



Regione Lombardia  
Direzione Generale Infrastrutture e Opere Pubbliche



CODICE  
COMMESSA

LIVELLO  
PROGETTAZIONE

D.P.R.  
207/10

PROGRESSIVO  
ELABORATO

CATEGORIA  
OPERA

NUMERO  
OPERA

REVISIONE

SCALA

R 3 1

D

b

0 0 1

O V

0 1

R 0

===

OPERE SOSTITUTIVE P.L. DI VIA TRIESTE IN COMUNE DI ERBA  
OPERE DI COMPETENZA FERROVIENORD  
*Progetto Definitivo*

RELAZIONI TECNICHE E RELAZIONI SPECIALISTICHE  
RELAZIONE GEOTECNICA  
Lotto 1

Revisioni		Data	Descrizione	Redatto	Controllato
	3		-		
	2		-		
	1		-		
	0	Ott. 2025	PRIMA EMISSIONE		

NORD\_ING  
NORD\_ING Srl  
IL DIRETTORE TECNICO  
Ing. Laura Stiriti

FERROVIENORD  
FERROVIENORD S.p.A.  
DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURA  
IL DIRETTORE  
Ing. Andrea Lucia Passarelli

Progettista



Collaborazione



Via Squero, 12 - 35043 Monselice (PD)



REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	DATA
CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE			AGG.

## SOMMARIO

<b>1</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>QUADRO NORMATIVO .....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>DOCUMENTI BIBLIOGRAFICI .....</b>	<b>4</b>
<b>4</b>	<b>DOCUMENTI DI PROGETTO .....</b>	<b>5</b>
<b>5</b>	<b>OPERE DA REALIZZARE .....</b>	<b>6</b>
<b>6</b>	<b>LINEAMENTI GEOLOGICI ED IDROGEOLOGICI REGIONALI .....</b>	<b>7</b>
6.1	CARATTERI GEOLOGICI E IDROGEOLOGICI REGIONALI.....	7
<b>7</b>	<b>INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE.....</b>	<b>8</b>
7.1	INDAGINI ESEGUITE .....	8
7.1.1	PROVE IN SITO.....	9
7.1.2	PROVE IN LABORATORIO.....	10
<b>8</b>	<b>INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO.....</b>	<b>12</b>
<b>9</b>	<b>PIEZOMETRIA.....</b>	<b>13</b>
<b>10</b>	<b>CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.....</b>	<b>14</b>
10.1	CARATTERIZZAZIONE TERRENI INCOERENTI .....	14
10.1.1	Correlazione tra numero colpi $DPSH$ e $N_{SPT}$ .....	14
10.1.2	Stima della densità relativa.....	14
10.1.3	Stima dell'angolo di resistenza al taglio $\varphi'$ .....	16
10.1.4	Parametri di deformabilità.....	17
10.2	CARATTERIZZAZIONE TERRENI COESIVI .....	17
10.2.1	Stima dei parametri di resistenza al taglio drenata ( $c'$ e $\varphi'$ ).....	17
10.2.2	Stima dei parametri di resistenza al taglio non drenata ( $C_u$ ).....	18
10.2.3	Stima dei parametri di compressibilità ( $E_{op}$ ) .....	18
<b>11</b>	<b>CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE DINAMICA DEI TERRENI .....</b>	<b>19</b>
11.1	MODULI A PICCOLE DEFORMAZIONI.....	19
11.1.1	$G_0$ e $E_0$ da $V_s$ .....	19
11.1.2	Stima del modulo elastico a partire dai moduli a piccole deformazioni $G_0$ ed $E_0$ in funzione del livello di deformazione .....	19
<b>12</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....</b>	<b>21</b>
<b>13</b>	<b>INQUADRAMENTO SISMICO .....</b>	<b>30</b>
13.1	PREMESSA.....	30
13.2	AREE SISMOGENETICHE DI INTERESSE .....	30
13.3	VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA .....	31
13.4	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO .....	33
13.4.1	Vita nominale, vita utile e periodi di ritorno dell'azione sismica.....	34
13.4.2	Risposta sismica locale.....	36
<b>14</b>	<b>ANALISI DI PERICOLOSITÀ RISPETTO AL FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE .....</b>	<b>38</b>
<b>15</b>	<b>CONSIDERAZIONI PROGETTUALI .....</b>	<b>40</b>

## 1 PREMESSA

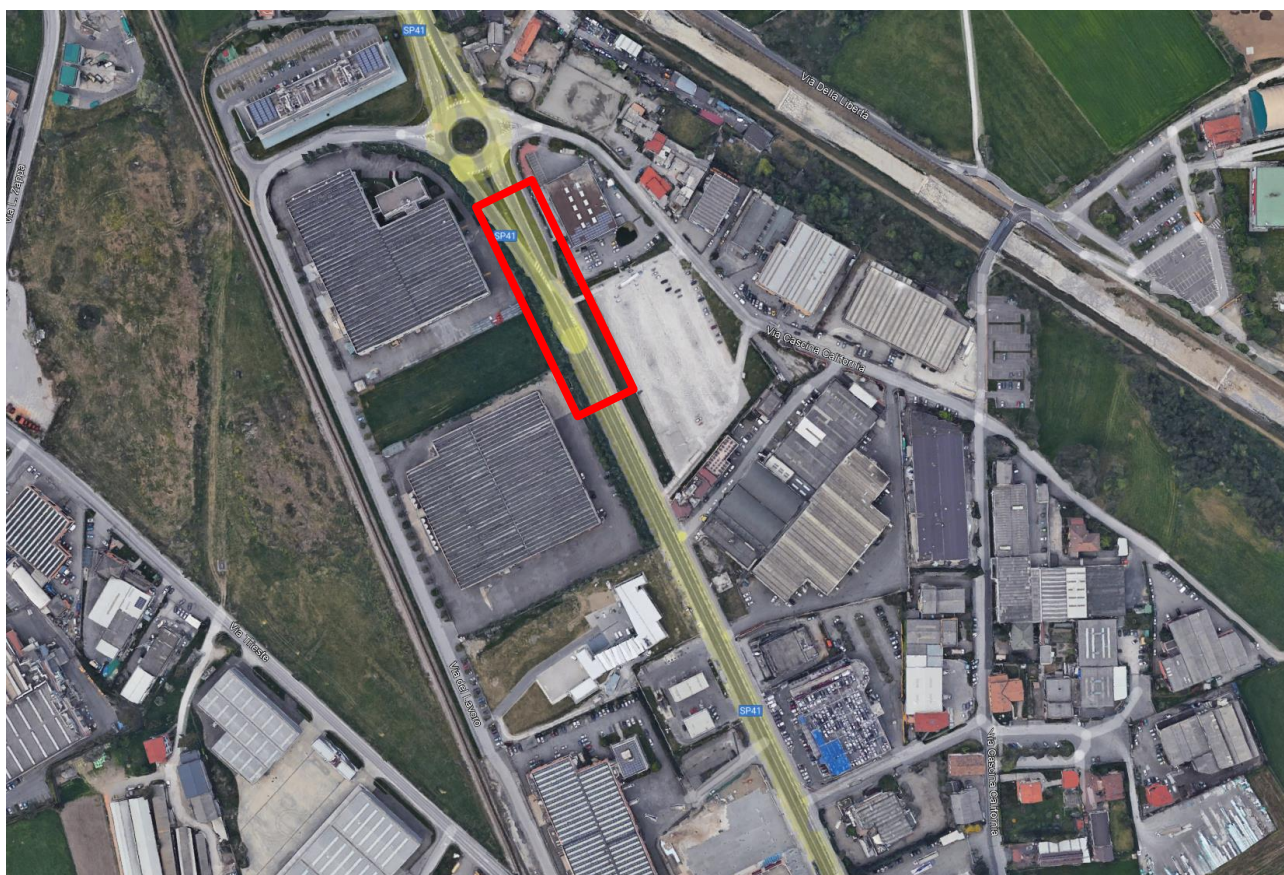
Il presente documento costituisce la relazione geotecnica inerente all'intervento previsto in Via Milano situata all'interno del comune di Erba (Figura-1). L'intervento comprende l'inserimento di una nuova rotonda che andrà a modificare l'attuale viabilità consentendo l'intersezione con un raccordo stradale realizzato nel corso di un altro intervento, e la realizzazione di una serie di muri di sostegno alla SP41.



*Figura-1: Inquadramento geografico dell'intervento (area di interesse all'interno del cerchio rosso)*

La zona d'intervento è compresa interamente nel territorio comunale di Erba in provincia di Como, in particolare sulla strada SP41 in Via Milano, come documentato in Figura **Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.**-2 2.





*Figura Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.-2 Dettaglio dell'area di interesse in rosso.*

## **2 QUADRO NORMATIVO**

La relazione è stata svolta considerando le correnti normative in materia:

- [1]. Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, Supplemento Ordinario alla G.U. n.42 del 20.2.2018”.
- [2]. Circolare 21/01/2019, n. 7 C.S.LL.PP.: “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni, di cui al D.M. 17/01/2018.
- [3]. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- [4]. Allegato B – Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio, in attuazione all’art. 57 della L.R. 11 marzo 2005, N. 12 – Testo Integrale.

## **3 DOCUMENTI BIBLIOGRAFICI**

- [5]. Andrus, R. D., and Stokoe, K. H. (2000), “Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE 126(11), 1015–025.
- [6]. Atkinson J.H. (2000), “Non-linear soil stiffness in routine design”, Geotechnique, Vol.50, n.5, pp.487-508.
- [7]. Atkinson J.H. and Salfors G. (1991), “Experimental determination of soil properties. General Session 1”, Proc. X ECSMFE, Florence, Vol. 3, pp-915-956.
- [8]. Bolton (1986), “The strength and dilatancy of sands”, Geotechnique 36, n°1.
- [9]. Clayton C.R.I. (1995) “The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use” CIRIA Report n° 143, 1995.
- [10]. Cubrinovski, M., and Ishihara, K. (1999) "Empirical Correlation between SPT N-Value and Relative Density for Sandy Soils," Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, Vol. 39, No. 5, pp 61-71.
- [11]. Hasancebi N., Ulusay R. (2007), “Empirical correlations between shear wave velocity and penetration resistance for ground shaking assessments”. Bull Eng. Geol. Environ. 66:203–213.
- [12]. Ohta Y. and Goto N. (1978), “Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristics soil indexes” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.6.
- [13]. Rollins K.M., Evans M.D., Diehl N.B., Daily W.D. (1998), “Shear modulus and damping relationships for gravels”, Journal Geotechnical and Environmental Engineering, ASCE, pp.396-405.
- [14]. Schmertmann J.H. (1978), “Guidelines for cone penetration test performance and design”, Report FHWA-TS-78-209, U.S. Department of Transportation, Washington.

- [15]. Seed H.B. and Sun J.I. (1989) "Implications of Site Effects in the Mexico City Earthquake of September 19, 1985 for Earthquake-Resistant Design Criteria in the San Francisco Bay Area of California". National Science Foundation, Washington, DC., March 1989, 138 p.
- [16]. Seed H.B. e Idriss I.M. (1970), "Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis", Report EERC 70-10, University of California, EERC, Berkeley.
- [17]. Skempton A.W. (1986) "Standard Penetration Test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation" *Geotechnique* 36, n° 3.
- [18]. Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" *Proceedings ESOPT*.
- [19]. Stroud M.A. (1988) "The Standard Penetration Test – Its application and interpretation" *Penetration Testing in UK, Proceedings of the Geotechnical Conference organized by ICE, Birmingham*.
- [20]. Uma Maheswari, R., Boominathan, A. & Dodagoudar, G.R. (2010), "Use of Surface Waves in Statistical Correlations of Shear Wave Velocity and Penetration Resistance of Chennai Soils". *Geotech Geol Eng* 28, 119–137.
- [21]. Ünal Dikmen (2009), "Statistical correlations of shear wave velocity and penetration resistance for soils", *Journal of Geophysics and Engineering*, Volume 6, Issue 1, Pages 61–72.
- [22]. Youd T.D. (1972) "Factors controlling maximum and minimum density of sands" *Proceedings of Symposium on Eval. Dens., ASTM STP 523*.

#### **4    DOCUMENTI DI PROGETTO**

La relazione è stata svolta considerando i seguenti allegati:

- [23]. GEOPLANET (2013), Relazione geotecnica realizzazione sovrappasso
- [24]. GIA Consulting (2022) Relazione geologica, idrogeologica e sismica – adeguamento via Milano AREA 1
- [25]. GIA Consulting (2022) Relazione geologica, idrogeologica e sismica – adeguamento via Milano AREA 2
- [26]. DWG con tracciato e sezioni di progetto: X-1443\_ATT-3-S-OPERE, X-1443\_ATT-3-T-PLA-PRO

## 5 OPERE DA REALIZZARE

L'intervento prevede la realizzazione dei muri di sostegno MU01-02-03 appartenenti al lotto 1 per il sostegno dell'allargamento della strada SP41 lungo Via Milano. L'altezza dei muri varia da circa 2 a 4 m.

In accordo alle sezioni fornite (rif. Doc [26]), ai fine della caratterizzazione geotecnica si pone il piano di fondazione alla quota di 270-269m s.l.m., si riporta una sezione tipo di seguito in Figura **Errore**. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.-33.

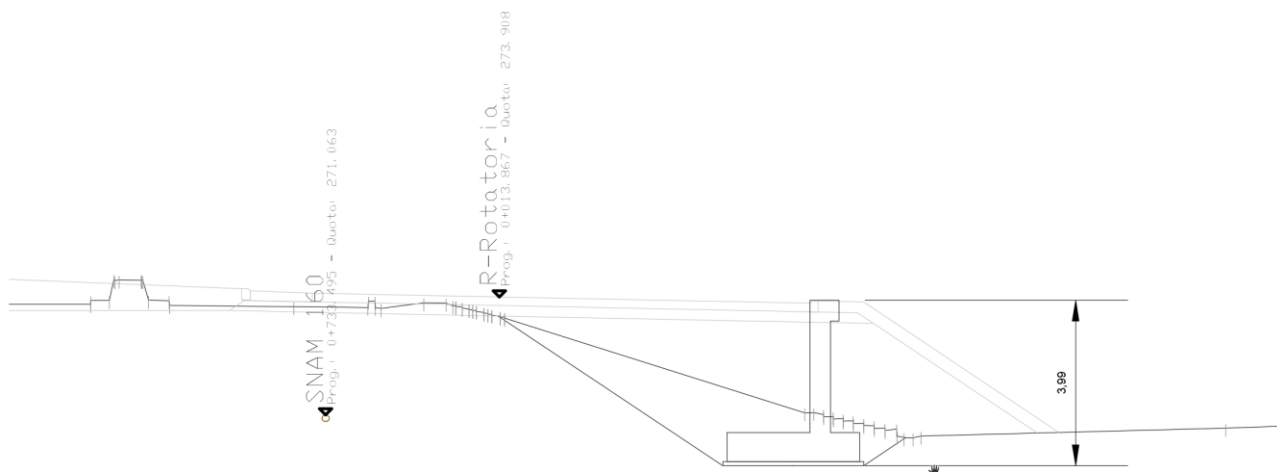


Figura **Errore**. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.-3: Sezione tipo di esempio delle opere da realizzare.

## **6 LINEAMENTI GEOLOGICI ED IDROGEOLOGICI REGIONALI**

### **6.1 CARATTERI GEOLOGICI E IDROGEOLOGICI REGIONALI**

Per quanto riguarda la caratterizzazione geologica e idrogeologica regionale si rimanda alla relazione geologica in allegato [24] e [25]. L'area interessata dall'intervento è caratterizzata dalla presenza di conoidi di origine mista. In particolare, si tratta di depositi glaciali e fluvioglaciali con materiali ghiaiosi, da fini a grossolani con presenza di matrice limosa.

L'area di interesse, osservando i complessi idrogeologici della regione Lombardia, si trova nel subcomplesso dei depositi quaternari di origine glaciale che fa parte del complesso dei depositi sciolti quaternari. L'unità sabbioso ghiaiosa è caratterizzata da una successione di sedimenti sabbioso-ghiaiosi e sabbiosi, con frequenti intercalazioni lenticolari limoso-argillose. La trasmissività è compresa tra  $5 \cdot 10^{-3}$  e  $8 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$  con valori più elevati in corrispondenza dei paleoalvei fluviali dove prevalgono le granulometrie sabbiose. Superiormente a questa unità è presente un livello limoso-argilloso di spessore di circa 10 m. Alla base invece, è possibile trovare una serie di livelli a conglomerati e arenarie, costituito da depositi prevalentemente ghiaiosi e sabbiosi con diversi livelli di cementazione di tipo calcareo. Questa unità è facilmente riconoscibile nel settore pedemontano e dell'alta pianura nei primi 50-100m di profondità. Dove costituisce il primo acquifero.



## **7 INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE**

### **7.1 INDAGINI ESEGUITE**

Il presente paragrafo illustra le prove geotecniche e sismiche eseguite nelle campagne di indagine al fine di elaborare il modello geotecnico per la progettazione delle opere previste.

Le indagini disponibili sono state eseguite durante due diverse campagne. La prima nel 2013, contenuta nella relazione geotecnica (rif. Doc. [23]) eseguita nell'ambito del Progetto per l'Urbanizzazione Primaria e Riconfigurazione morfologica del terreno. Di interesse per la zona di intervento attuale sono i sondaggi S4\_2014 e S5\_2014, e le prove penetrometriche dinamiche pesanti continue SCPT-10 e SCPT-11.

La seconda, ad integrazione della precedente per l'intervento oggetto della presente relazione, viene suddivisa in Area 1 (rif. Doc. [24]) e Area 2 (rif. Doc. [25]).

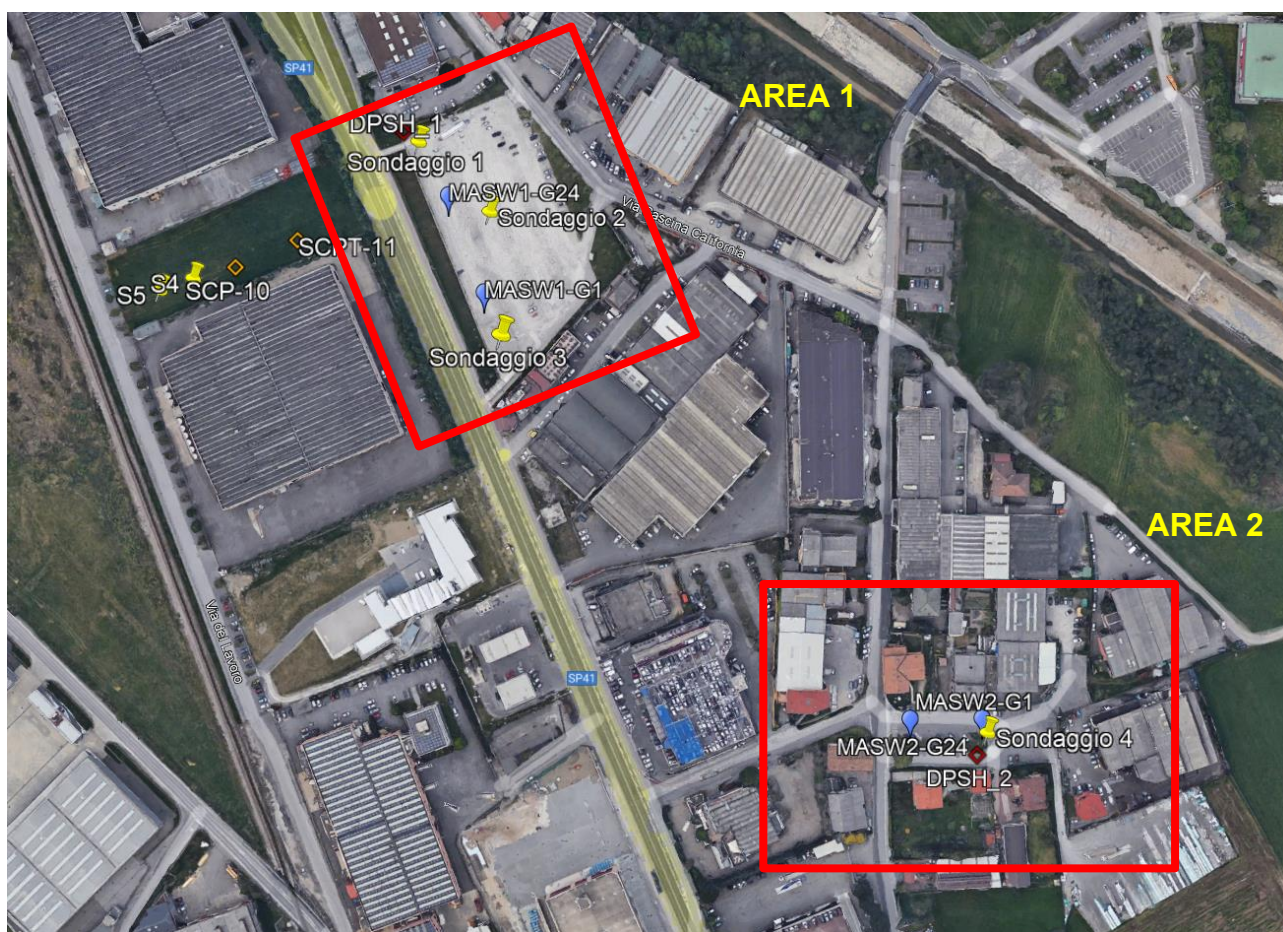
Di seguito sono riportate le indagini eseguite nell'Area 1:

- N.3 sondaggi a carotaggio continuo S1, S2, S3 fino a profondità 10 m.
- N. 1 prova penetrometrica dinamica continua pesante (DPSH 1) fino a profondità 11 m.
- Prelievo di n. 2 campioni rimaneggiati e n. 1 indisturbato.
- N. 3 prove SPT (Standard Penetration Test) eseguite in S2.
- N.1 prova sismica MASW.
- N.1 prova REMI.

Le indagini nell'Area 2:

- N.1 sondaggio a carotaggio continuo S4 fino a profondità 10m.
- N. 1 prova penetrometrica dinamica continua pesante (DPSH 2) fino a profondità 10m.
- Prelievo di n. 2 campioni rimaneggiati e n. 1 indisturbato.
- N. 3 prove SPT (Standard Penetration Test) eseguite in S4.
- N.1 prova sismica MASW.
- N.1 prova REMI.

La Figura 4 riporta l'ubicazione delle indagini eseguite.



*Errore. L'origine riferimento non è stata trovata. riporta l'ubicazione delle indagini eseguite.*

### 7.1.1 **PROVE IN SITO**

La tabella 1 sottostante riepiloga le indagini in sito svolte e utilizzate ai fini della caratterizzazione geotecnica per le opere in progetto.

Tabella-1: Dettaglio indagini

ID	PROFONDITA' (m dal p.c.)	DATA ESECUZIONE	Quota (m s.l.m.)	Ubicazione	
				Lat. [°]	Lon. [°]
S4_2014	20	Febbraio 2014	-	-	-
S5_2014	20	Febbraio 2014	-	-	-
SCPT 10	-	Dicembre 2011	-	-	-
SCPT 11	-	Dicembre 2011	-	-	-
S1	10	Novembre 2022	271	45.801161	9.237823
S2	10	Novembre 2022	271	45.800863	9.238297
S3	10	Novembre 2022	272	45.800305	9.238398

ID	PROFONDITA' (m dal p.c.)	DATA ESECUZIONE	Quota (m s.l.m.)	Ubicazione	
				Lat. [°]	Lon. [°]
S4	10	Novembre 2022	267	45.798624	9.241646
DPSH 1	11	Novembre 2022	271	45.801260	9.237746
DPSH 2	10	Novembre 2022	-	45.798579	9.241608
MASW 1 G1/G24	-	Novembre 2022	-	45.800494	9.238309
				45.800891	9.238053
MASW 2 G1/G24	-	Novembre 2022	-	45.798651	9.241634
				45.798634	9.241170
p.c. = piano campagna					

La prova sismica MASW 1 è stata eseguita con l'utilizzo di 24 geofoni distanti 2 m ognuno, mentre la MASW 2 a distanza 1.5 m ognuno (stessa numero di geofoni).

Inoltre, sono state eseguite delle prove Lefranc a carico variabile per la misura della permeabilità dei terreni superficiali nei sondaggi S1, S2 e S3 dell'Area 1.

### 7.1.2 PROVE IN LABORATORIO

A completamento delle indagini svolte in sito, sono state eseguite alcune prove di laboratorio per la caratterizzazione dei terreni a grana fine:

- Definizione del peso specifico dei grani  $G_s$ ,
- Determinazione del peso naturale del terreno  $\gamma$ ,
- Prova di compressibilità edometrica EDO,
- Prova di taglio diretto.

La Tabella **Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.**-2 illustra per ciascun campione raccolto la corrispondente litologia e profondità di prelievo e le prove di laboratorio eseguite.

*Tabella Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.-2: Prove di laboratorio eseguite sei campioni estratti da S1 e S4.*

INDAGINE IN LABORATORIO							
Sondaggio	Campione	Profondità [m]	Apertura e descrizione	Caratteristiche fisiche	Analisi granulometrica	TD	EDO
S1	CR1	1.0-1.5	x		x		
	CI2	3.0-3.5	x	x	x	x	x
	CR3	4.5-5.0	x		x		
S4	CI1	0.0-0.5	x	x	x	x	x
	CR2	3.0-3.5	x		x		
	CR3	4.5-5.0	x		x		

Si nota che i campioni indisturbati riportati in Tabella **Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.-22**, su cui sono state eseguite le prove di laboratorio, sono stati estratti dallo strato di riporto e dallo strato di sabbia limosa con ghiaia. Dalle analisi granulometriche (certificati prove in [24] [25]) si osserva per il campione S1 CI2 una percentuale del contenuto di sabbia del 36% circa, e per il campione S4 CI1 una percentuale del contenuto di sabbia e di ghiaia rispettivamente del 45% e del 22%. Per questo motivo, l'affidabilità e l'utilizzo dei risultati delle prove di laboratorio ai fini della caratterizzazione geotecnica sono stati valutati tenendo presente questo aspetto. Inoltre, la prova edometrica eseguita in S4 CI1 nello strato di riporto non è stata considerata, mentre quella in S1 CI2 conferma quanto osservato dalle prove in sito.

## 8 INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO

Dalle indagini eseguite, dal punto di vista geotecnico-stratigrafico emerge una predominanza di terreni granulari, con modesta presenza di terreni a grana fine (limi e argille). In particolare, nella zona in esame sono stata individuate le unità geotecniche riportate in Tabella **Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.**-3 3.

*Tabella Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.*-3 Descrizione unità geotecniche individuate.

Unità	Descrizione
Riporto	Costituito da terreno rimaneggiato sabbioso grossolano
Sabbia limosa con ghiaia	Terreno costituito da una matrice sabbioso-limosa con inclusioni lapidee eterometriche, da sciolto a mediamente addensato
Sabbia ghiaiosa	Costituita da una matrice sabbiosa fine con presenza importante di ghiaia
Argilla limosa	Lente a matrice argilloso-limosa
Ghiaia sabbiosa	Costituita da matrice ghiaiosa con presenza di sabbia, molto addensata

Ai fini della progettazione, cautelativamente si può assumere l'andamento stratigrafico riportato in Tabella **Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.**-4.

*Tabella Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.*-4: Modello stratigrafico individuato

MODELLO STRATIGRAFICO		
Litologia	Quota da p.c. [m]	
	Inizio strato	Fine strato
Riporto	0	1-2
Sabbia limosa con ghiaia	1-2	3-4
Sabbia ghiaiosa	3-4	8-9
Argilla limosa	8-9	12-13
Ghiaia sabbiosa	12-13	-



## **9    PIEZOMETRIA**

Per la definizione della linea di falda nel tratto in esame, si è fatto riferimento a quanto rilevato durante l'esecuzione dei sondaggi più recenti e dalle indicazioni trovate sulla relazione geologica risalente al 2013 [23], in modo da tenere conto anche di una eventuale oscillazione stagionale.

Si osserva che la falda si attesta ad una quota di circa 266 m s.l.m. nell'area in esame, con un'oscillazione stagionale di circa  $\pm 3 \div 4$  m rispetto alla quota 264 m s.l.m. Pertanto, per la progettazione si raccomanda di adottare una falda a quota piano di fondazione.

## 10 CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

### 10.1 CARATTERIZZAZIONE TERRENI INCOERENTI

La classificazione geotecnica dei terreni incoerenti, valida per le unità litostratigrafica costituita da sabbia limosa e ghiaia, è stata eseguita per mezzo delle correlazioni di letteratura riguardanti le prove SPT e prove sismiche eseguite durante la realizzazione dei sondaggi.

#### 10.1.1 Correlazione tra numero colpi DPSH e $N_{SPT}$

Il passaggio tra numero di colpi registrati con la prova DPSH (N) a  $N_{SPT}$  avviene attraverso la seguente formula:

$$N_{SPT} = \beta_t N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

In cui Q è l'energia specifica per colpo e  $Q_{SPT}$  è quella riferita alla prova SPT, presa uguale a 7.83 kg/cm<sup>2</sup>. Mentre Q è calcolato come segue:

$$Q = \frac{M^2 H}{A \delta (M + M')}$$

In cui:

M peso massa battente

M' peso aste

H Altezza di caduta

A Area base punta conica

$\delta$  passo di avanzamento

Nel caso in esame, il coefficiente  $\beta_t$  di correlazione è stato calcolato pari a circa 1.4.

#### 10.1.2 Stima della densità relativa

Per la stima della densità relativa si fa riferimento alla seguente correlazione a partire dai risultati di prove SPT proposte in letteratura:

Per i depositi granulari prevalentemente sabbiosi:

$$\text{Skempton, [17]: } D_R = \sqrt{\frac{1}{A+B \cdot \sigma'_{vo}}} \cdot N_{SPT}$$

essendo:

A, B = costanti empiriche indicate in Tabella-5: Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986);

$\sigma'_{vo}$  = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kg/cm<sup>2</sup>);

$N_{SPT}$  = numero di colpi per 30 cm di infissione;

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27,5	27,5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43,3	21,7
Sabbie sovra consolidate	27,5 - 43,3	(21,7 - 27,5)

Tabella-5: Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)

Per i depositi granulari prevalentemente ghiaiosi:

$$\text{Cubrinowski \& Ishihara, 1999 [10]: } D_R = \left\{ \frac{(N_{SPT})_{78\%} \left( 0.23 + \frac{0.06}{D_{50}} \right)^{0.5}}{9} \left( \frac{98}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \left( \frac{k_{0,NC}}{k_{0,SC}} \right)^{0.5} \right\}^{0.5}$$

- essendo:
- $D_R$  densità relativa [-]
- $(N_{SPT})_{78\%}$  numero di colpi/30cm associabile ad un'energia trasferita alle aste pari al 78% di quella teorica
- $D_{50}$  diametro delle particelle corrispondente al 50% di passante [mm]
- $\sigma'_{v0}$  pressione verticale efficace geostatica [kPa]
- $k_{0,NC}$  coefficiente di spinta a riposo di terreni normalmente consolidati [-]
- $k_{0,SC}$  coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati [-]

### 10.1.3 Stima dell'angolo di resistenza al taglio $\varphi'$

Per la stima dell'angolo di resistenza al taglio si fa riferimento alla correlazione proposta da Schmertmann, 1978 [14], che stima un angolo di resistenza al taglio operativo a partire dalla  $D_R$ , in funzione delle caratteristiche granulometriche del materiale. Come riportato nella Figura Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.-4 4 .

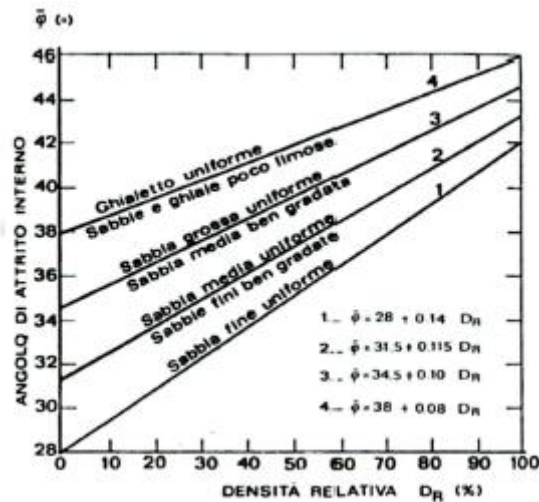


Figura Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.-4: Grafico di Schmertmann

Inoltre, per la stima dell'angolo di resistenza al taglio  $\varphi'$  è stato adottato anche il metodo proposto da Bolton (1986) [8] in base al quale:

$$\varphi' = \varphi_{cv}' + m \cdot DI$$

$$DI = D_r \cdot [Q - \ln(p_f')] - 1$$

essendo:

$\varphi'$  angolo di resistenza al taglio di picco riferito a pressioni  $\sigma_{ff}' = 272 \text{ kPa}$  (°)

$Q$  coefficiente che dipende dalla composizione mineralogica e dalla forma delle particelle, assunto pari a 10

$p_f'$   $1,4 \cdot \sigma_{ff}'$  (vedi Jamiokowski et al. 1988) (kPa)

$\sigma_{ff}'$  tensione efficace normale alla superficie di rottura 272 (kPa)

$m$  costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti a rottura (vedi Tabella 6 6)

$\varphi_{cv}'$  angolo di resistenza al taglio a volume costante o di stato critico (°)

$D_r$  densità relativa (-)

I valori di  $D_r$  utilizzati per definire l'angolo di resistenza al taglio, sono quelli determinati dalle prove SPT.

Tabella 6: Valori della costante empirica  $m$  secondo Bolton (1986)

Condizioni di rottura	$m(\cdot)$
Prova triassiale di compressione ( $\sigma_2' = \sigma_3'$ )	3
Prova triassiale in Estensione o di deformazione piana ( $\sigma_2' \neq \sigma_3'$ )	5
$\sigma_2'$ = tensione principale efficace intermedia $\sigma_3'$ = tensione principale efficace minore	

I valori dell'angolo di resistenza al taglio  $\phi_{cv}'$  sono ricavabili da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative o, in assenza di queste ultime, ipotizzabili in base a quanto indicato nella Tabella Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.-7 (vedi ad esempio Youd [22], 1972; Stroud [19], 1988).

*Tabella Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.-7: Valori dell'angolo di resistenza al taglio  $\phi_{cv}$  per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)*

	Sabbie ben gradate	Sabbie uniformi
Sabbie a spigoli vivi	$\phi_{cv}' = 38^\circ$	$\phi_{cv}' = 34^\circ$
Sabbie a spigoli arrotondati	$\phi_{cv}' = 33^\circ$	$\phi_{cv}' = 30^\circ$

Nel caso delle ghiaie a spigoli arrotondati si può assumere mediamente  $\phi_{cv}' = 34^\circ \div 36^\circ$ .

I valori adottati nelle interpretazioni sono i seguenti:

$\phi_{cv}' = 32^\circ$  per le sabbie

$\phi_{cv}' = 36^\circ$  per le sabbie e ghiaie

$m = 3$

#### 10.1.4 Parametri di deformabilità

Per quanto riguarda i parametri di deformabilità dei terreni a grana grossa, si rimanda a quanto riportato al capitolo 11.1.2.

### 10.2 CARATTERIZZAZIONE TERRENI COESIVI

La caratterizzazione geotecnica dei terreni coesivi, valida per l'unità litostratigrafica costituita dal terreno limoso argilloso superficiale e per gli strati profondi, è stata eseguita per mezzo delle correlazioni di letteratura riguardanti le prove in sito eseguite durante la realizzazione dei sondaggi e le prove di laboratorio eseguite sui campioni raccolti.

#### 10.2.1 Stima dei parametri di resistenza al taglio drenata ( $c'$ e $\phi'$ )

Per la stima dei parametri di resistenza al taglio si sono valutati i risultati delle prove di taglio diretto sui campioni estratti in S1 e S4, rispettivamente il primo riferito allo strato di materiale di sabbia limosa con ghiaia, mentre il secondo riferito al terreno vegetale del riporto.

I risultati delle prove sono contenuti nella documentazione di progetto, in particolare nelle relazioni citate [23], [24] e [25].



**10.2.2 Stima dei parametri di resistenza al taglio non drenata ( $C_u$ )**

La resistenza al taglio non drenata di materiali saturi sottofalda, associabile a quella di prove triassiali di compressione e carico, consolidate alle tensioni efficaci geostatiche, può essere stimata adottando la correlazione empirica proposta da Stroud (1974) [18] (vedi anche Clayton, 1995 [9]). In base a tale correlazione risulta quanto segue:

$$c_u = (4 \div 5.5) N_{SPT} \quad [\text{kPa}]$$

**10.2.3 Stima dei parametri di compressibilità ( $E_{op}$ )**

Per la valutazione del modulo elastico in condizioni operative  $E_{op}$  (definito in [18]), da impiegare solo nel caso di problemi di primo carico, come ad esempio fondazioni dirette, si assume:

$$E_{op} = (150 \div 200) \cdot C_u \quad [\text{kPa}]$$

## **11 CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE DINAMICA DEI TERRENI**

I criteri di seguito riportati sono stati utilizzati per determinare i parametri necessari a una caratterizzazione dinamica delle principali unità geotecniche.

### **11.1 MODULI A PICCOLE DEFORMAZIONI**

#### **11.1.1 $G_0$ e $E_0$ da $V_s$**

A partire dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$  misurate in sito dalle prove MASW e ottenuti mediante correlazioni dal numero di colpi SPT. Le correlazioni elencate sono state scelte in base alla tipologia di materiale trovata.

- Terreni incoerenti: Dikmen, U. 2009 [21], Ohta, Y., and Goto, N. 1978 [12], Rollins, K.M. 1998 [13].
- Terreni coesivi: Hasanceby, N., and Ulusay, R. 2007 [11], Maheswari U., et al. 2009 [20].

Una volta ottenuti i valori di  $V_s$  si possono calcolare i valori dei moduli elastici iniziali,  $G_0$  ed  $E_0$ , sulla base della teoria dell'elasticità:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2$$
$$E_0 = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G_0 = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot \rho \cdot V_s^2$$

In cui  $\nu$  è il coefficiente di Poisson. Assumendo  $\rho = 19 \text{ kN/m}^3$  e  $\nu$  pari a 0.25.

#### **11.1.2 Stima del modulo elastico a partire dai moduli a piccole deformazioni $G_0$ ed $E_0$ in funzione del livello di deformazione**

I moduli di deformabilità operativi sono definiti in funzione del livello deformativo a partire dai moduli iniziali  $G_0$  ed  $E_0$ .

Per quanto concerne la stima dei parametri di deformabilità dei materiali a grana grossa, si è ritenuto di procedere come segue:

- valutazione dei moduli di taglio e di Young iniziali  $G_0$  ed  $E_0$ , sulla base dei dati delle misure geofisiche effettuate (MASW) e dalle prove SPT e DPSH;
- sulla base dei valori tipici di deformazione attesa per le diverse opere (seguendo ad esempio quanto raccomandato da Atkinson e Sallfors (1991, Doc. rif. [7]), e da Atkinson (2000, Doc. rif. [6]), e riportato in Figura-5), valutazione dell'entità del degrado dei moduli iniziali, facendo riferimento a curve di letteratura.

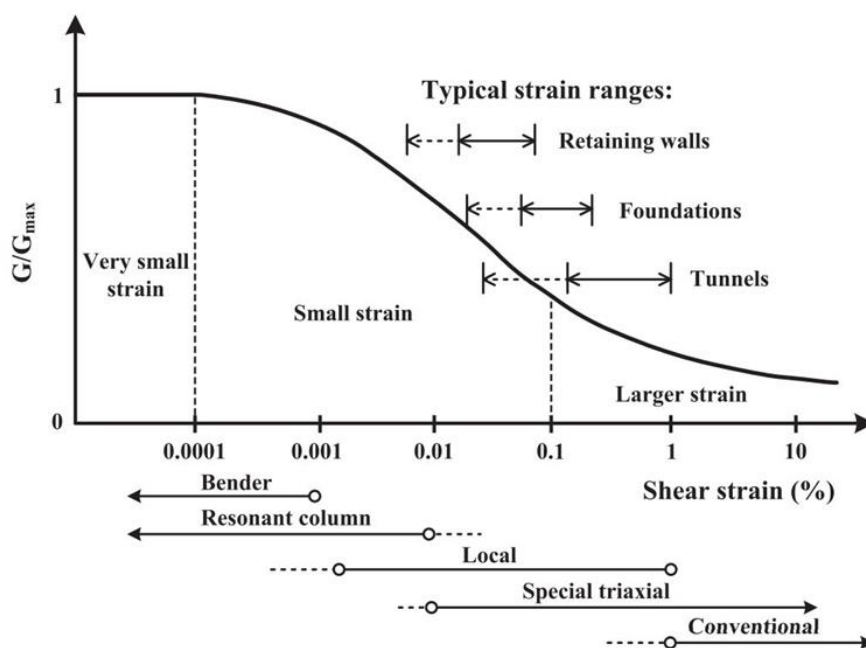


Figura-5: Livelli deformativi raggiunti dal terreno per diverse opere di ingegneria (Doc. Rif. [5], [7]).

Curve di degradamento di esempio in Figura-6 6:

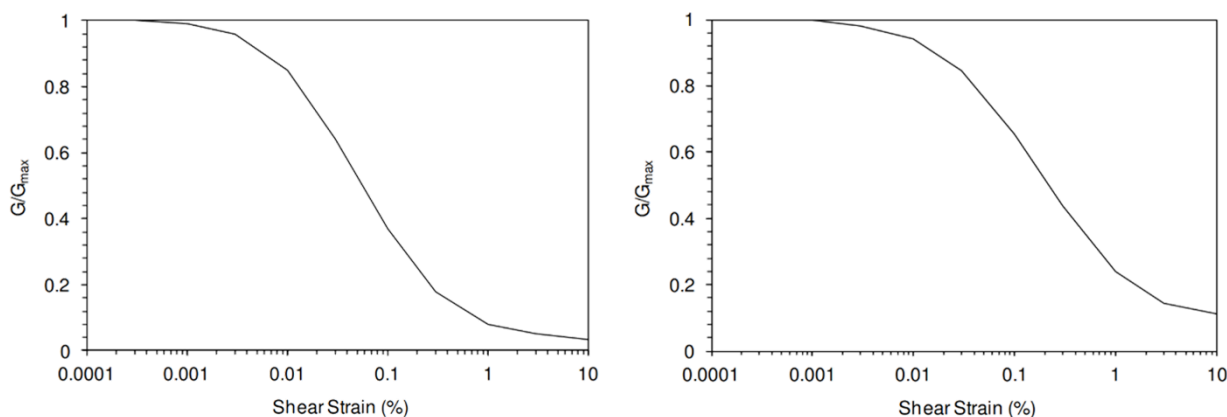


Figura-6: Curve di decadimento del modulo di taglio per depositi sabbiosi (a sinistra, Doc. Rif. [16]) e argillosi (a destra, Doc. Rif. [15]).

Le curve di degrado del modulo in funzione della distorsione a taglio a disposizione in letteratura sono molte e il progettista potrà scegliere quella che riterrà più opportuna. In questa sede, si sono generalmente proposti valori di moduli di Young operativi, validi per il calcolo di cedimenti di fondazioni superficiali e per scavi, ipotizzando valori del decadimento del modulo dell'ordine di  $1/4 \div 1/5$  di quello iniziale.

Per i calcoli geotecnici di interesse, per i materiali prevalentemente granulari, il rapporto tra i moduli è definito come segue:

$$E_{op} \approx \left( \frac{1}{4}; \frac{1}{5} \right) E_0$$

## 12 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Sulla base dei criteri sopra esposti, nelle figure seguenti si riportano i dati delle misure di sito, ed i valori dei parametri geotecnici da queste desunti.

Di seguito saranno riportati solo i risultati delle prove ottenuti dall'Area 1 e quelli della campagna risalente al 2013, più sfavorevoli dal punto di vista geotecnico rispetto a quelli dell'Area 2. Inoltre, non avendo indagini in posizione intermedia tra le due aree non è stato possibile determinare dove si verifica la discontinuità tra le stratigrafie. Per questo motivo, ai fini della caratterizzazione geotecnica delle unità individuate e a favore di sicurezza, è stata data maggior rilevanza ai risultati delle prove eseguite nell'Area 1.

Più in particolare, per quanto riguarda le prove in sito:

- Nella Figura **Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.**-7 sono riportati i valori di NSPT; per le prove DPSH è stata eseguita una correlazione per ottenere i corrispondenti valori di NSPT (vedi 10.1.1);
- Nella Figura **Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.**-8 è riportato l'andamento della densità relativa da prove SPT e DPSH;
- Nella Figura-9 è riportato l'andamento dell'angolo d'attrito da prove SPT e DPSH;
- Nella Figura **Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.**-10 è mostrata la velocità delle onde di taglio misurata da prove in sito;
- Nella Figura-11 è riportato il modulo di taglio alle piccole deformazioni valutato a partire dai valori misurati di VS.
- Nella Figura-12 è riportato il modulo di Young operativo valutato a partire dai valori misurati di VS.

Nella Tabella-8 seguente vengono riportati i risultati delle prove di permeabilità Lefranc associate al tipo di terreno in cui sono state eseguite. Si noti che le prove sono state eseguite sopra falda. Per la caratterizzazione, considerando le tipologie di materiali coinvolti, si assume un valore di permeabilità  $k$  compreso tra  $10^{-4} \div 10^{-5}$  m/s per gli strati caratterizzati da materiali granulari. Mentre per lo strato con presenza di materiali prevalentemente fini non si dispone di prove di permeabilità in sito o test di laboratorio. Si nota però che, dall'osservazione delle cassette dei sondaggi presenti nella relazione [24], si riconosce la presenza di intercalazioni sabbiose.

Tabella-8: Risultati prove Lefranc.

Sondaggio	Prof.	k	Terreno
[n°]	[m]	[m/s]	-
S1	0.5-1.0	$10^{-1} \div 1$	Riporto
	3.0-3.5	$10^{-4}$	Sabbia limosa con ghiaia
	4.0-5.0	$10^{-4} \div 10^{-5}$	Sabbia ghiaiosa
S2	1.0-1.5	$10^{-5}$	Riporto
	2.5-3.0	$10^{-4}$	Sabbia limosa con ghiaia
	4.0-5.0	$10^{-6}$	Sabbia ghiaiosa
S3	0.5-1.0	$10^{-1} \div 1$	Riporto
	2.5-3.0	$10^{-4}$	Sabbia limosa con ghiaia

Sondaggio	Prof.	k	Terreno
[n°]	[m]	[m/s]	-
	4.0-5.0	10 <sup>-6</sup>	Sabbia ghiaiosa

Mentre per quanto riguarda i risultati delle prove di laboratorio considerate, vengono riassunti nella seguente Tabella -9.

Tabella -9: Risultati prove di taglio diretto.

Sondaggio	Camp.	Prof.	TD_picco		Terreno
			$\tau$	$\sigma_v$	
[n°]	[n°]	[m]	[kPa]	[kPa]	-
S1	Cl2	3.0-3.5	43	50	Sabbia limosa con ghiaia
			90	100	
			115	150	
S4	Cl1	0.0-0.5	20	20	Riporto
			53	75	
			81	100	



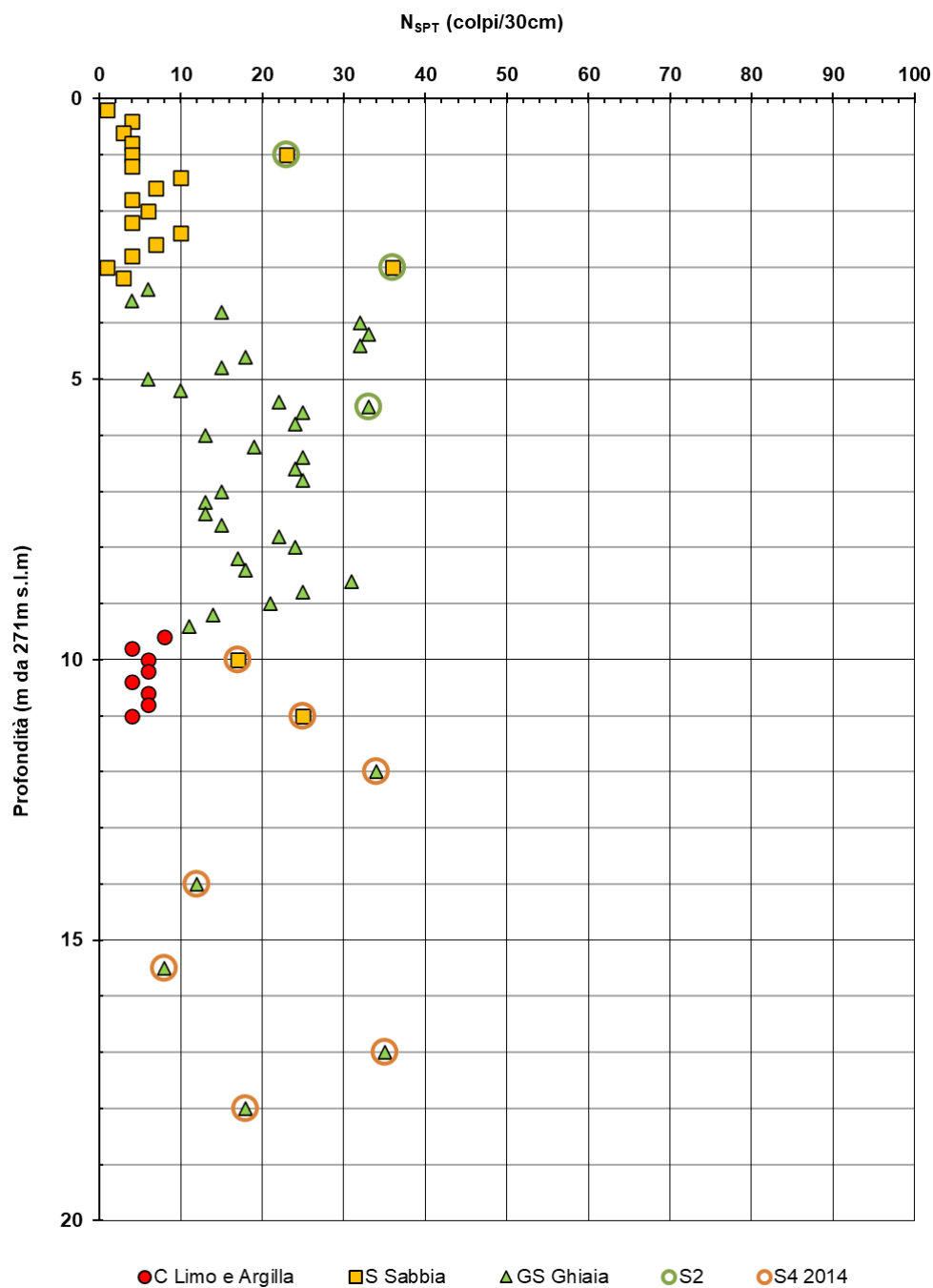


Figura **Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.**-7: Valori  $N_{spt}$  dalle prove SPT e DPSH.

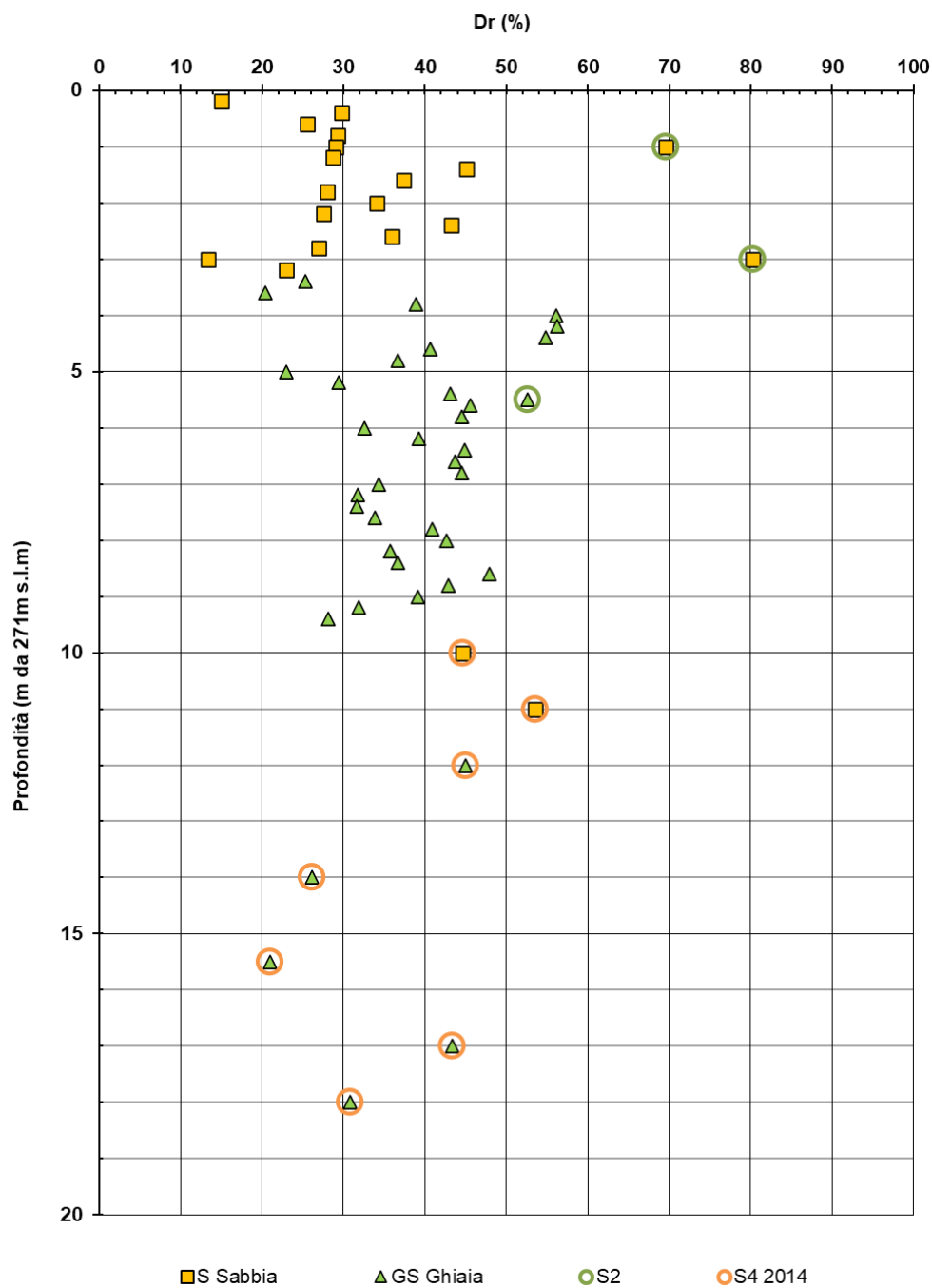


Figura **Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.**-8: Valori di densità relativa dalle prove SPT e DPSH.

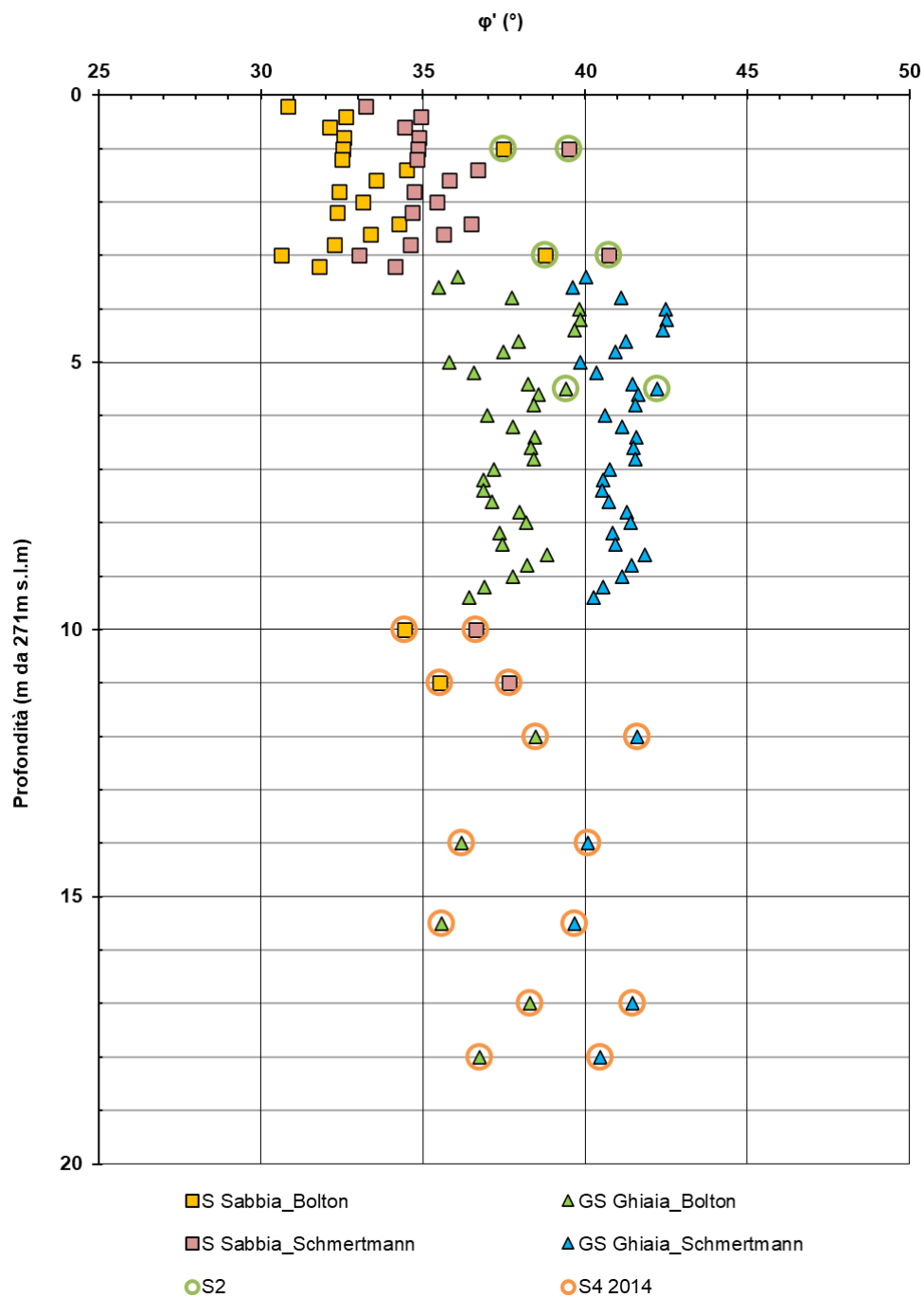


Figura-9: Angolo d'attrito da prove SPT e DPSH.

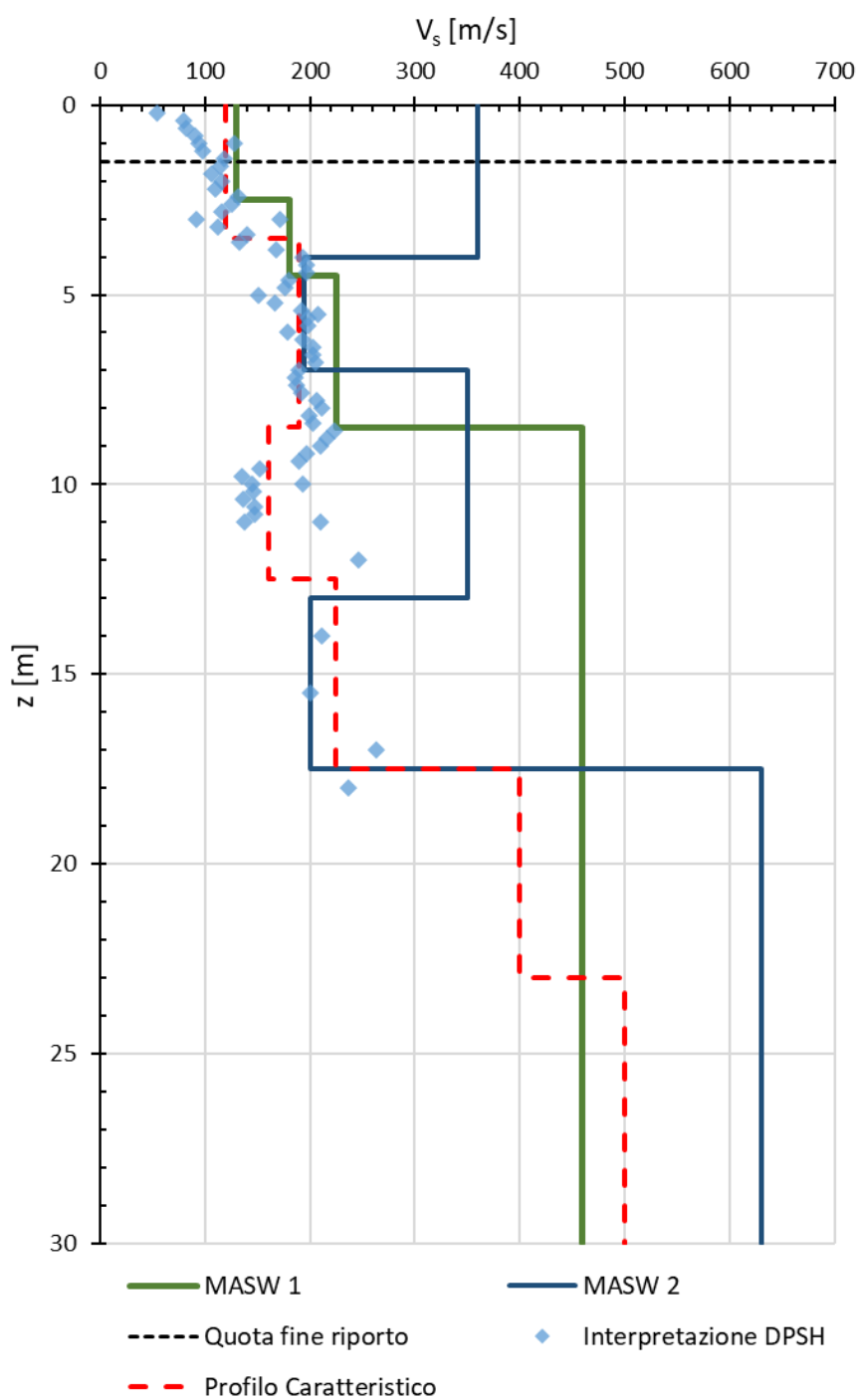


Figura Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.-10:  $V_s$  misurata con prove in sito ( $z$  da 271m s.l.m.).

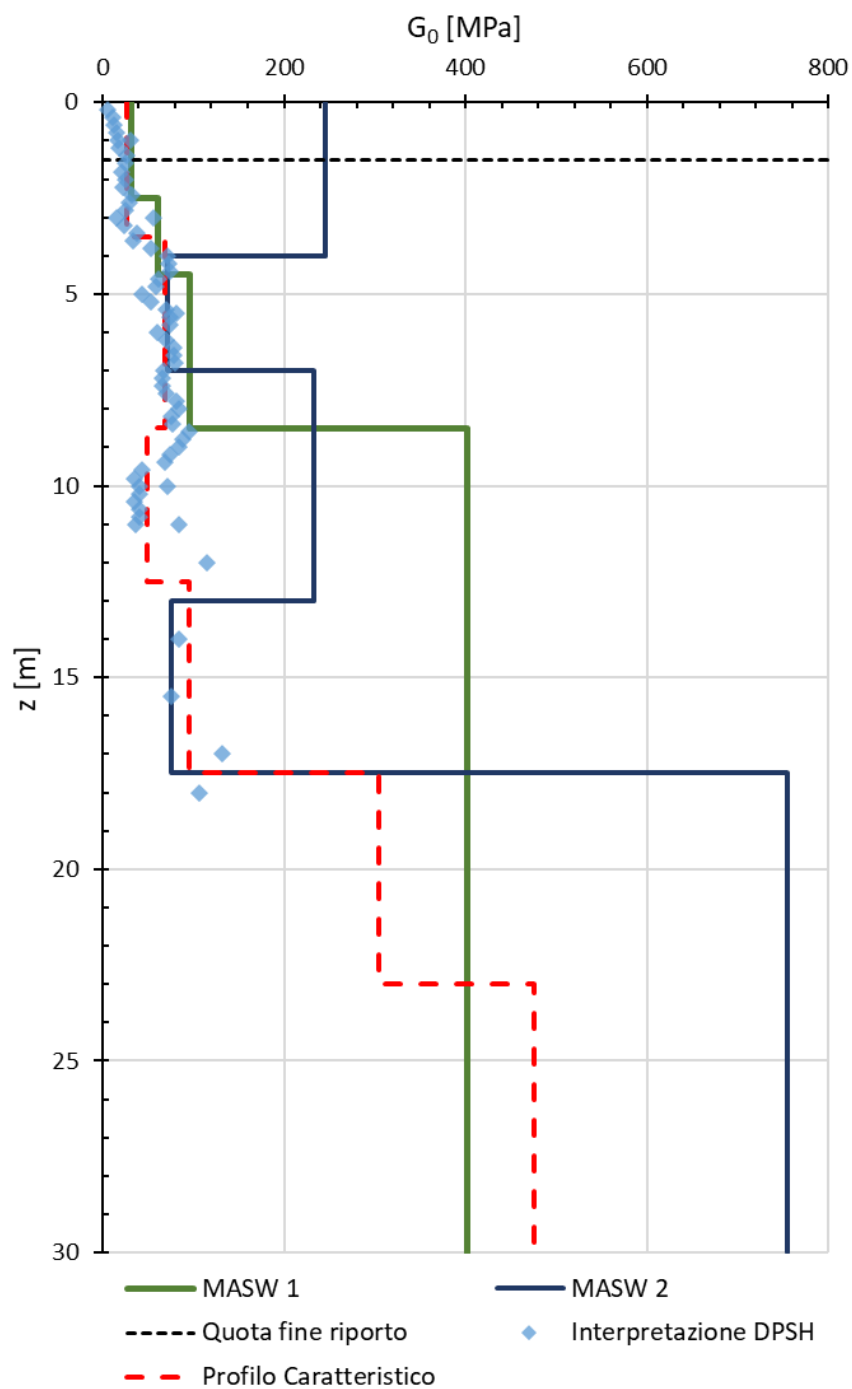


Figura-11: Modulo  $G_0$  calcolato dalle Vs misurate con prove in sito ( $z$  da 271m s.l.m.).



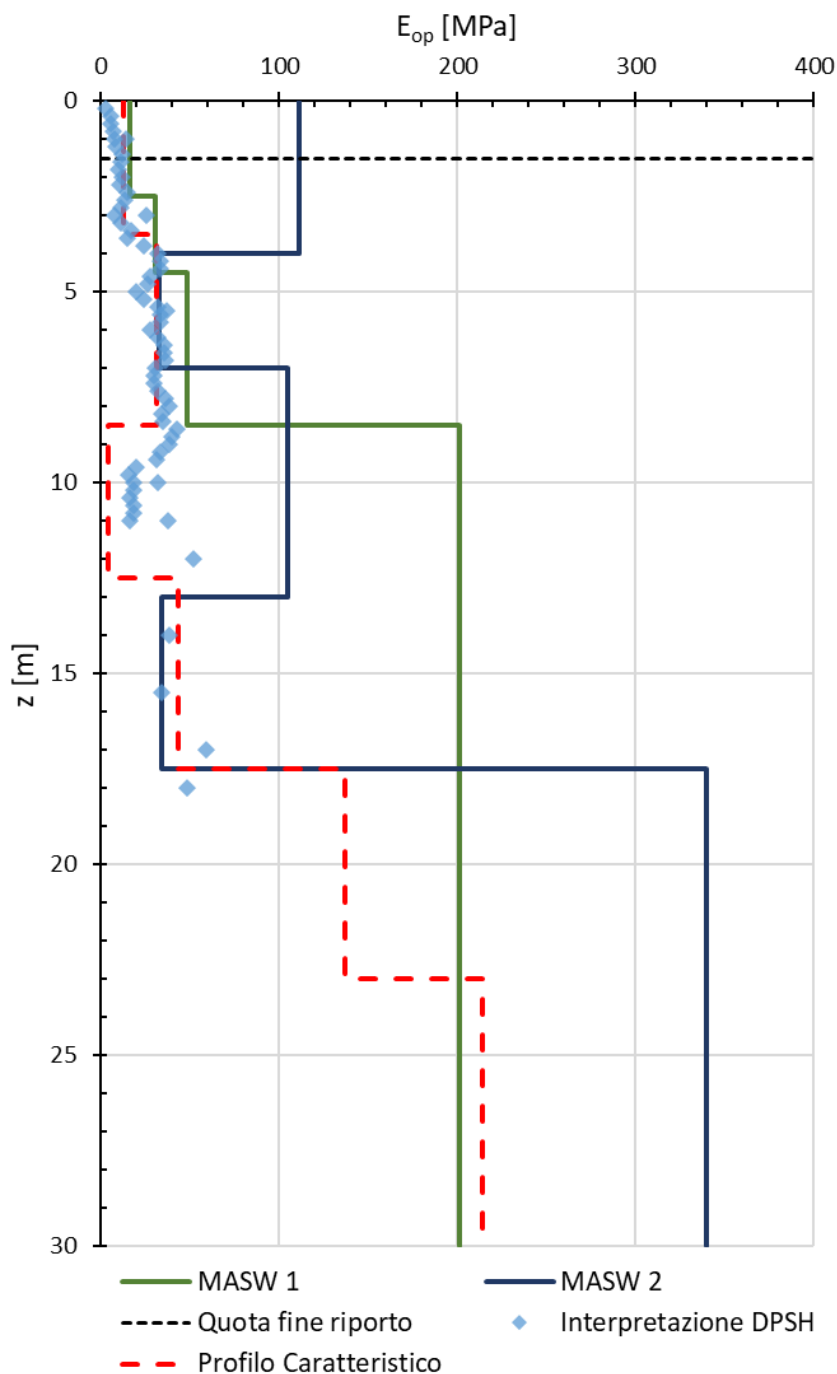


Figura-12: Modulo  $E_{op}$  valutato con le Vs misurate da prove in sito ( $z$  da 271m s.l.m).

Nella Tabella -10 sono riportati i valori caratteristici indicativi dei parametri geotecnici di riferimento individuati per ognuno degli strati da impiegare per la progettazione delle opere geotecniche. Si ricorda che, in accordo alle NTC, la scelta dei valori da impiegare, e, più in generale, del modello geotecnico di calcolo, è di esclusiva responsabilità e pertinenza del progettista.

Tabella -10: Caratterizzazione terreni (le profondità fanno riferimento alla quota 271m).

Descrizione	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	N <sub>SPT</sub> [-]	C <sub>U</sub> [kPa]	D <sub>R</sub> [%]	$\phi'$ [°]	c' [kPa]	V <sub>s</sub> [m/s]	G <sub>0</sub> [MPa]	E <sub>0</sub> [MPa]	E <sub>op</sub> [Mpa]
<b>Riporto (1)</b> da 0 a 1-2m	19	0-5	-	-	32-33	0	-	-	-	-
<b>Sabbia limosa con ghiaia</b> da 1-2m a 3-4m	19	5-10	-	30-40	32-34	0	110-130	23-32	52-72	10-15
<b>Sabbia ghiaiosa</b> da 3-4 a 8-9m	19-20	15-36	-	30-45	36-40	0	180-200	60-80	135-180	30-45
<b>Argilla limosa</b> da 8-9m a 12-13m	19	5-8	30-50	-	-	-	150-170	45-50	100-110	4-5
<b>Sabbia ghiaiosa</b> da 12-13m	19-20	17-25	-	35-50	37-40	0	200-250	78-115	175-260	35-50

(1) Non caratterizzato, non influente ai fini della progettazione delle fondazioni.

## 13 INQUADRAMENTO SISMICO

### 13.1 PREMESSA

Nel seguito si fornisce un inquadramento dell'area di progetto dal punto di vista della sismicità locale, a partire dall'individuazione delle sorgenti sismiche di interesse e degli effetti macrosismici registrati al sito nel corso di terremoti storici. Successivamente, facendo diretto riferimento alle indicazioni delle NTC2018 [1], verrà definita l'azione sismica funzione delle probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento basato sulla vita nominale delle opere, la loro classe d'uso, nei diversi Stati Limite considerati. Con riferimento alle indicazioni normative, la definizione dell'accelerazione si baserà altresì sulla localizzazione delle opere.

Ai sensi delle NTC2018, l'azione sismica deve essere innanzitutto determinata in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido (Categoria A) e superficie topografica orizzontale (Categoria T1), facendo riferimento alle tabelle in allegato alla edizione 2008 delle NTC; tali tabelle elencano i valori di accelerazione massima al suolo, oltre ai parametri spettrali, in corrispondenza dei punti di una griglia di apertura 5x5 km a coprire il territorio nazionale (vedasi il dettaglio dell'area di progetto in Figura -13, PGA definita con probabilità in 50 anni del 10%).

Per la localizzazione delle opere in progetto, può essere fatto riferimento alla Figura **Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.**-3, mentre in Figura-4 vengono indicati i punti sede di indagini geofisiche e geotecniche.

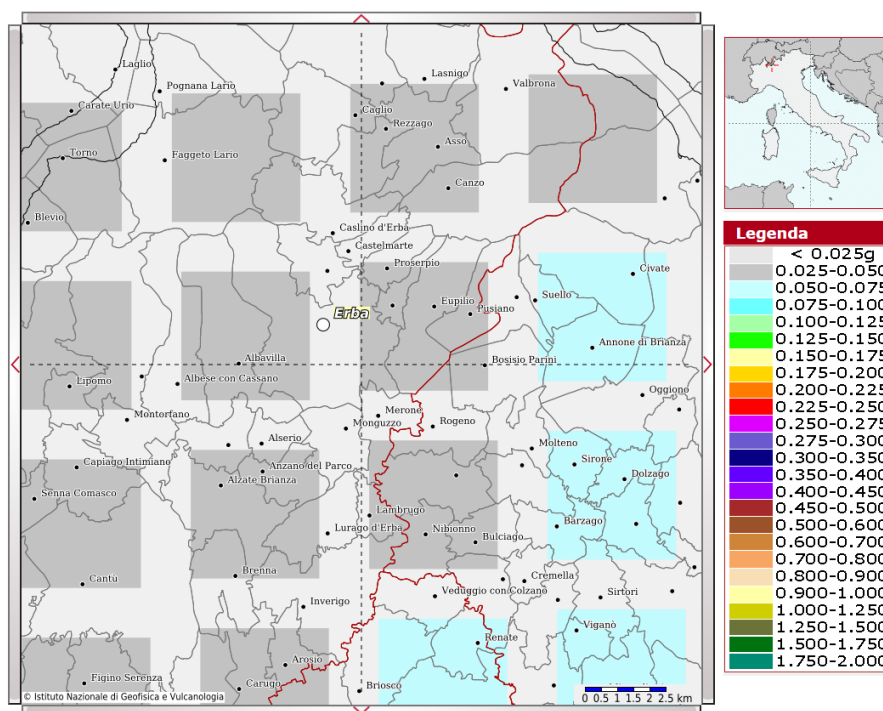


Figura -13: Valori di pericolosità sismica nell'intorno dell'area di progetto da elaborazioni DPC-INGV S1 (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>).

### 13.2 AREE SISMOGENETICHE DI INTERESSE

Per avere un quadro completo dei livelli di sismicità dell'area di interesse, un utile riferimento è costituito dal Database Macrosismico Italiano DBMI15 (Locati et al., 2021), il quale contiene tutte le informazioni riguardanti le intensità macrosismiche osservate a seguito dei terremoti accaduti fino al 2020. In particolare, la Figura -13, mostra la storia sismica associata al comune di Erba in termini

di intensità macrosismica. Si nota come la frequenza di eventi sismici in grado di produrre risentimenti al sito sia bassa, e che le intensità sismiche massime avvertite siano dell'ordine 4-5. Da quanto sopra si evince come sia associabile al sito di progetto una sismicità bassa.

## Erba

PlaceID	IT_11166
Coordinate (lat, lon)	45.810, 9.226
Comune (ISTAT 2015)	Erba
Provincia	Como
Regione	Lombardia
Numero di eventi riportati	14

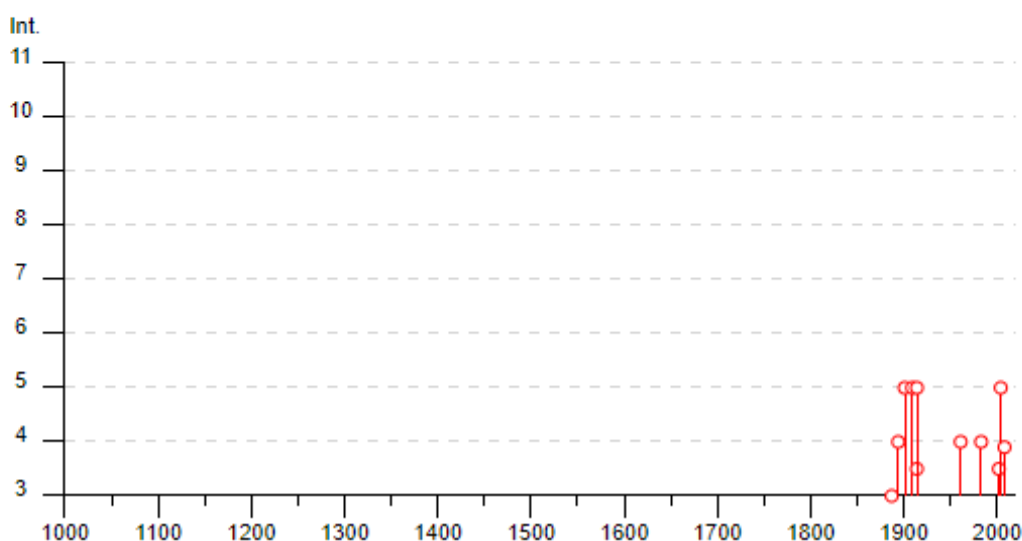


Figura - 14: Storia sismica del comune di Sassuolo (dal catalogo DBMI15 2022, Locati et al., 2021)

### 13.3 VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA

Con riferimento al DGR n.IX/2616 di Regione Lombardia del 30/11/2011 (rif. Doc. [4], dato che l'area in esame ricade nella zona Z4a della Carta di Pericolosità Sismica del Comune di Erba, è necessario eseguire un'analisi di secondo livello. A tal proposito è stato calcolato il fattore di amplificazione (Fa).

Per la valutazione è stato preso in considerazione il profilo caratteristico della velocità delle onde di taglio ottenuto dalla valutazione delle due prove MASW disponibili e dall'interpretazione delle prove DPSH attraverso correlazioni empiriche, come indicato nei paragrafi precedenti.

Dato che il bedrock sismico non è stato individuato dalle prove in sito, si è ipotizzato un opportuno gradiente di Vs con la profondità sulla base dei dati ottenuti dall'indagine, in modo da raggiungere il valore di 800m/s. Gli andamenti sono riportati in Figura-15.

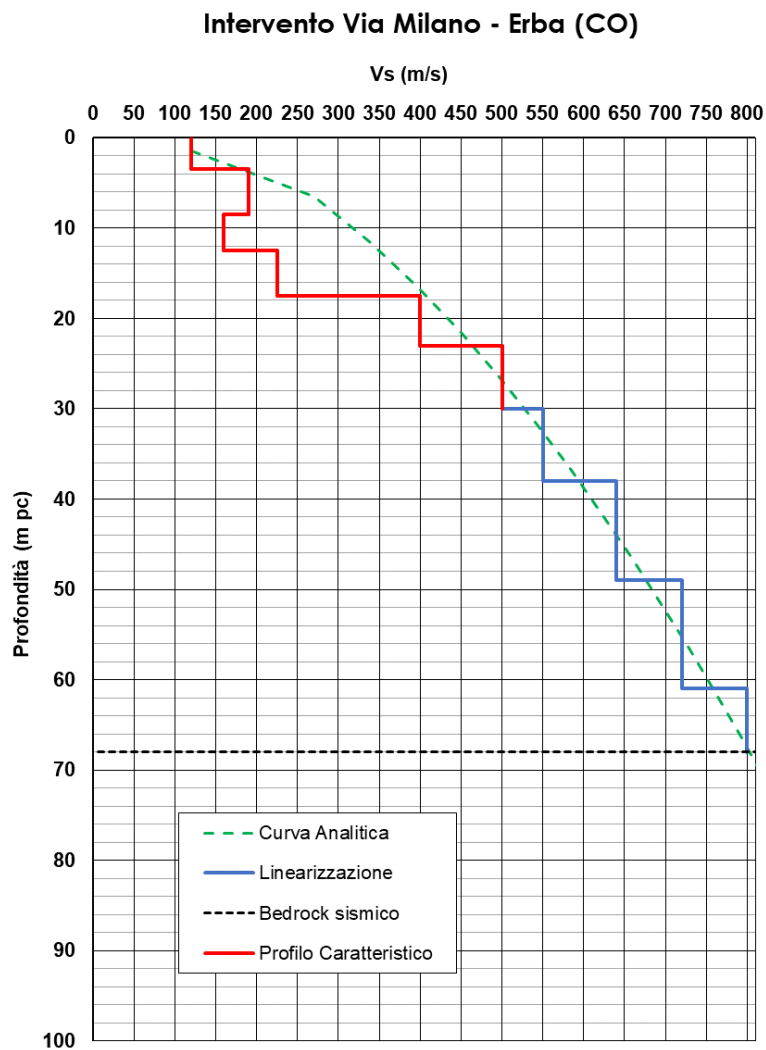


Figura-15: Andamento Vs - Bedrock sismico

Il periodo proprio del sito (T) è stato ottenuto facendo riferimento alla curva 'Linearizzazione' della figura precedente, ottenendo:

$$T = \frac{4 \times \sum_{i=1}^n h_i}{\left( \frac{\sum_{i=1}^n Vs_i \times h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \right)}$$

→ T = 0.53 s

Sulla base della tipologia di terreno presente in sito, è stata considerata la scheda riguardante la litologia sabbiosa.

Essendo il primo strato di terreno di uno spessore di circa 4 m e caratterizzato da una velocità delle onde di taglio media inferiore ai 200 m/s, si fa riferimento alla curva 2 della scheda. Il fattore di amplificazione ( $F_a$ ) risulta pari a 1.98 (1.88+0.1) e quindi inferiore al valore di soglia per il comune di Erba pari a 2.4 riferito alla categoria di suolo C. Di conseguenza, la normativa è da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica del sito e quindi si applica lo spettro previsto dalla normativa.

Secondo quanto previsto dalla normativa vigente, la pericolosità sismica dei siti è valutata in maniera probabilistica in relazione all'evento sismico di riferimento, definito sulla base dei risultati degli studi di microzonazione sismica e delle caratteristiche stratigrafiche e topografiche dell'area studiata.

### **13.4 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO**

La definizione dell'azione sismica di progetto per l'opera segue quanto disposto dalle NTC2018. In particolare, l'azione sismica in base alla quale va valutato il rispetto dei diversi Stati Limite per le strutture in progetto (di esercizio – SLE e Ultimi - SLU) deve essere definita a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, a sua volta esprimibile in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su suolo rigido, con superficie topografica orizzontale. La definizione dell'azione sismica comprende la determinazione delle ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione  $S_e(T)$  con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  per la vita utile della struttura. Data la probabilità di superamento nel periodo temporale di riferimento, funzione dello Stato Limite considerato per la verifica, la forma degli spettri di risposta di progetto è definita dai seguenti parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima per sito rigido e superficie topografica orizzontale;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In allegato al Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, i valori dei suddetti parametri sono forniti per ognuno dei 10751 nodi del reticolo di riferimento che copre il territorio nazionale. I valori corrispondenti a punti intermedi alla griglia si ottengono per interpolazione sui quattro punti adiacenti. Visto la ridotta estensione dell'intervento, la variabilità dell'input sismico lungo il tracciato è trascurabile. Pertanto, si è assunto quale riferimento per la definizione della pericolosità sismica, un punto intermedio del tracciato di progetto. In Figura-16 è riportato il punto assunto per la definizione dell'azione sismica.

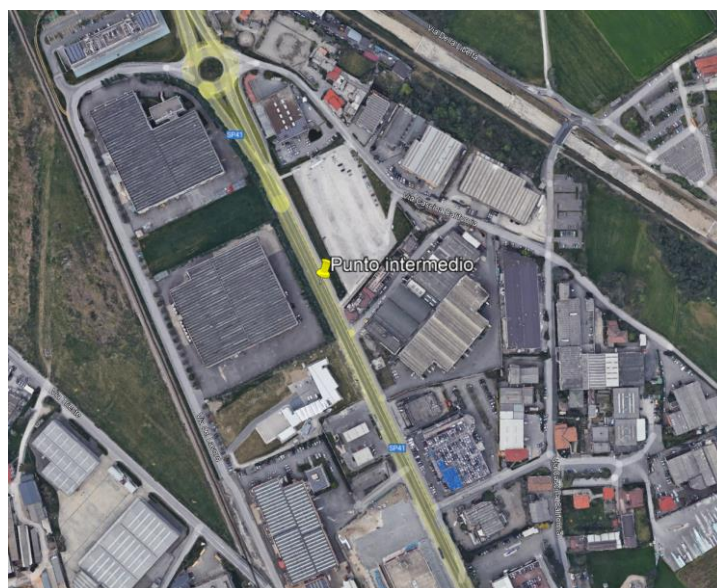


Figura-16: Punto intermedio adottato per la definizione dell'azione sismica.

In Tabella-11, si riporta l'identificativo dei nodi del reticolo di riferimento entro cui è compreso il punto di calcolo dell'azione sismica (elaborazione da foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v.1.0.3, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009) per il sito di progetto.

ID Punto	Longitudine	Latitudine	Localizzazione punti di griglia
Punto intermedio	9.238094	45.80025	

Tabella-11: Nodi del reticolo di riferimento nell'intorno del sito di progetto. Elaborazione da foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v. 1.0.3, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009.

#### 13.4.1 Vita nominale, vita utile e periodi di ritorno dell'azione sismica

La Vita Nominale  $V_N$  di un'opera, intesa come il periodo temporale entro cui l'opera stessa possa 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, la vita nominale dell'opera viene definita sulla base di quanto riportato in [24] e [25]:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

Con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche, le opere sono suddivise dalle NTC2018 in classi d'uso, la cui appartenenza è stabilita in base all'importanza dell'opera rispetto alle esigenze di operatività a valle di un evento sismico. Nel caso in esame, sulla base delle indicazioni all'interno delle relazioni [24] e [25], le opere appartengono alla Classe d'Uso III, ossia:

*“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.”.*

Pertanto, sulla base delle indicazioni NTC2018, alla Classe d'Uso III corrisponde un coefficiente d'uso  $C_U$  pari a:

$$C_U = 1.5$$

Il periodo di riferimento  $V_R$  si ottiene moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ . Nel caso in esame:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ anni}$$

L'azione sismica di progetto va quindi determinata in funzione degli Stati Limite di verifica ed alle corrispondenti probabilità  $P_{VR}$  di realizzarsi nel periodo di riferimento  $V_R$ .

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

- Stati Limite Ultimi (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 orizzontali.

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.

- Stati limite di Esercizio (SLE):

Stato Limite di immediata Operatività SLO per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico.

Stato Limite di Danno SLD definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo.

Il tempo di ritorno  $T_R$  dell'azione sismica di verifica è legato al periodo di riferimento  $V_R$  ed alla probabilità di superamento  $P_{VR}$  dalla relazione:

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

Nel caso in esame, i valori di periodo di ritorno dell'azione sismica, per i diversi Stati Limite, sono indicati in Tabella -12.



I valori di  $a_g$  (accelerazione orizzontale massima su sito rigido e superficie topografica orizzontale),  $F_0$  (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione lungo il tratto orizzontale) e  $T_c^*$  (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale), per il sito di progetto e i periodi di interesse, sono riportati nella sopracitata Tabella -12.

SL	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_0$ (-)	$T_c^*$ (s)
SLO	45	0.021	2.570	0.178
SLD	75	0.026	2.602	0.194
SLV	712	0.052	2.666	0.289
SLC	1462	0.063	2.715	0.305

Tabella -12: Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  per gli stati limite di riferimento (ottenuti attraverso l'impiego del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSLLPP (2009)) per  $V_R = 75$  anni.

### 13.4.2 Risposta sismica locale

Le NTC2018 definiscono il fattore di sito  $S$  come funzione sia della categoria di sottosuolo ( $S_S$ ), sia dell'andamento della superficie topografica (attraverso il coefficiente  $S_T$ ):

$$S = S_S \cdot S_T$$

La classificazione del sottosuolo si conduce in base alle condizioni stratigrafiche ed al valore equivalente di velocità di propagazione delle onde di taglio,  $V_{S,eq}$  (in m/s), definito dall'espressione:

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

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  $V_S$  non inferiore a 800 m/s.

La campagna di indagini geofisiche eseguita presso il sito di progetto ha compreso l'esecuzione di due prove di tipo MASW e di due prove DPSH (cfr. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**). Considerando la validità delle prove MASW e l'interpretazione delle prove DPSH, è stato valutato un profilo caratteristico su cui è stata eseguita l'analisi sismica. Il valore equivalente di velocità delle onde di taglio per i primi 30 m risulta essere  $V_{S,eq}$  pari a 230 m/s. Perciò il sito di progetto è classificabile nella categoria di suolo di tipo C (Tabella-13).

I coefficienti  $S_S$  per la categoria di sottosuolo C si ottengono dalla seguente espressione (vedi Tabella 3.2.IV del par. 3.2.3 delle NTC2018):

$$S_S = 1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1.50$$

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, il sito di progetto si colloca su superficie sostanzialmente pianeggiante (cat. T1 - Superficie pianeggiante e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ , in accordo alla Tabella 3.2.III al par.3.2.2. delle NTC2018). Pertanto, il fattore di amplificazione topografica risulta pari a:

$$S_T = 1$$

Sulla base di quanto sopra, i valori del fattore di sito  $S$  e dell'azione sismica di progetto  $a_{max} = S \cdot a_g$  per i periodi di ritorno corrispondenti ai diversi stati limite sono riportati in Tabella **Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.**-14.

Si rimanda al testo delle NTC2018 per ogni altra indicazione, ad esempio in merito alla definizione degli spettri elastici di risposta.

Suolo	Descrizione geotecnica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella-13: Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato. (Tabella 3.2.II delle NTC2018)

SL	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$S$ (-)	$a_{max}$ (g)
SLO	45	0.021	1.5	0.032
SLD	75	0.026	1.5	0.039
SLV	712	0.052	1.5	0.078
SLC	1462	0.063	1.5	0.095

Tabella **Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.**-14: Valori di  $a_g$  (accelerazione orizzontale massima su sito rigido e superficie topografica orizzontale) e dei coefficienti di sito  $S$  ( $S_T = 1$ ) e accelerazione di progetto  $a_{max}$  per gli stati limite di riferimento (ottenuti attraverso l'impiego del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSLLPP (2009)) per  $V_R=75$  anni per il sito di progetto.

## 14 ANALISI DI PERICOLOSITÀ RISPETTO AL FENOMENO DELLA 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:

- Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero minori di 0.1 g;
- Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 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 verticale efficace di 100 kPa;
- Distribuzione granulometrica esterna alle zone comprese tra le curve rappresentate in Figura-17 (coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$ ) e Figura-18 (coefficiente di uniformità  $U_c > 3.5$ ).

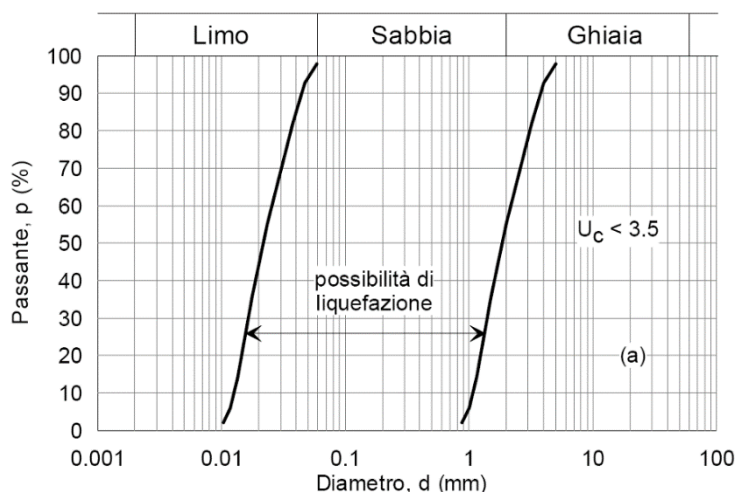


Figura-17: Ambito di potenziale liquefacibilità dei terreni ( $U_c < 3.5$ ).

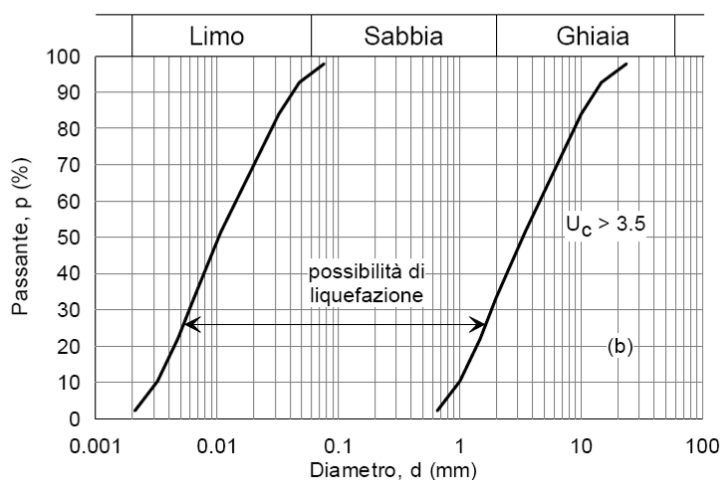


Figura-18: Ambito di potenziale liquefacibilità dei terreni ( $U_c > 3.5$ ).

Sulla base dei risultati dell'analisi sismica si ottiene che le accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero sono minori di 0.1g, verificando così uno dei criteri di esclusione forniti dalle NTC 2018. Pertanto, la verifica alla liquefazione è implicitamente soddisfatta.

## **15 CONSIDERAZIONI PROGETTUALI**

Tenendo conto della caratterizzazione stratigrafica e della parametrizzazione proposta, e considerando le principali opere di fondazione facenti parte del presente progetto, si considera quanto segue:

- Per quanto riguarda lo strato più superficiale di riporto, non si ravvedono problematiche in quanto la quota di base dello strato risulta superiore alla quota di base delle fondazioni dei muri di sostegno da realizzare. Pertanto, si prevede la rimozione prima della posa delle fondazioni.
- Lo strato inferiore al riporto, di sabbia limosa con ghiaia non è sempre presente nei sondaggi effettuati, e quando presente è di spessore limitato. Le prove disponibili hanno evidenziato caratteristiche di deformabilità mediocri. Tuttavia, data la natura del materiale e la stratigrafia rilevata dalle prove in sito, lo sviluppo dei cedimenti è atteso durante la fase di costruzione. In ogni caso, se ritenuto necessario sulla base delle valutazioni progettuali, si può prevedere lo scavo e la sostituzione di questo materiale con materiale di riporto di natura granulare e adeguatamente compattato.
- Lo strato intermedio, di natura sabbiosa e ghiaiosa, presenta caratteristiche di resistenza e deformabilità adatte alla posa delle fondazioni per le opere di sostegno da realizzare.
- Lo strato di limo e argilla in profondità è costituito da materiali fini. Le prove disponibili (DPSH) hanno evidenziato materiali con caratteristiche di deformabilità mediocri. Tuttavia, essendo lo spessore di questi materiali di pochi metri e limitati sia superiormente che inferiormente da strati di natura drenante, i percorsi di drenaggio risultano molto brevi. Pertanto, lo sviluppo dei cedimenti è atteso durante la fase di costruzione.
- Oltre i 12-13 m di profondità da p.c. si evidenzia la presenza di strati sabbiosi e ghiaiosi di spessore notevole e caratteristiche buone. Considerando il tipo di opere e la profondità a cui sono posizionati, questi terreni non dovrebbero influenzare l'intervento dal punto di vista progettuale.