



CITTA' DI SCAFATI
*Croce al Valor Militare e
Medaglia d'oro alla Resistenza*

CITTA' DI SCAFATI

(Provincia di Salerno)

Lavori di Adeguamento Sismico della Scuola Elementare e Materna Ferdinando II di Borbone di Via Genova – CUP: G83H19000720001

CORPI A - C

PNRR: Missione 5-Componente 2 Investimento/Subinvestimento 2.1 "Rigenerazione Urbana"

STAZIONE APPALTANTE

Comune di Scafati (SA) – Via P. Melchiade - 84018

Settore VI – LL.PP. e Manutenzione

Descrizione

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO
Relazione sulla verifica a liquefazione

Codice

A-C_RT_07



Scala

-

II R.U.P.

Arch. Mirko Sasso

Scafati, 2 maggio 2023

II RTP

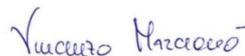
Ing. Massimo Viglianisi
Ing. Vincenzo Marcianò
Ing. Girolamo Siciliano

Ing. Massimo
Viglianisi

Dott. Ing. Massimo VIGLIANISI
Iscrizione all'Albo n° A 3245
alla Sezione degli Ingegneri (Sez. A)
- Settore civile e ambientale
ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI REGGIO CALABRIA

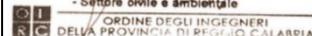


Ing. Vincenzo
Marcianò

Ing. Girolamo
Siciliano

Dott. Ing. Girolamo SICILIANO
Iscrizione all'Albo n° A 3656
alla Sezione degli Ingegneri (Sez. A)
- Settore civile e ambientale
ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI REGGIO CALABRIA



Indice

CAPITOLO 1.....	2
Premessa.....	2
Quadro normativo adottato.....	2
CAPITOLO 2.....	2
Criteri di controllo preliminare.....	2
Metodo basato sullo stato tensionale dalle prove in sito (o metodo semplificato).....	5
Conclusioni	17

CAPITOLO 1

Premessa

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”.

Quadro normativo adottato

Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni;

Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019 n. 7 – Istruzioni per l’applicazione dell’ aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018 (Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale n. 35 del 11 febbraio 2019).

UNI EN 1998-1:2013 “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”

UNI EN 1998-5:2005 “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”

CAPITOLO 2

Criteri di controllo preliminare

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 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).

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. 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%.

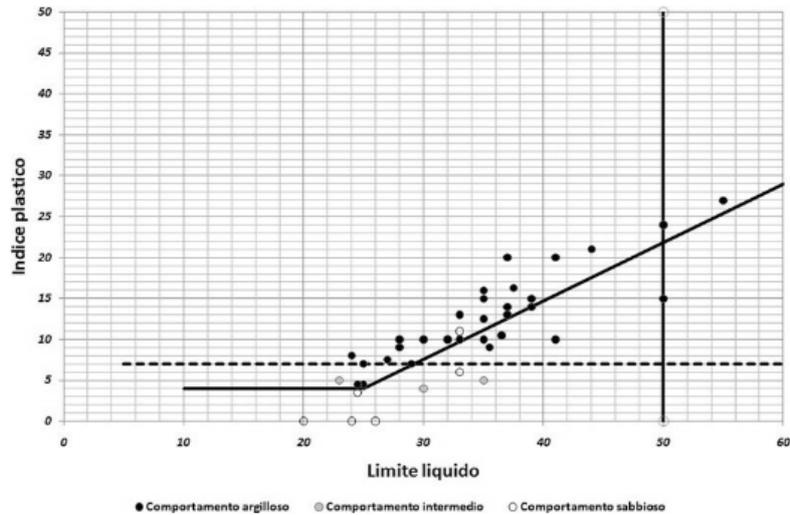


Figura 1 - Valori dei limiti di Atterberg alla base delle valutazioni di Boulanger e Idriss

Nel caso in esame si ha

Limite liquido	49.80 %
Indice plastico	20.20 %

Pertanto il terreno è classificabile come clay like e NON suscettibile di liquefazione .

Seed et al., (2003) propongono delle raccomandazioni riguardo i terreni con un contenuto rilevante di fini.

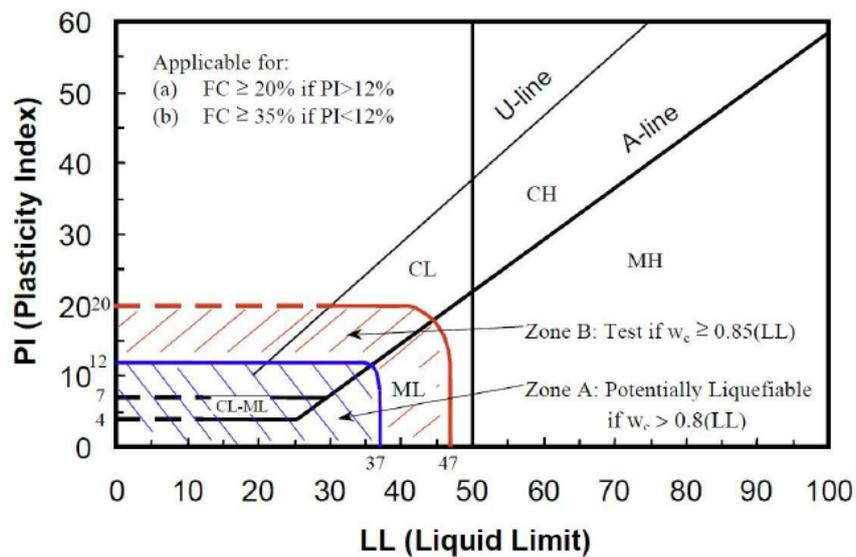


Figura 2 – Criterio di suscettibilità alla liquefazione (Seed et at. 2003)

Si distinguono tre zone: la zona A, potenzialmente suscettibile alla liquefazione a causa di uno sforzo ciclico; la zona B, una zona di maggiore incertezza e transizione, potenzialmente liquefacibile se $w_c > 0.85 w_L$ (ulteriori test richiesti); la zona C, generalmente non suscettibile alla liquefazione.

Nel caso in esame ci si trova nella zona NON suscettibile alla liquefazione

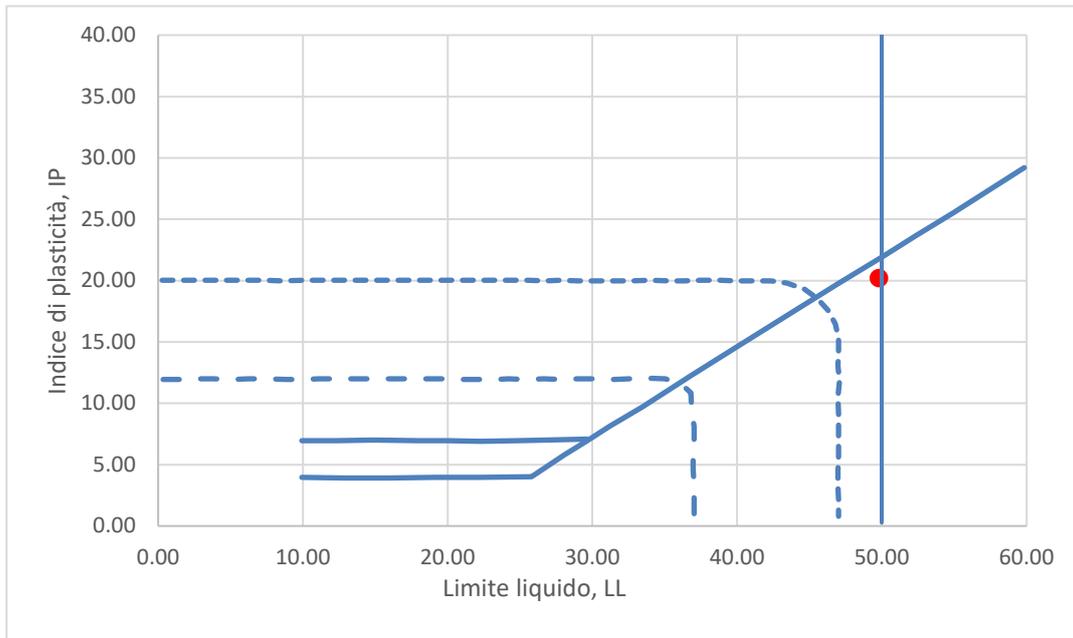


Figura 3 - Criterio di suscettibilità alla liquefazione (Seed et al. 2003) – caso in esame (punto rosso)

Metodo basato sullo stato tensionale dalle prove in sito (o metodo semplificato)

La valutazione del coefficiente di sicurezza alla liquefazione può essere effettuata con procedure storico-empiriche che seguono l'approccio inizialmente proposto da Seed ed Idriss (1971) basato sull'interpretazione di prove penetrometriche SPT in siti interessati da fenomeni di liquefazione.

La procedura si basa sulla stima, ad una prefissata profondità, del rapporto di sforzo ciclico CSR ("Cyclic Stress Ratio") che rappresenta la domanda sismica di uno strato di terreno e del rapporto di resistenza CRR ("Cyclic Resistance Ratio") che rappresenta la capacità del terreno a resistere a liquefazione. Qualora il fattore di sicurezza $FSL=CRR/CSR$ superi l'unità il terreno è considerato non liquefacibile. Generalmente si ritiene che la liquefazione possa verificarsi quando FS è inferiore a 1.25.

Lo stato di sforzo indotto dal sisma può essere valutato considerando la relazione:

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

in cui σ_{vo} e σ'_{vo} sono rispettivamente la tensione geostatica verticale totale ed efficace e r_d un coefficiente di riduzione dello sforzo che tiene conto dei fenomeni di amplificazione sismica indotti dalla deformabilità del terreno (Youd et al., 2001).

In particolare l'accelerazione massima è l'accelerazione di picco alla superficie generata dal terremoto "che può essere determinata direttamente, da analisi di risposta sismica locale, o indirettamente, da relazioni empiriche, in funzione dei caratteri del moto sismico atteso al sito"-

Il valore di a_{max} dunque può essere ricavato mediante un approccio semplificato proposto dalle NTC18 in cui $a_{max} = S a_g$.

Nel caso in esame si rimanda alla relazione di pericolosità sismica di base per la definizione dei parametri sismici del sito.

Il valore di CSR deve essere definito per una magnitudo standard di terremoto pari a 7,5 utilizzando un fattore scala della magnitudo MSF; per elevati valori della pressione di confinamento, vanno inoltre introdotti un fattore di correzione per la pressione litostatica K_σ (presenza di sovraccarichi) e un fattore di correzione K_α nel caso sia presente un valore iniziale di tensione di taglio statica orizzontale (piano campagna non orizzontale). I coefficienti K_σ e K_α si devono utilizzare quindi rispettivamente nel caso di presenza di sovraccarichi e piano campagna non orizzontale.

La formulazione definitiva di CSR diventa quindi:

$$CSR_{M=7,5} = 0,65 \frac{\tau}{\sigma'} = 0,65 \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \frac{a_{max}}{g} r_d \frac{1}{MSF} \frac{1}{K_\sigma} \frac{1}{K_\alpha}$$

Il valore di CSR è influenzato dal valore di MSF (Magnitudo scale factor) infatti il rapporto tensionale ciclico CSR è sempre riferito ad una magnitudo di riferimento, convenzionalmente assunta pari a 7.5. Pertanto per i terremoti di intensità minore o maggiore di 7.5 il valore di CSR dovrà essere deamplificato o amplificato mediante il fattore di scala della magnitudo (MSF). Per la sua valutazione sono stati proposti numerose formulazioni e approcci.

Nel caso in esame come già indicato nella relazione di pericolosità sismica di base la magnitudo di riferimento attesa è pari a $M_w=5.39$. Si ricorda che secondo le indicazioni della normativa vigente il fenomeno della liquefazione non si innesca con valori di magnitudo inferiori a 5 pertanto si è assunto un valore di MSF pari a 2.30 considerando la media dei valori ricavati dalle correlazioni indicate in figura seguente.

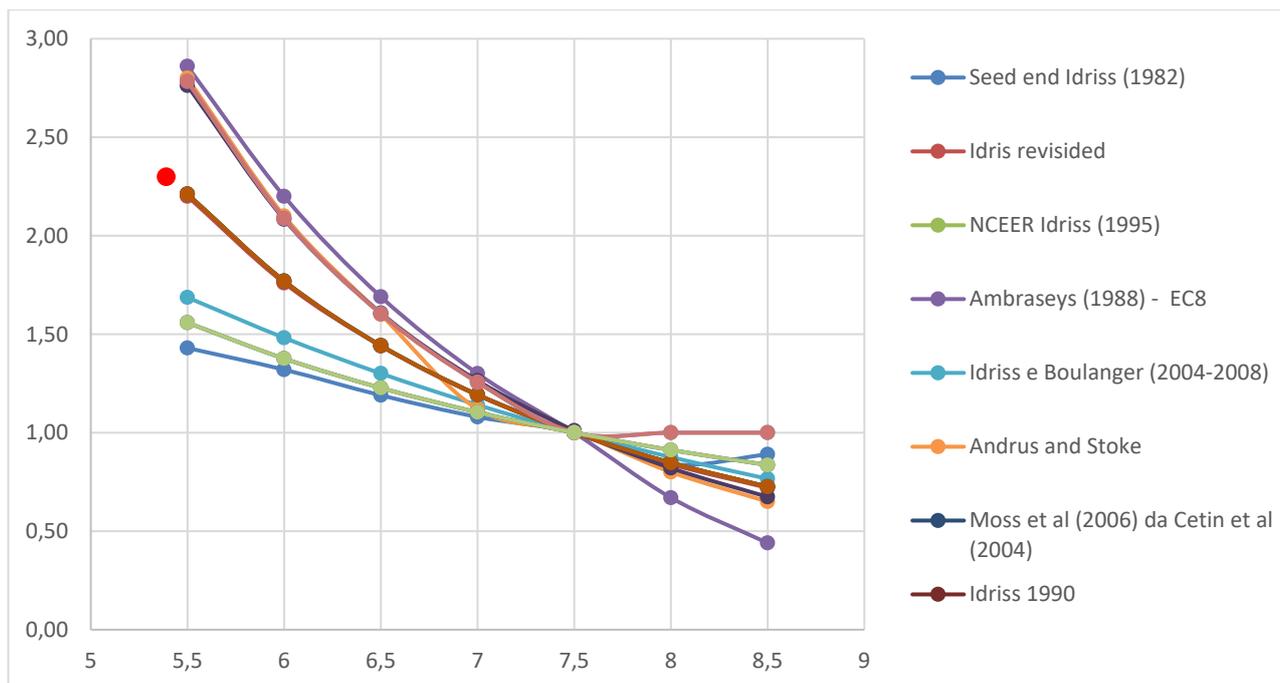


Figura 4 – Valori di MSF al variare della Magnitudo di riferimento Mw per diversi autori– caso in esame (punto rosso)

Nota: nella relazione geologica è stato assunto un valore di MSF pari a 1 e pertanto l'analisi di liquefazione è stata effettuata considerando una magnitudo di riferimento pari a 7.5 mentre per il sito in esame la magnitudo attesa è nettamente inferiore.

Si specifica che l'Eurocodice 8 propone i seguenti valori di MSF

Mw	Ambraseys (1988) - EC8
5.5	2.86
6	2.20
6.5	1.69
7	1.30
7.5	1.00
8	0.67
8.5	0.44

E pertanto per Mw = 5.5 si avrebbe un valore di MSF = 2.86. Nel caso in esame si è assunto un valore di magnitudo scale factor inferiore.

Per quanto riguarda il valore del coefficiente di rigidezza (rd) sono proposte in letteratura numerose formulazioni, nel caso in esame si assume quella proposta da Idriss e Boulanger 2004

$$r_d = \exp(\alpha + \beta M_w)$$

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

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

Infine il fattore di correzione per la pressione litostatica K_σ è assunto pari a

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right) \leq 1,0$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18,9 - 2,55\sqrt{(N_{1,60,cs})}}$$

Il valore di soglia del carico che porta alla liquefazione è quantificabile in funzione di un rapporto di resistenza ciclica CRR (cyclic resistance ratio); tale rapporto è confrontato con il livello di sollecitazione sismica rappresentato dal valore di CSR: se CSR è maggiore di CRR il terreno è probabilmente soggetto a liquefazione, in caso contrario no.

Il calcolo della rapporto di resistenza ciclica CRR si è basato sui risultati delle prove penetrometriche condotte in situ. In particolare la prova SPT al valore del numero di colpi rilevato in situ va applicata una serie di fattori di correzione per poter arrivare a un valore di N60, cioè standardizzato per eventuali differenze da una procedura standard e riferito a una energia di battitura del 60%, in accordo alla:

$$N_{60} = (N_m)(C_R)(C_S)(C_B)(C_E)$$

Per la formulazione dei coefficienti correttivi si rimanda a quanto indicato in letteratura.

Il valore di N60 così ottenuto va normalizzato per la pressione litostatica efficace, al fine di poter comparare prove eseguite a profondità diverse, attraverso il fattore di correzione CN: $N_{1,60} = N_{60} (CN)$ CN riporta il valore di N60 al valore che si avrebbe se la pressione litostatica efficace alla profondità di misura di N60 fosse pari alla pressione atmosferica p_a (1 atm, $\approx 1 \text{ kg/cm}^2$, $\approx 100 \text{ kPa}$).

La resistenza alla liquefazione, standardizzata a una tensione verticale effettiva, è calcolata con la relazione di Idriss e Boulanger 2004, 2014 :

$$CRR = \exp\left[\left(\frac{N_{1,60,cs}}{14,1}\right) + \left(\frac{N_{1,60,cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{N_{1,60,cs}}{23,6}\right)^3 + \left(\frac{N_{1,60,cs}}{25,4}\right)^4 - 2,8\right]$$

Utilizzando inoltre la domanda di resistenza ciclica del terreno CSR è possibile calcolare l'accelerazione critica che porta al raggiungimento del coefficiente di resistenza alla liquefazione $FS = 1.25$. L'accelerazione critica fornisce l'indicazione del valore di accelerazione a_g (su suolo rigido di riferimento) attesa che dovrebbe avere il sito di riferimento per causare il fenomeno della liquefazione.

Di seguito sono riportati i risultati delle analisi effettuate. Si specifica che i valori di FS sono stati calcolati con le relazioni precedentemente indicate sulla scorta dei risultati delle prove DPSH (valori medi delle due prove effettuate in situ) nonché della prova penetrometrica dinamica SPT eseguita.

La profondità della falda è assunta pari a 4.50m

z	γ	γ_{sat}	σ_{vo}	$\sigma_{vo} + \Delta sv$	u_o	σ'_{vo}	$(N_1)_{60}$	r_d	CSR _M
(m)	kN/m ³	kN/m ³	kPa	kPa	kPa	kPa	-	-	-
0.20	14.40	15.51	2.88	2.88	0.00	2.88	1.3	1.000	0.158
0.40	14.40	15.51	5.76	5.76	0.00	5.76	2.6	1.000	0.158
0.60	14.40	15.51	8.64	8.64	0.00	8.64	2.6	0.999	0.158
0.80	14.40	15.51	11.52	11.52	0.00	11.52	2.6	0.996	0.158
1.00	14.40	15.51	14.40	14.40	0.00	14.40	5.1	0.992	0.157
1.20	14.40	15.51	17.28	17.28	0.00	17.28	5.1	0.989	0.157
1.40	14.40	15.51	20.16	20.16	0.00	20.16	5.1	0.985	0.156
1.60	14.40	15.51	23.04	23.04	0.00	23.04	5.1	0.981	0.155
1.80	14.40	15.51	25.92	25.92	0.00	25.92	5.1	0.977	0.155
2.00	14.40	15.51	28.80	28.80	0.00	28.80	5.1	0.973	0.154
2.20	14.40	15.51	31.68	31.68	0.00	31.68	5.1	0.969	0.154
2.40	14.40	15.51	34.56	34.56	0.00	34.56	7.7	0.965	0.153
2.60	14.40	15.51	37.44	37.44	0.00	37.44	12.3	0.961	0.152
2.80	14.40	15.51	40.32	40.32	0.00	40.32	18.9	0.956	0.152
3.00	14.40	15.51	43.20	43.20	0.00	43.20	18.3	0.952	0.151
3.20	14.40	15.51	46.08	46.08	0.00	46.08	17.7	0.948	0.150
3.40	14.40	15.51	48.96	48.96	0.00	48.96	19.3	0.943	0.149
3.60	14.40	15.51	51.84	51.84	0.00	51.84	18.8	0.938	0.149
3.80	14.40	15.51	54.72	54.72	0.00	54.72	16.3	0.934	0.148
4.00	14.40	15.51	57.60	57.60	0.00	57.60	15.9	0.929	0.147
4.20	14.40	15.51	60.48	60.48	0.00	60.48	13.5	0.924	0.146
4.40	14.40	15.51	63.36	63.36	0.00	63.36	13	0.919	0.146
4.60	14.40	15.51	66.46	66.46	0.98	65.48	9	0.915	0.147
4.80	16.30	16.25	69.71	69.71	2.94	66.77	4	0.910	0.150
5.00	16.30	16.25	72.96	72.96	4.91	68.06	5	0.905	0.154
5.20	16.30	16.25	76.21	76.21	6.87	69.34	7	0.900	0.157
5.40	16.30	16.25	79.46	79.46	8.83	70.63	13	0.894	0.159
5.60	16.30	16.25	82.71	82.71	10.79	71.92	11	0.889	0.162
5.80	16.30	16.25	85.96	85.96	12.75	73.21	7	0.884	0.164
6.00	16.30	16.25	89.21	89.21	14.72	74.49	2	0.879	0.167
6.20	16.30	16.25	92.46	92.46	16.68	75.78	2	0.874	0.169
6.40	16.30	16.25	95.71	95.71	18.64	77.07	3	0.868	0.171
6.60	16.30	16.25	98.96	98.96	20.60	78.36	3	0.863	0.173
6.80	16.30	16.25	102.21	102.21	22.56	79.65	3	0.858	0.174

7.00	16.30	16.25	105.46	105.46	24.53	80.93	2	0.852	0.176
7.20	16.30	16.25	108.71	108.71	26.49	82.22	2	0.847	0.177
7.40	16.30	16.25	111.96	111.96	28.45	83.51	2	0.841	0.179
7.60	16.30	16.25	115.21	115.21	30.41	84.80	3	0.836	0.180
7.80	16.30	16.25	118.46	118.46	32.37	86.08	3	0.830	0.181
8.00	16.30	16.25	121.71	121.71	34.34	87.37	6	0.825	0.182
8.20	16.30	16.25	124.96	124.96	36.30	88.66	10	0.819	0.183
8.40	16.30	16.25	128.21	128.21	38.26	89.95	13	0.814	0.184
8.60	16.30	16.25	131.46	131.46	40.22	91.23	14	0.808	0.185
8.80	16.30	16.25	134.71	134.71	42.18	92.52	16	0.803	0.185
9.00	16.30	16.25	137.96	137.96	44.15	93.81	12	0.797	0.186
9.20	16.30	16.25	141.21	141.21	46.11	95.10	11	0.792	0.186
9.40	16.30	16.25	144.45	144.45	48.07	96.39	11	0.786	0.187
9.60	16.30	16.25	147.70	147.70	50.03	97.67	8	0.780	0.187
9.80	16.30	16.25	150.95	150.95	51.99	98.96	6	0.775	0.187
10.00	16.30	16.25	154.20	154.20	53.96	100.25	8	0.769	0.188
10.20	16.30	16.25	157.45	157.45	55.92	101.54	9	0.764	0.188
10.40	16.30	16.25	160.70	160.70	57.88	102.82	9	0.758	0.188
10.60	16.30	16.25	163.95	163.95	59.84	104.11	13	0.753	0.188
10.80	16.30	16.25	167.20	167.20	61.80	105.40	13	0.747	0.188
11.00	16.30	16.25	170.45	170.45	63.77	106.69	13	0.742	0.188
11.20	16.30	16.25	173.70	173.70	65.73	107.98	7	0.736	0.188
11.40	16.30	16.25	176.95	176.95	67.69	109.26	10	0.731	0.188
11.60	16.30	16.25	180.20	180.20	69.65	110.55	10	0.725	0.187
11.80	16.30	16.25	183.45	183.45	71.61	111.84	10	0.720	0.187
12.00	16.30	16.25	186.70	186.70	73.58	113.13	24	0.714	0.187
12.20	16.30	16.25	189.95	189.95	75.54	114.41	39	0.709	0.187
12.40	16.30	16.25	193.20	193.20	77.50	115.70	32	0.704	0.186
12.60	16.30	16.25	196.45	196.45	79.46	116.99	21	0.698	0.186
12.80	16.30	16.25	199.70	199.70	81.42	118.28	22	0.693	0.185
13.00	16.30	16.25	202.95	202.95	83.39	119.56	11	0.688	0.185
13.20	16.30	16.25	206.20	206.20	85.35	120.85	21	0.682	0.184
13.40	16.30	16.25	209.45	209.45	87.31	122.14	20	0.677	0.184
13.60	16.30	16.25	212.70	212.70	89.27	123.43	18	0.672	0.183
13.80	16.30	16.25	215.95	215.95	91.23	124.72	16	0.667	0.183
14.00	16.30	16.25	219.20	219.20	93.20	126.00	20	0.662	0.182
14.20	16.30	16.25	222.45	222.45	95.16	127.29	24	0.657	0.182
14.40	16.30	16.25	225.70	225.70	97.12	128.58	27	0.651	0.181
14.60	16.30	16.25	228.95	228.95	99.08	129.87	37	0.646	0.181
14.80	16.30	16.25	232.20	232.20	101.04	131.15	60	0.641	0.180
15.00	16.30	16.25	235.45	235.45	103.01	132.44	78	0.637	0.179

Nel calcolo della resistenza alla liquefazione in termini di rapporto CRR occorre portare in conto l'influenza del contenuto di fini (FC%) desunto dalle prove di laboratorio. Il valore di $(N1)_{60cs}$ è calcolato secondo quanto indicato da Idriss e Boulanger 2014.

FC	α	β	CF	$(N_1)_{60CS}$	$\Delta(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60CS}$
%	-	-	-	-	-	
3.40	0.00	1.00	1.00	1.3	0	1.3
3.40	0.00	1.00	1.00	2.6	0	2.6
3.40	0.00	1.00	1.00	2.6	0	2.6
3.40	0.00	1.00	1.00	2.6	0	2.6
3.40	0.00	1.00	1.00	5.1	0	5.1
3.40	0.00	1.00	1.00	5.1	0	5.1
3.40	0.00	1.00	1.00	5.1	0	5.1
3.40	0.00	1.00	1.00	5.1	0	5.1
3.40	0.00	1.00	1.00	5.1	0	5.1
3.40	0.00	1.00	1.00	5.1	0	5.1
3.40	0.00	1.00	1.00	7.7	0	7.7
3.40	0.00	1.00	1.00	12.3	0	12.3
3.40	0.00	1.00	1.00	18.9	0	18.9
3.40	0.00	1.00	1.00	18.3	0	18.3
3.40	0.00	1.00	1.00	17.7	0	17.7
3.40	0.00	1.00	1.00	19.3	0	19.3
3.40	0.00	1.00	1.00	18.8	0	18.8
3.40	0.00	1.00	1.00	16.3	0	16.3
3.40	0.00	1.00	1.00	15.9	0	15.9
3.40	0.00	1.00	1.00	13.5	0	13.5
3.40	0.00	1.00	1.00	13.2	0	13.2
3.40	0.00	1.00	1.00	9.3	0	9.3
60.20	5.00	1.20	2.56	9.4	6	9.3
60.20	5.00	1.20	2.11	11.6	6	11.1
60.20	5.00	1.20	1.89	13.7	6	12.8
60.20	5.00	1.20	1.60	20.0	6	18.1
60.20	5.00	1.20	1.67	17.8	6	16.2
60.20	5.00	1.20	1.91	13.4	6	12.6
60.20	5.00	1.20	4.07	7.1	6	7.3
60.20	5.00	1.20	4.09	7.1	6	7.3
60.20	5.00	1.20	2.66	9.1	6	9.0
60.20	5.00	1.20	2.67	9.1	6	9.0
60.20	5.00	1.20	2.68	9.0	6	9.0
60.20	5.00	1.20	4.19	7.0	6	7.3
60.20	5.00	1.20	4.21	7.0	6	7.3
60.20	5.00	1.20	4.24	7.0	6	7.2
60.20	5.00	1.20	2.73	8.9	6	8.9
60.20	5.00	1.20	2.74	8.9	6	8.8
60.20	5.00	1.20	1.98	12.7	6	12.0
60.20	5.00	1.20	1.72	16.5	6	15.2
60.20	5.00	1.20	1.59	20.2	6	18.3
60.20	5.00	1.20	1.55	22.0	6	19.8
60.20	5.00	1.20	1.52	23.8	6	21.2
60.20	5.00	1.20	1.60	19.9	6	18.0

60.20	5.00	1.20	1.66	18.0	6	16.4
60.20	5.00	1.20	1.67	17.9	6	16.3
60.20	5.00	1.20	1.86	14.1	6	13.2
60.20	5.00	1.20	2.03	12.3	6	11.6
60.20	5.00	1.20	1.87	14.0	6	13.1
60.20	5.00	1.20	1.76	15.7	6	14.6
60.20	5.00	1.20	1.76	15.7	6	14.5
60.20	5.00	1.20	1.58	20.9	6	18.9
60.20	5.00	1.20	1.58	20.8	6	18.8
60.20	5.00	1.20	1.58	20.7	6	18.7
60.20	5.00	1.20	1.89	13.7	6	12.8
60.20	5.00	1.20	1.70	17.1	6	15.7
60.20	5.00	1.20	1.70	17.0	6	15.6
60.20	5.00	1.20	1.70	16.9	6	15.6
60.20	5.00	1.20	1.41	#N/D	6	29.6
60.20	5.00	1.20	1.33	#N/D	6	45.0
60.20	5.00	1.20	1.36	#N/D	6	37.8
60.20	5.00	1.20	1.44	#N/D	6	26.5
60.20	5.00	1.20	1.43	#N/D	6	27.7
60.20	5.00	1.20	1.65	18.2	6	16.6
60.20	5.00	1.20	1.44	29.6	6	26.1
60.20	5.00	1.20	1.44	29.5	6	26.0
60.20	5.00	1.20	1.48	26.1	6	23.2
60.20	5.00	1.20	1.51	24.4	6	21.8
60.20	5.00	1.20	1.45	29.1	6	25.7
60.20	5.00	1.20	1.41	#N/D	6	29.6
60.20	5.00	1.20	1.39	#N/D	6	32.1
60.20	5.00	1.20	1.34	#N/D	6	42.6
60.20	5.00	1.20	1.28	#N/D	6	66.0
60.20	5.00	1.20	1.26	#N/D	6	84.0

Di seguito si riporta l'esito della verifica effettuata e il corrispondente fattore di sicurezza FSL. Si specifica che la verifica è contotta solo per i terreni al di sotto della profondità della falda e per valori di $N1_{(60)CS} \leq 30$

CRR	FSL	VERIFICA	FSL _{lim}	amax crit (g)
-	-	-	-	
0.153	#N/D		1.25	
0.168	#N/D		1.25	
0.168	#N/D		1.25	
0.168	#N/D		1.25	
0.200	#N/D		1.25	
0.200	#N/D		1.25	

0.200	#N/D		1.25	
0.200	#N/D		1.25	
0.200	#N/D		1.25	
0.200	#N/D		1.25	
0.200	#N/D		1.25	
0.236	#N/D		1.25	
0.310	#N/D		1.25	
0.446	#N/D		1.25	
0.430	#N/D		1.25	
0.416	#N/D		1.25	
0.456	#N/D		1.25	
0.442	#N/D		1.25	
0.384	#N/D		1.25	
0.376	#N/D		1.25	
0.332	#N/D		1.25	
0.326	#N/D		1.25	
0.260	1.77	OK	1.25	0.346
0.260	1.73	OK	1.25	0.338
0.289	1.88	OK	1.25	0.368
0.319	2.04	OK	1.25	0.399
0.426	2.67	OK	1.25	0.522
0.384	2.37	OK	1.25	0.464
0.316	1.92	OK	1.25	0.376
0.231	1.38	OK	1.25	0.271
0.231	1.37	OK	1.25	0.268
0.256	1.50	OK	1.25	0.294
0.256	1.48	OK	1.25	0.290
0.255	1.46	OK	1.25	0.287
0.230	1.31	OK	1.25	0.256

0.230	1.29	OK	1.25	0.254
0.229	1.28	OK	1.25	0.252
0.254	1.41	OK	1.25	0.277
0.253	1.40	OK	1.25	0.275
0.305	1.68	OK	1.25	0.329
0.363	1.98	OK	1.25	0.389
0.429	2.34	OK	1.25	0.459
0.467	2.53	OK	1.25	0.497
0.510	2.76	OK	1.25	0.541
0.423	2.28	OK	1.25	0.447
0.387	2.08	OK	1.25	0.408
0.386	2.07	OK	1.25	0.406
0.326	1.74	OK	1.25	0.343
0.298	1.59	OK	1.25	0.313
0.323	1.72	OK	1.25	0.339
0.349	1.86	OK	1.25	0.366
0.348	1.85	OK	1.25	0.364
0.440	2.34	OK	1.25	0.461
0.437	2.33	OK	1.25	0.458
0.434	2.31	OK	1.25	0.455
0.316	1.68	OK	1.25	0.332
0.367	1.96	OK	1.25	0.386
0.366	1.95	OK	1.25	0.385
0.364	1.95	OK	1.25	0.384
1.066	5.70	OK	1.25	1.125
#N/D	#N/D		1.25	
#N/D	#N/D		1.25	
0.757	4.08	OK	1.25	0.804
0.857	4.63	OK	1.25	0.913

0.382	2.06	OK	1.25	0.407
0.704	3.81	OK	1.25	0.753
0.696	3.78	OK	1.25	0.746
0.559	3.05	OK	1.25	0.601
0.508	2.77	OK	1.25	0.548
0.673	3.69	OK	1.25	0.729
1.060	5.83	OK	1.25	1.152
#N/D	#N/D		1.25	
#N/D	#N/D		1.25	
#N/D	#N/D		1.25	
#N/D	#N/D		1.25	

Analogamente se si considerano i risultati della prova penetrometrica SPT si ha:

z	σ_{vo}	$\sigma_{vo} + \Delta sv$	σ'_{vo}	Nspt	$(N_1)_{60}$
(m)	kPa	kPa	kPa	-	-
2.50	36.00	36.00	36.00	11	17.6
7.50	113.58	113.58	84.15	6	6.6

r_d	CSR_M
-	-
0.963	0.153
0.839	0.179

FC	CF	$(N_1)_{60CS}$	$\Delta(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60CS}$	CRR	FSL	VERIFICA
%	-	-	-		-	-	-
3.40	1.00	17.6	0	17.6	0.414	#N/D	
60.00	1.95	13.0	6	12.2	0.309	1.72	OK

Nella figura seguente sono riportati i risultati ottenuti in forma grafica per una maggiore visualizzazione

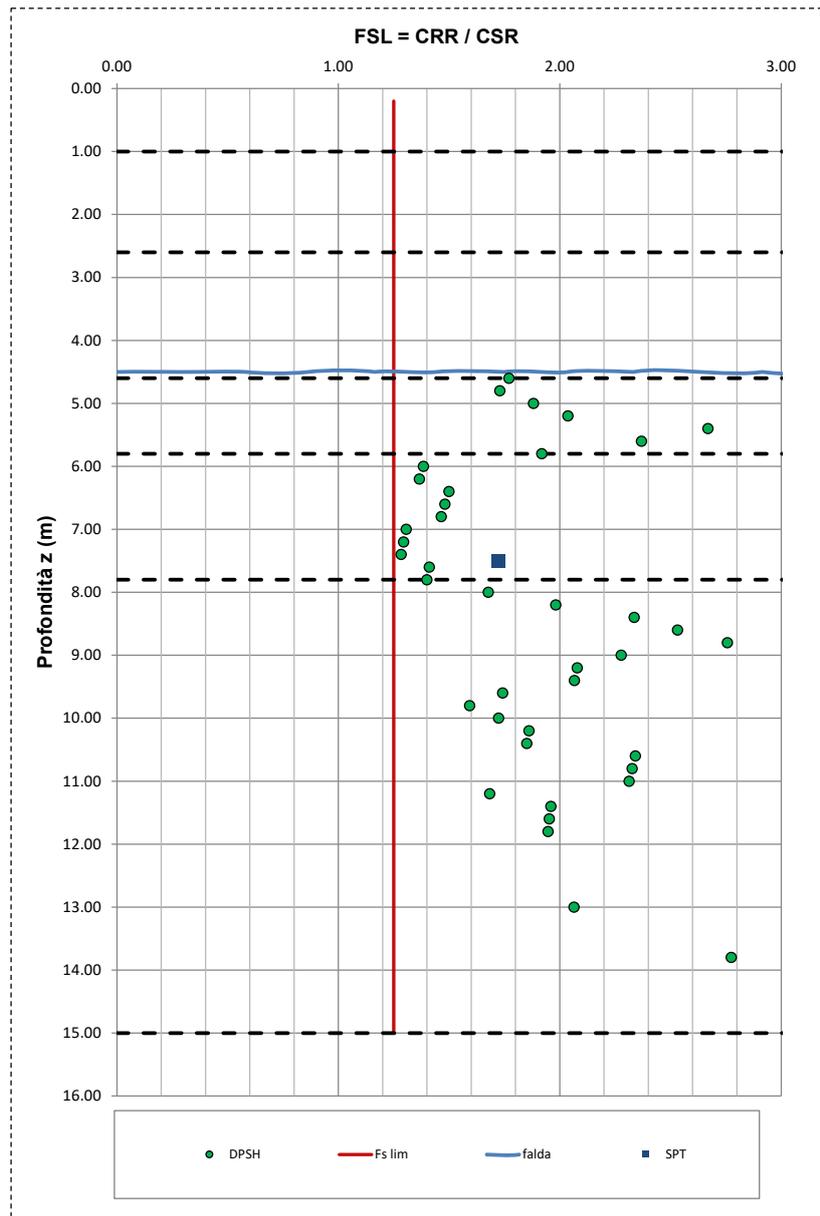


Figura 5 – Valori di FSL al variare della Profondità

In termini di accelerazione critica si ha:

- Prove DPSH valore minimo di accelerazione che porta al raggiungimento del coefficiente di sicurezza pari a 1.25 $a_{max_critica} = 0.252 \text{ g}$
- Prova SPT valore di accelerazione che porta al raggiungimento del coefficiente di sicurezza pari a 1.25 $a_{max_critica} = 0.338 \text{ g}$

In entrambi i casi la verifica risulta soddisfatta poiché l'accelerazione max (PGA) del sito di riferimento è pari a 0.244 g e dunque inferiore a quella che comporterebbe l'innescio del fenomeno della liquefazione .

Conclusioni

Dalle analisi effettuate si può concludere che il terreno in esame NON è suscettibile di liquefazione. La differenza tra il risultato indicato nella relazione geologica e quanto ottenuto nel presente studio è da attribuire nella diversa stima della magnitudo di riferimento e dunque del valore di MSF. Nel caso in esame il valore di $M_w = 5.39$ deriva da analisi di disaggregazione del moto sismico di riferimento mentre nella relazione geologica è indicato un valore di 7.5.

Scafati, 02/05/2023

Il Capogruppo Mandatario

Dott. Ing. Massimo VIGLIANISI
Iscrizione all'Albo n° A 3245
alla Sezione di Ingegneri (Bez. A)
- Esperto in Ingegneria
DELLA PROVINCIA DI REGGIO CALABRIA

