



Comune di  
Crevalcore



Comune di  
San Giovanni in Persiceto



Comune di  
Casalecchio di Reno



Comune di  
Bologna



Comune di  
Sasso Marconi



Comune di  
Marzabotto

Ciclovia del Sole: tratto 3 attraversamento dei centri abitati di Crevalcore,  
San Giovanni in Persiceto, Sala Bolognese -  
tratto 4: Casalecchio - Marzabotto

CUP n° C61B21013060002

PROGETTO DEFINITIVO



**Coordinamento e integrazione delle prestazioni specialistiche:**

arch. Enrico Guaitoli Panini

**Il Responsabile Unico del Procedimento:**

ing. Maurizio Martelli

**Progettazione ciclabile e paesaggistica:**

arch. Irene Esposito, paes. Giulia Mazzali, arch. Eleonora Vaccari,  
arch. Michela Gessani, dott. paes. Sara Martignoni, arch. Alberto Coppi

**Progettazione delle strutture:**

prof. ing. Massimo Majowiecki, ing. Giovanni Berti,  
ing. Monica Mingozzi, ing. Elisa Sammarco, ing. Mario Chinni

**Geologia, Ambiente, Idraulica:**

geol. Pierluigi Dallari, geol. Arianna Casarini, geol. Lisa Gasparini,  
geol. Emiliano Quadernari, ing. Yos Zorzi

**Coordinamento della sicurezza:**

ing. Fausto Gallarello, ing. Roberto Perlangeli

**Supporto al RUP:**

ing. Chiara Ferrari  
arch. Federica Sodano  
ing. Sara Destro  
dott.ssa Silvia Mazza  
arch. Giulia Maroni

**Relazione geotecnica - Passerella ciclopedonale Rio Verde**

SCALA	FORMATO
--	A4
CODICE	DATA
REL_4_2	30/11/2023

N. REV.	DATA	DESCRIZIONE	DISEGNATO	CONTROLLATO	APPROVATO
A	30/11/2023		M.C.	M.C.	M.M

## Sommario

1	INTRODUZIONE.....	2
2	NORME DI RIFERIMENTO .....	3
3	INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	4
3.1	Indagini in sito .....	4
3.1.1	Sondaggio a carotaggio continuo.....	4
3.1.2	Prove SPT .....	4
3.1.3	Velocità delle onde di taglio da prove SPT.....	7
3.2	Indagini di laboratorio.....	9
3.2.1	Granulometrie.....	9
3.3	Indagini geofisiche .....	12
4	INTERAZIONE TERRENO STRUTTURA IN PROSPETTIVA SISMICA.....	14
4.1	Categoria stratigrafica del suolo .....	14
4.2	Parametri sismici.....	14
5	PALI DI FONDAZIONE.....	15
5.1	Resistenza SLU.....	15
5.1.1	Combinazioni ed approcci di carico .....	15
5.1.2	Modalità di determinazione della resistenza di calcolo .....	15
5.2	Curve di trasferimento del carico (SLE) del palo isolato .....	17
5.3	Cedimenti dei pali in gruppo.....	19

## 1 INTRODUZIONE

Il presente rapporto tratta gli aspetti geotecnici relativi al progetto di realizzazione delle opere di fondazione a sostegno della ciclovia da realizzarsi nell'ambito dell'aggiornamento del Progetto di Fattibilità Tecnico Economica (PFTE) della "Ciclovia del Sole" (percorso Verona-Firenze) e in particolare dei seguenti tratti:

- Tratto 3: attraversamento dei centri abitati di Crevalcore, San Giovanni in Persiceto e Sala Bolognese;
- Tratto 4: Casalecchio – Marzabotto.

In particolare, tale relazione verte sugli aspetti geotecnici riferiti passerella sul Rio Verde nel Comune di Sasso Marconi.

In Figura 1-1 si riporta l'ubicazione dell'area d'intervento.



Figura 1-1 – Inquadramento dell'area d'intervento

## 2 NORME DI RIFERIMENTO

- Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 17 gennaio 2018. - Norme Tecniche per le Costruzioni (G.U. n. 42 del 20/01/2018 SO)
- C.S.LL.PP. Circolare n°7 del 21/01/2019 - Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni” di cui al DM 17/01/2018 (GU n. 35 del 11/02/2019 SO);
- UNI EN 1997-1 – Eurocodice 7 “Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole Generali”
- UNI EN 1998-5 – Eurocodice 8 “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”

## 3 INDAGINI GEOGNOSTICHE

### 3.1 Indagini in sito

Per quanto riguarda la caratterizzazione geologica dei terreni si usufruisce di dati derivanti da indagini pregresse. Tale campagna di indagini è consistita nell’esecuzione di:

- n.2 sondaggi a carotaggio continuo (S1 ed S2);
- n.10 campioni rimaneggiati;
- n.26 standard penetration test;
- n.1 indagine sismica MASW;
- n.1 indagine sismica HVSR.

In Tabella 3-1 vengono riportate le profondità raggiunte.

Prova	Profondità da p.c
S1	20
S2	20

*Tabella 3-1 prove in sito e profondità indagate*

Durante l’esecuzione delle prove in sito si sono prelevati 5 campioni rimaneggiati di terreno per ogni sondaggio su cui poi sono state svolte le seguenti indagini di laboratorio:

- Analisi granulometrica per setacciatura;
- Analisi granulometrica per sedimentazione;
- Limiti di Atterberg (liquido e plastico);
- Peso specifico dei grani;
- Contenuto d’acqua naturale.

#### 3.1.1 Sondaggio a carotaggio continuo

Nella verticale di sondaggio S1 sono state intercettate delle ghiaie in matrice limosa argillosa eterogenea fino alla profondità di 5m, al di sotto delle quali si è riscontrato un banco di sabbia a tenue cementazione fino alla profondità indagata. Tramite il sondaggio S2 si è invece prima riscontrato un banco di sabbia grigio bruna a grana media con piccole intercalazioni di ciottolotti fino alla profondità di 7 m dal p.c, per i successivi 3 m si riscontra invece uno strato di ghiaia sabbiosa. Infine, al di sotto dei 10 m dal p.c si intercettano, fino alla profondità indagata, delle sabbie fini a tenue cementazione.

#### 3.1.2 Prove SPT

Nei fori di sondaggio sono state condotte delle prove penetrometriche dinamiche (SPT), dal valore di  $N_{SPT}$  (numero di colpi necessari per ottenere un approfondimento della punta di 300 mm) è possibile ricavare, attraverso correlazioni di bibliografia, i parametri di resistenza delle terre.

Il valore di numero di colpi per approfondimento di 300 mm ( $N_{SPT}$ ) permette una prima individuazione dello stato di addensamento, nel caso di materiali incoerenti, o della consistenza, nel caso di materiali coesivi, dei terreni come individuato in Tabella 3-2 ed in Tabella 3-3 (Terzaghi e Peck, 1967)<sup>1</sup>:

<sup>1</sup> Terzaghi, K and Peck, RB (1967) “Soil Mechanics in Engineering Practice. Wiley, NY

Addensamento	Densità relativa	N <sub>SPT</sub> (N/300mm)
Molto sciolta	< 20%	< 4
Sciolta	20%÷40%	4÷10
Mediamente densa	40%÷60%	10÷30
Densa	60%÷80%	30÷50
Molto Densa	80%÷100%	- > 50

Tabella 3-2 - Classifica dei materiali incoerenti in funzione di N<sub>SPT</sub>

Consistenza	q <sub>u</sub> [kPa]	N <sub>SPT</sub> (N/300mm)
Molle	25	< 2
Tenera	25÷50	2÷4
Media	50÷100	4÷8
Compatta	100÷200	8÷15
Molto compatta	200÷400	15÷30
Dura	> 400	- > 30

Tabella 3-3 – Classifica dei materiali coesivi in funzione di N<sub>SPT</sub>

Per i litotipi granulari è possibile stimare il valore dell'angolo d'attrito dall'espressione (JRA, 2002)<sup>2</sup>:

$$\varphi' = 4.8 \cdot \ln N_1 + 21^\circ$$

Dove N<sub>1</sub> è collegato al valore di N<sub>SPT</sub> ed alla tensione litostatica dall'espressione:

$$N_1 = \frac{170 \cdot N_{spt}}{\sigma'_v + 70}$$

Nei litotipi coesivi il valore della resistenza non drenata, in termini di resistenza a rottura assiale non confinata (c<sub>u</sub> = q<sub>c</sub> / 2) viene ricavato a partire dalla resistenza alla compressione q<sub>c</sub>, ottenuta dall'espressione combinata dei lavori di Kitazawa et al (1959)<sup>3</sup>, la prima, e Terzaghi e Peck (1967)<sup>4</sup>.

$$q_c = \max\{40 + 5 \cdot N_{spt}; 12.5 \cdot N_{spt}\}$$

In Tabella 3-4 e in Tabella 3-5 vengono riportati i risultati ricavati dalle prove SPT:

<sup>2</sup> Japan Road Association (2002) “Specification for highway bridges” part IV, Maruzen

<sup>3</sup> Kitazawa, G, Kitayama, K, Suzuki, K, Ohkawa, H e Ohsaki, Y (1959) “Tokyo Ground Map”, Gihodo, Tokyo, J

<sup>4</sup> Terzaghi, K and Peck, RB (1967) “Soil Mechanics in Engineering Practice”. Wiley, NY

SPT	Ztop [m]	Zbot [m]	z da pc	NSPT [-/0.3m]	N1 [-/0.3m]	$\phi'$ [°]
1	1.5	1.95	1.80	97	80	42.0
2	3	3.45	3.30	58	80	42.0
3	4.5	4.95	4.80	85	80	42.0
4	6	6.45	6.30	95	80	42.0
5	7.5	7.95	7.80	91	80	42.0
6	9	9.45	9.30	89	80	42.0
7	10.5	10.95	10.80	94	80	42.0
8	12	12.45	12.30	100	80	42.0
9	13.5	13.95	13.80	100	80	42.0
10	15	15.45	15.30	100	76	41.8
11	16.5	16.95	16.80	100	71	41.5
12	18	18.45	18.30	100	67	41.2
13	19.5	19.95	19.80	100	63	40.9

Tabella 3-4 - Risultati prove SPT (Sondaggio S1)

SPT	Ztop [m]	Zbot [m]	z da pc	NSPT [-/0.3m]	N1 [-/0.3m]	$\phi'$ [°]
1	1.5	1.95	1.80	5	10	32.2
2	3	3.45	3.30	2	3	27.0
3	4.5	4.95	4.80	2	3	26.4
4	6	6.45	6.30	2	3	25.9
5	7.5	7.95	7.80	31	36	38.1
6	9	9.45	9.30	50	52	40.0
7	10.5	10.95	10.80	69	66	41.1
8	12	12.45	12.30	85	75	41.7
9	13.5	13.95	13.80	50	41	38.8
10	15	15.45	15.30	100	76	41.8
11	16.5	16.95	16.80	100	71	41.5
12	18	18.45	18.30	100	67	41.2
13	19.5	19.95	19.80	100	63	40.9

Tabella 3-5 – Risultati prove SPT (Sondaggio S2)

In Figura 3-1 si riportano i risultati delle prove SPT eseguite ed i valori correlati.

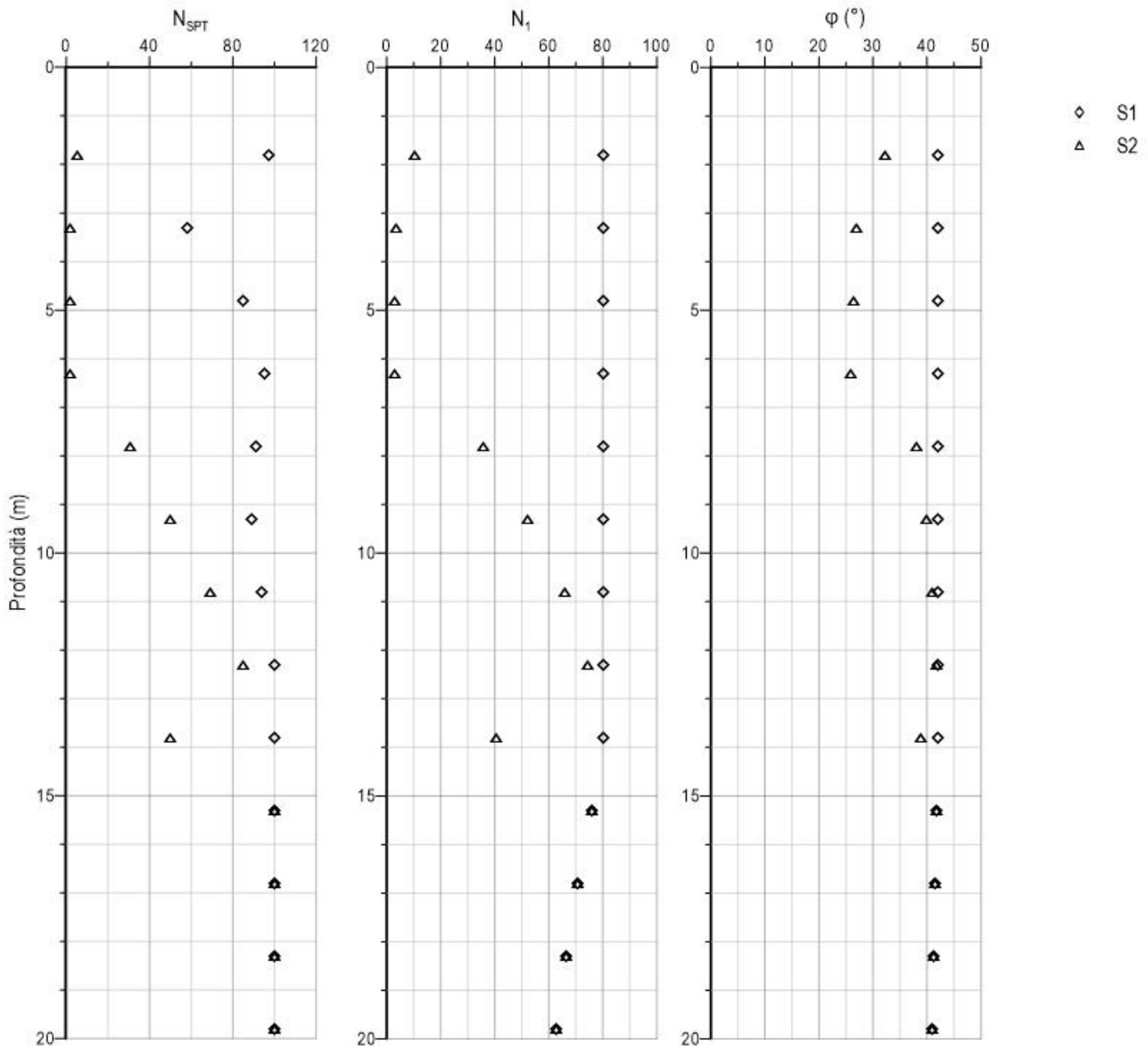


Figura 3-1 – Risultati ed elaborazione dati delle prove SPT

### 3.1.3 Velocità delle onde di taglio da prove SPT

Dai valori della prova penetrometrica dinamica standard (SPT) è possibile stimare il valore del modulo di taglio a piccolissime deformazioni mediante le correlazioni di Wair et al. (2012)<sup>5</sup>, che legano il valore della velocità delle onde di taglio ( $V_s$  in m/s) al numero di colpi SPT ed alla tensione litostatica efficace ( $\sigma'_v$  in kPa) mediante l'espressione:

$$V_s = ASF \cdot a \cdot N_{SPT}^b \cdot \sigma'_v{}^c$$

<sup>5</sup> Wair, BR, DeJong, JT e Shantz, T (2012) “Guidelines for Estimation of Shear Wave Velocity Profiles”. Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER 2012/08.



Come riportato in Tabella 3-6, ASF (Age Scaling Factor) è un fattore derivante dall'era geologica del deposito, mentre  $a$ ,  $b$  e  $c$  sono coefficienti dipendenti dalla natura dei litotipi. Nel caso in esame i depositi appartengono all'Olocene e si considerano i coefficienti relativi ai terreni generici (*All Soils*).

Soil Type	Shear Wave Velocity for Quaternary Soils (m/s)	Age Scaling Factors	
		Holocene	Pleistocene
All Soils	$30 N_{60}^{0.215} \sigma'_v^{0.275}$	0.87	1.13
Clays & Silts	$26 N_{60}^{0.170} \sigma'_v^{0.320}$	0.88	1.12
Sands	$30 N_{60}^{0.230} \sigma'_v^{0.230}$	0.90	1.17
Gravels – Holocene	$53 N_{60}^{0.190} \sigma'_v^{0.180}$	--	--
Gravels - Pleistocene	$115 N_{60}^{0.170} \sigma'_v^{0.120}$	--	--

Tabella 3-6 - Equazioni di correlazione tra  $V_s$ -SPT

Il modulo di taglio a piccole deformazioni è quindi rilevabile dall'espressione:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2$$

Dove  $\rho$  è la densità del terreno espressa in  $\text{kg/m}^3$  e  $V_s$  la velocità delle onde di taglio in  $\text{m/s}$  ( $G_0$  in Pa).

Il modulo di taglio può essere correlato al modulo “elastico in scarico” mediante l'espressione:

$$E_{UR} = 2 \cdot (1 + \nu_{UR}) \cdot G_0$$

Dove  $\nu_{UR}$  è il coefficiente di contrazione in scarico assunto uguale a 0.2. Viene ritenuta lecita la relazione tra il modulo in scarico e quello in carico in corrispondenza di stati deformativi di esercizio del terreno (cautelativamente  $\gamma \approx 0.1\%$ ) descritta dal rapporto:

$$E_{50} \cong \frac{E_{UR}}{3}$$

Dove  $E_{50}$  rappresenta il modulo secante al 50% del valore di resistenza del terreno ed è legato allo stato tensionale di riferimento.

I valori derivati dalle prove penetrometriche dinamiche standard (SPT) eseguite nei fori di sondaggio S1 ed S2 sono riassunti in Figura 3-2.

Tenendo conto, a parità di profondità, del valore minore delle velocità delle onde di taglio ricavate dalle prove SPT riferite ai due sondaggi, la  $V_s$  presenta, nel campo di profondità investigate, un andamento esponenziale che può essere descritto dall'equazione ( $V_s$  in  $\text{m/s}$ ,  $z$  in  $\text{m}$ ):

$$V_s = 63.62z^{0.46}$$

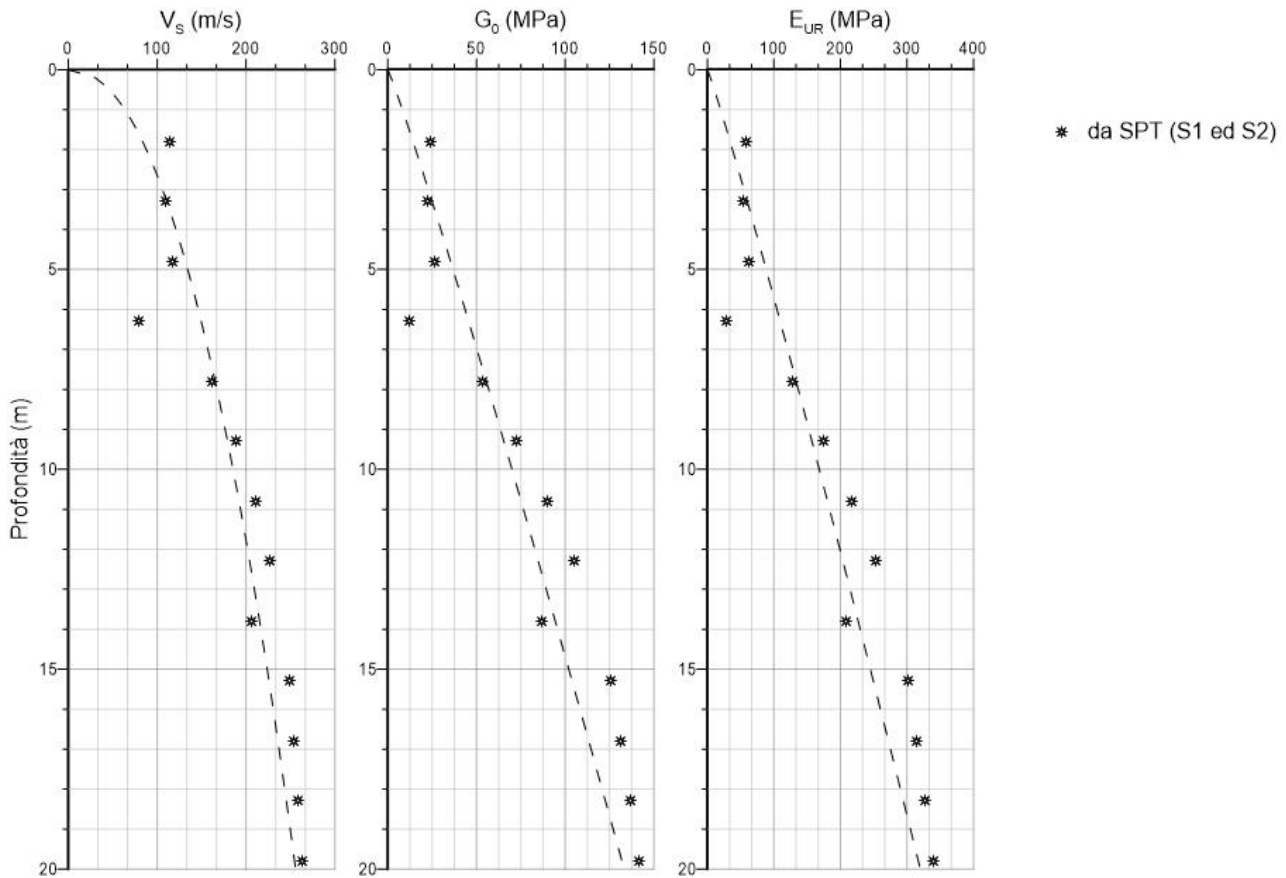


Figura 3-2 – Moduli del terreno da SPT

Il modulo in scarico può essere approssimato, in funzione della profondità, con l’equazione (con  $E_{UR}$  in MPa e  $z$  in m), valida per i primi 20 m da pc:

$$E_{UR} = 19.81 \cdot z^{0.92}$$

Il modulo operativo in carico, nel campo di deformazioni compatibili con le strutture, assume il valore descritto dall’espressione seguente (con  $E_s$  in MPa e  $z$  in m), per profondità  $z \leq 20$  m da pc:

$$E_s = 6.6 \cdot z^{0.92}$$

## 3.2 Indagini di laboratorio

### 3.2.1 Granulometrie

In Tabella 3-7 si riportano i risultati dell’analisi granulometrica eseguita sui 5 campioni indisturbati del sondaggio S1 e i 5 rimaneggiati del sondaggio S2. Dai i risultati delle analisi per la determinazione dei limiti di Atterberg (indicando con i simboli  $w_L$  = limite liquido,  $w_P$  = limite plastico,  $PI$  = indice plastico), si è invece potuto osservare che il terreno in esame, per entrambi i sondaggi, risulta di natura non plastica, ad eccezione del primo campione relativo al sondaggio S2 per cui si è ottenuto un valore dell’indice plastico pari a 8.20.

Sondaggio	Campione	Prof. [m da pc]	% Gr	% Sa	% Si	% Cl	% Fini	WL [%]	WP [%]	IP
S1	1	2.20÷2.40	60.9	31.3	4.5	3.3	7.8	-	-	-
	2	3.40÷3.60	44.6	38.2	9.5	7.7	17.2	-	-	-
	3	4.40÷4.60	0	45.8	28.9	25.3	54.2	28.60	-	-
	4	6.70÷6.90	0.7	51.8	22.7	24.8	47.5	19.40	-	-
	5	8.80÷9.00	0.1	61.4	16.4	22.1	38.5	28.20	-	-
S2	1	1.00÷1.45	0	40.3	29.6	30.1	59.7	32.80	24.60	8.20
	2	2.00÷2.25	0	75.9	11	13.1	24.1	30.60	-	-
	3	3.00÷4.35	0	66.6	18.4	15	33.4	29.60	-	-
	4	4.00÷5.05	0	72.6	11.2	16.2	27.4	31.90	-	-
	5	5.00÷6.55	79.8	14.3	3.7	2.2	5.9	-	-	-

Tabella 3-7 – Descrizione dei campioni

La composizione granulometrica dei campioni estratti viene sinteticamente schematizzata nei diagrammi di Figura 3-3 e Figura 3-4 sottostanti:

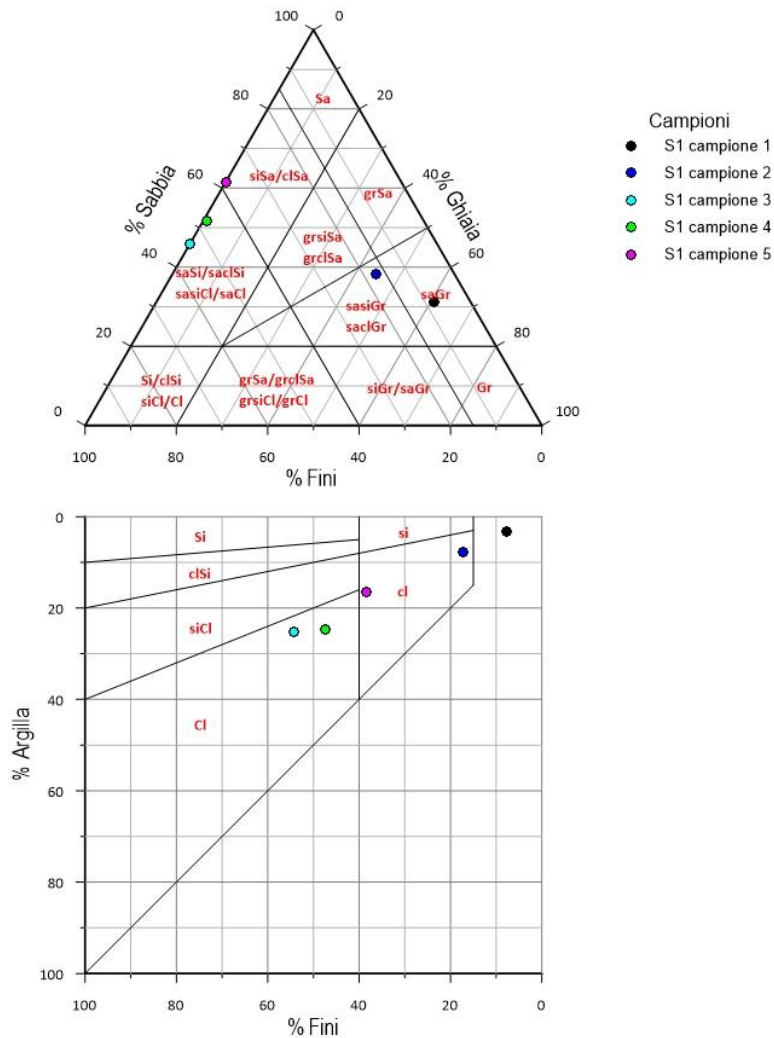


Figura 3-3 - Composizione granulometrica S1 (UNI EN 14688-2)

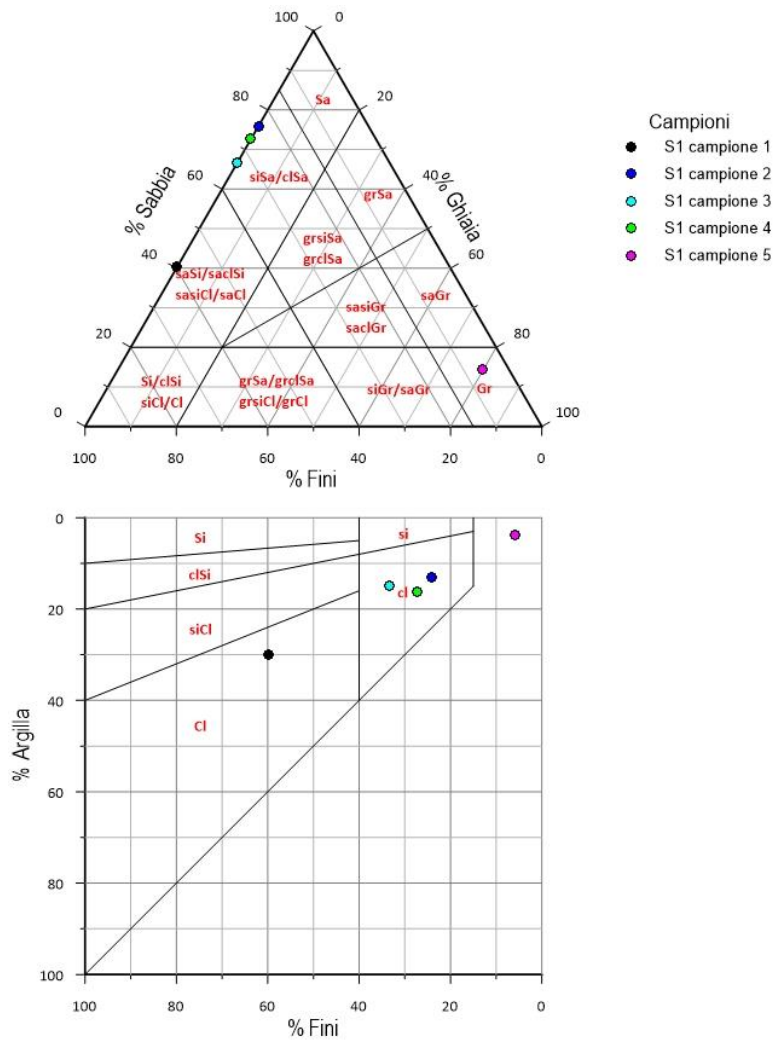


Figura 3-4 - Composizione granulometrica S2 (UNI EN 14688-2)

Tali valori risultano coerenti con la stratigrafia individuata dai sondaggi svolti durante la campagna di indagine.

### 3.3 Indagini geofisiche

Le prospezioni geofisiche eseguite mediante MASW e HVRS, hanno individuato i profili di velocità delle onde di taglio  $V_s$ , il cui andamento è riportato rispettivamente in Figura 3-5 e Figura 3-6.

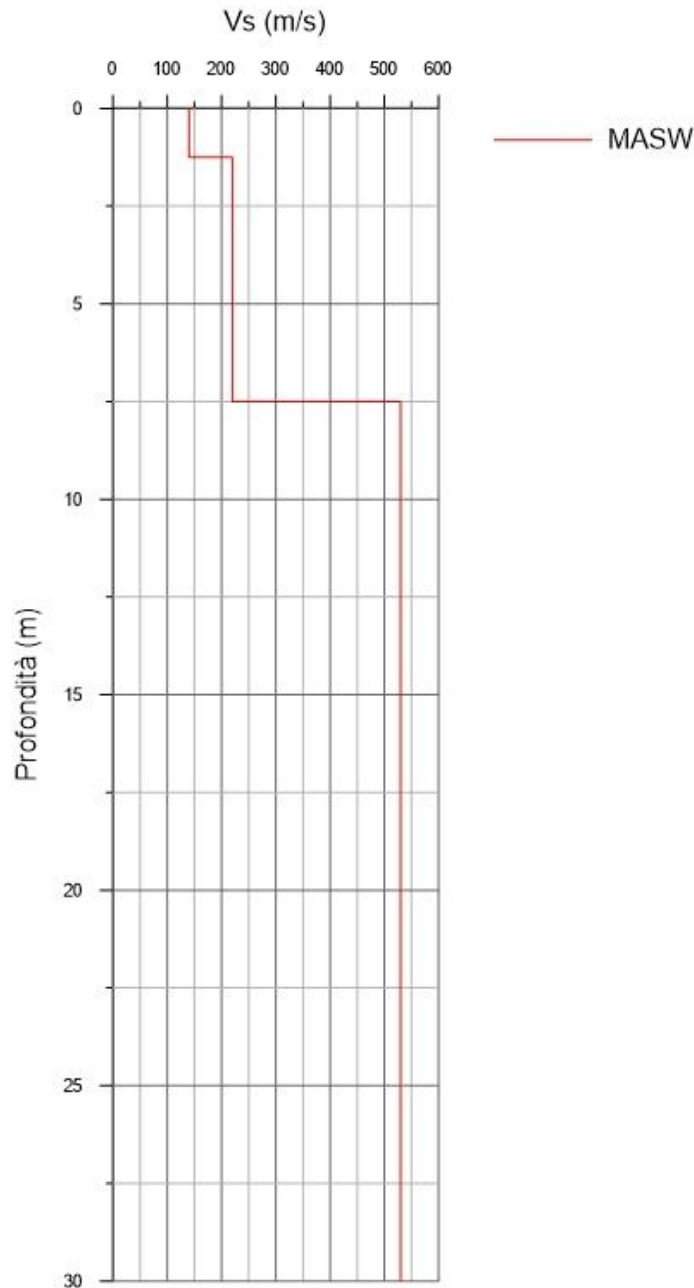


Figura 3-5 – Profilo della velocità delle onde di taglio da MASW

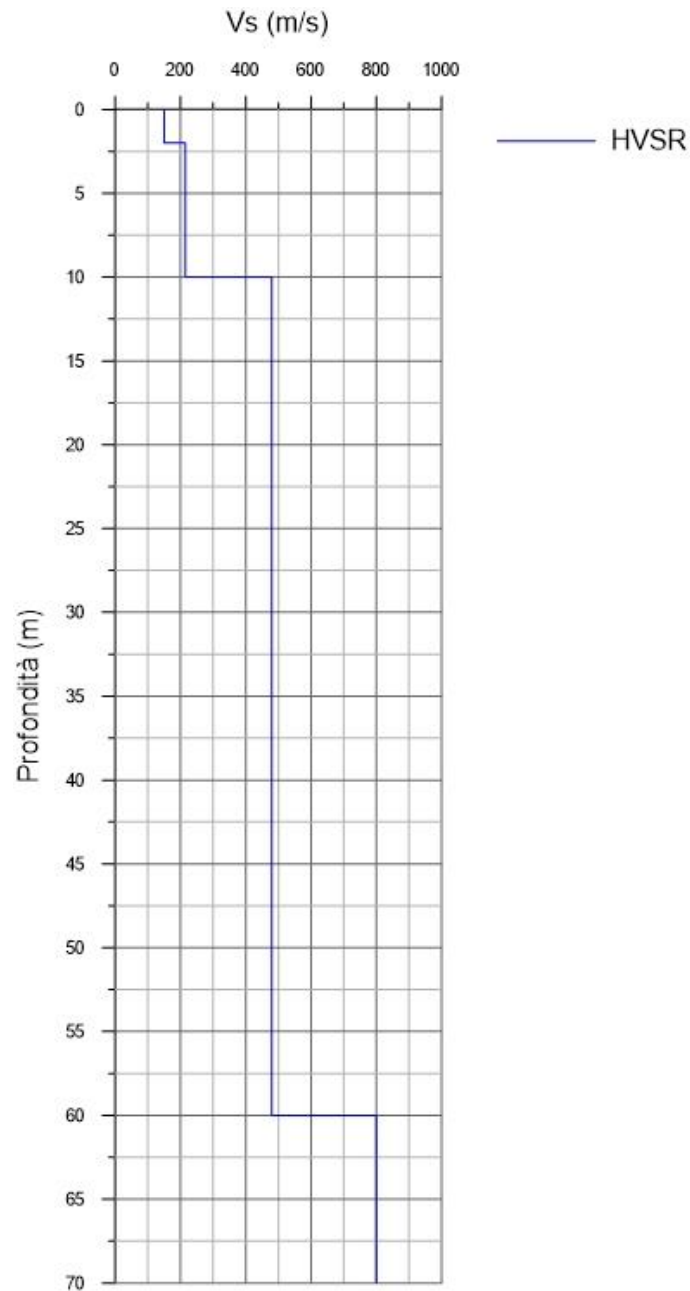


Figura 3-6 – Profilo della velocità dalle onde di taglio da HVSR

## 4 INTERAZIONE TERRENO STRUTTURA IN PROSPETTIVA SISMICA

### 4.1 Categoria stratigrafica del suolo

La velocità delle onde di taglio equivalenti  $V_{s,eq}$  è stata ricavata dall’elaborazione congiunta delle prove sismiche eseguite. Dalla prova MASW si ricava un valore di  $V_{s,30}$  pari a 376 m/s, dalla prova HVSR si ricava invece un valore pari a 325 m/s. Procedendo cautelativamente, si prenderà il valore minore dei due, si avrà quindi che:

$$V_{s,30} = \frac{H_{ref}}{\sum_{j=1,N} \frac{h_j}{V_{s,j}}} = 325 \text{ m/s}$$

Il terreno, dai dati stratigrafici e dalle risultanze delle indagini geofisiche, risulta pertanto in categoria stratigrafica:

Categoria	Descrizione	$V_{s,30}$ (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	180÷360

Tabella 4-1– Categoria stratigrafica

### 4.2 Parametri sismici

I parametri sismici attesi al sito per:

- Coordinate WGS84: 44.427581°, 11.229710°
- Tipo di costruzione 2 con vita nominale  $V_N = 50$  anni
- Classe d’uso II ( $C_U = 1.0$ )
- Periodo di riferimento  $V_R = C_U V_N = 50$  anni
- Categoria topografica T1 (superficie pianeggiante, inclinazione della scarpata < 15°);
- Categoria stratigrafica C

Risultano in Tabella 4-2:

SL	$V_R$	$P_{VR}$	$T_R$	$a_g$	$F_o$	$T_C^*$	$F_v$	$S_S$	$S_T$	$C_c$	$T_C$	$T_B$	$T_D$	$d_g$	$v_g$	$a_{max}$
	[anni]	[%]	[anni]	[g]	[-]	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[s]	[s]	[s]	[mm]	[m/s]	[g]
SLO	50	81	31	0.055	2.490	0.257	0.788	1.500	1.000	1.644	0.423	0.141	1.820	15.55	0.055	0.083
SLD	50	63	51	0.068	2.487	0.270	0.876	1.500	1.000	1.617	0.437	0.146	1.872	20.44	0.070	0.102
SLV	50	10	475	0.163	2.431	0.297	1.325	1.462	1.000	1.567	0.466	0.155	2.252	61.26	0.174	0.238
SLC	50	5	975	0.205	2.440	0.310	1.491	1.400	1.000	1.545	0.479	0.160	2.420	81.56	0.216	0.287

Tabella 4-2 – Parametri sismici di riferimento per la categoria di sottosuolo C

## 5 PALI DI FONDAZIONE

Viene riportato il calcolo dei pali trivellati previsti. L’analisi viene eseguita su pali di diametro  $\varnothing$  800 e di lunghezza 9 m dal piano di imposta della fondazione, posta a 1.5 m dal p.c.

### 5.1 Resistenza SLU

#### 5.1.1 Combinazioni ed approcci di carico

Le verifiche seguono le combinazioni di carico STR/GEO stabilite dalle NTC18 che prevedono:

- Combinazione A1+M1+R3

con coefficiente di sicurezza R3 derivato dalla tabella 6.4.I (§ 6.4.2.1) delle NTC18.

#### 5.1.2 Modalità di determinazione della resistenza di calcolo

La resistenza del palo isolato viene stabilita sulla base dei dati di indagine geotecnica disponibili, in funzione del numero di verticali indagate. I coefficienti di correlazione risultano quelli riportati in Tabella 5-1. Basandosi sui valori caratteristici attribuiti agli strati si considerano fattori di correlazione differenti in funzione della lunghezza dei pali prevista e della profondità raggiunta dalle prove.

N.ro di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Tabella 5-1 – Coefficienti di correlazione per numero di verticali indagate

La resistenza caratteristica viene definita mediante l’espressione:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{R_{c,mean}}{\xi_3}; \frac{R_{c,min}}{\xi_4} \right\}$$

Il valore della resistenza di progetto viene quindi definito dall’espressione:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R}$$

Essendo  $\gamma_R$  il coefficiente di sicurezza riportato, per pali ad elica continua, in Tabella 5-2.

Resistenza	Simbolo	Set
		R3
Laterale	$\gamma_s$	1.15
Base	$\gamma_b$	1.30
Trazione	$\gamma_{s,t}$	1.25

Tabella 5-2 – Coefficienti di sicurezza parziali per pali ad elica continua

La resistenza del palo isolato viene definita dalla somma del contributo della resistenza che si sviluppa lungo il fusto e quella che si sviluppa alla base del palo. L’approccio è quello in termini di tensioni efficaci.

Per terreni coesivi, in condizioni non drenate la resistenza specifica laterale risulta:

$$\tau_s = \alpha c_u \leq 100 \text{ kPa}$$



Dove:  $c_u$  = coesione non drenata,  $\alpha$  = fattore di adesione dipendente dalla storia tensionale del deposito descritto, per pali trivellati, dall'espressione (Viggiani, 1999)<sup>6</sup>:

$$\alpha = 0.35 \leq 0.7 - \frac{0.35}{45(c_u - 25)} \leq 0.7 \quad (c_u \text{ in } kPa)$$

La resistenza specifica laterale, per terreni incoerenti, può essere determinata mediante l'espressione, in termini di tensioni efficaci:

$$\tau_s = \beta \sigma'_v$$

dove  $\beta$  è un coefficiente che assume la forma:  $\beta = K \tan(\varphi')$ ; dove  $K = 0.7$  per pali trivellati in sabbie e ghiaie, in accordo con quanto riportato da Fleming et al. (2009)<sup>7</sup>;  $\sigma'_v$  è la tensione litostatica efficace.

Nel caso di pali con punta in terreni coesivi, la resistenza alla base risulta:

$$q_b = N_c c_u$$

dove  $N_c$  è un coefficiente di capacità portante assunto uguale a 9.

La resistenza specifica alla punta, in termini di tensioni efficaci, per terreni incoerenti, viene definita mediante l'espressione:

$$q_b = N_k(\varphi', \lambda) \cdot \sigma'_v$$

Dove  $\sigma'_v$  rappresenta la tensione litostatica alla base del palo e  $N_k$  un fattore di capacità funzione dell'angolo di resistenza al taglio e del rapporto di snellezza  $\lambda = D/\varnothing_b$ , con  $D$  profondità di installazione della base del palo e  $\varnothing_b$  diametro del palo alla base. La resistenza alla base si ottiene integrando l'espressione della resistenza specifica sull'area di base del palo. Per le analisi di routine, possono essere utilizzati i valori di  $N_k$  introdotti da Berezantzev (1961), aggiornati da Cheng (2004), e riportati in tabella in funzione dell'angolo d'attrito e del rapporto di snellezza:  $\lambda = D / \varnothing_b$  che determina una riduzione del coefficiente di capacità  $N_k$ .

$\lambda \setminus \varphi' (^{\circ})$	26	30	34	37	40
5	16.46	30.86	60.66	104.60	187.61
10	13.37	25.96	52.42	91.80	166.71
15	11.61	23.39	48.38	85.83	157.36
20	10.39	21.70	45.87	82.22	151.88
25	9.47	20.48	44.12	79.78	148.25

Tabella 5-3 – Valori di  $N_k$  secondo Berezantzev (dopo Cheng, 2004)

I valori riportati in Tabella 5-3, sono approssimabili mediante l'espressione (definita nel campo di variabilità dei parametri di tabella  $\varphi' = 26 \div 40^{\circ}$ ,  $\lambda = 5 \div 25$  con coefficiente di determinazione  $R^2 = 0.9997$ ):

$$N_k(\varphi', \lambda) \cong \left( e^{1.519 \cdot \tan \varphi'} - 0.382 \cdot \ln(\lambda) \right) \cdot e^{4.930 \cdot \tan \varphi'}$$

La resistenza di progetto del palo isolato viene quindi determinata, per integrazione delle precedenti espressioni, mediante la formula (nel caso di resistenza a trazione si considera il solo apporto della resistenza laterale):

<sup>6</sup> Viggiani, C (1999) Fondazioni. Hevelius Ed. NA, I

<sup>7</sup> Fleming, K, Weltman, A, Randolph, M and Elson, K (2009) "Piling Engineering", 3rd ed, Taylor & Francis, London

$$R_{cd} = \frac{R_{sk}}{\gamma_s} + \frac{R_{bk}}{\gamma_b}$$

$$R_{td} = \frac{R_{sk}}{\gamma_{st}}$$

I valori di resistenza caratteristica sono valutati, per i pali di lunghezza pari a 19 m, sulla base di 2 verticale d’indagine per ogni palo, considerando la profondità raggiunta dalle prove e la lunghezza prevista per i pali di fondazione passando attraverso i coefficienti di correlazione di Tabella 5-1.

In Tabella 5-4 sono riportati i valori delle resistenze di progetto dei pali trivellati con diametro pari a 0.8 m e lunghezza 9 m.

	caratteristiche		Compressione	trazione
L palo	R <sub>bk</sub>	R <sub>sk</sub>	A1M1R3	
[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
9	1518.69	342.20	1465.79	273.76

Tabella 5-4 – Resistenze di progetto del palo isolato

## 5.2 Curve di trasferimento del carico (SLE) del palo isolato

Il cedimento del palo singolo viene valutato considerando che il comportamento del palo sia assimilabile ad una curva con andamento iperbolico come indicato da Fleming (1992)<sup>8</sup> basata sui valori di calcolo delle resistenze del palo e sulla deformabilità del terreno.

La determinazione della curva parte dal considerare il cedimento come contributo di quello elastico (strutturale) e quello rigido (geotecnico) del palo. Il procedimento viene riportato anche da Azizi (2000)<sup>9</sup> con indicazioni utili dei parametri di riferimento coinvolti, i moduli alla base del palo sono riportati in Tabella 5-5, gli sviluppi puntuali si riportano in Figura 5-1, dove si mostrano i diagrammi delle curve teoriche carico cedimento dei singoli pali analizzati.

Bored piles in clays		Bored piles in sands and gravel	
Clay consistency	E <sub>b</sub> (MPa)	Sand/gravel density	E <sub>b</sub> (MPa)
very soft	< 3	very loose	< 15
soft	3 ÷ 6	loose	15 ÷ 30
firm	6 ÷ 15	medium dense	30 ÷ 100
stiff	15 ÷ 25	dense	100 ÷ 200
very stiff	25 ÷ 40	very dense	>200

Tabella 5-5 – Modulo di deformazione secante alla base al 25% del carico limite

<sup>8</sup> Fleming, W.G.K. (1992) “A new method for single pile settlement prediction and analysis”. Géotechnique 42, No. 3, 411-425

<sup>9</sup> Azizi, F (2000) “Applied Analysis in geotechnics”. E & FN SPON, NY.

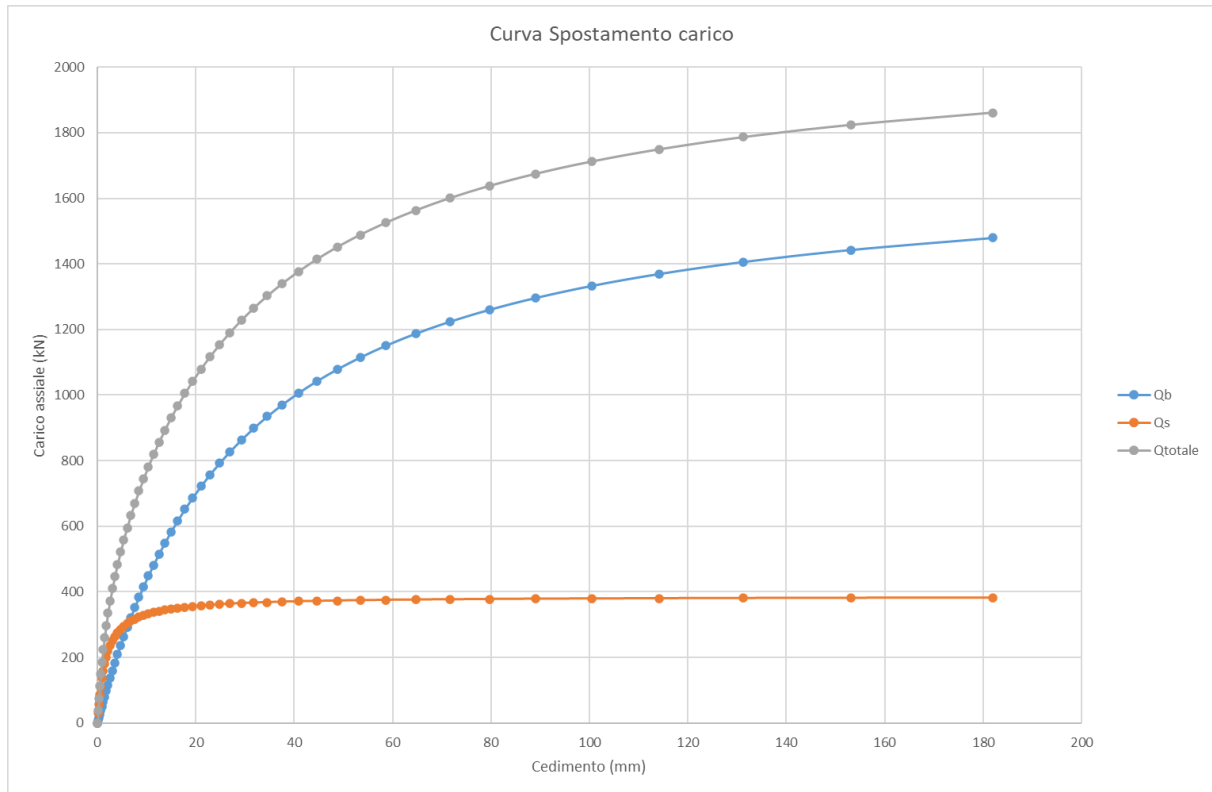


Figura 5-1 – Curve teoriche trasferimento di carico palo trivellato  $\varnothing 800\text{mm}$  L 9

### 5.3 Cedimenti dei pali in gruppo

La valutazione dei cedimenti del gruppo viene fatta preliminarmente sulla base di analisi di risultati sperimentali processati da Mandolini et al. (2005)<sup>10</sup>.

Il rapporto di amplificazione ( $R_s$ ) tra lo spostamento dei pali in gruppo ( $w_G$ ) e quello del palo isolato ( $w_s$ ) viene correlato al rapporto adimensionale di forma (aspect ratio) definito dall'espressione:

$$R = \left(\frac{ns}{L}\right)^{0.5}$$

Mediante la correlazione ( $n$  = numero di pali,  $s$  = interdistanza tra i pali,  $L$  = lunghezza dei pali):

$$R_s = \frac{w_G}{w_s} = 0.29nR^{-1.35}$$

Per le fondazioni in progetto, sono riportati in Tabella 5-6 i valori dei rapporti di amplificazione:

	n	s (m)	L (m)	R	$R_s = w_G / w_s$
Spalle	6	2.40	9	1.265	<b>1.267</b>

Tabella 5-6 – Rapporto di amplificazione dei cedimenti

Dalla valutazione del cedimento ottenuto in corrispondenza del carico di esercizio sarà quindi possibile stimare il cedimento atteso per il gruppo moltiplicando tale valore per il rapporto di amplificazione  $R_s$ .

<sup>10</sup> Mandolini, A, Russo, G e Viggiani, C (2005) “Pile foundations: experimental investigations, analysis and design: state of the art Report” Proc. of the 16th Int. Conf. of Soil Mechanics and Geot. Eng., Vol. 1, Osaka.