

# COMUNE DI SIRACUSA

TITOLO PROGETTO:

**RIELABORAZIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO DELL'APPRODO TURISTICO "MARINA DI SIRACUSA" SVILUPPATO SULLA BASE DEI CONTENUTI DEL PROGETTO PRESENTATO E DISCUSO IN CONFERENZA DEI SERVIZI IN DATA 15.02.2021**

COMMITTENTE:

**S.P.E.R.O. s.r.l.**  
**Via Elorina 29 - 96100 Siracusa - Italy**

PROGETTISTA GENERALE

**TEAMNETWORK s.r.l. - Engineering & Management**  
**Via Luigi Spagna 50/L-M, 96100 Siracusa - Italy**



TITOLO ELABORATO:

**STUDIO SISMICO**

Scala

Formato

FILE

PROGETTISTA

Progettista architettonico:  
Arch. Mario Rizza

Progettista strutture ed impianti:  
Ing. Paolo Calafiore

Geologia e Ambiente:

Dott. G. Bellomo

Dott. G. Anselmo

NUMERO DOCUMENTO

**IMM12-08**

**MdS**

**PD**

**REL**

**SS**

**11**

**R0**

JOB N.

COD. 1

COD. 2

COD. 3

COD. 4

COD. 5

REV. n.

N. REV

DATA

DESCRIZIONE

DRW.

CHK.

APP.

**Provincia di Siracusa**  
**COMUNE DI SIRACUSA**

**MARINA DI SIRACUSA**

**RIELABORAZIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO DELL'APPRODO TURISTICO "MARINA DI SIRACUSA" SVILUPPATO SULLA BASE DEI CONTENUTI DEL PROGETTO PRESENTATO E DISCUSO IN CONFERENZA DEI SERVIZI IN DATA 15.02.2021**

**STUDIO SISMICO**

**GIUGNO 2023**

VERSIONE:	DESCRIZIONE:	PREPARATO:	APPROVATO:	DATA:
01	EMISSIONE			21/06/2023
NOME FILE:			DISTRIBUZIONE: RISERVATA	

## INDICE

<b>1. GENERALITA'</b> .....	<b>1</b>
1.1 PREMESSA.....	1
1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	1
<b>2. AZIONI SISMICHE</b> .....	<b>2</b>
2.1 STATI LIMITE NEI CONFRONTI DELL'AZIONE SISMICA .....	3
2.2 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE .....	3
2.3 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO.....	5
2.4 VITA NOMINALE.....	8
2.5 CLASSI D'USO.....	9
2.6 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA .....	9
2.7 PERIODO DI RITORNO DELL'AZIONE SISMICA.....	9
2.8 INDAGINI E DATI DI RIFERIMENTO .....	10
2.9 IL CRITERIO PER LA CLASSIFICAZIONE DEL SOTTOSUOLO .....	17
2.10 CLASSIFICAZIONE SISMICA DELL'AREA, PERIODO DI RIFERIMENTO E ACCELERAZIONI RELATIVE .....	18
2.10.1 <i>Categoria di sottosuolo</i> .....	18
2.10.2 <i>Periodo di riferimento</i> .....	19
2.10.3 <i>Accelerazione di ancoraggio dello spettro (<math>a_s</math>)</i> .....	19
<b>3. VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE</b> .....	<b>22</b>
3.1 IL FENOMENO.....	22
3.2 CONDIZIONI PER L'ESCLUSIONE DELLA VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE .....	23
3.3 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE.....	24

## 1. GENERALITA'

---

### 1.1 Premessa

---

La presente relazione tecnica è il frutto dell'attività di consulenza richiesta al sottoscritto Ing. Paolo Calafiore dalla società CALAFIORE ENGINEERING S.R.L. con sede in Siracusa, Viale Scala Greca 330, incaricato dalla società SPERO srl per la redazione del **PROGETTO DEFINITIVO DELL'APPRODO TURISTICO "MARINA DI SIRACUSA" SVILUPPATO SULLA BASE DEI CONTENUTI DEL PROGETTO PRESENTATO E DISCUSO IN CONFERENZA DEI SERVIZI IN DATA 15.02.2021.**

Di seguito, facendo anche riferimento allo studio geologico effettuato da "Vamir Geologia e Ambiente srl", vengono trattate le questioni connesse alla classificazione sismica del territorio ai fini della determinazione dei parametri utili per le verifiche sismiche delle strutture oggetto della progettazione.

### 1.2 Normativa di riferimento

---

Per la redazione della presente relazione, si è fatto riferimento alle seguenti norme:

- NTC 2018 (D.M 17/01/2018) – Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare M.II.TT. 2.Feb.2009 n.ro 617 – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.01.2008

## **2. AZIONI SISMICHE**

---

Le Norme Tecniche per le Costruzioni prevedono per l'azione sismica 3 componenti traslazionali, due orizzontali ed una verticale, tra di loro indipendenti.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite previsti dalle norme in vigore, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. A partire da questa si definisce lo spettro di risposta elastico in accelerazione  $S_e(T)$ , dipendente anche da prefissate probabilità di eccedenza ( $P_{VR}$ ) in un periodo  $V_R$ , detto di riferimento, che viene valutato come specificato nel seguito.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite di esercizio ed ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

## 2.1 Stati limite nei confronti dell'azione sismica

In presenza di azione sismica la norma impone che si considerino i seguenti stati limite:

### Stati limite di esercizio:

Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

### Stati limite ultimi:

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

Stato Limite di Prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  cui riferirsi per individuare l'azione sismica per gli stati limite considerati, sono riportate nella tabella successiva:

Stati Limite		$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

**Tabella 2.1** – Rif. Tab. 3.2.I D.M.II.TT. 17/01/2018

## 2.2 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

Le condizioni del sito di riferimento rigido in generale non corrispondono a quelle effettive. È necessario, pertanto, tenere conto delle condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera ed anche delle condizioni topografiche, poiché entrambi questi fattori concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale. Tali modifiche, in

ampiezza, durata e contenuto in frequenza, sono il risultato della risposta sismica locale. Le modifiche sopra citate corrispondono a:

- effetti stratigrafici, legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato rigido e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno;
- effetti topografici, legati alla configurazione topografica del piano campagna; la modifica delle caratteristiche del moto sismico per effetto della geometria superficiale del terreno va attribuita alla focalizzazione delle onde sismiche in prossimità della cresta dei rilievi a seguito dei fenomeni di riflessione delle onde sismiche stesse ed all'interazione tra il campo d'onda incidente e quello diffratto.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende dunque necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento, come riportate nelle seguenti tabelle:

<b>Categoria</b>	<b>Descrizione</b>
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

**Tabella 2.2** – Rif. Tab. 3.2.II D.M.II.TT. 17/01/2018

<b>Categoria</b>	<b>Descrizione</b>
<b>S1</b>	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fine di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
<b>S2</b>	Depositi di terreni suscettibili di liquefazioni, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

**Tabella 2.3** – Rif. Tab. 3.2.III D.M.II.TT. 17/01/2018

Mentre la classificazione secondo la Tab. 2.2 si traduce nell'applicazione di coefficienti di amplificazione dell'accelerazione di picco su suolo rigido  $a_g$ , per altro

forniti dalle norme, qualora il terreno ricadesse in una delle categorie previste dalla Tab. 2.3 si richiederebbero specifiche analisi per la definizione delle azioni sismiche.

Riguardo alle possibili configurazioni topografiche si può fare riferimento alla seguente classificazione:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
<b>T1</b>	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$
<b>T2</b>	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
<b>T3</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ < i < 30^\circ$
<b>T4</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

**Tabella 2.4** – Rif. Tab. 3.2.IV D.M.II.TT. 17/01/2018

### 2.3 Spettro di risposta elastico

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali è definito dalle seguenti relazioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + 1 \cdot \left( \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali  $T$ ,  $S_e$  sono, rispettivamente, il periodo di vibrazione e l'accelerazione spettrale orizzontale;  $S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la seguente relazione:

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo  $S_S$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed  $S_T$  è il coefficiente di amplificazione topografica, definiti nelle seguenti tabelle:

Categoria sottosuolo	S <sub>s</sub>
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,60$

**Tabella 2.5** – Rif. Tab. 3.2.V D.M.II.TT. 17/01/2018

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S <sub>T</sub>
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,1
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,3

**Tabella 2.6** – Rif. Tab. 3.2.VI D.M.II.TT. 17/01/2018

Nelle espressioni dello spettro elastico, inoltre,  $\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$$

dove:

- $\xi$  (espressa in percentuale) è valutata sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;
- $F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale;
- $T_c$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_c = C_c \cdot T_c^*$$

essendo  $T_c^*$  il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale e  $C_c$  un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo tabellato come segue:

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

Tabella 2.7 – Rif. Tab. 3.2.V D.M.II.TT. 17/01/2018

$T_B = T_C/3$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;

$T_D$ , infine, è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 + \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + 1 \cdot \left( \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T}{T_C} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali  $T$  e  $S_{ve}$  sono, rispettivamente, il periodo di vibrazione e l'accelerazione spettrale verticale, mentre  $F_v$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in funzione dell'accelerazione orizzontale massima del terreno  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

Per la componente verticale del sisma, i valori di  $S_s$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$ , sono di seguito riportati:

Categoria sottosuolo	$S_S$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Tabella 2.8 – Rif. Tab. 3.2.VII D.M.II.TT. 17/01/2018

Per gli **stati limite di esercizio** lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata in Tab. 2.1.

Per gli **stati limite ultimi**, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata in Tab. 2.1, con le ordinate ridotte, sostituendo, nelle formule che esprimono le ordinate spettrali,  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura, funzione della tipologia strutturale dell'opera. Si assumerà comunque

$$S_d(T) \geq 0,2 \cdot a_g$$

#### 2.4 Vita nominale

La vita nominale di un'opera  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tabella 2.9.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie - Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Tabella 2.9 – Rif. Tab. 2.4.I D.M.II.TT. 17/01/2018

## 2.5 Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi così come definite di seguito:

**Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

**Classe II:** 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 III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

**Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

**Classe IV:** 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.

## 2.6 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascuna costruzione, moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$  definito in funzione della classe d'uso secondo i valori riportati nella Tabella 2.10.

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

Tabella 2.10 – Rif. Tab. 2.4.II D.M.II.TT. 17/01/2018

## 2.7 Periodo di ritorno dell'azione sismica

A partire dal periodo di riferimento  $V_R$  e dalla probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento si può calcolare il Periodo di Ritorno dell'azione sismica al variare dello stato limite da considerare. Il periodo di ritorno  $T_R$  è valutabile attraverso la seguente relazione

$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

## 2.8 Indagini e dati di riferimento

---

Ai fini della classificazione del terreno secondo le tipologie riportate nella Tab. 2.2 si fa riferimento, trattandosi di terreni coesivi, ai risultati delle prove su campioni indisturbati per la valutazione della coesione non drenata. La ubicazione dei punti di prelievo dei campioni indisturbati è riportata in giallo nella planimetria seguente. I dati di coesione non drenata sono ricavati dai documenti che descrivono le indagini geotecniche a cura di "VAMIR Geologia e Ambiente srl".

### **Sondaggio SG1 – 10/08/2010**

00,00 – 3,50	Limi debolmente sabbiosi di colore grigio scuro, poco consistenti, plastici. È presente un livello sabbio-limoso tra 1,4 e 1,6, scarsamente addensato;
3,50 – 21,80	Limi di colore grigio scuro, plastici. È presente un livello sabbio-limoso tra 8,1 e 8,2 scarsamente addensato;
21,80 – 22,30	Argilla di colore nocciola con venature grigio-verde, mediamente consistente, a struttura omogenea poco plastica
26,80 - 30,00	Argilla di colore grigio-azzurro, consistente, a struttura omogenea

### **Sondaggio SG2 – 09/08/2010**

00,00 – 8,40	Limi sabbiosi di colore grigio scuro, poco consistenti, plastici. Sporadici livelli sabbio-limosi, scarsamente addensati;
8,40 – 9,10	Limi debolmente sabbiosi di colore grigio scuro, plastici;
9,10 – 24,80	Limi di colore grigio scuro, plastici
24,80 – 24,90	Calcarenite tenera
24,90 – 26,50	Argilla di colore grigio-verde con venature di colore nocciola, mediamente consistente, a struttura omogenea, poco plastica
26,80 - 29,50	Argilla di colore nocciola con venature verdastre, mediamente consistente, a struttura omogenea

### **Stratigrafia del Sondaggio SG3 – 07/08/2010**

00,00 – 4,40	Limi sabbiosi e sabbie limose di colore grigio scuro, poco consistenti, plastici.
4,40 – 7,00	Limi debolmente sabbiosi di colore grigio scuro, plastici, consistenti
7,00 – 25,40	Limi di colore grigio scuro, molto plastici
25,40 - 25,50	Calcarenite cementata di colore grigio biancastro
25,50 - 26,80	Argilla di colore variabile dal grigio al verde con venature nocciola, mediamente consistente, a struttura omogenea
26,80 - 30,00	Argilla di colore nocciola, consistente, a struttura omogenea

### **Sondaggio SG4 – 06/08/2010**

00,00 – 7,40	Limi debolmente sabbiosi di colore grigio scuro, poco consistenti, plastici
7,40 – 25,50	Limi, di colore grigio, plastici
25,50 – 26,00	Calcarenite cementata di colore biancastro
26,00 - 26,50	Argilla di colore variabile dal grigio al verde con venature nocciola, mediamente consistente, a struttura omogenea
26,50 - 30,90	Argilla di colore nocciola, consistente, a struttura omogenea

### **Sondaggio SG5 – 05/08/2010**

00,00 – 6,50	Limi debolmente sabbiosi di colore grigio scuro, poco consistenti, plastici
6,50 – 14,20	Limi, di colore grigio, plastici poco consistenti
14,20 – 15,00	Limi debolmente sabbiosi di colore grigio scuro, poco consistenti, plastici
15,00 – 24,00	Limi, di colore grigio, plastici, poco consistenti
24,00 – 25,00	Limi debolmente sabbiosi, di colore grigio, plastici, poco consistenti
25,00 - 26,10	Limi, di colore grigio, plastici poco consistenti
26,10 – 32,40	Limi debolmente sabbiosi, di colore grigio, molto plastici, poco consistenti
32,40 - 32,55	Calcarenite tenera
32,55 - 34,00	Argilla di colore variabile dal grigio al verde con venature nocciola, mediamente consistente, a struttura omogenea
34,00 - 36,00	Argilla di colore grigio/verde, consistente, a struttura omogenea

### **SG6 – 18/08/2010**

0,00 – 2,50	Sabbie fini debolmente limose di colore grigio, scarsamente addensate;
2,50 – 5,00	Limi debolmente sabbiosi di colore grigio plastici e scarsamente consistenti;
5,00 – 6,00	Limi sabbiosi di colore grigio, plastici
6,00 – 12,50	Limi di colore grigio, plastici, poco consistenti;
12,50 – 18,50	Limi di colore grigio, plastici, mediamente consistenti;
18,50 – 21,00	Limi di colore grigio, mediamente plastici e poco consistenti;
21,00 – 26,10	Limi di colore grigio, plastici, mediamente consistenti;
26,10 – 26,50	Sabbie debolmente limose di colore grigio poco addensate;

---

26,50 – 30,70	Limi debolmente sabbiosi di colore grigio, mediamente plastici e mediamente consistenti;
30,70 – 31,50	Sabbie debolmente limose di colore grigio poco addensate;
31,50 – 37,50	Argilla di colore grigio-verde con venature nocciola, mediamente consistente
37,50 - 39,00	Argilla di colore grigio-verde consistente, a struttura omogenea

### **Sondaggio SG7 – 17/08/2010**

0,00 – 6,10	Limi debolmente sabbiosi di colore grigio, plastici e poco consistenti;
6,10 – 24,50	Limi di colore grigio, plastici, poco consistenti;
24,50 – 25,80	Sabbie di colore grigio ;
25,80 – 27,50	Limi di colore grigio, plastici, poco consistenti;
27,50 – 27,70	Sabbie di colore grigio;
27,70 – 28,00	Limi debolmente sabbiosi di colore grigio, mediamente plastici;
28,00 – 28,50	Sabbie limose di colore grigio poco addensate;
28,50 – 30,50	Limi debolmente sabbiosi di colore grigio, mediamente plastici e mediamente consistenti;
30,50 – 31,00	Sabbie limose di colore grigio poco addensate;
31,00 – 31,80	Limi debolmente sabbiosi di colore grigio, plastici e poco consistenti;
31,80 – 32,10	Sabbie debolmente limose di colore grigio poco addensate;
32,10 – 32,80	Limi debolmente sabbiosi di colore grigio, plastici e poco consistenti;
32,80 – 33,70	Limi di colore grigio, plastici, poco consistenti;
33,70 – 34,50	Sabbie debolmente limose di colore grigio;
34,50 – 36,30	Limi debolmente sabbiosi di colore grigio, mediamente plastici e mediamente consistenti;
36,30 – 37,50	Ghiaie in matrice sabbiose costituite da ciottoli di dimensioni variabili dal millimetro al centimetro;
37,50 – 41,50	Sabbie con inclusi di dimensioni variabili dal millimetro al centimetro;
41,50 - 42,00	Argilla di colore grigio-verde consistente, a struttura omogenea (alterata);
42,00 - 44,00	Calcarenite tenera di colore grigio chiaro;
44,00 - 47,00	Argilla sabbiosa di colore grigio-verde, consistente;
47,00 - 48,00	Argilla di colore grigio-verde consistente, a struttura omogenea

### **SG8 – 16/08/2010**

0,00 – 1,00	Sabbie debolmente limose di colore grigio scarsamente addensate;
1,00 – 26,00	Limi e limi sabbiosi di colore grigio, plastici, poco consistenti;
26,00 – 28,50	Sabbie debolmente limose di colore grigio con inclusi di dimensioni dal mm al cm;
28,50 – 30,50	Limi debolmente sabbiosi di colore grigio, plastici, poco consistenti;
30,50 – 36,50	Sabbie debolmente limose di colore grigio con inclusi di dimensioni dal mm al cm;
36,50 – 38,50	Limi debolmente sabbiosi di colore grigio, mediamente plastici, poco consistenti;
38,50 – 39,00	Limi sabbiosi di colore grigio, mediamente plastici;
39,00 – 40,00	Sabbie debolmente limose di colore grigio;
40,00 – 41,50	Limi sabbiosi di colore grigio, poco plastici;
41,50 – 42,00	Sabbie di colore grigio scarsamente addensate;
42,00 – 42,50	Limi sabbiosi di colore grigio, mediamente plastici e poco consistenti;
42,50 – 43,50	Sabbie debolmente limose di colore grigio;
43,50 – 45,00	Sabbie di colore grigio poco addensate;
45,00 – 47,50	Limi debolmente sabbiosi di colore grigio, mediamente plastici, mediamente consistenti;
47,50 – 48,00	Sabbie limose di colore grigio;
48,00 – 49,00	Limi di colore nero, mediamente plastici e mediamente consistenti;
49,00 – 51,00	Ghiaie costituite da ciottoli arrotondati di dimensioni variabili dal centimetro al decimetro;
51,00 - 52,00	Argilla di colore grigio-verde consistente, a struttura omogenea

### **Sondaggio SG9 – 13/08/2010**

00,00 – 3,00	Limi debolmente sabbiosi di colore grigio scuro, molto plastici, con inclusi bivalvi aventi dimensioni di 0,5 cm. Sono presenti sporadici livelli sabbiosi, centimetrici, scarsamente addensati;
3,00 – 25,50	Limi molto plastici, poco consistenti di colore grigio scuro,
22,50 – 31,40	Sabbie e sabbie debolmente limose, a granulometria medio-fine, scarsamente addensati. Da 28,8 a 29 sono presenti elementi lapidei aventi forma sub arrotondata;
31,40 - 31,80	Limi debolmente sabbiosi di colore grigio, plastici;

---

31,80 – 33,50	Sabbie debolmente limose, di colore grigio scuro, scarsamente addensate;
33,50 – 34,00	Limi debolmente sabbiosi, di colore grigio, plastici;
34,00 - 34,60	Sabbie debolmente limose, di colore grigio scuro;
34,60 - 35,50	Limi debolmente sabbiosi, di colore grigio, plastici, poco consistenti;
35,50 – 36,50	Sabbie e sabbie debolmente limose a granulometria fine, scarsamente addensate;
36,50 – 37,80	Limo debolmente sabbioso di colore grigio scuro, plastico;
37,80 – 42,00	Sabbie e sabbie debolmente limose, a granulometria fine di colore grigio scuro, scarsamente addensate;
42,00 – 46,10	Limo di colore grigio scuro, plastico, poco consistente;
46,10 – 48,50	Sabbie scarsamente addensate di colore grigio chiaro;
48,50 – 48,70	Limo debolmente sabbioso, plastico;
48,70 – 49,40	Sabbie a granulometria fine di colore grigio scuro, scarsamente addensate;
49,40 – 49,80	Limo, plastico di colore grigio scuro;
49,80 – 50,50	Sabbie debolmente limose scarsamente addensate di colore grigio;
50,50 – 51,80	Limo debolmente sabbioso, plastico di colore grigio scuro;
51,80 – 52,10	Sabbie debolmente limose, scarsamente addensate;
52,10 – 53,00	Depositi alluvionali in matrice sabbiosa, costituiti da ciottoli sub-arrotondati di dimensioni centimetriche;

### **Stratigrafia del Sondaggio SG10 – 11/08/2010**

00,00 – 1,00	Limi debolmente sabbiosi di colore grigio scuro, plastici;
1,00 – 22,30	Limi molto plastici, poco consistenti con livelli di sabbia-limosa poco addensata a granulometria fine;
22,30 – 27,00	Sabbie debolmente limose di colore grigio, scarsamente addensate, a granulometria medio fine;
27,00 – 27,40	Limi debolmente sabbiosi di colore grigio, plastici;
27,40 – 31,70	Sabbie debolmente limose, a granulometria medio-fine, scarsamente addensate;
31,70 - 32,50	Limi debolmente sabbiosi di colore grigio, plastici;
32,50 – 35,10	Sabbie debolmente limose, di colore grigio scuro;
35,10 – 35,80	Limi debolmente sabbiosi, di colore grigio, plastici;
35,80 - 37,60	Sabbie debolmente limose, di colore grigio scuro;
37,60 - 38,30	Limi debolmente sabbiosi, di colore grigio, plastici;

---

38,30 – 40,00	Sabbie debolmente limose a granulometria fine, scarsamente addensate
40,00 – 41,20	Limo di colore grigio scuro, plastico;
41,20 – 41,80	Sabbie limose, a granulometria fine di colore grigio scuro;
41,80 – 42,50	Limo di colore grigio, plastico;
42,50 – 43,00	Sabbie limose, scarsamente addensate –
43,00 – 50,00	Ghiaie in matrice sabbiosa, con ciottoli arrotondati aventi dimensioni variabili dal centimetro al decimetro;
50,00 – 51,00	Argilla di colore grigio/verde, plastica, a struttura omogenea.

### **Stratigrafia del Sondaggio SG11 – 12/08/2010**

00,00 – 1,50	Limi debolmente sabbiosi di colore grigio scuro, plastici;
1,50 – 12,00	Limi di colore grigio scuro, molto plastici, con livelli di sabbia-limosa scarsamente addensata;
12,00 – 18,10	Limi di colore grigio scuro, plastici;
18,10 – 18,30	Sabbie debolmente limose, di colore grigio scuro scarsamente addensate;
18,30 – 19,90	Limi di colore grigio scuro, plastici;
19,70 - 20,10	Sabbie debolmente limose, di colore grigio scuro scarsamente addensate;
21,10 – 22,00	Limi di colore grigio scuro, plastici
22,00 – 24,50	Limi debolmente sabbiosi, di colore grigio, plastici;
24,50 - 30,00	Limi di colore grigio scuro con livelli di limo-sabbioso, plastici;
30,00 - 38,00	Sabbie debolmente limose, di colore grigio chiaro a granulometria fine, scarsamente addensate;
38,00 – 40,50	Limi di colore grigio scuro, plastici;
40,50 – 44,50	Ghiaie in matrice sabbioso-limosa, con ciottoli arrotondati di dimensioni variabili dal centimetro al decimetro;
44,50 – 46,50	Argilla di colore grigio/verde, plastica, a struttura omogenea.

### **Sondaggio SG12 – 04/08/2010**

00,00 – 21,50	Limi e limi sabbiosi di colore grigio scuro, poco consistenti, plastici
21,50 – 22,00	Sabbie fini limose, mediamente addensate
22,00 – 24,00	Limi di colore grigio scuro, poco consistenti, plastici
24,00 – 24,50	Sabbie fini limose, mediamente addensate
24,50 – 37,00	Limi di colore grigio scuro, poco consistenti, plastici

---

37,00 – 40,00 Sabbie medie e grossolane, di colore grigio chiaro, mediamente addensate

**Sondaggio SG13 – 19/08/2010**

0,00 – 1,50 Sabbie debolmente limose di colore grigio, scarsamente addensate;

1,50 – 4,70 Limi e limi debolmente sabbiosi di colore grigio, plastici e poco consistenti;

4,70 – 6,90 Sabbie debolmente limose di colore grigio;

6,90 – 7,50 Limi debolmente sabbiosi di colore grigio con sporadici inclusi di bivalvi mediamente plastici e mediamente consistenti;

7,50 – 8,00 Sabbie debolmente limose di colore grigio;

8,00 – 9,00 Limi debolmente sabbiosi di colore grigio, plastici e poco consistenti;

9,00 – 12,50 Limi di colore grigio, plastici, da poco a mediamente consistenti;

12,50 – 14,00 Limi debolmente sabbiosi di colore grigio, plastici, poco consistenti;

14,00 – 28,00 Limi di colore grigio, plastici e poco consistenti;

28,00 – 28,80 Sabbie debolmente limose di colore grigio poco addensate;

28,80 – 30,70 Limi di colore grigio, plastici, mediamente consistenti, con intercalazioni di livelli sabbiosi e la presenza di gusci bivalvi;

30,70 – 34,70 Limi debolmente sabbiosi di colore grigio mediamente plastici e mediamente consistenti. Si riscontra la presenza di un livello sabbioso tra 31,5 e 31,7 mt;

34,70 - 37,00 Argilla di colore variabile dal grigio al verde con venature nocciola, mediamente consistente,

37,00 - 39,00 Argilla di colore grigio/verde, consistente, a struttura omogenea

Da quanto emerge dalla relazione geologica e sulle indagini in sito sono stati effettuati anche n. 3 sondaggi nell'area a terra che fronteggia lo specchio di mare interessato dal progetto (indicati S1, S2 ed S3 in Fig. 2.1) per i quali non si dispone di dati sperimentali sulla coesione non drenata ma dove è stata effettuata una prova Down Hole per la misura della velocità delle onde secondarie (risultato ottenuto  $v_{s,30}=193$  m/s).

## 2.9 Il criterio per la classificazione del sottosuolo

---

La classificazione della categoria di sottosuolo si effettua sulla base della velocità equivalente della propagazione delle onde secondarie di taglio entro i primi 30 m di profondità. Nel caso in cui tale determinazione non è disponibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della Prova

Penetrometrica Dinamica (SPT)  $N_{SPT,30}$  nei terreni a grana grossa o facendo riferimento al valore della coesione non drenata medio pesante calcolato nei primi 30 m di profondità ( $c_{U,30}$ ) nel caso di terreni a grana fine.

La velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,30}$  è definita dall'espressione

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

mentre la resistenza penetrometrica dinamica equivalente  $N_{SPT,30}$  è definita dall'espressione:

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1,M} h_i}{\sum_{i=1,M} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}}$$

d'altro canto l'espressione di  $c_{U,30}$  è quella di seguito riportata

$$c_{U,30} = \frac{\sum_{i=1,K} h_i}{\sum_{i=1,K} \frac{h_i}{c_{U,i}}}$$

in cui i simboli indicati hanno il seguente significato

**$h_i$**  spessore in metri dell'*i*-esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;

**$V_{s,i}$**  velocità delle onde di taglio dell'*i*-esimo strato;

**$N_{SPT,i}$**  numero di colpi  $N_{SPT}$  dell'*i*-esimo strato;

**$c_{u,i}$**  resistenza non drenata nell'*i*-esimo strato;

**$N$**  numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità;

**$M$**  numero di strati di terreni a grana grossa compresi nei primi 30 m di profondità;

**$K$**  numero di strati di terreni a grana fine compresi nei primi 30 m di profondità.

Nel caso in esame essendo quelli interessati terreni a grana fine il parametro di riferimento equivalente a  $V_{s,30}$  è la coesione non drenata media ponderata  $c_{U,30}$ .

## 2.10 Classificazione sismica dell'area, periodo di riferimento e accelerazioni relative

### 2.10.1 Categoria di sottosuolo

L'analisi della relazione geologico tecnica evidenzia che, alla data di redazione della presente, su 48 campioni prelevati, su 10 di essi è stata valutata la coesione non drenata (valutando la resistenza a taglio nelle condizioni in cui il terreno si trova in sito – prova UU) e di questi ultimi solo 6 sono stati prelevati entro i primi 30 metri di profondità (vedi Studio Geotecnico a cura di Ing. Danilo Ciralli). Fra questi 6 solo in un caso la coesione non drenata è risultata maggiore di 70 kPa dunque la categoria di

sottosuolo è la D della Tab. 2.2 di questa relazione. La velocità media pesata ( $V_{S30}$ ) delle onde di taglio secondarie rilevata in corrispondenza del foro S2 a terra (193 m/s) lascia spazio per una classificazione secondo la categoria C riservata a terreni con  $V_{S30}$  maggiore di 180 m/s. Tuttavia, poichè il progetto si sviluppa in prevalenza a mare in corrispondenza dei sondaggi SG si preferisce adottare la categoria D prima indicata.

### 2.10.2 *Periodo di riferimento*

La vita nominale viene assunta pari a 50 anni trattandosi di opera ordinaria; per la classe d'uso si assume la II in quanto si prevede che i manufatti siano in genere soggetti a normali affollamenti. Il coefficiente d'uso  $C_U$  risulta dunque essere pari a 1. È possibile ora determinare il periodo di riferimento secondo la relazione seguente

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,00 = 50 \text{ anni}$$

### 2.10.3 *Accelerazione di ancoraggio dello spettro ( $a_s$ )*

In definitiva si è ottenuto dunque:

- Classe d'uso dell'opera: II
- Vita Nominale dell'opera ( $V_N$ ) = 50 anni
- Vita di riferimento per l'azione sismica ( $V_R$ ) = 50 anni
- Categoria di sottosuolo = D

L'utilizzo dei parametri sopra indicati ha portato, per il sito in oggetto (lat. 37° 3' 46", long. 15° 16' 35" – Fig. 2.5), ai seguenti valori di  $a_g$ .



Fig. 2.11 – Immagine aerea del sito con indicazione delle coordinate del punto in giallo

<b>STATO LIMITE</b>	<b>T<sub>R</sub> [anni]</b>	<b>a<sub>g</sub> [g]</b>	<b>F<sub>o</sub> [-]</b>	<b>T<sub>c</sub>* [s]</b>
<b>SLO</b>	30	0,036	2,526	0,242
<b>SLD</b>	50	0,052	2,503	0,265
<b>SLV</b>	475	0,211	2,265	0,418
<b>SLC</b>	975	0,3	2,368	0,46

Tabella 2.12 – Parametri sismici del sito corretti

Determinato il coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_S$  e ponendo il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T = 1,00$  si ottengono i valori di accelerazione di ancoraggio degli spettri ( $a_s$ ), per i diversi stati limite:

$$a_s = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

I valori ottenuti sono riportati nella seguente tabella.

	$a_g$ [g]	Fo	Ss*	Ss	S <sub>T</sub>	$a_s$ [g]
<b>SLO</b>	0,036	2,526	1.8	1.8	1	<b>0,066</b>
<b>SLD</b>	0,052	2,503	1.8	1.8	1	<b>0,0936</b>
<b>SLV</b>	0,211	2,265	1.67	1.67	1	<b>0,352</b>
<b>SLC</b>	0,3	2,368	1.31	1.31	1	<b>0.393</b>

**Tabella 2.13** – Accelerazioni di ancoraggio dello spettro ( $a_s$ )

### 3. VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

---

#### 3.1 Il fenomeno

---

Il fenomeno riguarda terreni sabbiosi e limosi con plasticità non elevata e si verifica in presenza di una variazione dello stato tensodeformativo avente una rapidità tale da non consentire un contemporaneo apprezzabile drenaggio dell'acqua.

Le condizioni di carattere geotecnico e le sollecitazioni indotte, possono in questi casi combinarsi in modo che la resistenza a taglio diminuisca fino ad un limite inferiore che in alcuni casi può anche essere nullo.

Se si considera la resistenza a taglio di un terreno, definita dall'espressione

$$\tau = (\sigma - u) \cdot \tan(\varphi)$$

in cui

$\tau$  = resistenza a taglio del terreno;

$\varphi$  = angolo di attrito interno;

$\sigma$  = tensione normale al piano di rottura;

$u$  = pressione dell'acqua interstiziale;

In caso di terremoto che induce nel terreno sollecitazioni cicliche dovute alle onde di taglio può verificarsi un repentino incremento delle pressioni interstiziali ( $u$ ) sino ad un valore prossimo alla tensione normale ( $\sigma$ ).

La resistenza a taglio ( $\tau$ ) tende a zero e si verifica il fenomeno della liquefazione.

Sono suscettibili alla liquefazione:

- i suoli non coesivi e saturi (sabbie e limi occasionalmente ghiaie) con contenuto di fini plastici relativamente basso (inferiore del 15%);
- i suoli costituiti da particelle relativamente uniformi in cui predomina una dimensione delle particelle;
- i depositi sabbiosi recenti.

Se la scossa sismica produce un numero di cicli tale da far sì che la pressione interstiziale eguagli la pressione di confinamento si ha il fenomeno della liquefazione. Quindi maggiore è la durata del terremoto più alta è la possibilità che si raggiunga il numero di cicli necessari per avere il fenomeno della liquefazione. Inoltre maggiore è l'ampiezza della vibrazione o della deformazione indotta, minore è il numero di cicli necessari per raggiungere tale condizione.

Nei depositi la pressione di confinamento aumenta con la profondità mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio indotto da sisma diminuisce, quindi il fenomeno della liquefazione diventa tanto più improbabile quanto più si va in profondità.

### 3.2 Condizioni per l'esclusione della verifica alla liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa (7.11.3.4.2 delle NTC 2018) quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- 1) - eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiori di 5;
- 2) - accelerazioni massime attese al piano di campagna in assenza di manufatti minori di  $0.1g$ ;
- 3) - profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano di campagna per piano di campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 4) - depositi costituiti da sabbie pulite (cioè con presenza di fine inferiore al 5% essendo il fine costituito da particelle con dimensione massima di  $0.075\text{ mm}$ ) con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{1cN} > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata da prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzati ad una tensione efficace di  $100\text{ kPa}$  e  $q_{1cN}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di  $100\text{ kPa}$ .
- 5) - distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate in Fig. 3.1 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$  o esterna alle zone indicate in Fig. 3.2 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3.5$  ( $U_c =$  rapporto  $D_{60}/D_{10}$ , dove  $D_{60}$  e  $D_{10}$  sono il diametro delle particelle corrispondenti rispettivamente al 60% e al 10% del passante sulla curva granulometrica cumulativa).

Quando le condizioni 1 e 2 non risultano soddisfatte, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 3,4 e 5.

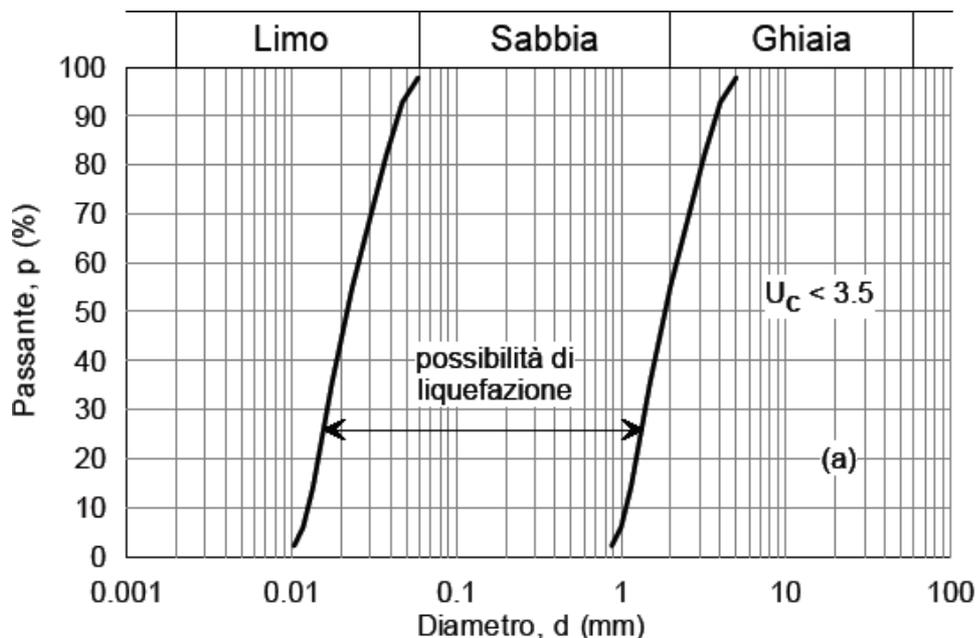


Figura 3.1–Fusi granulometrici per  $U_c < 3.5$

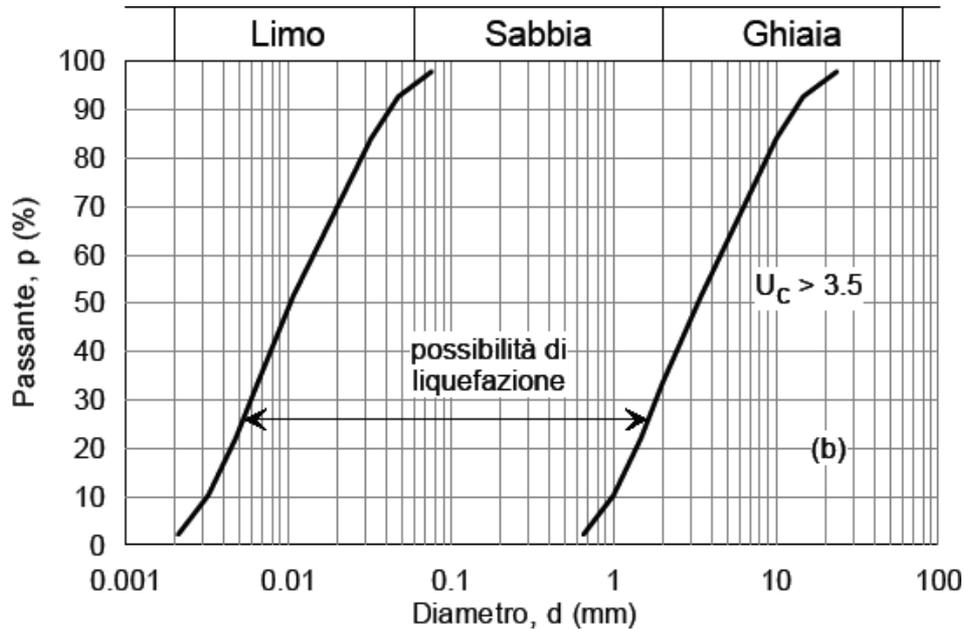


Figura 3.2– Fusi granulometrici per  $U_c > 3.5$

Per il caso in esame le condizioni 1 e 2 non sono verificate in quanto la magnitudo media per eventi con periodo di ritorno di 475 anni (SLV) è 6,8 mentre le accelerazioni su suolo rigido, come mostrato nelle tabelle precedenti sono superiori a 0,1 g. La condizione 3 non è verificata trattandosi di un sito mediamente sotto il livello del mare. Il calcolo di  $N_{1(60)}$  riportato a sabbie pulite mette in evidenza che la condizione  $N_{1(60)} > 30$  è verificata solo in alcuni casi; lo stesso può dirsi per la condizione 5 che si evince comparando le distribuzioni granulometriche sperimentali con i fusi granulometrici forniti dalle NTC 2018: tra le curve granulometriche ricavate dal laboratorio “Geocima di Carlo Cibella e C. s.n.c.” con sede in Palermo che si è occupato delle prove alcune di esse virano nella zona delle sabbie ricadendo all’interno dei fusi prima menzionati.

### 3.3 Verifica alla liquefazione

Per quanto sopra si è proceduto alla valutazione della resistenza alla liquefazione ( $CRR_{7,5}$ ) che è stata confrontata con la forza di liquefazione ( $CSR_{7,5}$ ).

Il calcolo passa attraverso la valutazione di  $N_{1(60)}$  come di seguito specificato.

La valutazione di  $N_{1(60)}$  è stata effettuata attraverso la relazione:

$$N_{1(60)} = N_{SPT} \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S$$

in cui i coefficienti moltiplicativi di correzione  $C_N$ ,  $C_E$ ,  $C_B$ ,  $C_R$ ,  $C_S$  assumono diversi valori a seconda delle condizioni di prova per la misura di  $N_{SPT}$ . Nella tabella successiva si mostrano vari valori attribuibili a tali coefficienti, reperibili dalla letteratura scientifica:

FATTORE	ATTREZZATURA	SIMBOLO	VALORE
Pressione litostatica efficace		$C_N$	$\sqrt{\frac{P_a}{\sigma_{v0}}} < 1.7$
Rapporto energetico	Maglio Donut Maglio Safety Maglio a rilascio autom. Donut	$C_E$	da 0.5 a 1.0 da 0.7 a 1.0 da 0.8 a 1.3
Diametro del foro	da 65 mm a 115 mm 150 mm 200 mm	$C_B$	1.0 1.05 1.15
Lunghezza delle aste	da 3 m a 4 m da 4 m a 6 m da 6 m a 10 m da 10 m a 30 m > 30 m	$C_R$	0.75 0.85 0.95 1.0 < 1.0
Metodo di campionamento	Campionatore standard Campionatore senza astuccio	$C_S$	1.0 da 1.1 a 1.3

**Tabella 3.3:** Fattori moltiplicativi di correzione dell'indice  $N_{SPT}$

$N_{1(60)}$  è soggetto a correzione in presenza di frazione di fine superiore al 5% ed in presenza di un indice di plasticità superiore a 5% (tale situazione prefigura la condizione di allontanamento dal terreno di riferimento che è la sabbia pulita).

Secondo Robertson e Wride (1997) la correzione per contenuto in fini che consente di convertire la resistenza penetrometrica standard,  $N_{1(60)}$ , nella resistenza penetrometrica standard equivalente per sabbie pulite,  $N_{1(60)cs}$ , può essere meglio calcolata con la seguente equazione:

$$N_{1(60)cs} = K_p K_s N_{1(60)}$$

in cui

$$K_s = 1 + \left( \frac{0.75}{30} \right) \cdot (FC - 5)$$

$$K_p = 1 + \left( \frac{0.5}{35} \right) \cdot (Ip - 5)$$

essendo FC la frazione di fine e  $Ip$  l'indice di plasticità.

I dati disponibili non consentono il calcolo di  $N_{1(60)}$  corretto ( $N_{1(60)cs}$ ) in maniera totalmente congruente infatti i dati granulometrici riguardano spesso campioni distanti dai punti in cui viene effettuata la misura di  $N_{SPT}$  che è alla base del calcolo di  $N_{1(60)cs}$  stesso. Per tale ragione si è cercato di associare ciascun dato granulometrico disponibile valutato a data quota al valore di  $N_{SPT}$  misurato alla quota più vicina nell'ambito dello stesso foro.

In genere  $N_{1(60)cs}$  risulta inferiore a 30 entro i primi dieci metri di profondità. Ad esempio in corrispondenza del sondaggio SG1 a 9 metri di profondità si è ottenuto

$N_{SP_T}=3$  . Il campione più vicino è quello prelevato a 3 metri di profondità e rivela  $FC=75$ ,  $I_p=8$ . Ne deriva  $N_{1(60)CS}=9$ .

La richiesta di prestazione ( $CSR_{7,5}$ ) e la capacità di prestazione ( $CRR_{7,5}$ ) rispetto al fenomeno della liquefazione prendono e a riferimento il terremoto di magnitudo 7,5.

Le espressioni per il calcolo della richiesta di prestazione è la seguente:

$$CSR = \left( \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} \right) = 0.65 \left( \frac{a_{max}}{g} \right) \cdot \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \cdot r_d$$

in cui

- $a_{max}$  è il picco di accelerazione orizzontale in superficie prodotto dal terremoto;
- $g$  è l'accelerazione di gravità;
- $\sigma_{v0}$  e  $\sigma'_{v0}$  sono rispettivamente le tensioni verticali litostatiche totale ed efficace;
- $r_d$  è un coefficiente di riduzione delle tensioni.

Il coefficiente  $r_d$ , introdotto per tenere conto in modo approssimato della flessibilità del profilo di terreno, decresce con la profondità ed è funzione delle condizioni stratigrafiche e geotecniche. Nelle procedure semplificate di calcolo si assume che  $r_d$  vari solo con la profondità.

Per un più rapido calcolo Blake (1996) ha fornito la seguente relazione approssimata dipendente dalla profondità  $z$ :

$$r_d = \frac{1.000 - 0.4113 \cdot z^{0.5} + 0.04052 \cdot z + 0.001753 \cdot z^{1.3}}{1.000 - 0.4177 \cdot z^{0.5} + 0.05729 \cdot z + 0.006205 \cdot z^{1.5} + 0.001210 \cdot z^2}$$

Calcolato CSR si può procedere al calcolo di CSR

$$CSR_{7,5} = CSR / MSF$$

in cui

$$MSF = 6.9 \cdot \exp(-M/4) - 0.058 < 1,8$$

essendo  $M$  la magnitudo.

Per quanto attiene alla resistenza alla liquefazione, Rauch (1998) ha proposto la seguente relazione relativa a sabbia pulita:

$$CRR_{7,5} = \frac{1}{34 - N_{1(60)}} + \frac{N_{1(60)}}{135} + \frac{50}{(10 \cdot N_{1(60)} + 45)^2} - \frac{1}{200}$$

valida per  $(N_1)_{60} < 30$  (per  $(N_1)_{60} \geq 30$  i terreni granulari puliti sono troppo densi per poter liquefare).

---

L'analisi evidenzia che gli strati entro i primi cinque metri di profondità sono potenzialmente a rischio di liquefazione.

Ad esempio in corrispondenza del punto del sondaggio SG1 a profondità di 9 metri usando i parametri fisici del campione estratto a 3 metri si ottiene un rapporto tra  $CCR_{7.5}$  e  $CSR_{7.5}$  di 0,36.

Per quanto sopra, alternativamente all'incremento delle azioni sismiche, le fondazioni dovranno raggiungere gli strati profondi e le verifiche, a meno di più dettagliate indagini sperimentali, da eseguire in fase esecutiva, che smentiscano quanto sopra riportato, dovranno prevedere la rinuncia alla resistenza degli strati a rischio prima menzionati.

IL TECNICO

Ing. Paolo Calafiore

---