

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



LINEA CATANIA - SIRACUSA

DIREZIONE TECNICA

U.O. OPERE GEOTECNICHE

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

BY-PASS DI AUGUSTA

GEOTECNICA

Relazione per la valutazione della suscettibilità a liquefazione

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

RS60 00 R 11 RG GE0006 002 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	Pini	Ottobre 2022	L. Cosciotti	Ottobre 2022	P. Carlesimo	Ottobre 2022	L. Berardi Ottobre 2022



File: RR0000R11RGGE0006002A.doc

n. Elab.:

1	INTRODUZIONE	3
2	NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
2.1	Normativa e standard di riferimento	4
2.2	Bibliografia.....	4
3	AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE A LIQUEFAZIONE	5
3.1	vita nominale e periodo di riferimento.....	5
3.2	Stati limite, probabilità di superamento e periodi di ritorno.....	6
3.3	Risposta Sismica Locale	7
4	CRITERI DI VERIFICA DELLA SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE	9
5	CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE	10
6	VERIFICA DI APPLICABILITÀ DELLE CONDIZIONI DI ESCLUSIONE	11
6.1	Condizione 1	11
6.2	Condizione 2	12
6.3	Condizione 3	12
6.4	Condizione 4	14
7	CONCLUSIONI	15

1 INTRODUZIONE

Allo scopo di accertare la stabilità del sito di progetto rispetto alla liquefazione, è stata condotta una valutazione di suscettibilità in base ai dati a disposizione e tenendo in conto delle condizioni che permettono escludere il fenomeno senza dover effettuare ulteriori analisi (si veda capitolo 6).

2 NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO

Si riporta di seguito l'elenco delle normative a cui si è fatto riferimento per la stesura della presente relazione:

- [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30.
- [2] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"
- [3] RFI DTC SI MA IFS 001 E del 2021- "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI".
- [4] RFI DTC INC CS LG IFS 001 A del 21.12.2011 – "Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra".
- [5] RFI DTC SI SP IFS 001 C del 21.12.2018- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – "Opere in terra e scavi"– RFI.
- [6] UNI EN 1997-1 : Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [7] UNI EN 1998-5 : Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [8] AGI (1977) Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.
- [9] AGI (2005) Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida.

2.2 BIBLIOGRAFIA

- [10] Boulanger, R. W. and Idriss, I. M. (2004). State normalization of penetration resistances and the effect of overburden stress on liquefaction resistance, in Proceedings, 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, and 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, D. Doolin et al., eds., Stallion Press, Vol. 2, pp. 484–91.
- [11] Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. (2008), "Soil liquefaction during earthquakes", MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA.

3 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE A LIQUEFAZIONE

3.1 VITA NOMINALE E PERIODO DI RIFERIMENTO

La Vita Nominale V_N di un'opera, intesa come il periodo temporale entro cui l'opera stessa può essere usata per lo scopo al quale è destinata purché soggetta alla manutenzione ordinaria, è così definita dalle NTC2018:

- $V_N \leq 10$ anni, per opere provvisorie e opere provvisionali;
- $V_N \geq 50$ anni, per opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale;
- $V_N \geq 100$ anni, per grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di importanza strategica.

Nel caso in esame, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è stato assunto in sede progettuale:

$$V_N = 75 \text{ anni}$$

Le opere sono suddivise dalle NTC2018 in classi d'uso, la cui appartenenza è stabilita sulla base dell'importanza dell'opera rispetto alle esigenze di operatività a valle di un evento sismico. In particolare, le classi d'uso sono così definite:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. Per le quali si ha un coefficiente d'uso $C_U = 0.7$.
- Classe II: ... *omissis* ... Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o Classe d'uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d'uso III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza ... *omissis* Per le quali $C_U = 1.0$.
- Classe III: ... *omissis* ... Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d'uso IV, e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza ... *omissis* ... Per le quali $C_U = 1.5$.
- Classe IV: ... *omissis* ... Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, 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 ... omissis ... Per le quali $C_U = 2$.

Nel caso in esame si assume:

Classe d'uso II ($C_U = 1$)

Pertanto, l'azione sismica di verifica viene associata ad un periodo di riferimento pari a:

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1 = 75 \text{ anni}$$

3.2 STATI LIMITE, PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO E PERIODI DI RITORNO

L'azione sismica di progetto deve essere determinata in funzione della probabilità di superamento P_{VR} dipendente dagli Stati Limite di verifica e correlata a periodo di ritorno (T_R) e periodo di riferimento (V_R) attraverso la seguente formulazione

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

Gli Stati Limite di riferimento per verifiche in presenza di sisma, così come definiti nelle NTC2018 al par. 3.2.1 sono:

Stato Limite Ultimo (SLU)

- Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana, SLV, definito come lo stato limite in corrispondenza del quale la struttura subisce una significativa perdita della rigidità nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontale. Ad esso è associata una probabilità di superamento $P_{VR}=10\%$;
- Stato Limite di Prevenzione del Collasso, SLC, stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali. Ad SLC è associata una $P_{VR}=5\%$.

Stato limite di Esercizio (SLE)

- Stato Limite di immediata Operatività SLO per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico ($P_{VR}=81\%$);
- Stato Limite di Danno SLD definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo ($P_{VR}=63\%$).

Considerando il periodo di riferimento assunto ($V_R=75$ anni), ai quattro stati limite sopra descritti corrispondono i tempi di ritorno T_R riportati in Tabella:

Tabella 1: Periodi di ritorno per l'azione sismica, per i diversi stati limite e relativi alla V_R assunta in progetto ($V_R = 75$ anni).

STATO LIMITE	T_R , anni
SLO	45
SLD	75
SLV	712
SLC	1462

3.3 RISPOSTA SISMICA LOCALE

Per i fini del presente studio, gli effetti di amplificazione stratigrafica e topografica sono stati valutati sulla base dell'approccio semplificato fornito dalle NTC2018, le quali definiscono un fattore di sito S di amplificazione sismica come funzione sia della categoria di sottosuolo (S_S), sia dell'andamento della superficie topografica (attraverso il coefficiente S_T):

$$S = S_S \cdot S_T$$

In particolare, il sottosuolo viene categorizzato a fini sismici in base alla velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{S,eq}$ (in m/s) definita come:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:

- h_i = spessore dell'*i*-esimo strato;
- $V_{S,i}$ = valore di velocità delle onde di taglio nell'*i*-esimo strato;
- N = numero di strati;
- H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da $V_s > 800$ m/s.

Per il sito in esame, i risultati delle 4 prove MASW forniscono valori di $V_{s,30}$ riferibili alle classi di sottosuolo C, riportati nella tabella seguente. In ogni caso, si suggeriscono comunque approfondimenti per la fasi progettuali successive.

Tabella 2: Risultati prove MASW

Prova	V_{s30} [m/s]	Categoria di suolo
MASW 1	201	C
MASW 2	190	C
MASW 3	200	C
MASW 4	225	C

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, il tracciato è stato classificato in categoria T1 ($S_T = 1$), sempre sulla base delle informazioni fornite nella Relazione Geologica.

Il fattore di sito S e l'azione sismica di progetto $a_{max} = S \cdot a_g$ ottenuti lungo il tracciato per il periodo di ritorno calcolato allo SLV è riportato in tabella:

Tabella 3 Valori di a_g , F_0 , T_c^* per ogni Stato Limite considerato

Stato limite	P_{VR}	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (s)
SLV	10%	712	0.284	2.315	0.447

Tabella 4 Valori dei coefficienti di sito S e dell'accelerazione di progetto a_{max}

SLV - $T_R =$			
CATEGORIA	S_s	C_c	a_{max} (g)
C	1,31	1,37	0,372

4 CRITERI DI VERIFICA DELLA SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

In terreni saturi sabbiosi sollecitati, in condizioni non drenate, da azioni cicliche dinamiche, il termine liquefazione comprende una serie di fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche. L'avvenuta liquefazione si manifesta, in presenza di manufatti, attraverso la perdita di capacità portante e/o lo sviluppo di elevati cedimenti e rotazioni.

Le NTC 2018, al par. 7.11.3.4.1 stabiliscono che:

“Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.”

Allo scopo di accertare la stabilità del sito di progetto rispetto alla liquefazione, è stata condotta una valutazione di suscettibilità in base ai dati a disposizione e tenendo in conto delle condizioni che permettono escludere il fenomeno senza dover effettuare ulteriori analisi (si veda paragrafo 1.2).

Si ricorda come, a causa della breve durata del moto sismico, il terreno reagisca in condizioni sostanzialmente non drenate. In tali condizioni, il comportamento non lineare dei materiali sabbiosi e sabbioso/limosi saturi, sottoposti a carichi ciclici indotti dal terremoto, porta alla generazione di sovrappressioni interstiziali con diminuzione anche significativa di resistenza e rigidità apparente. Alla successiva dissipazione di tali sovrappressioni, corrisponde una riduzione di volume con la generazione di deformazioni permanenti in grado di causare, nello specifico, problematiche di esercizio post-sisma, stabilità dei rilevati, delle opere di sostegno e di attraversamento.

Il fenomeno della liquefazione è profondamente influenzato dal numero dei cicli del moto sismico del suolo, dalla densità relativa D_r e dalla granulometria del terreno. Un terreno a grana grossa, a parità di altri fattori, è maggiormente esposto al pericolo della liquefazione quanto minore è la sua

densità relativa. Il potenziale di liquefazione aumenta poi, ovviamente, al crescere del numero di cicli, ossia del valore di magnitudo sismica di riferimento.

Il problema principale che si pone in fase di progettazione è valutare la stabilità del sito di progetto rispetto alla liquefazione quando il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sottofalda, anche se contenenti una frazione fine limoso-argillosa.

5 CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE

Le NTC2018 al paragrafo 7.11.3.4.2 stabiliscono che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero (cfr. a_{max}) minori di 0.1 g;
2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche SPT normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche CPT, normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone comprese tra le curve rappresentate in Figura 16 (coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$) e Figura 17 (coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$).

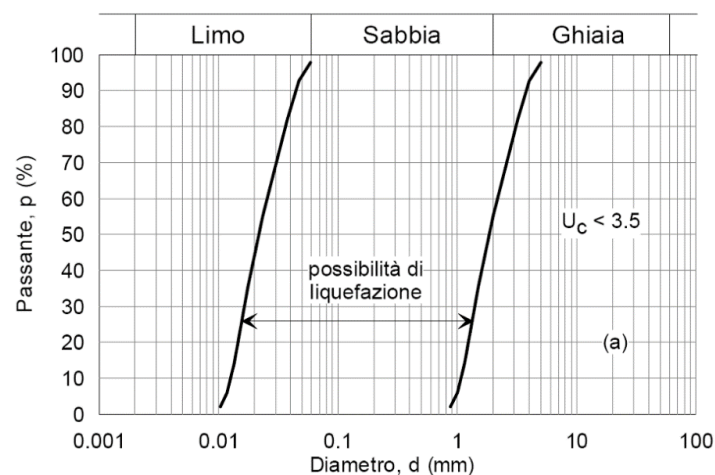


Figura 1: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c < 3.5$)

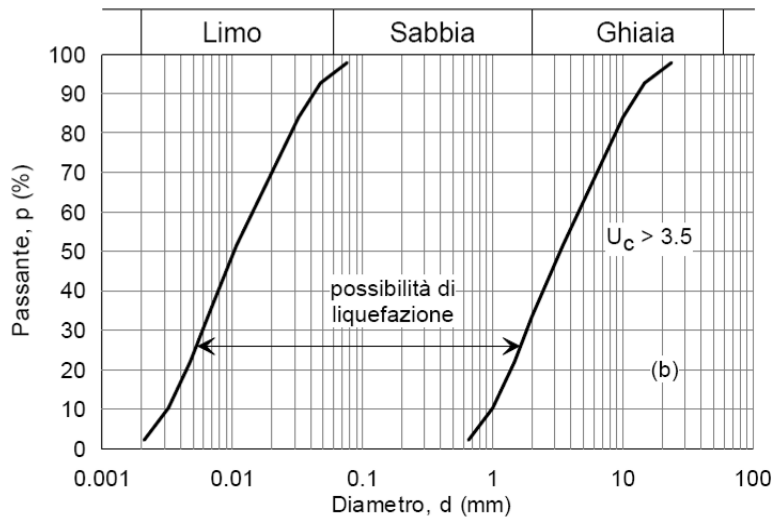


Figura 2: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c > 3.5$).

In particolare, se la condizione 1 non risulta soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 2, 3 e 4. Pertanto, in relazione a quanto previsto dall'NTC 2018, sono state condotte una serie di analisi puntuali volte a verificare tutte le condizioni predisponenti elencate in precedenza, al fine di determinare la possibile suscettività a liquefazione dei terreni interessati dalle opere in progetto.

Di seguito si riportano gli esiti della verifica condotta secondo le 4 specifiche condizioni richieste da NTC 2018.

6 VERIFICA DI APPLICABILITÀ DELLE CONDIZIONI DI ESCLUSIONE

Si riporta la verifica preliminare sulle condizioni di predisposizione ai fenomeni di liquefazione per valutare, secondo i criteri normativi, la possibilità di esclusione del rischio a priori. Qualora le condizioni di esclusione imposte dalle norme non risultassero rispettate, si procederà alla verifica diretta di suscettibilità alla liquefazione.

6.1 CONDIZIONE 1

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

A seguito dello studio delle azioni sismiche riportate nella relazione geologica e geotecnica, la condizione 1 non risulta soddisfatta, per il progetto in argomento $a_{max} = 0.372g$.

6.2 CONDIZIONE 2

- 2) profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;

L'andamento della quota di falda lungo il tracciato è stato ricostruito sulla base delle poche letture attualmente disponibili. A partire da queste, si è stimato un affondamento della falda compreso tra 1.5 e 7 m. Il massimo di 7 m è stato stimato nei pressi del sondaggio BH2_DH, nel quale la falda si attesta al disotto del banco di formazione di Augusta superficiale che vanta una potenza di circa 4 m. Come esposto nel seguito, tale condizione è cruciale per l'esclusione del rischio di liquefazione poiché tale formazione, per natura granulometrica, risulta l'unica potenzialmente liquefacibile tra quelle presenti lungo il tracciato.

6.3 CONDIZIONE 3

- 3) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa.

Come evidenziato nel successivo 6.4, i terreni di fondazione delle opere in progetto sono caratterizzati da una granulometria che esclude la possibilità di liquefazione dei depositi in presenza di sisma a meno dei primi 5m da p.c. in prossimità del sondaggio BH2_DH che hanno evidenziato la presenza di terreni sabbiosi.

Di conseguenza la condizione in oggetto è stata verificata facendo esclusivo riferimento alle prove SPT eseguite nel sondaggio BH2_DH fino ad una profondità di 5m dal p.c.

Il valore di $N1_{,60}$ è stato ottenuto applicando la relazione proposta da Skempton (1986) ed applicando la correzione proposta da Liao & Whitman per tenere conto dello stato tensionale presente. Pertanto, risulta:

$$N1_{,60} = N_{SPT} * C_E * C_B * C_S * C_R * C_N$$

in cui:

C_E = correzione per rapporto di energia ER/60, posto pari a 1.08 da valore di letteratura per il territorio italiano in assenza di misurazioni specifiche;

C_B = correzione per il diametro del foro, in questo caso pari a 150 mm;

C_S = correzione per tipo di campionatore, in questo caso considerato come campionatore standard;

C_R = correzione per lunghezza aste (L), variabile a seconda della profondità;

C_N = correzione per le pressioni efficaci agenti, valutato come

$$C_N = \sqrt{\frac{p_a}{\sigma'_{v0}}} \leq 1.7$$

dove p_a è il valore di pressione atmosferica.

Tabella 5: Valori di N_{160}

BH2_DH								
z [m]	N_{SPT}	σ'_v [Kpa]	CN	CE	CR	CB	CS	N_{160}
2	6	38	1,62	1,08	0,75	1	1	5
5	17	95	1,03	1,08	0,75	1	1	14

I valori di $N_{1,60}$ ottenuti risultano inferiori al limite imposto di 30, ne consegue che la condizione 3 non risulta soddisfatta.

6.4 CONDIZIONE 4

Dall'analisi granulometrica dei campioni indisturbati raccolti, è emerso che i terreni interessati dalle opere in progetto sono principalmente composti da materiale fine, con percentuali in peso di limo più argilla prossime al 80-90%. Tali campioni appartengono tutti alla formazione di Lentini, che è presente lungo tutto il tracciato.

Unica eccezione a quanto appena affermato si riscontra nei pressi del sondaggio BH2_DH, nel quale è presente fino a una profondità di 5 m un banco di terreno sabbioso-limoso riconducibile a una porzione della formazione di augusta poco consistente. Si ritiene tuttavia che le caratteristiche di tale formazione siano tendenzialmente migliori poiché essa comprende substrati litoidi o spesso cementati. Le caratteristiche riscontrate nel BH2_DH appaiono quindi troppo penalizzanti e poco rappresentative del comportamento medio dell'unità geotecnica identificata.

Per quanto affermato, sulla base dei dati disponibili, il rischio di liquefazione può essere escluso su base granulometrica per la quasi totalità del tracciato, lungo la quale la falda si posiziona all'interno della formazione di Lentini.

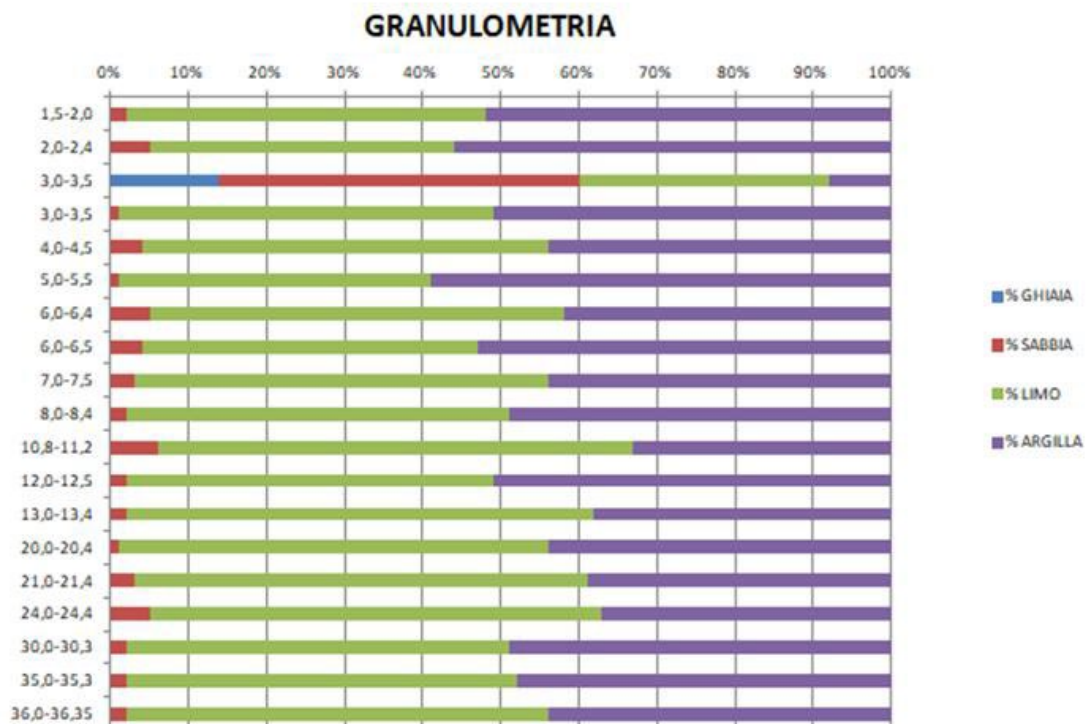


Figura 3: analisi granulometrica dei campioni

7 CONCLUSIONI

Il tracciato del Bypass di Augusta si dispone in un'area ad elevata sismicità al disopra di potenti banchi argillosi (formazione di Lentini) in alternanza a più rare porzioni superficiali limose-sabbiose (formazione di Augusta).

Allo stato attuale di conoscenza, si ritiene presente la falda lungo tutto il tracciato a profondità comprese tra 1.5 e 7 m. Si ritiene, tuttavia, che, considerata la scarsa quantità di letture a disposizione, peraltro di dubbia consistenza, sia necessario integrare il livello di conoscenza attuale nelle fasi successive di progettazione.

Le caratteristiche granulometriche dei terreni composti dalla formazione di Lentini permettono l'esclusione a priori del rischio di liquefazione per gran parte del tracciato. Le restanti parti del tracciato, nelle quali affiorano in superficie strati riconducibili alla formazione di augusta, risultano potenzialmente liquefacibili su base granulometrica, ma in tali zone la falda risulta profonda e quindi può comunque essere escluso il rischio di liquefazione. Si sottolinea, inoltre, che, tenuto conto delle caratteristiche geologiche e dei riscontri visivi sul campo, appare particolarmente penalizzante la caratterizzazione meccanica associata alla formazione di augusta, che si è basata esclusivamente sui risultati di due prove SPT eseguite nel solo sondaggio BH2_DH. A tal proposito si rinnova la necessità di approfondimento di conoscenza, già evidenziato per la quota di falda, da estendere con particolare alle caratteristiche meccaniche della porzione di formazione di Augusta presente lungo tracciato.

Per quanto premesso, allo stato attuale di conoscenza, si ritiene assente il rischio di liquefazione per tutta la tratta in progetto, ma si ritiene necessaria conferma di quanto affermato durante le successive fasi progettuali a seguito di un approfondimento di conoscenza sul livello di falda e sulle reali caratteristiche meccaniche della formazione di Augusta.