

Premessa

Di seguito si riferirà in merito alla decisione di non operare, in sede progettuale, la valutazione della suscettibilità alla liquefazione dei terreni di fondazione dell'opera marittima di difesa prevista in progetto.

Tale decisione deriva, posto che si è considerato lo stato limite di danno, dal confronto tra il tempo di ritorno posto a base del calcolo di stabilità idraulico-marittima, ed il tempo di ritorno necessario affinché si inneschi un'accelerazione al suolo tale da indurre, secondo normativa, la necessità di condurre la verifica alla liquefazione.

Calcolo di stabilità idraulica-marittima

Le opere di che trattasi sono state dimensionate per prestare servizio nell'ambiente marino di progetto. In tal senso sono state condotte le propedeutiche verifiche di stabilità atte al ponderato dimensionamento delle opere di protezione.

Come noto la stabilità di siffatte opere è governata, sostanzialmente, dalla verifica allo scorrimento sull'imbasamento su cui sono fondate, promossa da quadri di sollecitazione dinamica dovuti all'azione del moto ondoso (ciò in quanto risultano ben superiori alle azioni innescate da meccanismi dinamici promossi dall'eccitazione sismica).

In dettaglio, per il caso in esame si è proceduto alla determinazione dell'onda di progetto per la tipologia costruttiva prevista per la difesa del tratto di costa dagli attacchi del moto ondoso: opera a gettata.

In particolare, si è assunto una vita utile dell'opera, T_V , pari a 25 anni valida per infrastrutture di uso generale e livello di sicurezza richiesto 1. Con riferimento alla massima probabilità di danneggiamento ammissibile, E , è stata considerata, per la struttura gettata, quella corrispondente alla configurazione di danneggiamento incipiente. Si è assunta la condizione di ripercussione economica bassa e rischio per la vita umana limitato poiché il livello di sicurezza 1 corrispondente ad una vita utile di 25 anni si riferisce ad opere di interesse locale ed ausiliario, comportanti un rischio minimo di perdita di vita umane. L'individuazione della vita utile, V_U , e della probabilità di danneggiamento, P_E , consente, quindi, la determinazione del tempo di ritorno, T_R :

Tipo opera	V_U (anni)	P_E (%)	V_N (anni)	$T_{R, progetto}$ (anni)
Struttura a gettata	25	50	36	50

Le altezze d'onda associate al suddetto tempo di ritorno sono state utilizzate per condurre le verifiche di stabilità idraulica delle realizzande opere mediante l'applicazione della formula di Van der Meer valida per scogliere sommerse.

La valutazione della suscettibilità alla liquefazione

In un terreno saturo non coesivo, si definisce genericamente *liquefazione* una diminuzione di resistenza a taglio e/o di rigidità causata dall'aumento di pressione interstiziale durante

l'evento sismico, tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno.

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.

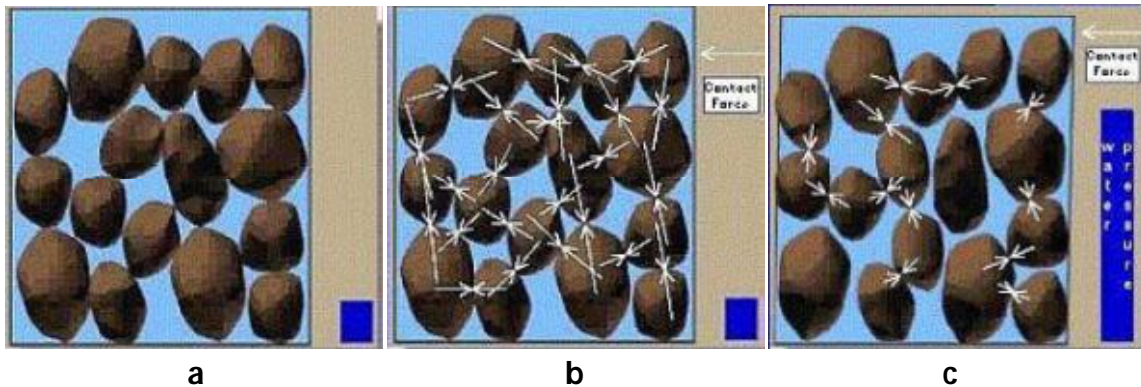


Figura 1: Meccanismo di liquefazione

Questo ha come effetto l'incremento della pressione dell'acqua interstiziale (Fig. 1c). 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.

La stima della suscettibilità si valuta con metodi empirici o semplificati.

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 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:

$$F_s = \frac{CRR}{CSR} = \frac{\text{resistenza del terreno agli sforzi di taglio}}{\text{sforzo di taglio ciclico indotta da sisma}}$$

I metodi semplificati 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.

Valutazione della suscettibilità alla liquefazione

La stima della suscettibilità può essere valutata con il metodo semplificato di Seed ed Idriss. L'obiettivo consiste nell'individuazione del fattore di sicurezza alla resistenza alla liquefazione $F_s > 1,3$:

$$F_s = \frac{CRR}{CSR} = \frac{\text{resistenza del terreno agli sforzi di taglio}}{\text{sforzo di taglio ciclico indotta da sisma}}$$

CRR è determinato come:

$$CRR = \frac{N_m \times \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}\right)^{0,5} + 7,5}{90}$$

Dove:

N_m = numero colpi prova S.P.T.

$\left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}\right)^{0,5}$ = fattore di correzione per il rilascio di energia standardizzata al 60%, con P_a = pressione atmosferica = 1 kg/cm²

fattore di correzione per frazione fine 7,5 se vale sempre $D_{50} \leq 0,25$

CSR è determinato come:

$$CSR = 0,65 \times \left(\frac{a_{max}}{g}\right) \times \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right) \times r_d \times \frac{1}{MSF}$$

Dove:

a_{max} = accelerazione orizzontale di picco

σ_{v0} = tensione totale citostatica alla profondità z

σ'_{v0} = tensione efficace litostatica alla profondità z

$r_d = 1 - 0,015 z$ = fattore di riduzione della tensione tangenziale alla profondità z

MSF = fattore di correzione per sismi diversi da magnitudo 7,5

Valutazione dell'indice del potenziale di liquefazione

La stima del potenziale associato ai fatti di sicurezza F è valutata con:

$$P_{IL} = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

dove:

$$F(z) = \begin{cases} 1 - F_s(z), & \text{per } F_s \leq 1 \\ 0, & \text{per } F_s > 1 \end{cases}$$

$$w(z) = 10 - 10 \cdot \frac{z}{z_{crit}}$$

z = profondità

z_{crit} = 20 m profondità oltre la quale sono da escludersi fenomeni di liquefazione

In definitiva, la liquefazione è un fenomeno strettamente correlato all'innescio di un meccanismo di eccitazione sismica. Le deformazioni del terreno, connesse al fenomeno, dipendono dallo stato di addensamento, dello spessore dello strato liquefacibile, dalla distribuzione dei carichi applicati. Usualmente la liquefazione si verifica in depositi di sabbia, risultano particolarmente suscettibili a liquefazione:

→ I suoli non coesivi e saturi con contenuto di fini plastici <15%;

- I suoli uniformi;
- I depositi sabbiosi recenti.

Un criterio generale per la definizione dei suoli liquefacibili considera i seguenti indici caratteristici:

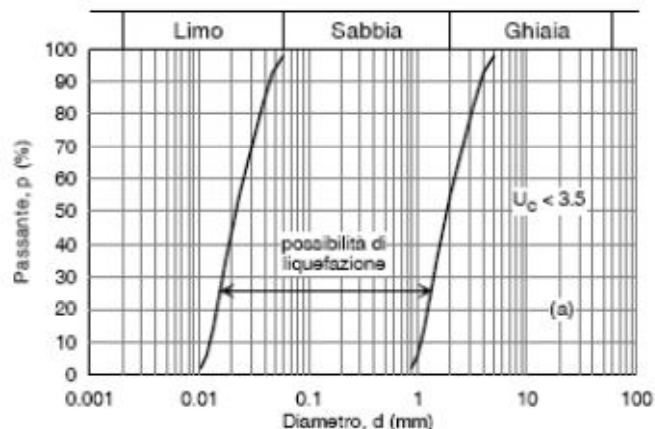
- Granulometria media $D_{50}=0,02 \div 1,00$ mm;
- Contenuto di fini non superiore al 10%;
- Coefficiente di uniformità D_{60}/D_{10} inferiore a 10;
- Densità relativa $D_r < 75\%$;
- Indice di plasticità $I_p < 10$;

SINOSSI – PRINCIPALI CAUSE DELLA LIQUEFAZIONE	
FATTORI PREDISPONENTI	terreno saturo, non compattato, non consolidato, sabbioso o limoso. Distribuzione granulometrica, uniformità, densità relativa, pressioni efficaci di confinamento.
FATTORI SCATENANTI	sismicità

Potenziale di liquefazione secondo le norme tecniche per le costruzioni

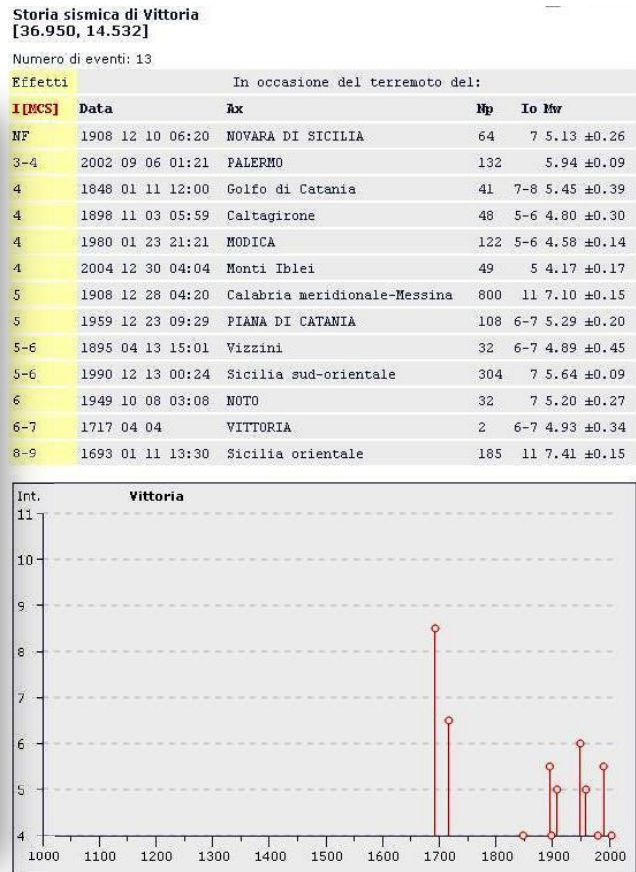
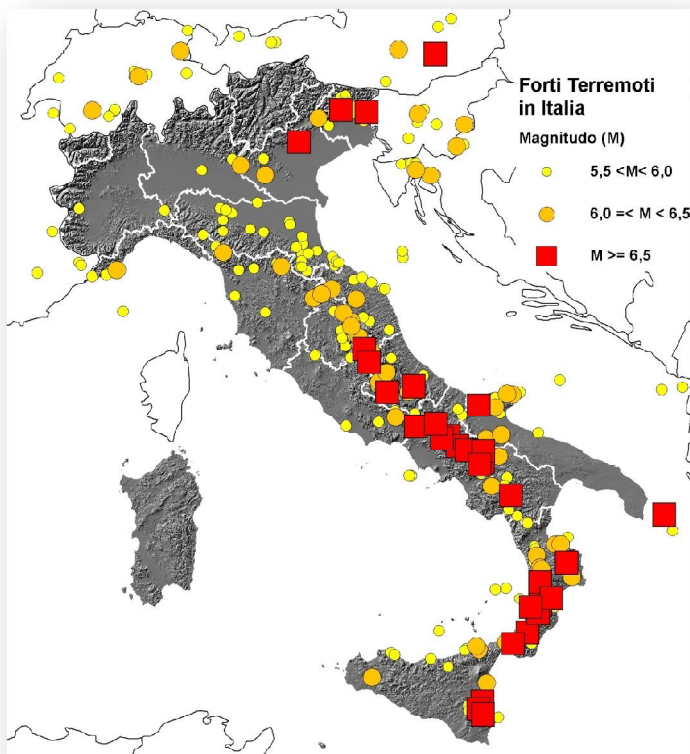
Le Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008 trattano al paragrafo 7.11.3.4 la stabilità nei confronti della liquefazione, specificando che la verifica alla liquefazione può essere omessa se si manifesta almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.



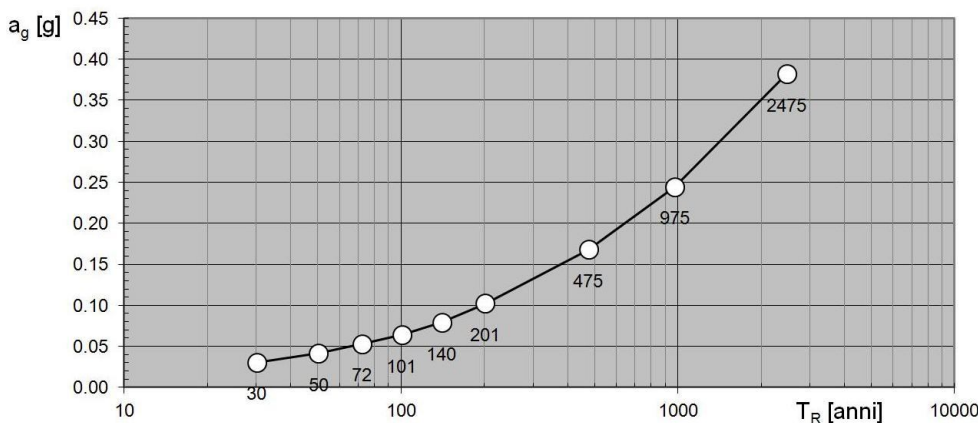
Nel sito di progetto di riferimento si specifica che, dall'analisi storica degli eventi sismici accaduti, sussiste la condizione 1 fissata dalle norme; infatti il capitolo 7.11.3.4.2 - Esclusione della verifica a liquefazione - delle norme tecniche delle costruzioni specifica: "La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
- ...".



Carta della Sismicità storica dei forti terremoti in Italia dall'anno 800 all'anno 2004 –Fonte IGNV

Inoltre, la valutazione del potenziale di liquefazione discende anche dalle accelerazioni massime attese. Per il sito in questione vale:



T_R [anni]	a_g [g]
30	0.030
50	0.041
72	0.053
101	0.064
140	0.079
201	0.102
475	0.168
975	0.245
2475	0.382

L'opera, come detto, è stata dimensionata, dal punto di vista idraulico-marittimo, per stato limite di danno. Per tale stato limite la normativa prescrive che il Tempo di ritorno da

considerare è pari a 50 anni, cui corrisponde, per il sito in esame come da superiore tabella, un'accelerazione orizzontale massima **a= 0.041 g**.

Il valore riscontrato ha consentito di tralasciare la verifica di stabilità alla liquefazione. Infatti, il capitolo 7.11.3.4.2 - Esclusione della verifica a liquefazione - delle norme tecniche delle costruzioni specifica: "La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

...

2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;

...".

Nel nostro caso, invece, $a=0.1 \text{ g}$ è atteso per eventi con tempo di ritorno $T_R \geq 200$ anni, cui corrisponde, considerando lo stato limite di danno (evento con probabilità di superamento nel periodo di riferimento $P_{VR}=63\%$):

$$V_N = -\frac{\ln(1 - P_{VR})}{C_U} \cdot T_R = -\frac{\ln(1 - 0,63)}{0,7} \cdot 200 = 284 \text{ anni}$$

Tale valore non è compatibile con l'esercizio delle opere idrauliche di difesa di che trattasi.

