geotecnici del sito. Si tratta di metodi estremamente semplificati, di rapido e semplice impiego, utili in particolare per lavori di microzonazione sismica.

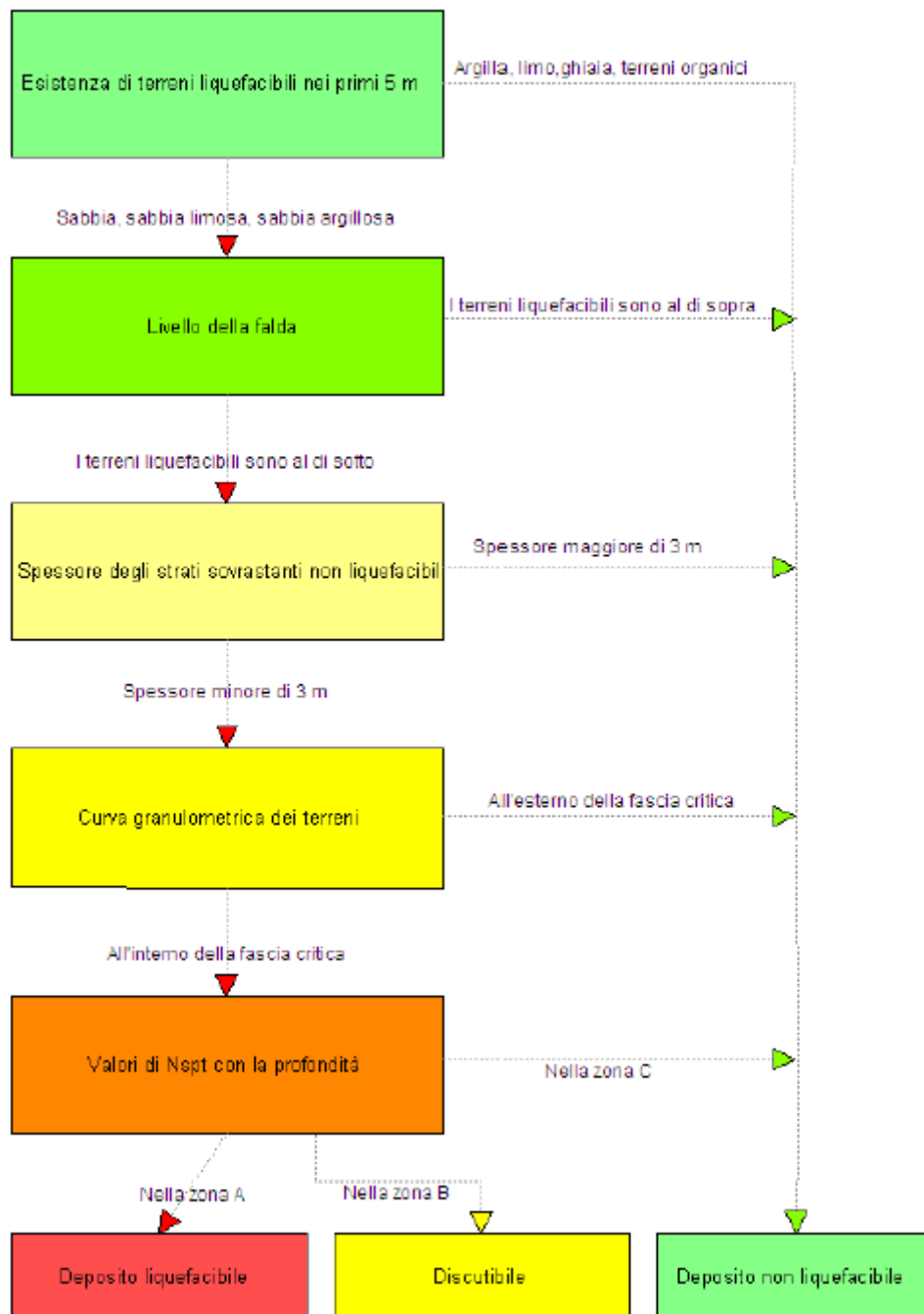
1.2.1.1 Procedura di Sherif & Ishibashi (1978).

Il metodo di Sherif & Ishibashi ammette che si possano verificare fenomeni di liquefazione solo nei livelli che presentino le seguenti caratteristiche:

- siano costituiti da sabbie o sabbie limose;
- si trovino sotto il livello statico della falda;
- gli strati di copertura non abbiano spessore maggiore di 3 metri.

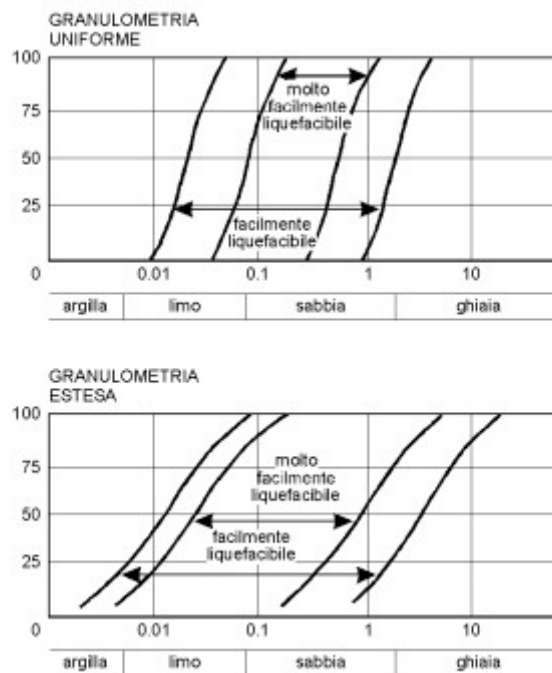
secondo il seguente diagramma di flusso:

PROGRAM GEO – Liquef ver.3



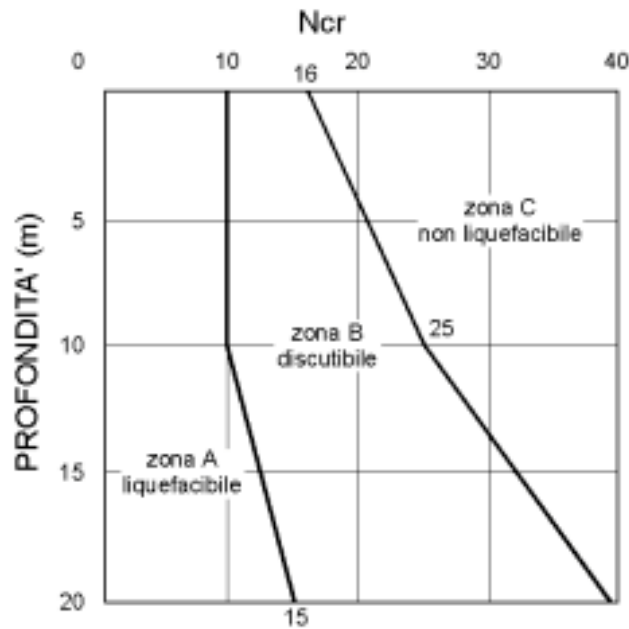
PROGRAM GEO – Liquef ver.3

Se questi requisiti sono presenti, si prosegue nell'elaborazione, prendendo in considerazione la granulometria e l'addensamento del deposito. Il metodo richiede che siano condotte su campioni dello strato potenzialmente liquefacibile analisi granulometriche. Le curve ricavate vanno confrontate con due profili granulometrici di riferimento (Tsuchida, 1970), uno per granulometrie uniformi, l'altro per granulometrie estese (presenza di frazioni argillose o ghiaiose).



Verificato che la granulometria dello strato sia predisponente al manifestarsi di fenomeni di liquefazione, per poter emettere un giudizio definitivo sulla vulnerabilità del deposito occorre prendere in considerazione il suo grado di addensamento, valutato attraverso prove SPT o SCPT. Se il numero di colpi ricade, anche parzialmente, nella fascia A, il deposito è liquefacibile, se ricade nella fascia C non è liquefacibile. La fascia B infine riguarda strati in cui la liquefazione è possibile, ma non probabile.

PROGRAM GEO – Liquef ver.3

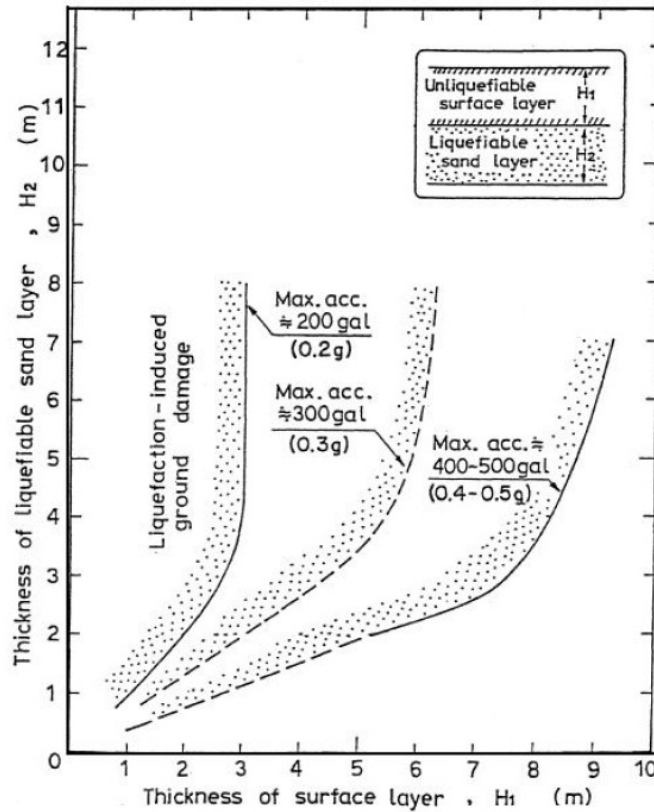


1.2.1.2 Criterio di Ishihara (1985).

Si tratta di una procedura empirica basata sull'impiego di un grafico. I dati richiesti sono lo spessore dello strato o degli strati di copertura non liquefacibili (H_1), quello dei sottostanti livelli suscettibili di liquefazione (H_2) e l'accelerazione orizzontale massima in superficie. Sono da considerare potenzialmente liquefacibili, secondo l'Autore, quei livelli sabbiosi sotto falda in cui si verifichi la condizione $N_{spt} < 10$.

Ciò che la procedura di Ishihara fornisce, in maniera puramente qualitativa, è l'entità delle deformazioni, e quindi del danno, indotte dal sisma in caso di liquefazione.

PROGRAM GEO – Liquef ver.3



Valutazione della possibilità di danno (Ishihara, 1985)

1.2.1.3 Criteri basati sulla magnitudo del sisma.

Si tratta di formule empiriche che correlano la distanza epicentrale del sito indagato con la magnitudo di soglia del sisma, cioè con quella magnitudo che può indurre fenomeni di liquefazione in terreni suscettibili. Questa grandezza andrà quindi confrontata con la magnitudo momento del sisma di riferimento (M).

□ *Ambraseys(1991)*

$$M_c = -0.31 + 2.65 \times 10^{-8} \times dist \times 100000 + 0.99 \text{Log}_{10}(dist \times 100000)$$

PROGRAM GEO – Liquef ver.3

- *Papadopoulos and Lefkopulos(1993)*

$$Mc = -0.44 + 3.00 \times 10^{-8} \times dist \times 100000 + 0.90 \text{Log}_{10}(dist \times 100000)$$

- *Galli (2000)*

$$Mc = 0.67[1.0 + 3.0 \times \text{Log}_{10}(dist)] + 2.07$$

dove *dist* è la distanza epicentrale espressa in km.

Quindi se il rapporto M/Mc è maggiore o uguale a 1 sarà probabile il verificarsi di fenomeni di liquefazione.

1.2.1.4 Metodo basato sull'intensità di Arias.

L'Intensità di Arias (1970) rappresenta un indice proporzionale all'energia liberata dal sisma. E' di fatto l'integrale del quadrato dell'accelerazione esteso a tutta la durata T dell'accelerogramma:

$$Ia = \frac{\pi}{2g} \int_0^T a^2(t) dt$$

La *durata significativa* del sisma è l'intervallo di tempo compreso fra il 5% e il 95% del totale dell'Intensità di Arias.

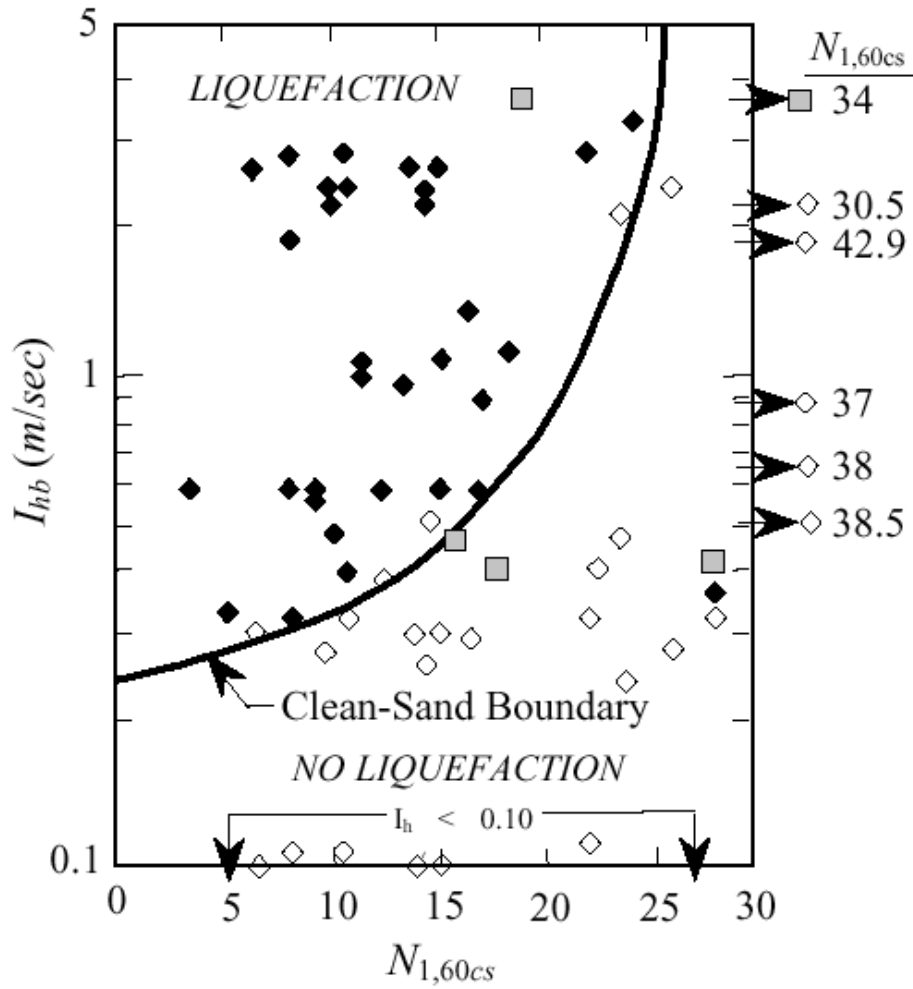
La variazione con la profondità h di Ia può essere ottenuta attraverso la correlazione empirica di Kayen e Mitchell (1997):

$$Ia(h) = Ia \times r_b$$
$$r_b = \exp \left[\frac{35}{M_w^2} \text{sen}(-0.09h) \right]$$

in cui M_w è la magnitudo momento del sisma di riferimento.

L'intensità di Arias alla profondità h può essere correlata al rischio di liquefazione attraverso il seguente schema:

PROGRAM GEO – Liquef ver.3



in cui $N_{1,60cs}$ rappresenta il numero di colpi SPT normalizzato per sabbie pulite. Il parametro $N_{1,60cs}$ si ottiene, applicando una correzione a N_{spt} fra quelle proposte da diversi Autori, per esempio Seed e al. (1985). La curva limite è correlabile al parametro CRR (vedi capitolo successivo) attraverso la formula:

$$I_{hb_{lim}} = 0.00255(100 \times CRR)^2$$

PROGRAM GEO – Liquef ver.3

1.2.2 Metodi semplificati.

Tutti i metodi semplificati permettono di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso un coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto fra la resistenza al taglio mobilabile nello strato (CRR) e lo sforzo tagliante indotto dal sisma (CSR). Cioè in pratica si ha:

$$F_s = \frac{CRR}{CSR}.$$

Un deposito dovrà essere considerato suscettibile di liquefazione, se il coefficiente di sicurezza sarà minore di 1 (di 1.25 secondo l'Eurocodice 8). La grandezza CSR dipende dai parametri del sisma di progetto (accelerazione sismica e magnitudo di progetto). CRR è funzione delle caratteristiche meccaniche dello strato, principalmente del suo stato di addensamento, e può essere ricavato direttamente attraverso correlazioni con i risultati di prove penetrometriche dinamiche e statiche o con i valori delle velocità delle onde S ricavati da indagine geofisica.

1.2.2.1 Calcolo dello sforzo di taglio indotto dal sisma (CSR).

La grandezza CSR viene ricavata attraverso la relazione:

$$T = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'} r_d \frac{1}{MSF};$$

dove:

a_{\max}	= accelerazione sismica massima;
g	= accelerazione di gravità = 980.7 cm/s ² ;
σ_{v0}	= pressione verticale totale alla profondità z dal p.c.;
σ_{v0}'	= pressione verticale efficace alla profondità z dal p.c.;
r_d	= coefficiente funzione della profondità dal p.c.;
MSF	= coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma.

La grandezza r_d può essere valutata attraverso alcune correlazioni empiriche note in letteratura.

PROGRAM GEO – Liquef ver.3

□ Seed (1971)

$$rd = 1 - 0.01h_{media} \text{ per } h_{media} \text{ (profondità media dello strato)} < 10\text{m}$$

$$rd = 1.15 - 0.025h_{media} \text{ per } h_{media} \geq 10\text{m}$$

□ Liao & Whitman (1986)

$$rd = 1 - 0.00765h_{media} \text{ per } h_{media} \leq 9.15\text{m}$$

$$rd = 1.174 - 0.0267h_{media} \text{ per } 9.15 < h_{media} \leq 23\text{m}$$

$$rd = 0.774 - 0.008h_{media} \text{ per } 23 < h_{media} \leq 30\text{m}$$

$$rd = 0.5 \text{ per } h_{media} > 30\text{m}$$

□ Blake (1996)

$$rd = \frac{\alpha}{\beta}$$

$$\alpha = 1.0 - 0.4113\sqrt{h_{media}} + 0.04052h_{media} + 0.001753h_{media}^{1.5}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4177\sqrt{h_{media}} + 0.05729h_{media} - 0.00620h_{media}^{1.5} + 0.001210h_{media}^2$$

□ Boulanger & Idriss (2014)

$$rd = \exp(\alpha + \beta)$$

$$\alpha = -1.012 - 1.126 \operatorname{sen}\left(\frac{h_{media}}{11.73} + 5.133\right)$$

$$\beta = M_w \left[0.106 + 0.118 \operatorname{sen}\left(\frac{h_{media}}{11.28}\right) + 5.142 \right]$$

in cui M_w è la magnitudo momento del sisma di riferimento.

PROGRAM GEO – Liquef ver.3

Il parametro correttivo MSF può essere ricavato, nel caso di prove SPT e CPT, usando le relazioni di Boulanger & Idriss (2014):

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) \left(8.64 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 1.325 \right)$$

dove:

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{q_{C1Ncs}}{180} \right)^3 \leq 2.2$$

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{31.5} \right)^2 \leq 2.2$$

Nel caso di metodi empirici basati sulla velocità delle onde S, si può utilizzare la formula di Idriss (1999):

$$MSF = 6.9 \cdot \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058 \leq 1.8$$

In alternativa può essere utilizzato il metodo di Idriss (1995):

$$MSF = \left(\frac{M}{7.5} \right)^{-3.3}$$

$M \leq 7.5$

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

$M > 7.5$.

PROGRAM GEO – Liquef ver.3

1.2.2.2 Calcolo della resistenza al taglio mobilitata (CRR).

1.2.2.2.1 Da prove penetrometriche dinamiche – metodo di Tokimatsu e Yoshimi (1983).

Nel metodo di Tokimatsu & Yoshimi, inserito nella proposta di Normativa Sismica del G.N.D.T.(1984), la resistenza alla liquefazione assume la seguente espressione:

$$CRR = 0.26 \left[0.16\sqrt{Na} + (0.21\sqrt{Na})^{14} \right]$$

con:

$$Na = N_{spt} \left(\frac{1.7}{\sigma_v + 0.7} \right) + N_1$$

σ_v (kg/cmq) = pressione verticale efficace;

N_1 = 0 per una percentuale di fine $p_c < 5\%$, $10 p_c + 4$ per $p_c \geq 5\%$

1.2.2.2.2 Da prove penetrometriche dinamiche – metodo di Seed e al. (1985).

Nel metodo di Seed e al.(1985) la resistenza alla liquefazione viene calcolata con la seguente formula:

$$CRR = \frac{a + cx + ex^2 + gx^3}{1 + bx + dx^2 + fx^3 + hx^4}$$

dove:

x = $N_{1,60cs}$ numero di colpi SPT riferito ad un'efficienza del 60% e corretto per tenere conto dell'eventuale presenza di una frazione fine;

a = 0.048;

b = -0.1248;

c = -0.004721;

d = 0.009578;

e = 0.0006136;

f = -0.0003285;

PROGRAM GEO – Liquef ver.3

g =-0.00001673;

h =0.000003714.

$N_{1,60cs}$ può essere valutato con la relazione:

$$N_{1,60cs} = f_a + f_b (C_E C_N C_b C_r C_s N_{spt})$$

in cui:

C_N = fattore correttivo per l'approfondimento della prova = $\sqrt{\frac{1}{\sigma_v}}$ (con

σ_v in kg/cmq); se C_N è maggiore di 1.7 porre $C_N = 1.7$;

C_E = fattore correttivo per l'efficienza dell'infissione = ER/60 con ER l'efficienza del sistema d'infissione usato;

C_b = fattore correttivo collegato al diametro del foro di sondaggio; questi i valori consigliati:

da 65 a 115 mm $C_b=1.0$

da 115 a 150 mm $C_b=1.05$

da 150 a 200 mm $C_b=1.15$

C_r = fattore correttivo collegato alla lunghezza delle aste; questi i valori consigliati:

da 3 a 4 m $C_r=0.75$

da 4 a 6 m $C_r=0.85$

da 6 a 10 m $C_r=0.95$

da 10 a 30 m $C_r=1.0$

>30 m $C_r>1.0$

C_s = fattore correttivo collegato al tipo di campionario; questi i valori consigliati:

campionario standard $C_s=1.0$

campionario senza astuccio C_s da 1.1 a 1.3

f_a = 0 per una percentuale di fine(FC)≤5%;

$$= \exp\left(1.76 - \frac{190}{FC^2}\right) \text{ per } 5 < FC < 35 \%$$

=5 per $FC \geq 35 \%$;

f_b = 1 per $FC \leq 5\%$;

$$= 0.99 + \frac{FC^{1.5}}{1000} \text{ per } 5 < FC < 35 \%$$

PROGRAM GEO – Liquef ver.3

=1.2 per $FC \geq 35\%$.

1.2.2.2.3 Da prove penetrometriche dinamiche – metodo di Youd et al.(2001)

La resistenza alla liquefazione viene stimata con la seguente relazione:

$$CRR = \frac{1}{34 - N_{1,60cs}} + \frac{N_{1,60cs}}{135} + \frac{50}{\sqrt{10N_{1,60cs} + 45}} - \frac{1}{200}$$

1.2.2.2.4 Da prove penetrometriche dinamiche – metodo di Boulanger e Idriss(2014)

La resistenza alla liquefazione viene stimata con la seguente relazione:

$$CRR = \exp \left[\frac{N_{1,60cs}}{14.1} + \sqrt{\frac{N_{1,60cs}}{126}} - \left(\frac{N_{1,60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{N_{1,60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right]$$

La grandezza $N_{1,60cs}$ si ottiene con la seguente relazione:

$$N_{1,60cs} = N_{1,60} + \exp \left(1.63 + \frac{9.7}{FC} - \sqrt{\frac{15.7}{FC}} \right)$$

in cui FC è la percentuale di fine (passante al 200).

Il parametro $N_{1,60}$ è il valore di N_{spt} normalizzato. La sua espressione è la seguente:

$$N_{1,60} = N_{spt} \times C_N \times C_E \times C_R \times C_S \times C_B$$

Per le variabili C_E , C_R , C_S e C_B vale la stessa espressione vista nel metodo di Seed e Al. Il parametro C_N va invece stimato in maniera iterativa. Si procede secondo il seguente schema:

1. Si calcola inizialmente $N_{1,60}$, ponendo $C_N = \sqrt{\frac{98.1}{\sigma'}}$, con σ' (kPa)= pressione litostatica verticale efficace ;

PROGRAM GEO – Liquef ver.3

2. Si ricalcola C_N con la seguente espressione: $C_N = \left(\frac{98.1}{\sigma'}\right)^\alpha$ con

$$\alpha = 0.784 - 0.0768\sqrt{N_{1,60}}$$

3. Si stima $N_{1,60}$ con il nuovo valore di C_N ;
4. Si ripetono i passi 2 e 3 fino a quando la differenza fra valori di C_N calcolati in due cicli successivi non è inferiore a un certo valore (per es. 0.001).

Anche in questo caso, se il valore di C_N è maggiore di 1.7, si pone $C_N=1.7$.

1.2.2.2.5 Da prove penetrometriche statiche – metodo di Robertson e Wride (1997).

Il metodo di Robertson e Wride permette di correlare la resistenza al taglio mobilitata nel terreno con i risultati della prova penetrometrica statica (CPT). La procedura di calcolo si basa sulle due seguenti equazioni:

$$CRR = 0.883 \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right] + 0.05 \text{ per } (q_{c1n})_{cs} < 50 \text{ e}$$

$$CRR = 93 \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \text{ per } 50 \leq (q_{c1n})_{cs} < 160.$$

La grandezza $(q_{c1n})_{cs}$ rappresenta la resistenza alla punta normalizzata e corretta per tenere conto della percentuale di fine presente.

Il calcolo di $(q_{c1n})_{cs}$ avviene attraverso i seguenti passaggi.

- Si calcola la resistenza alla punta e l'attrito laterale specifico normalizzati con le relazioni:

$$Q = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'} \text{ e } F = 100 \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}}$$

dove:

- q_c (kg/cmq) = resistenza alla punta misurata;
 f_s (kg/cmq) = attrito laterale specifico misurato;
 σ_{v0} (kg/cmq) = pressione verticale totale;

PROGRAM GEO – Liquef ver.3

σ_{v0}' (kg/cmq) = pressione verticale efficace.

- Si calcola l'indice di tipo dello strato sabbioso con la formula:

$$I_c = \sqrt{(\text{Log}_{10} F + 1.22)^2 + (\text{Log}_{10} Q - 3.47)^2}$$

- Si applica una correzione che tenga conto dell'approfondimento della prova:

$$q_{c1n} = C_Q q_c \text{ dove } C_Q = \left(\frac{1}{\sigma_{v0}'} \right)^n$$

L'esponente n viene valutato come segue:

- se $I_c > 2.6$ allora $n=1$;
- se $I_c \leq 2.6$ si calcola un primo valore di q_{c1n} , utilizzando $n=0.5$; quindi si ricalcola I_c con la relazione:

$$I_c = \sqrt{(\text{Log}_{10} F + 1.22)^2 + (\text{Log}_{10} q_{c1n} - 3.47)^2}$$

se il nuovo valore di I_c è ancora minore di 2.6 si conferma il valore $n=0.5$, altrimenti si ricalcola q_{c1n} , utilizzando $n=0.75$;

- se $q_{c1n} > 2q_c$ si pone $q_{c1n} = 2q_c$.
- Si introduce la correzione dovuta alla presenza di fine nel livello sabbioso:

$$(q_{c1n})_{cs} = K_c q_{c1n},$$

dove K_c è uguale a 1, se $I_c \leq 1.64$, ed è fornito dalla relazione:

$$K_c = -0.403I_c^4 + 5.581I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88$$

in caso contrario.

1.2.2.2.6 Da prove penetrometriche statiche – metodo di Boulanger e Idriss (2014)

Nel metodo di Boulanger e Idriss il parametro CRR viene calcolato con la seguente espressione:

PROGRAM GEO – Liquef ver.3

$$CRR = \exp \left[\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137} \right)^4 - 2.80 \right]$$

Il parametro q_{c1n} deve essere stimato in maniera iterativa. Si procede secondo il seguente schema:

1. Si stima inizialmente q_{c1n} , ponendo $q_{c1n} = \frac{qc}{98.1}$ (qc in kPa);
2. Si calcola il fattore correttivo C_Q con la seguente espressione:

$$C_Q = \left(\frac{98.1}{\sigma'} \right)^\alpha \quad \text{dove } \sigma' \text{ (kPa)} = \text{pressione litostatica verticale efficace e}$$

$$\alpha = 1.338 - 0.294 \times q_{c1n}^{0.264}$$

3. Si ricalcola q_{c1n} con la relazione $q_{c1n} = C_Q \frac{qc}{98.1}$
4. Si ripetono i passi 2 e 3 fino a quando la differenza fra valori di C_Q calcolati in due cicli successivi non è inferiore a un certo valore (per es. 0.001).

Se il valore di C_Q è maggiore di 1.7, si pone $C_Q=1.7$.

La grandezza q_{c1ncs} si ottiene da q_{c1n} attraverso la relazione:

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$

dove:

$$\Delta q_{c1N} = \left(11.9 + \frac{q_{c1N}}{14.6} \right) \exp \left(1.63 - \frac{9.7}{FC + 2} - \left(\frac{15.7}{FC + 2} \right)^2 \right)$$

in cui:

$$FC = 80 I_c - 137$$

PROGRAM GEO – Liquef ver.3

1.2.2.2.7 Da profili Vs – metodo di Andrus e Stokoe(1997).

La resistenza alla liquefazione di un deposito sabbioso può essere valutata anche attraverso correlazioni con la velocità delle onde S. La relazione di Andrus e Stokoe è la seguente:

$$R = 0.03 \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + \frac{0.9}{V_{s1c} - V_{s1}} - \frac{0.9}{V_{s1}}$$

dove:

$$V_{s1}(\text{m/s}) = \text{velocità delle onde S nello strato corretta} = V_s \left(\frac{1}{\sigma_{v0'}} \right)^{0.25}, \text{ dove}$$

V_s è la velocità misurata e $\sigma_{v0'}$ (kg/cmq) è la pressione verticale efficace a metà strato;

V_{s1c} (m/s) = valore critico delle onde S nel deposito, ricavabile attraverso il seguente schema:

V_{s1c} (m/s)=220 se la percentuale di fine(FC)<5%;

V_{s1c} (m/s)=210 se FC=20%;

V_{s1c} (m/s)=200 se FC>35%;

interpolando per valori intermedi di FC.

1.2.2.2.8 Da profili Vs – metodo di Boulanger e Idriss(2004)

La relazione di Boulanger e Idriss è la seguente:

$$R = 0.022 \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + \frac{2.8}{V_{s1c} - V_{s1}} - \frac{2.8}{V_{s1}}$$

dove:

$$V_{s1}(\text{m/s}) = \text{velocità delle onde S nello strato corretta} = V_s \left(\frac{1}{\sigma_{v0'}} \right)^{0.25}, \text{ dove}$$

V_s è la velocità misurata e $\sigma_{v0'}$ (kg/cmq) è la pressione verticale efficace a metà strato;

PROGRAM GEO – Liquef ver.3

$V_{slc}(m/s)$ = valore critico delle onde S nel deposito, ricavabile attraverso il seguente schema:

$$V_{slc}(m/s)=215 \text{ se la percentuale di fine}(FC)<5\%;$$

$$V_{slc}(m/s)=215-0.5x(FC-5) \text{ se } 5<FC<35\%;$$

$$V_{slc}(m/s)=200 \text{ se } FC\geq 35\%;$$

1.2.2.3 Stima di CRR in presenza di carichi esterni e/o pendio inclinato.

Le procedure di calcolo per la stima di CRR descritte in precedenza sono valide nel caso di assenza di carichi superficiali (condizione free-field) e in aree subpianeggianti. Dove queste condizioni non sono rispettate è possibile, in prima istanza, valutare CRR con la seguente relazione:

$$CRR = CRR_0 K_\sigma K_\alpha$$

dove:

CRR_0 = rapporto di resistenza ciclica calcolata in condizioni free-field e nell'ipotesi di superficie topografica piana.

K_σ = fattore correttivo per valori elevati di pressione efficace;

K_α = fattore correttivo per la presenza di sforzi di taglio statici pre-sisma.

La grandezza K_σ rappresenta un coefficiente riduttivo suggerito in considerazione della diminuzione di CRR osservata sperimentalmente in presenza di elevati valori di σ_{v0}' .

Questo effetto diventa significativo per valori di σ_{v0}' superiori, indicativamente, ai 200 kPa (circa 2 kg/cmq). In assenza di sovraccarichi superficiali (condizione *free field*) questi valori di σ_{v0}' in terreni saturi si raggiungono a profondità superiori ai 15 m..

Il parametro K_σ può essere calcolato attraverso la correlazione empirica di Boulanger e Idriss (2014):

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma_{v0}'}{p_a}\right)$$

dove:

PROGRAM GEO – Liquef ver.3

$$C_{\sigma} = \frac{1}{18.9 - 2.55\sqrt{(N_1)_{60}}} \leq 0,3 \text{ da prove penetrometriche dinamiche;}$$

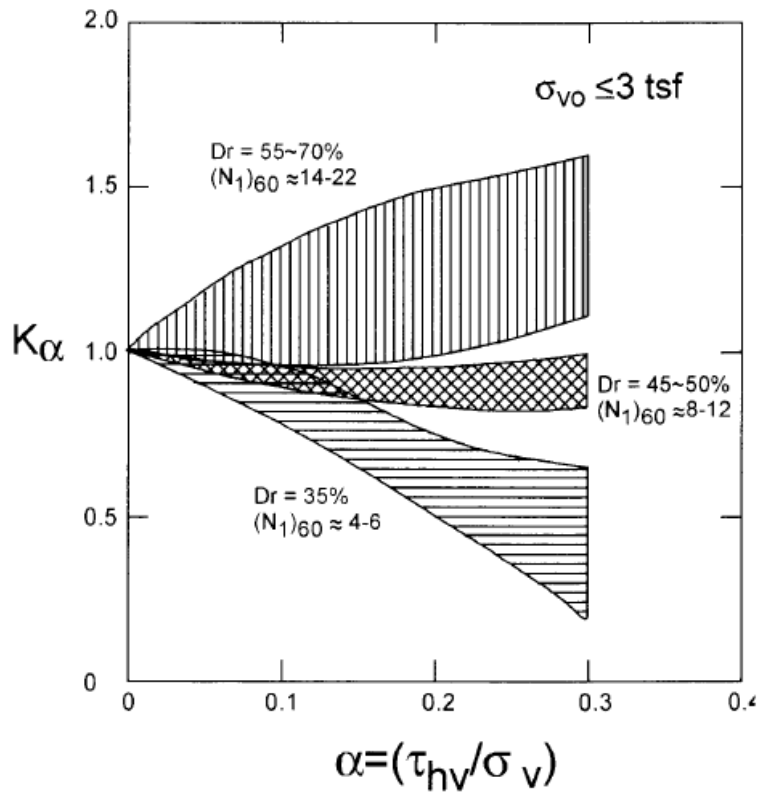
$$C_{\sigma} = \frac{1}{37.3 - 8.27(q_{c1N})^{0.264}} \leq 0,3 \text{ da prove penetrometriche statiche;}$$

$$C_{\sigma} = \frac{1}{18.9 - 3.1(V_{s1}/100)^{1.976}} \leq 0,3 \text{ da indagini geofisiche.}$$

Il fattore correttivo K_{α} è stato introdotto allo scopo di quantificare l'effetto della presenza di sforzi di taglio agenti sul terreno in condizioni statiche. Un valore indicativo di K_{α} può essere ricavato dal grafico seguente, in funzione del grado di addensamento del terreno (D_r). Alle ascisse compare la grandezza α data dal rapporto fra lo sforzo di taglio statico e la pressione efficace.

L'applicabilità di K_{α} è limitata alle situazioni in cui si abbia una σ_{v0} minore o uguale a 300 kPa circa. Oltre questo limite l'effetto delle elevate pressioni efficaci agenti annullano quello dovuto alla presenza di sforzi di taglio statici. In questi casi va applicato esclusivamente il fattore correttivo K_{σ} .

PROGRAM GEO – Liquef ver.3



1.2.2.4 Calcolo dell'indice di liquefacibilità.

Una stima del rischio di liquefazione complessivo lungo una verticale di calcolo viene fornita dal parametro indice di liquefazione (IL). Tale indice viene definito dalla seguente relazione:

$$IL = \sum_{i=1}^n FW(z)\Delta z$$

dove:

n = numero degli intervalli di calcolo di F_s lungo la verticale;

$F = 0$ per $F_s \geq F_s$ di riferimento;

PROGRAM GEO – Liquef ver.3

$F=2000000e^{-18.427F_s}$ per F_s di riferimento $F_s \geq 0.95$

$F = 1 - F_s$ per $F_s < 0.95$

Δz = spessore dell'intervallo di calcolo;

$W(z) = 10 - 0.5z$, con z = profondità di calcolo (massimo 20 m).

In base al valore di IL ottenuto è possibile fornire un'indicazione del rischio di liquefazione attraverso la seguente tabella (Somez, 2003):

IL	Rischio di liquefazione
IL=0	Molto basso
$0 < IL \leq 2$	Basso
$2 < IL \leq 5$	Moderato
$5 < IL \leq 15$	Alto
$15 < IL$	Molto alto

1.3 Interventi per ridurre il rischio di liquefazione.

Vengono presentati gli elementi per un dimensionamento di massima di due comuni tipi d'intervento miranti ad abbassare il rischio di liquefazione del terreno:

- dreni di ghiaia;
- metodi dinamici (vibrocompattazione e heavy tamping).

1.3.1 Dreni di ghiaia.

Si tratta di colonne verticali di ghiaia spinte all'interno dello strato liquefacibile. Un loro dimensionamento di massima può essere fatto per tentativi, fissando un diametro (d) del dreno (solitamente maggiore di 0.8m). Il calcolo della spaziatura fra le colonne granulari parte dal presupposto che il drenaggio dell'acqua avvenga solo in senso radiale (orizzontale) e non ci siano variazioni nel grado di addensamento del terreno da bonificare. Una stima dell'interasse fra le colonne può essere fatta partendo dalla formula semplificata di Kjellmann (1995):

PROGRAM GEO – Liquef ver.3

$$(2) t = \frac{d_e}{8c_{vh}} \left[\ln \left(\frac{d_e}{d} \right) - \frac{3}{4} \right] \ln \frac{1}{1-U_h}$$

dove:

d_e (m) = diametro del cilindro di terreno drenato;

d (m) = diametro del dreno;

c_{vh} (m²/s) = coefficiente di consolidazione orizzontale del terreno drenato, dato da

$$c_{vh} = \frac{k_h E_d}{\gamma_w}$$

in cui k_h è il coefficiente di permeabilità orizzontale del terreno drenato.

U_h = grado di dissipazione delle pressioni neutre che si desidera ottenere.

In pratica fissato il tempo di dissipazione t per un determinato valore di U_h (per esempio 0,92), si stima c_{vh} e quindi si determinano, procedendo per tentativi, d_e e d . Stimato d_e , la spaziatura S fra dreni contigui si ricava con le seguenti relazioni:

$$S(m) = d_e / 1,05 \text{ (disposizione triangolare)}$$

$$S(m) = d_e / 1,128 \text{ (disposizione quadrata)}$$

1.3.2 Compattazione.

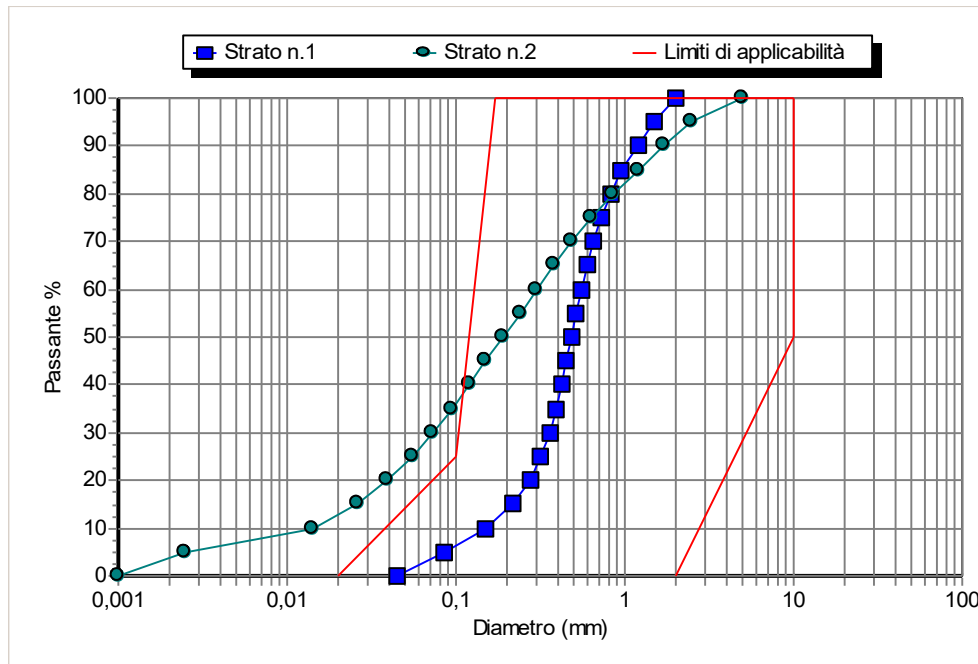
I metodi dinamici hanno lo scopo di aumentare la densità relativa del terreno per mezzo delle vibrazioni prodotte con speciali dispositivi. Nel caso di bonifica di depositi potenzialmente liquefacibili, i sistemi più utilizzati sono la vibrocompattazione e il metodo heavy tamping.

1.3.2.1 Condizioni di applicabilità dei metodi dinamici

L'efficacia degli interventi di compactazione dipende principalmente dalla granulometria del deposito. In livelli con un'elevata percentuale di fine i metodi dinamici sono scarsamente efficaci. Thorburn (1975) ha proposto uno schema di riferimento per la valutazione dell'applicabilità degli

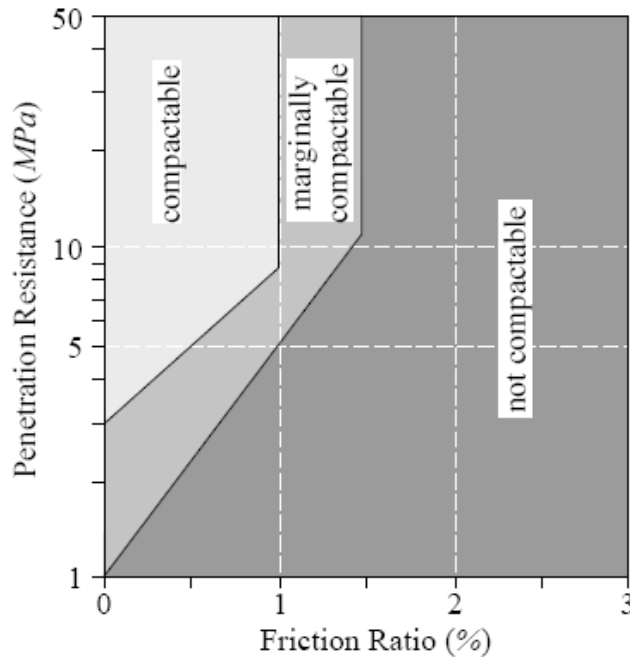
PROGRAM GEO – Liquef ver.3

interventi. Solo i terreni, le cui curve granulometriche ricadono interamente all'interno della fascia di applicabilità proposta, sono bonificabili con queste metodologie.



In alternativa si può prendere come riferimento lo schema proposto da Massarsch e Heppel (1991), in cui l'efficacia dei metodi di compattazione è correlata alla resistenza del terreno misurata con prove penetrometriche statiche. Nelle ascisse del grafico compare il rapporto, espresso in percentuale, fra resistenza laterale (f_s) e resistenza alla punta (q_c) (*friction ratio*), mentre nelle ordinate si fa riferimento alla resistenza alla punta (*penetration resistance*).

PROGRAM GEO – Liquef ver.3



In generale queste procedure sono da prendere in considerazione nel caso di sabbie con percentuale di fine, limo e argilla, inferiore al 20%.

1.3.2.3 Heavy tamping

Il metodo dell'heavy tamping consiste nel produrre un incremento della densità relativa degli strati liquefacibili attraverso le vibrazioni prodotte dallo impatto di una massa lasciata cadere ripetutamente sul terreno.

Generalmente vengono utilizzati blocchi di calcestruzzo di alcune tonnellate di peso con un'altezza di caduta che può arrivare fino a 20-30 metri.

La procedura richiede normalmente 2-3 colpi per mq. Vista la difficoltà di stimare a priori l'efficacia dell'intervento è consigliabile eseguire al termine un controllo, eseguendo per esempio prove penetrometriche, allo scopo di accertare l'effettivo addensamento del terreno raggiunto. La profondità di efficacia dell'intervento può essere valutata in maniera approssimativa con la relazione:

$$D = n\sqrt{WH}$$

PROGRAM GEO – Liquef ver.3

con:

H (m) = volata della massa battente;

P (t) = peso della massa battente;

n = coefficiente variabile mediamente da 0.65 a 0.80

D (m) = profondità massima alla quale si risente l'intervento.

Si ricorda che il metodo risulta poco efficace per sabbie con più del 10% di contenuto in fini.