



Tipo Documento: Relazione Tecnica

Codice documento: SFP-RTC-100005-CCGT

Rev. 1

Pagina 1 di 59

**Centrale di San Filippo del Mela**  
**Progetto definitivo per l'installazione di un nuovo ciclo combinato a gas**  
**Relazione Geotecnica**

**APPLICA**

A2A/DGE/BGT/GEN/ING

**LISTA DI DISTRIBUZIONE**

A2A/DGE/BGT/GEN/ING  
 AEF/AMD/ISF



**LOGO E CODIFICA DEL FORNITORE**



**TECHINT**  
 Engineering & Construction

0421-TITA-C-TR-000-003

EMISSIONE					
1	27/11/2019	Seconda emissione	D. Morgera	P. Tagliaferri	D. Morgera
0	20/09/2019	Prima emissione	D. Morgera	P. Tagliaferri	D. Morgera
REV	DATA	DESCRIZIONE	REDAZIONE	VERIFICA	APPROVAZIONE

- Il documento approvato e firmato in originale è depositato presso l'archivio tecnico della S.O.-

Questo documento è proprietà del Gruppo A2A: non può essere utilizzato, trasmesso a terzi o riprodotto senza autorizzazione della stessa. Il Gruppo A2A tutela i propri diritti a norma di legge

## INDICE

<b>1</b>	<b>Introduzione .....</b>	<b>3</b>
<b>1</b>	<b>Documenti di Riferimento .....</b>	<b>4</b>
1.1	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO.....	4
1.2	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO.....	4
<b>2</b>	<b>Descrizione delle campagne di indagine.....</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>Quadro di riferimento geologico e geotecnico.....</b>	<b>5</b>
3.1	DESCRIZIONE UNITÀ GEOLOGICHE .....	5
3.2	DESCRIZIONE UNITÀ GEOTECNICHE .....	5
<b>4</b>	<b>Inquadramento idrogeologico .....</b>	<b>6</b>
<b>5</b>	<b>Criteri per la caratterizzazione geotecnica .....</b>	<b>7</b>
5.1	GENERALITÀ .....	7
5.2	INTERPRETAZIONE DELLE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE (SPT) .....	7
5.3	INTERPRETAZIONE DELLE PROVE DI LABORATORIO .....	8
5.3.1	<i>Prove di laboratorio</i> .....	8
<b>6</b>	<b>Caratterizzazione delle unità stratigrafiche.....</b>	<b>9</b>
6.1	RISULTATI ED INTERPRETAZIONE DELLE PROVE IN SITO .....	9
6.2	RISULTATI ED INTERPRETAZIONE DELLE PROVE DI LABORATORIO .....	18
6.3	DEFINIZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO .....	33
6.4	PARAMETRI GEOTECNICI ASSOCIATI ALLE UNITÀ STRATIGRAFICHE .....	33
<b>7</b>	<b>Inquadramento sismico del sito.....</b>	<b>40</b>
<b>8</b>	<b>Verifica delle fondazioni.....</b>	<b>41</b>
8.1	CRITERI GENERALI DI VERIFICA AI SENSI DELLE NTC2018.....	41
8.2	FONDAZIONI DIRETTE .....	43
8.2.1	<i>Valutazione della capacità portante (SLU)</i> .....	43
8.2.2	<i>Valutazione dei cedimenti (SLE)</i> .....	45
8.3	FONDAZIONI PROFONDE.....	48
8.3.1	<i>Calcolo della resistenza di progetto del palo singolo alle azioni verticali - SLU</i> .....	48
8.3.2	<i>Analisi del palo singolo in condizioni SLE</i> .....	53
8.3.3	<i>Valutazione della portanza di progetto del palo singolo alle azioni orizzontali</i> .....	55
8.3.4	<i>Comportamento carico/spostamento del palo soggetto ad azioni orizzontali in condizioni SLE</i> .....	56
<b>9</b>	<b>Riferimenti bibliografici .....</b>	<b>58</b>

## **1 INTRODUZIONE**

Il presente documento definisce il modello geotecnico di sottosuolo da adottarsi per il progetto delle nuove strutture necessarie al miglioramento e rifacimento ambientale previste all'interno della Centrale Termoelettrica A2A Energiefuture di San Filippo del Mela. Il progetto in esame prevede l'installazione di un nuovo ciclo combinato di ultima generazione, alimentato a gas naturale, composto da un turbogas, un generatore di vapore a recupero (GVR12) e una turbina a vapore da ca. 280 MWe (TV51).

La centrale è ubicata nella zona costiera poco ad Est di Milazzo, tra il mare e la strada statale n. 113 e le linee ferroviarie Messina – Palermo.

Il modello è stato ricostruito a partire dai risultati delle campagne di indagine eseguite per i diversi interventi di progettazione a cui è stata sottoposta la Centrale Termoelettrica. In particolare si sono utilizzati i dati provenienti dalle campagne d'indagini del 2014 e del 2018.

Scopo del documento è la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione, ai fini del calcolo geotecnico delle opere da realizzare, e l'indicazione dei criteri di dimensionamento in termini di capacità portante per le fondazioni superficiali e profonde per tutti gli stati limite previsti dalla normativa tecnica vigente, che si riferiscono al rapporto del manufatto con il terreno.

## **1 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

### **1.1 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO**

Si riporta di seguito l'elenco dei documenti utilizzati per la stesura della presente relazione:

- [1] SFP-RTC-100001-CCGT-01 – A2A: "CENTRALE DI SAN FILIPPO DEL MELA NUOVO IMPIANTO CCGT - ITER AUTORIZZATIVO RELAZIONE GEOLOGICA ED IDROGEOLOGICA SU BASE DOCUMENTALE".
- [2] SFP-RTC-100002-CCGT-00 – A2A: "CENTRALE DI SAN FILIPPO DEL MELA NUOVO IMPIANTO CCGT - ITER AUTORIZZATIVO RELAZIONE SISMICA SU BASE DOCUMENTALE".
- [3] "Progetto per la realizzazione di un impianto dimostrativo solare termodinamico con tecnologia stem della potenza 1100.00 KWT, Relazione Geologica", Dicembre 2014;
- [4] SFP-RTY-300002-BGAS – A2A: "Impianto di trattamento e recupero della FORSU, Relazione Geologico – tecnica", ottobre 2018;

### **1.2 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:

- [5] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni".
- [6] Circolare 21 gennaio 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 gennaio 2018.
- [7] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [8] UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

## 2 DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNE DI INDAGINE

L'area oggetto del presente lavoro è stata investigata da numerose campagne di indagini geognostiche, si considerano, al fine della definizione del modello geotecnico dell'area, quelle riportate e descritte nel documento [1].

## 3 QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

### 3.1 DESCRIZIONE UNITÀ GEOLOGICHE

Il sito della Centrale Termoelettrica di S Filippo del Mela è ubicato a sud-est della città di Milazzo sulla fascia costiera pianeggiante posta a ridosso del versante settentrionale della catena montuosa dei Peloritani, nella Sicilia nord-orientale.

La descrizione delle diverse unità geologiche e della situazione litostratigrafica locale è riportata nel documento [1].

### 3.2 DESCRIZIONE UNITÀ GEOTECNICHE

Sulla base di quanto descritto nel documento [1], per semplicità, e in accordo alla sezione geologica di riferimento, si possono individuare tre formazioni principali, così identificate dal p.c. in profondità:

- **Riporti:** depositi costituiti da sabbie fini e medie con presenza di limi ed elementi lapidei eterogenei fino a circa 1.50 m;
- **Depositi marini (spianata costiera):** depositi costituiti da sabbie ghiaiose, ricche in frazioni limosa, e sabbie fini limose fino a circa 13 m;
- **Substrato di base:** depositi costituiti da argille siltose grigio – azzurre da moderatamente a ben compatte che si estendono al di sotto dei 13 m

Considerando le unità geologiche sopra descritte, sulla base delle descrizioni stratigrafiche riportate nei certificati dei sondaggi e sulla base delle prove granulometriche eseguite sui campioni di materiale raccolti, nell'area in esame si incontrano i seguenti tipi di terreno:

**Argille:** argille siltose grigio azzurre da moderatamente a ben compatte, generalmente a comportamento geomeccanico omogeneo. Tale unità litologica costituisce il substrato della copertura alluvionale. Si presentano molto compatte, da semisolide a ben consolidate, ma nei livelli superiori (primi due metri) risultano caratterizzate da qualità mediocri, essendo spesso alterate e piuttosto plastiche a comprimibilità medio-alta (per prolungato contatto con l'acqua d'infiltrazione dei sovrastanti depositi alluvionali). Sulla base dei valori degli indici di consistenza tali materiali sono classificabili come "argille inorganiche di alta plasticità" a consistenza solidoplastica.

**Sabbia media – grossa:** sabbie medie e grossolane debolmente limose, più o meno ghiaiose, scarsamente addensate; generalmente di colore grigio scuro. La resistenza alla punta del penetrometro dinamico standard (SPT) risulta caratterizzata da valori compresi tra 20 e 45 colpi/30cm

**Sabbie fini limose:** si tratta di sabbie limose fini, scarsamente addensate, occasionalmente intercalate da ciottoli arrotondati di dimensioni millimetriche e centimetriche. La resistenza alla punta del penetrometro dinamico standard (SPT) risulta caratterizzata da valori compresi tra 15 e 25 colpi/30cm

Le tipologie di materiale sopra definite sono state utilizzate per classificare i terreni incontrati lungo le verticali d'indagine e procedere poi alla definizione dei profili geotecnici di dettaglio.

Vista la natura dei terreni presenti nel sito in esame, le unità più tipicamente granulari sono state caratterizzate attraverso parametri geotecnici in condizioni drenate definiti a partire dai risultati di prove penetrometriche standard (SPT) effettuate in corrispondenza dei fori di sondaggio, oltre alle prove triassiali drenate laddove eseguite su tali materiali. Per le unità coesive, si sono valutati i parametri geotecnici a partire dai

risultati delle molte prove di laboratorio condotte sui campioni indisturbati (soprattutto prove edometriche, prove triassiali, prove di rigonfiamento, ecc.)

## **4 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO**

Le caratteristiche idrogeologiche delle formazioni sedimentarie presenti nell'area studiata presentano condizioni di permeabilità diversificate in funzione della loro granulometria e del loro grado di cementazione come riportato in dettaglio sul documento [1].

Ai fini progettuali, nell'area oggetto di studio, si riscontra una falda freatica che si trova ad una profondità variabile tra 2.60 e 3.00 m dal p.c., come si evince dalle misure acquisite nei piezometri, presenti nell'area oggetto di studio, ma può raggiungere la profondità di 1.50 m dal p.c. nei periodi di intense piogge. Sulla base di tali indicazioni, si assume una falda di progetto posta ad una quota di **1.50 m da p.c.** Le acque di falda, qualora interferiscano con la realizzazione delle opere di fondazione, saranno emunte in fase di cantiere e trattate secondo la normativa vigente, dopo la caratterizzazione prevista dal D. Lgs. 152/06.

## 5 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 5.1 GENERALITÀ

Si riportano i criteri di interpretazione dei risultati delle indagini geotecniche disponibili, indicate nel capitolo 2 con riferimento al documento [1].

L'interpretazione dei dati sperimentali in termini di parametri geotecnici si è in particolare basata sui risultati delle prove SPT (Standard Penetration Test), sulla descrizione stratigrafica dei sondaggi, e laddove disponibili, sui risultati delle prove di laboratorio che hanno consentito di caratterizzare quantitativamente e qualitativamente i terreni incontrati.

### 5.2 INTERPRETAZIONE DELLE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE (SPT)

Le prove SPT a fondo foro sono state eseguite a diverse profondità e consistono nel misurare il numero di colpi richiesti per provocare l'avanzamento per battitura di un campionatore standard per tre tratti consecutivi di 15 cm ciascuno. La resistenza dinamica puntuale ( $N_{SPT}$ ) si ottiene poi sommando il numero di colpi richiesto per l'avanzamento degli ultimi 30 cm.

Per tenere conto dei fattori di variabilità connessi ai vari dispositivi di infissione e alla pressione efficace del terreno alla profondità di esecuzione della prova, si valuta il valore normalizzato di  $N_{SPT}$ , cioè  $(N_1)_{60}$ , tramite la seguente espressione:

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{60} = C_N \cdot (ER/60) \cdot N_{SPT}$$

in cui:

$C_N = \sqrt{(Pa/\sigma'_{v0})}$  = coefficiente di correzione dipendente dal valore di  $\sigma'_{v0}$  ( $C_N < 1.7$ ) [Liao & Whitman - 1986]

$Pa$  = pressione di riferimento = 101.32 kPa

$\sigma'_{v0}$  = pressione verticale efficace alla quota di prova (kPa)

$ER$  = rendimento medio del dispositivo di infissione effettivamente impiegato espresso in percentuale (per il presente caso: 65%)

In Tabella 1, si riportano le correlazioni utilizzate per l'interpretazione delle prove SPT:

Tabella 1 - Tabella riassuntiva delle relazioni utilizzate per l'interpretazione dei risultati delle prove dinamiche standard SPT

Parametri		Correlazione empiriche
$D_R$	Densità relativa	Skempton (1986) - Sabbie Cubrinowski & Ishihara (1999) - Sabbie e ghiaie
$\phi$	Angolo di resistenza al taglio	Bolton (1986)
$G_0$	Modulo iniziale di taglio	Ohta & Goto (1978)
$E'_{25}$	Moduli elastici operativi	Jamiolkowski et al. (1988)

Nei paragrafi successivi si descrivono in dettaglio le diverse correlazioni utilizzate, in funzione del tipo di terreno (granulari e coesivi), e i relativi campi di validità.

### **5.3 INTERPRETAZIONE DELLE PROVE DI LABORATORIO**

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine (percentuale di fine maggiore del 50%) è affidata all'interpretazione delle prove di laboratorio e delle prove in Classificazione dei materiali

La classificazione dei terreni a grana fine verrà effettuata facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio in termini di:

- fusi granulometrici;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- pesi di volume naturale e secco;
- grado di saturazione;
- contenuti d'acqua naturale;
- indice dei vuoti iniziale.

#### **5.3.1 Prove di laboratorio**

Nella definizione della resistenza al taglio non drenata ( $c_u$ ) da prove di laboratorio si farà principalmente riferimento, laddove presenti, a prove condotte su campioni indisturbati di buona qualità del tipo:

- Triassiali non consolidate-non drenate (TX-UU) eseguite con pressioni in cella maggiori di quelle verticali totali geostatiche.
- Prove di espansione laterale libera (ELL).



## **6 CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITÀ STRATIGRAFICHE**

Nel capitolo precedente sono stati presentati i metodi di interpretazione adottati per definire i parametri di progetto da utilizzare per il dimensionamento delle opere. Nel presente capitolo sono riportati i risultati delle prove condotte e la loro interpretazione sulla base dei criteri precedentemente illustrati. Il risultato delle interpretazioni in termini di parametri geotecnici di progetto sono riportati al termine del presente capitolo.

La caratterizzazione si è basata, come già detto, sui risultati sia delle prove in sito che di laboratorio, con particolare riferimento ai risultati delle prove Penetrometriche dinamiche SPT.

### **6.1 RISULTATI ED INTERPRETAZIONE DELLE PROVE IN SITO**

Nel seguito sono presentati i risultati delle principali prove condotte in sito e la loro interpretazione. In particolare:

- Risultati prove SPT ( $N_{SPT}$ ) - Figura 1;
- Resistenza dinamica corretta per effetto della profondità ( $(N_1)_{60}$ ) - Figura 2;
- Velocità delle onde di taglio  $V_s$  da SPT (calcolate in accordo a Ohta e Goto) - Figura 3;
- Modulo di elasticità tangenziale iniziale  $G_0$  da SPT (da  $V_s$  da SPT) - Figura 4
- Modulo di Young iniziale  $E_0$  ricavato da  $G_0$  - Figura 5
- Modulo di Young operativo  $E_{op}$  da SPT (calcolato da curve di degrado e confrontato con Jamiolkowski) - Figura 6
- Densità relativa da SPT (calcolato in accordo a Skempton e Cobrinowski e Ishihara)
- Angolo di resistenza al taglio da SPT (calcolato da  $D_r$  da SPT solo per sabbie in accordo a Bolton).

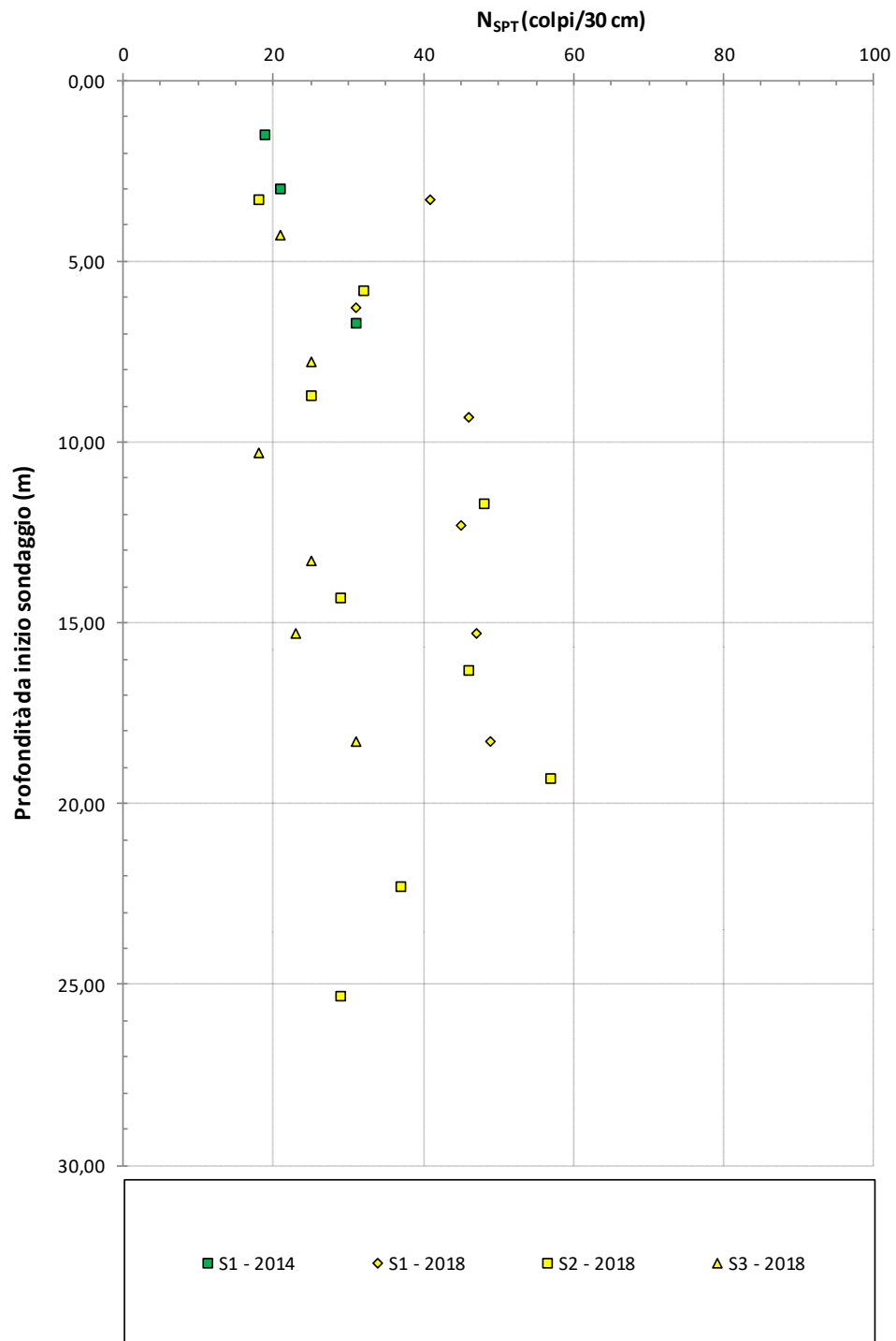


Figura 1 – Numero di colpi  $N_{SPT}$

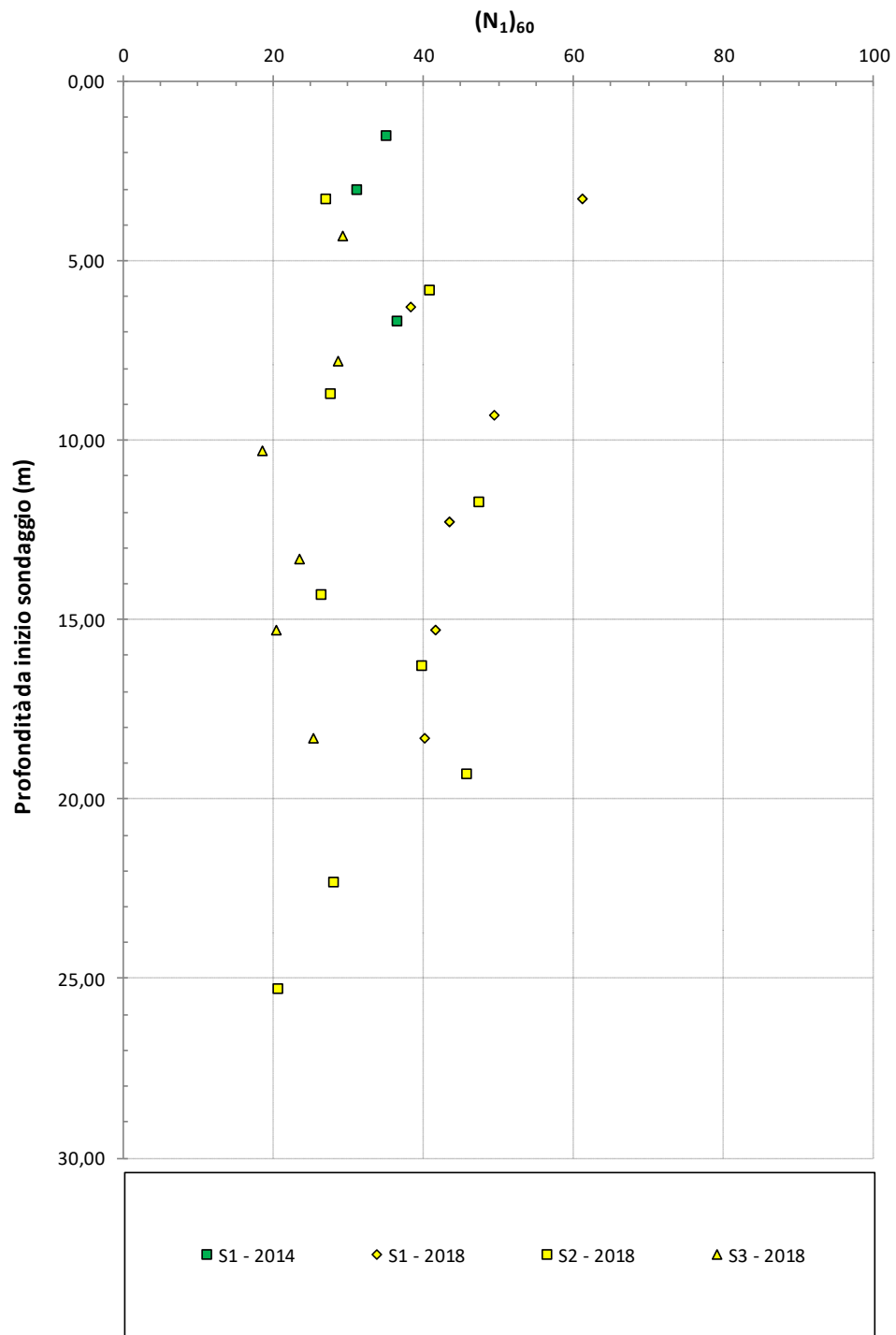


Figura 2 – Resistenza dinamica corretta per l'effetto della profondità  $(N_1)_{60}$

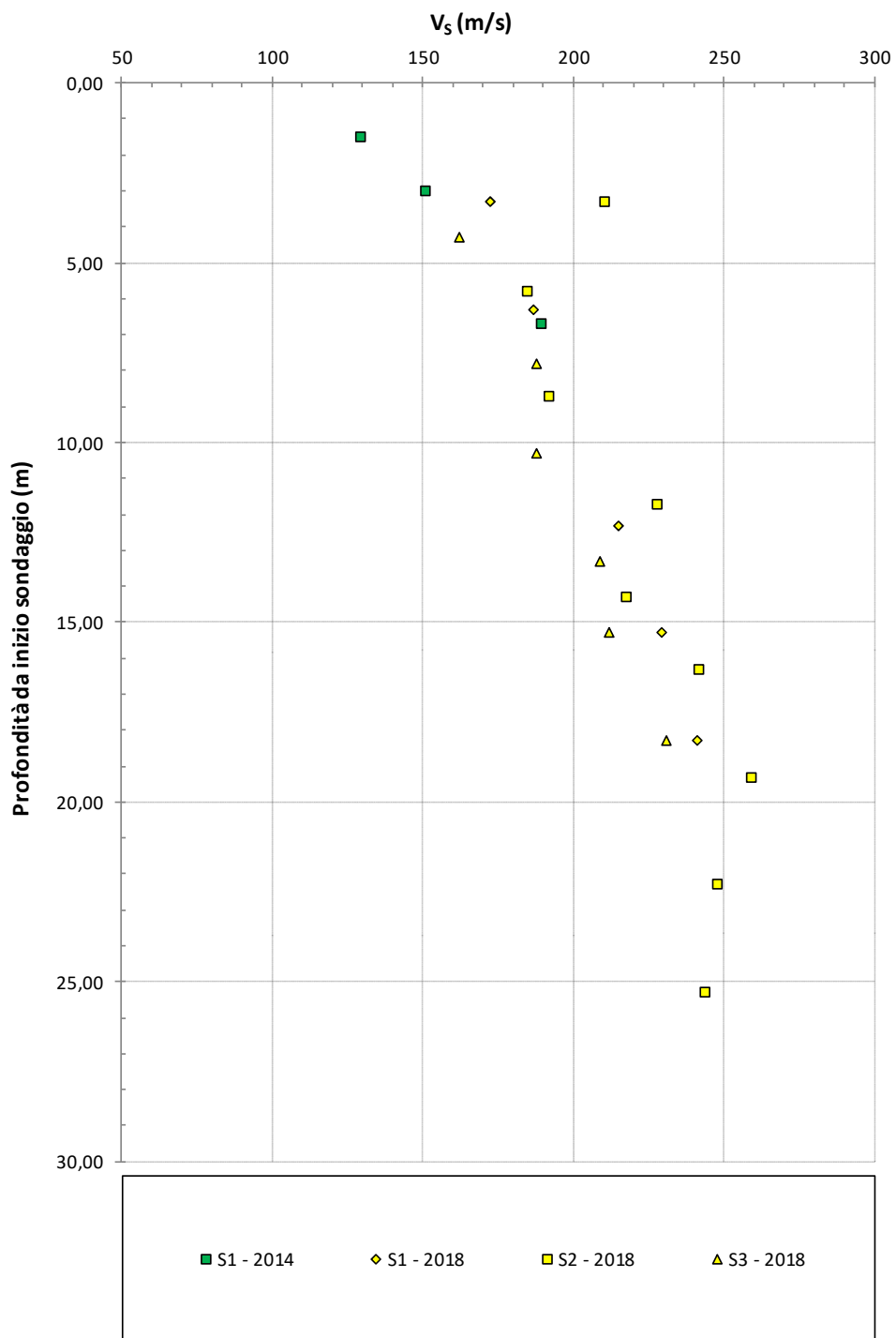


Figura 3 – Velocità onde di taglio da Prove SPT

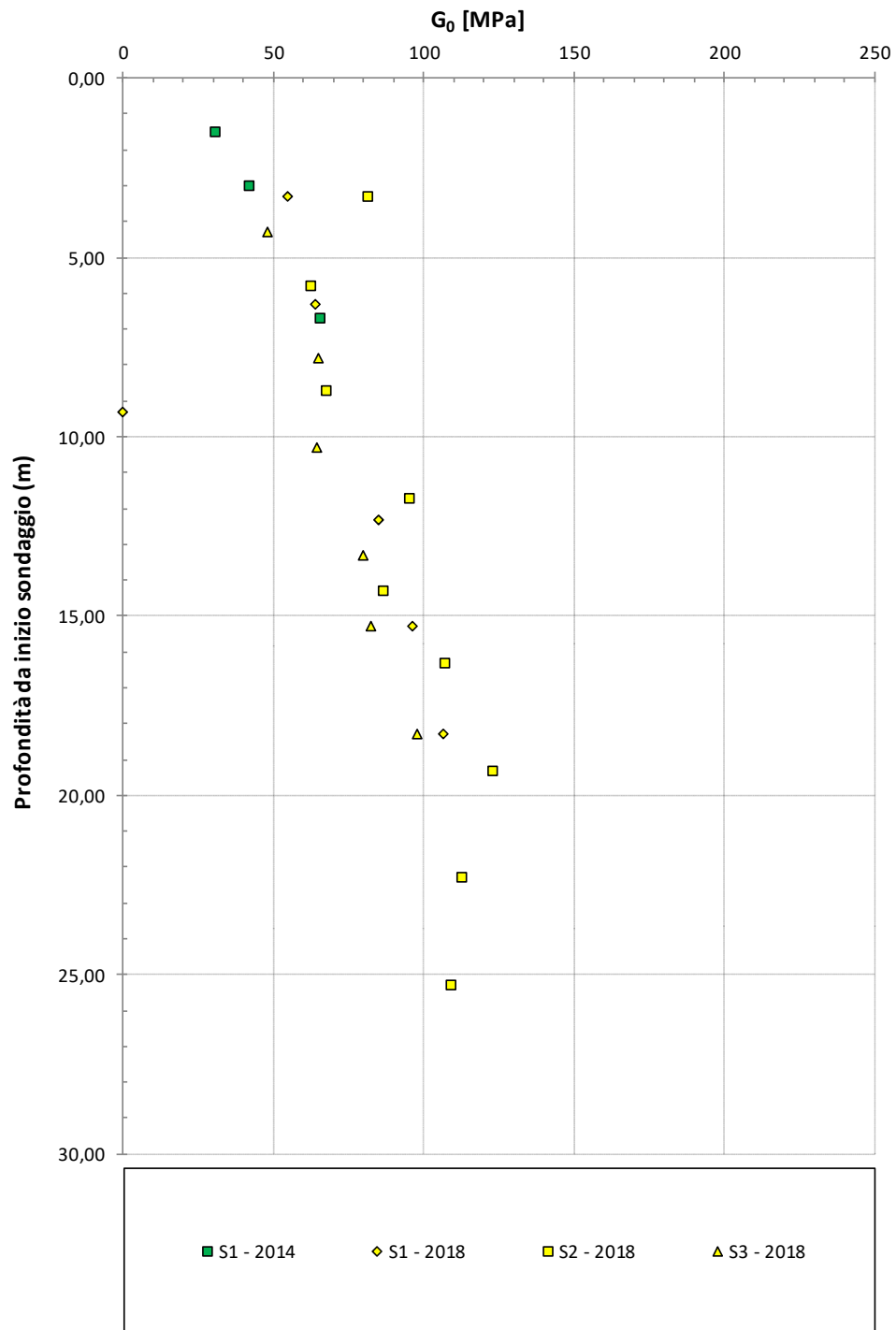


Figura 4 – Modulo di elasticità tangenziale iniziale ( $G_0$ ) da SPT

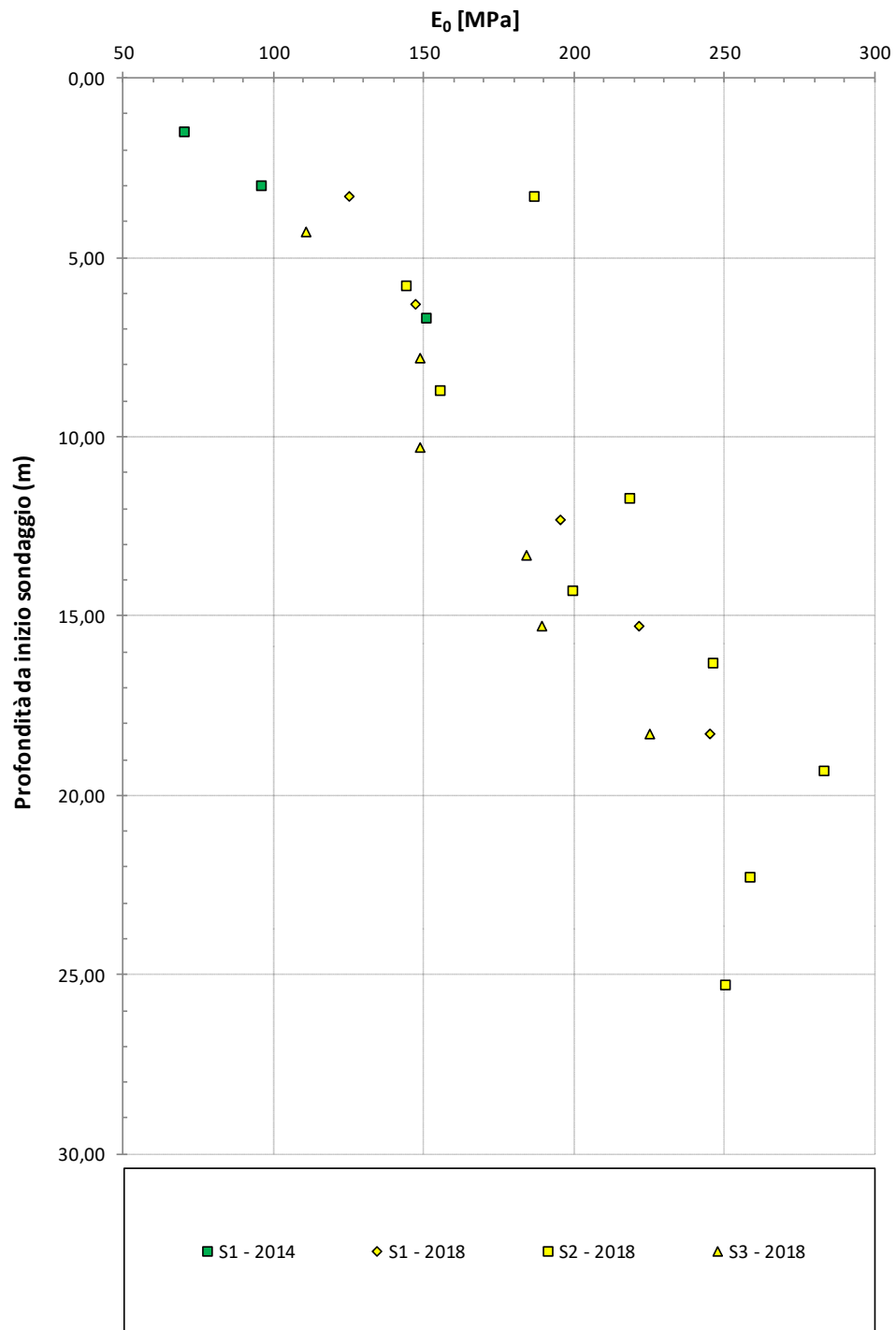


Figura 5 – Modulo di Young iniziale ( $E_0$ ) calcolato da  $G_0$  tramite SPT

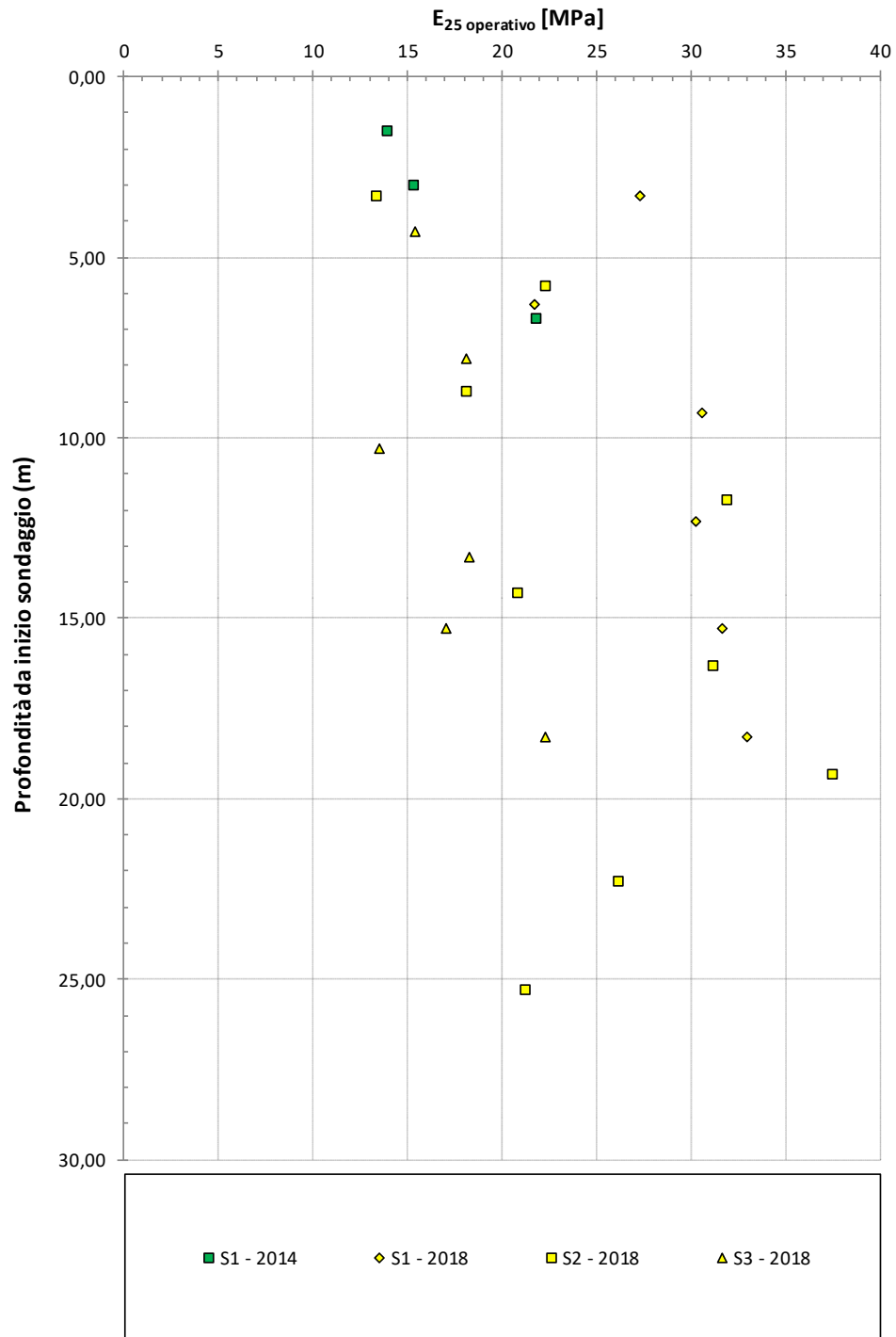


Figura 6 - Modulo di Young operativo da SPT

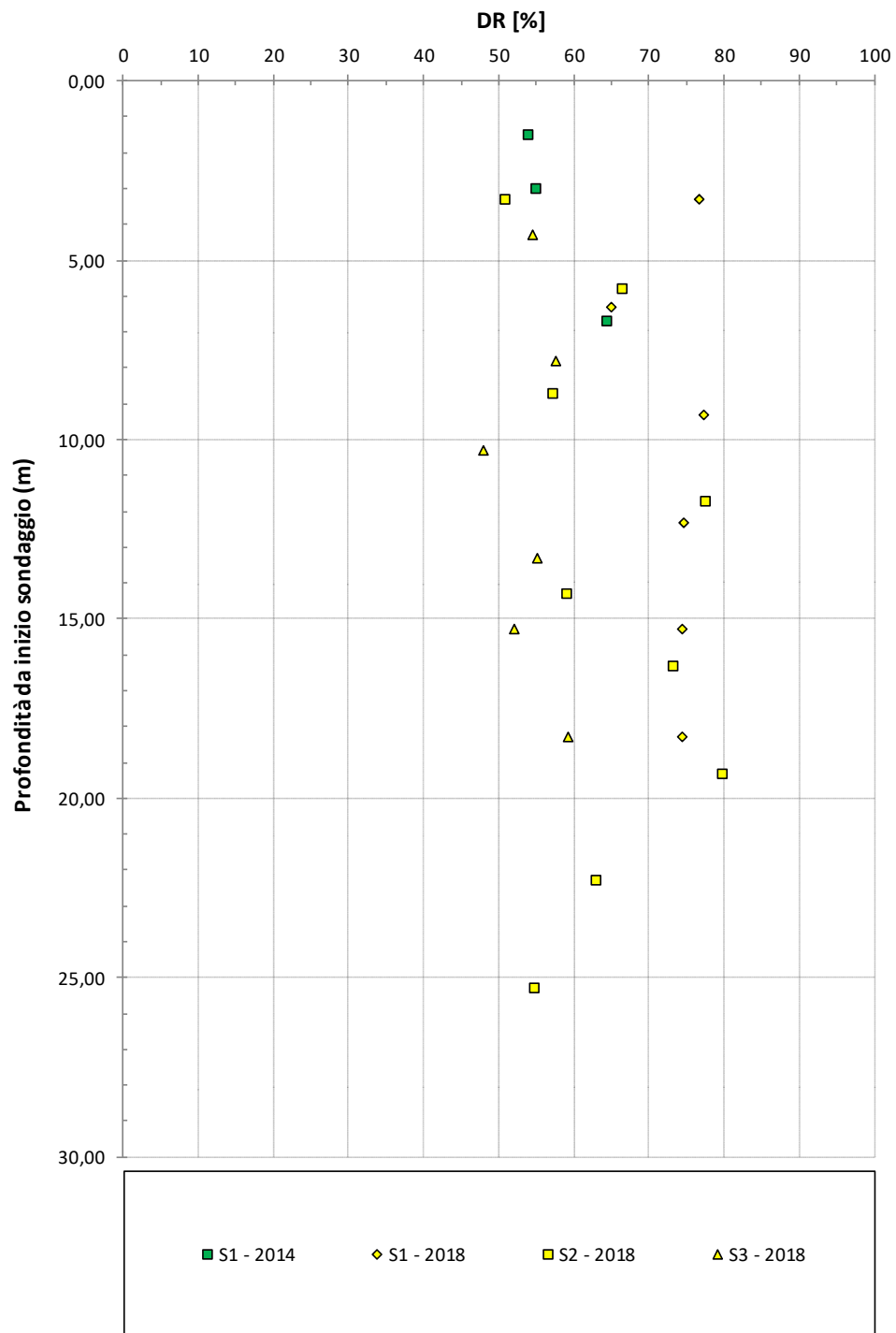


Figura 7 – Densità relativa da SPT



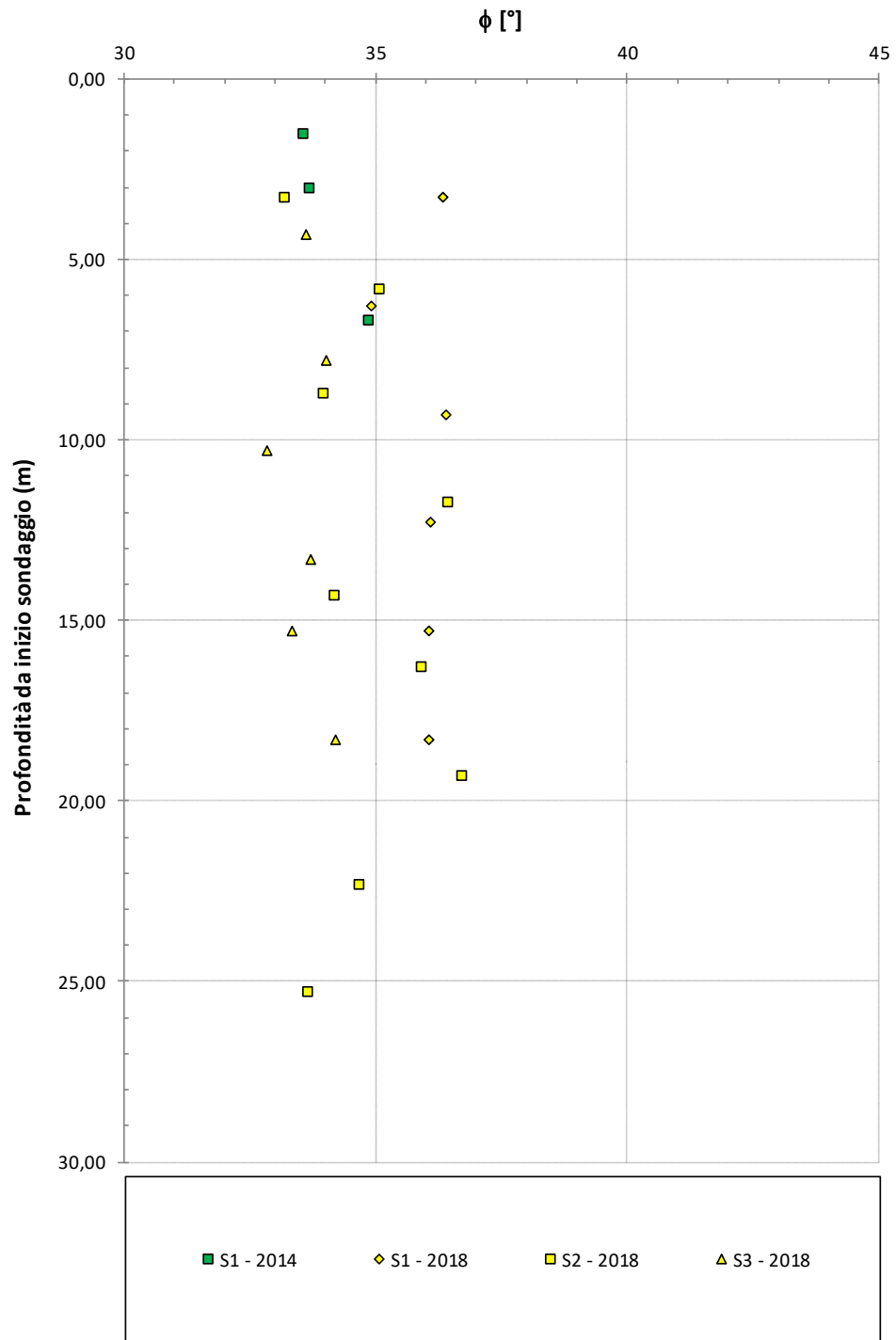


Figura 8 – Angolo di resistenza al taglio da Bolton con Dr da SPT

## **6.2 RISULTATI ED INTERPRETAZIONE DELLE PROVE DI LABORATORIO**

Nel seguito sono presentati i risultati delle prove condotte in laboratorio e la loro interpretazione.

In particolare:

- Pesì di volume - Figura 9
- Composizione granulometrica – da Figura 10 a Figura 12
- Contenuto naturale d'acqua - Figura 13
- Indice dei vuoti - Figura 14
- Limite Liquido - Figura 15
- Limite Plastico - Figura 16
- Indice di Plasticità - Figura 17
- Carta di Plasticità di Casagrande - Figura 18
- Parametri di resistenza al taglio da prove di taglio diretto (TD) – Terreni coesivi - Figura 19

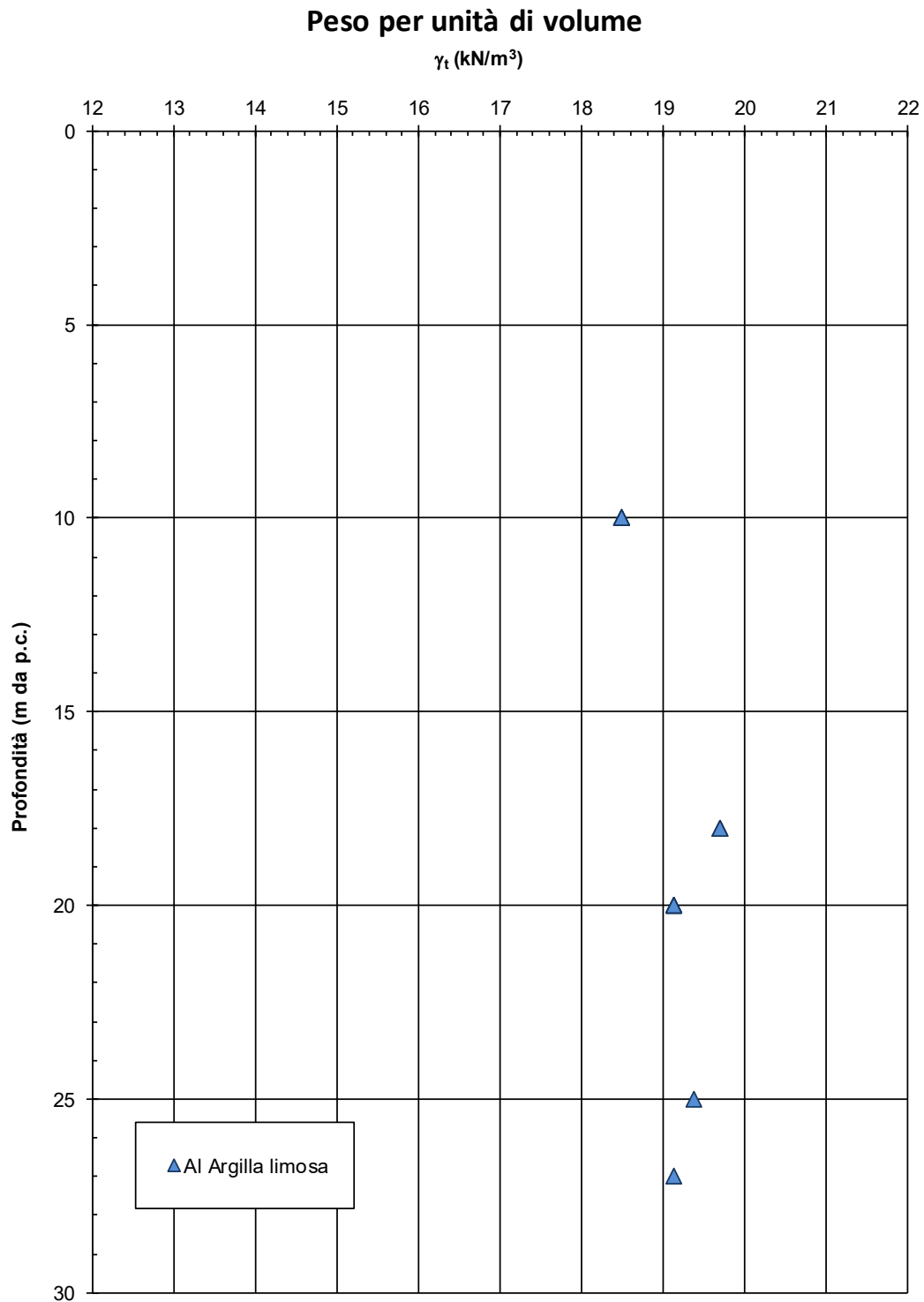


Figura 9 – Pesì di volume

## Composizione granulometrica - Materiali granulari

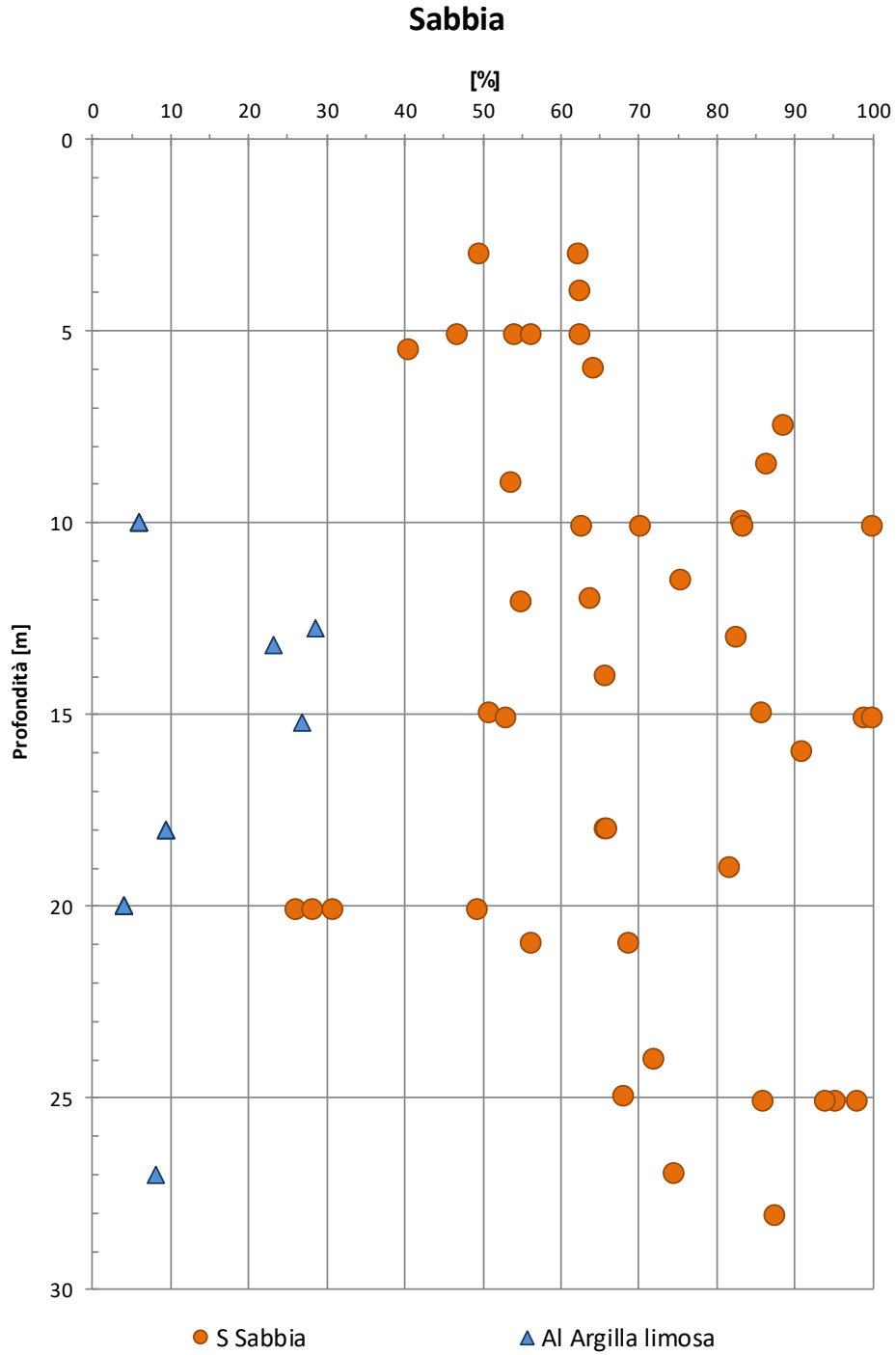


Figura 10 – Composizione granulometrica – Percentuale di sabbia

### Composizione granulometrica - Materiali granulari Ghiaia

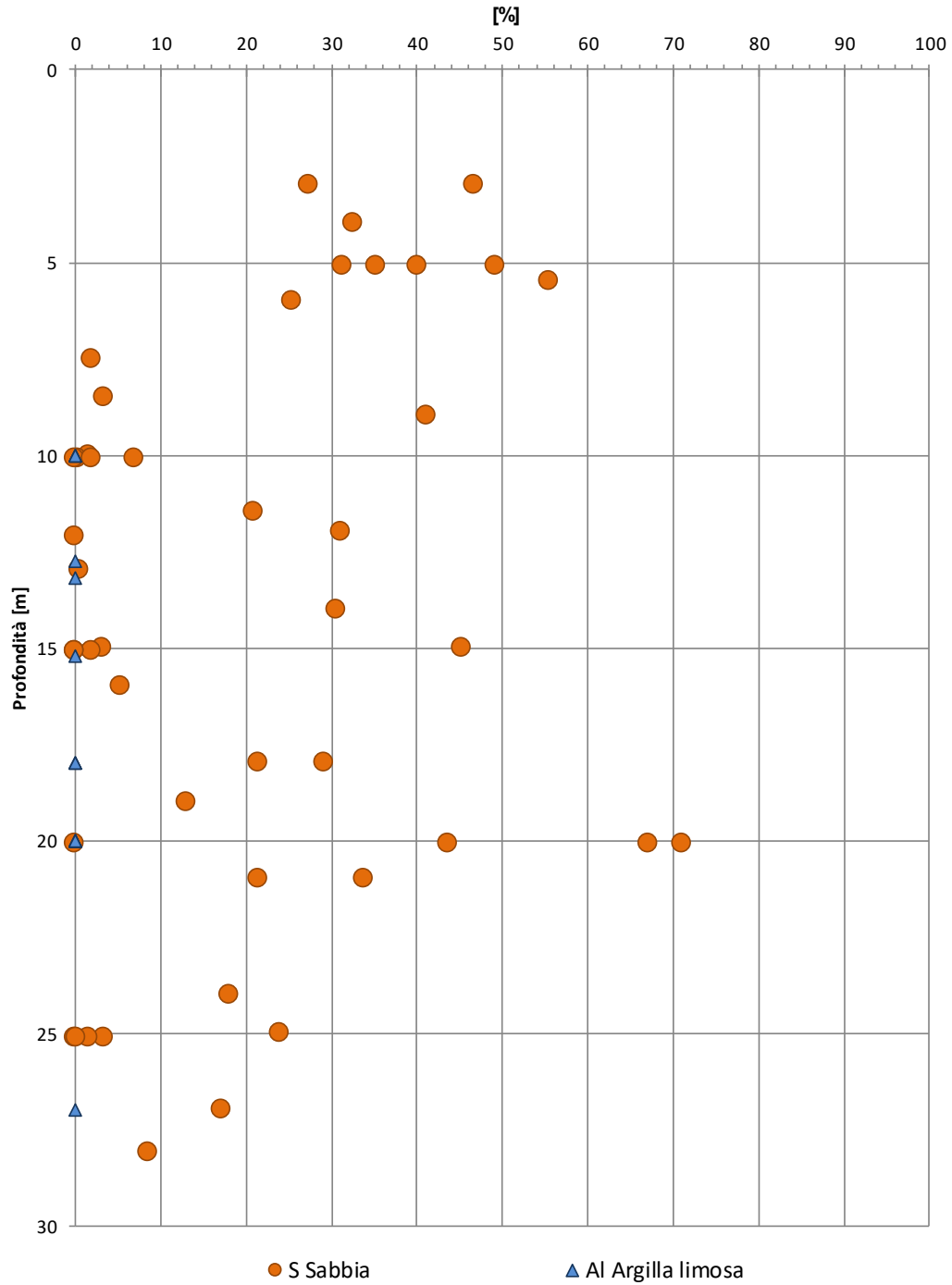


Figura 11 – Composizione granulometrica – Percentuale di ghiaia



### Composizione granulometrica - Materiali coesivi

#### Limo e Argilla

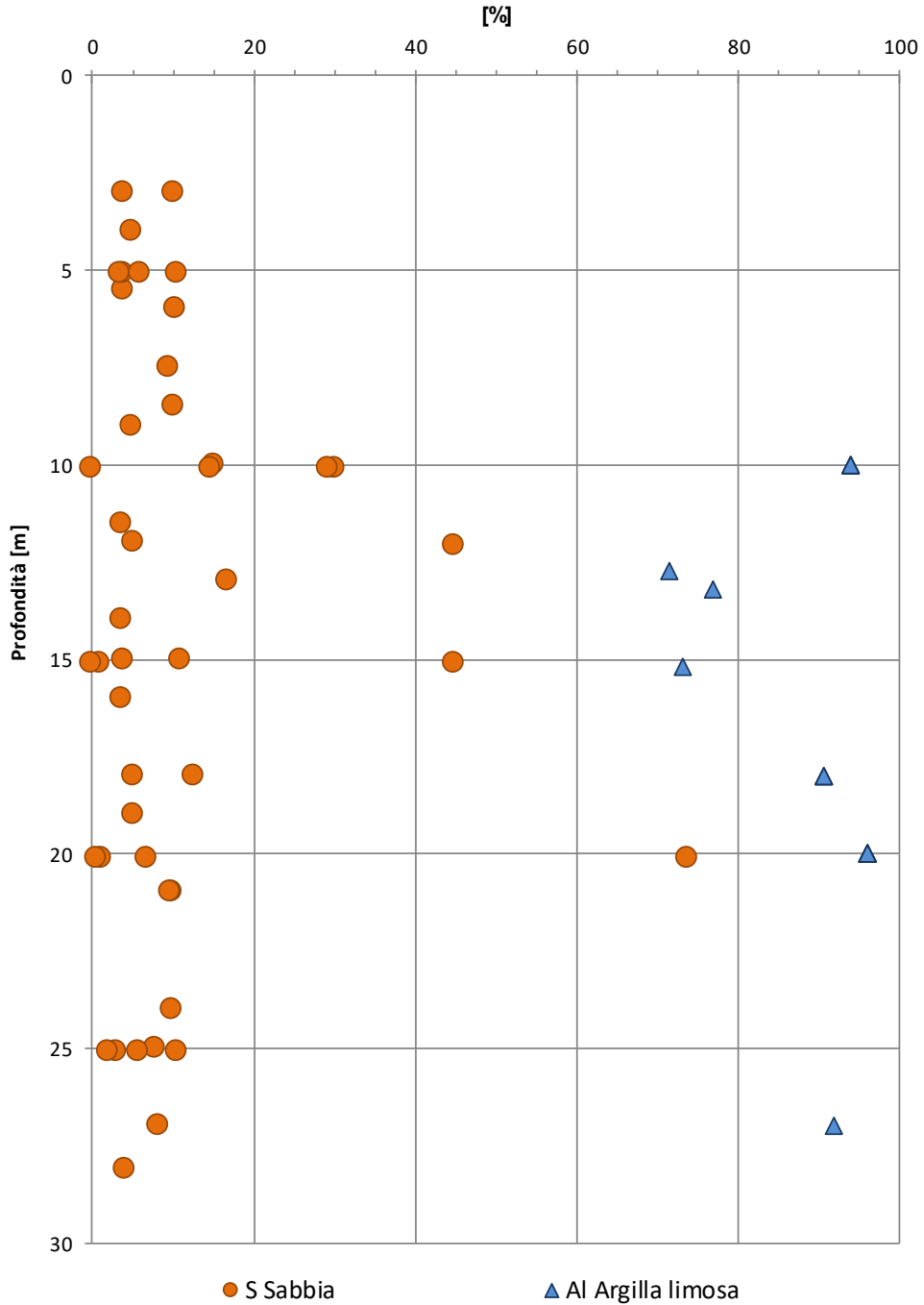


Figura 12 - Composizione granulometrica – Percentuale di limo+argilla

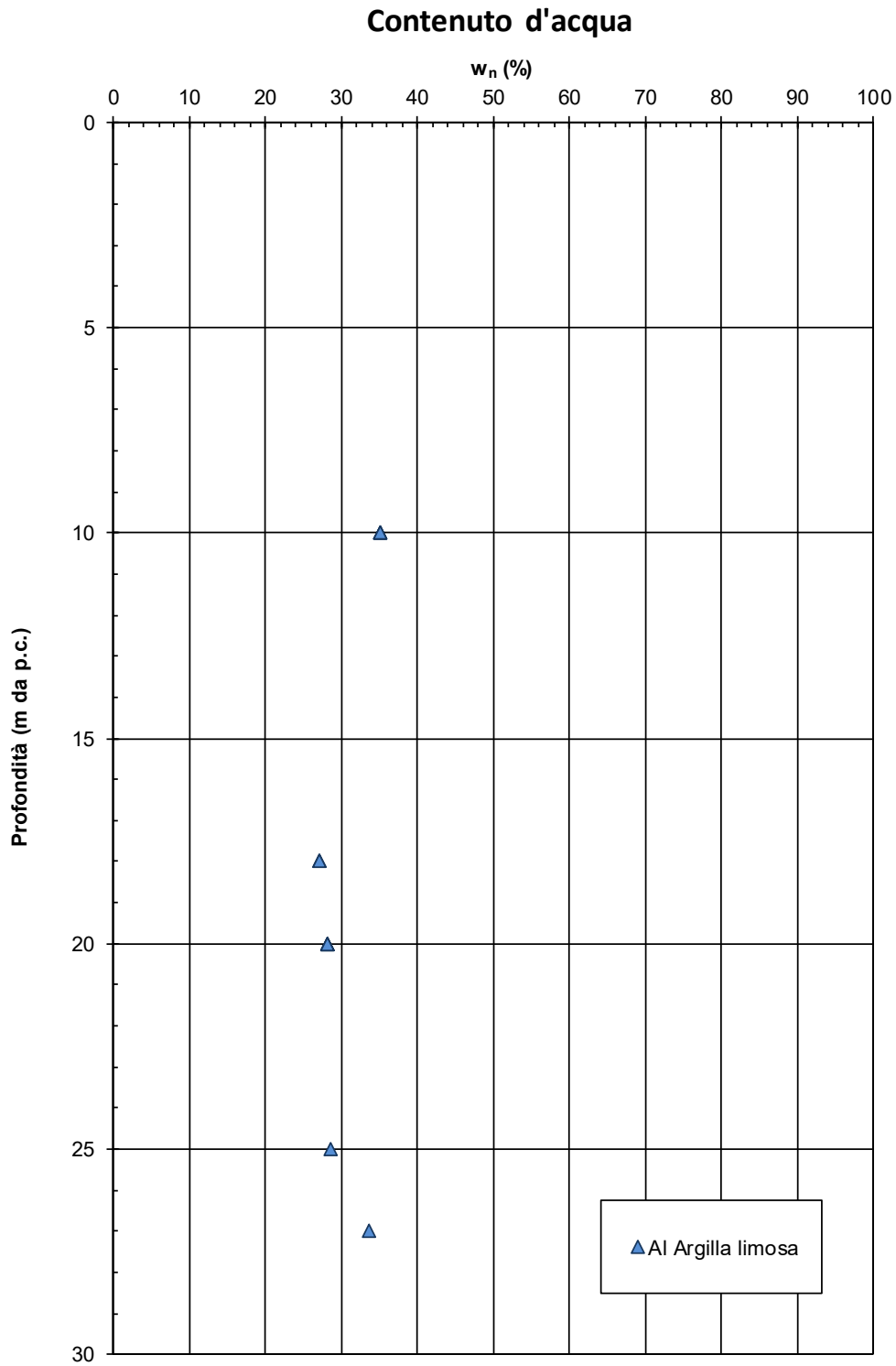


Figura 13 – Contenuto naturale d'acqua





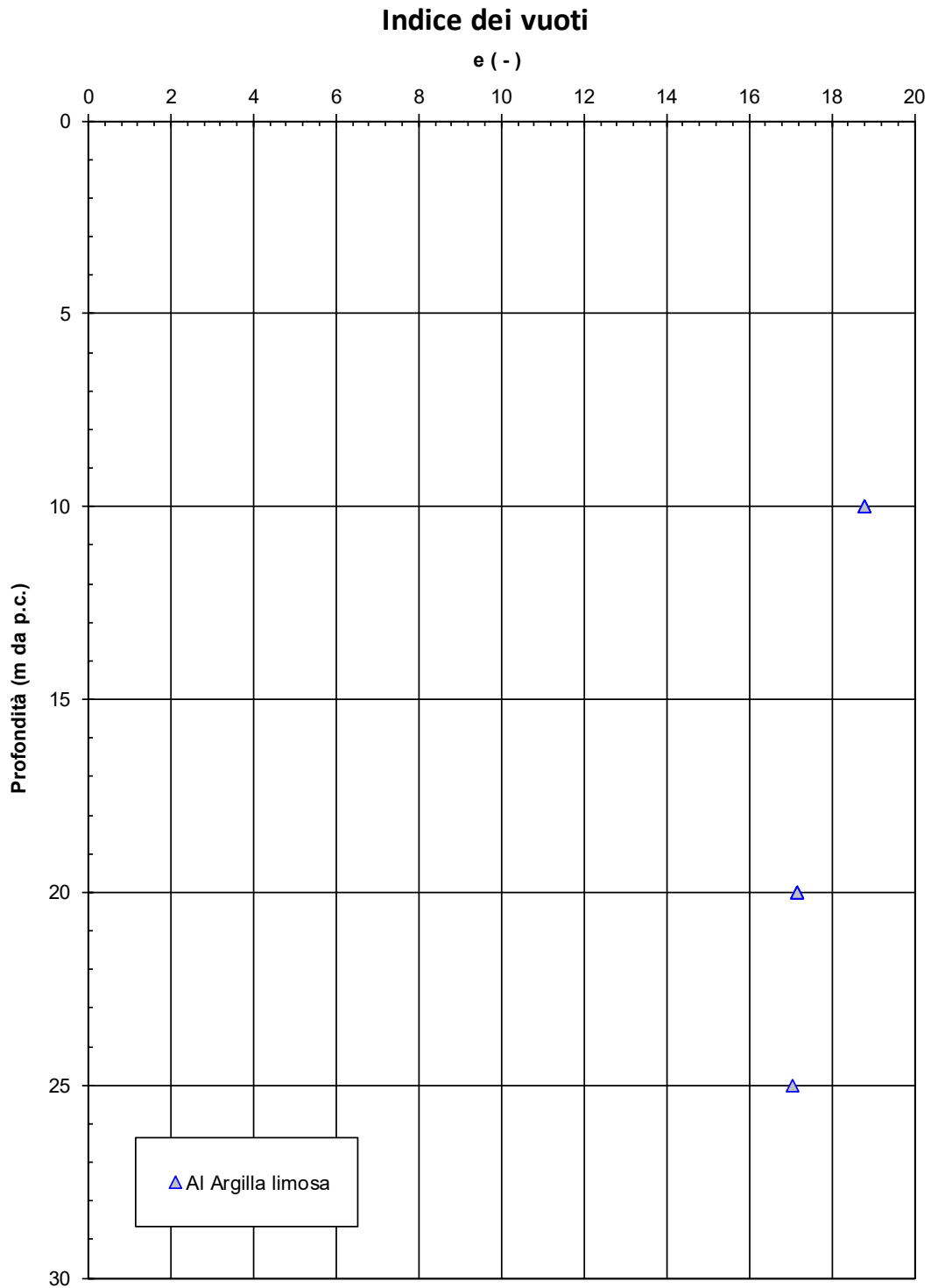


Figura 14 – Indice dei vuoti

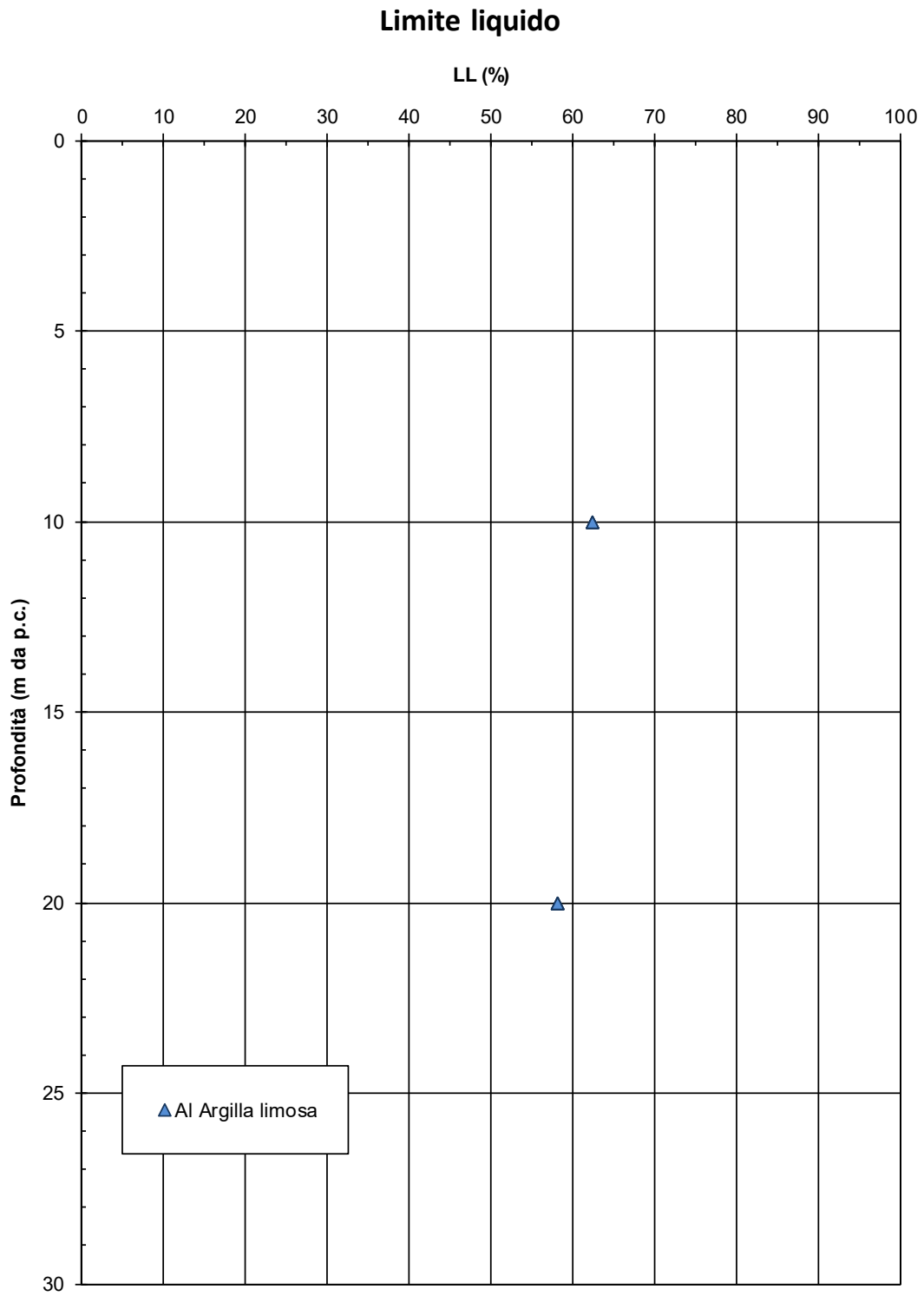


Figura 15 – Limite liquido



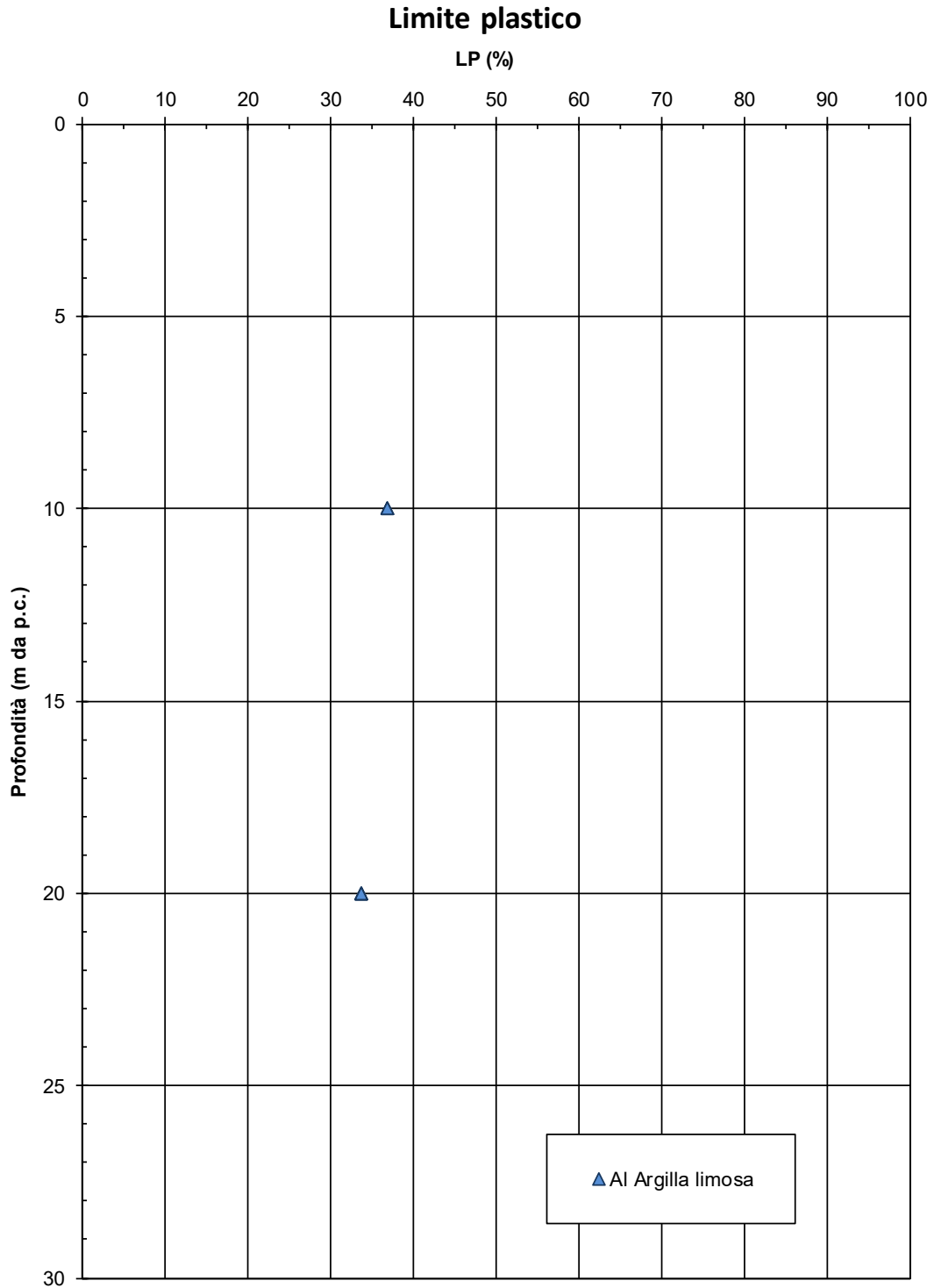


Figura 16 – Limite plastico

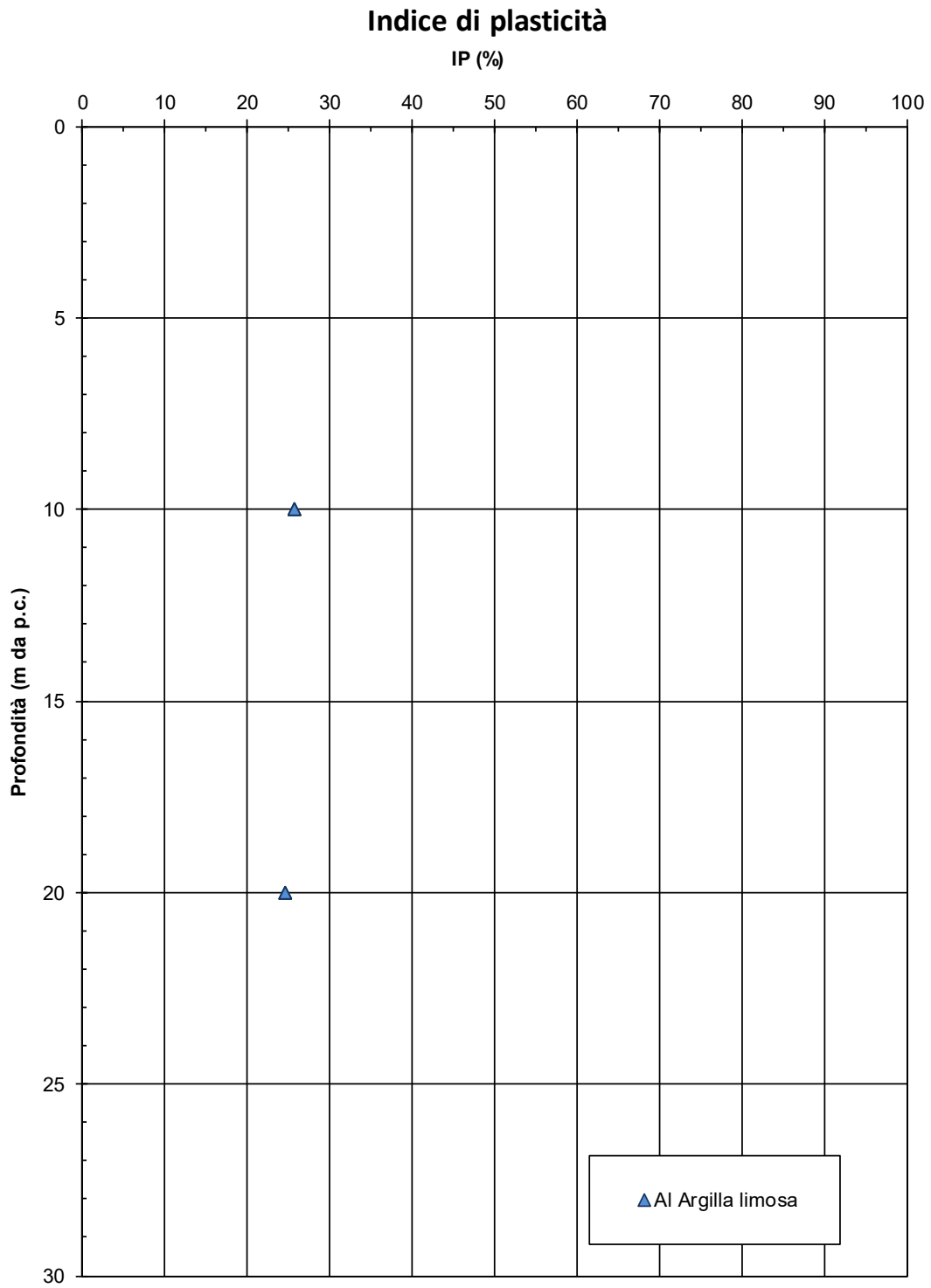


Figura 17 – Indice di plasticità

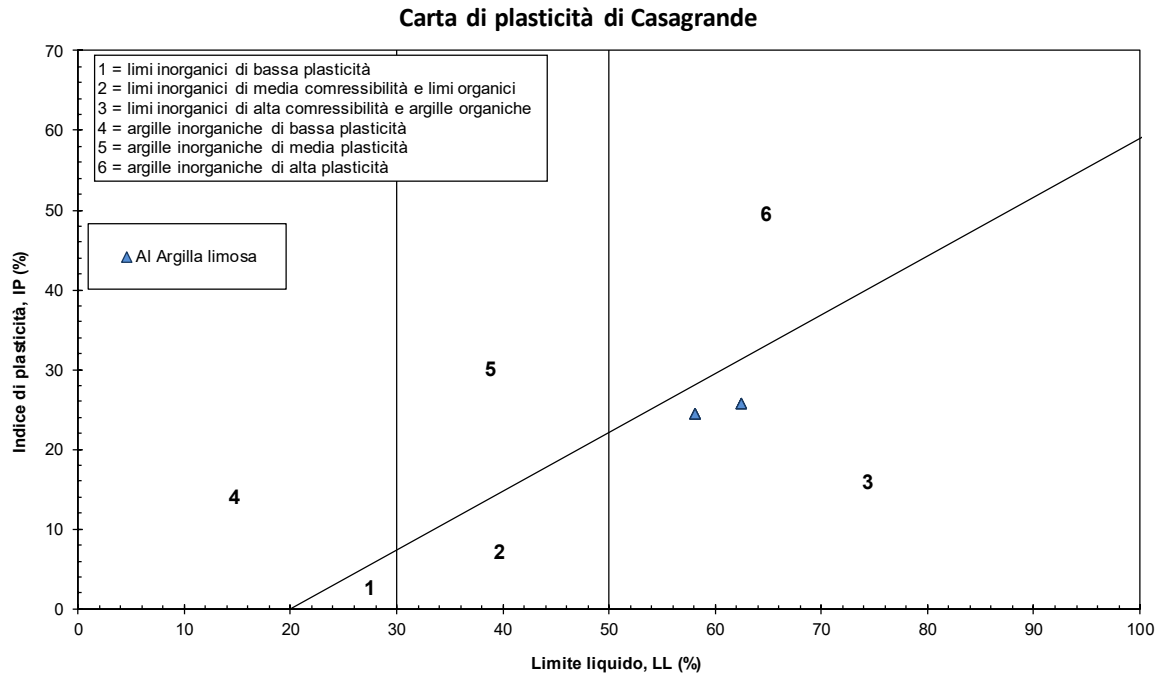


Figura 18 – Carta di Casagrande

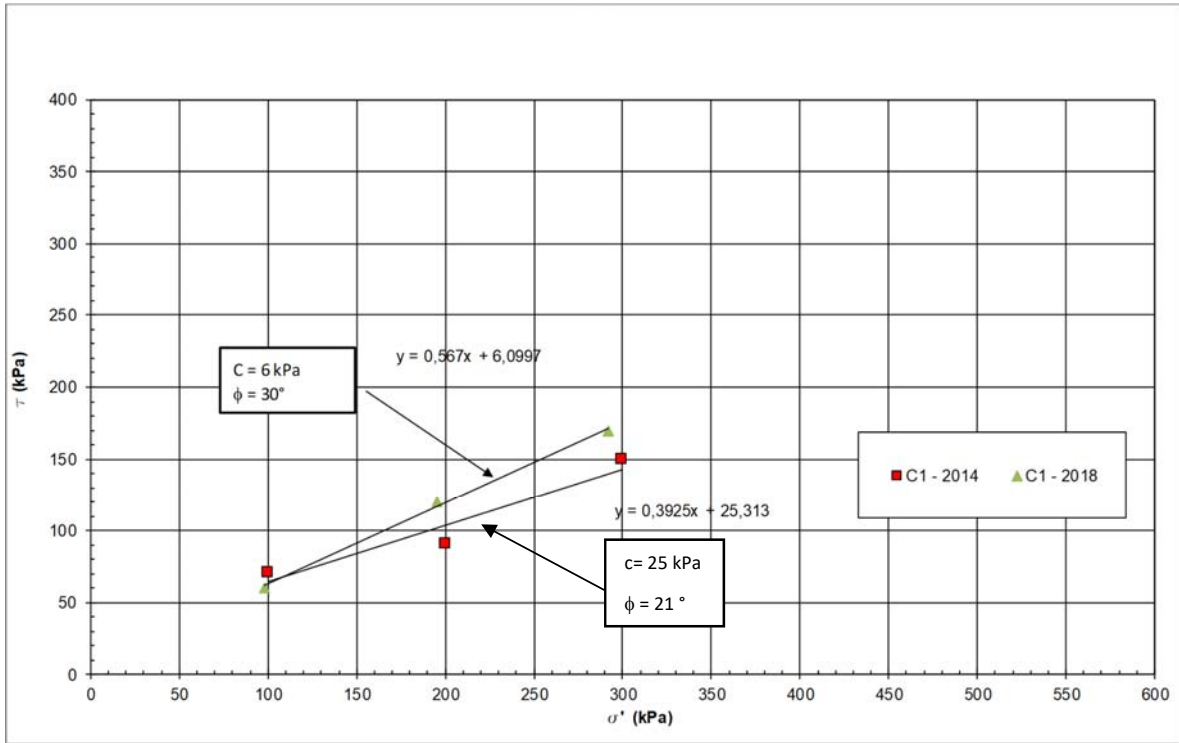


Figura 19 – Interpretazione prove di taglio diretto (TD) – Terreni coesivi



### 6.3 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Dall'analisi di tutti i risultati delle prove disponibili, condotte sia in sito che in laboratorio, e presentate ai paragrafi precedenti, si sono determinati i parametri geotecnici associati alle diverse unità stratigrafiche individuate.

In particolare valgono le seguenti considerazioni:

- I pesi di volume naturale dei materiali sono stati determinati in base ai risultati delle prove di laboratorio e in base a quanto definito nella documentazione di progetto.
- I parametri di resistenza drenati, in termini di angolo di attrito efficace, sono stati ottenuti dai risultati delle prove di Taglio diretto. I valori ottenuti da queste prove sono poi stati confrontati con le stime ottenute a partire dai risultati delle prove SPT. Conservativamente, visti i risultati delle prove di laboratorio, si sono adottati valori di coesione efficace pari a zero per tutte le unità geotecniche.
- I parametri di resistenza non drenata, relativi ai terreni coesivi di base, sono stati assunti a partire da quanto definito nella documentazione di progetto e confrontati con i pochi risultati di laboratorio disponibili che hanno confermato le assunzioni fatte per la progettazione delle altre aree di impianto.
- I moduli iniziali di elasticità tangenziale sono stati valutati a partire dall'interpretazione delle prove SPT.
- I moduli di elasticità normale (o di Young) operativi sono stati valutati a partire dall'interpretazione delle prove SPT, come esposto nei paragrafi precedenti.
- Il coefficiente di Poisson è stato assunto per tutte le unità pari a 0.25.

### 6.4 PARAMETRI GEOTECNICI ASSOCIATI ALLE UNITÀ STRATIGRAFICHE

In accordo alle considerazioni riportate al paragrafo precedente e sulla base della documentazione di progetto, sono stati definiti i parametri per ciascuno strato individuato, da utilizzarsi per la progettazione, riportati in Tabella 2.

Tabella 2 – Parametri geotecnici di progetto

STRATIGRAFIA		PARAMETRI GEOTECNICI							
z (m da p.c.)	Strato	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$C_u$ [kPa]	$\phi$ [°]	c [kPa]	$G_0$ [MPa]	$E_0$ [MPa]	$E_{25}$ [MPa]	OCR
0 – 1.50	Riporto	19	-	25	-	35	100	14	-
1.50 - 13	Sabbia media - grossa - fine	18,5	-	33	-	70	150	14 - 20	-
>13	Terreni coesivi di base (Argille siltose grigio az- zurre)	18,5	150	24	15	120	250	20 - 35	3

I parametri geotecnici in tabella sono i seguenti:

- $\gamma_n$  = peso di volume naturale [KN/m<sup>3</sup>];
- $\phi'$  = angolo di attrito "operativo" [°];

- $c'$  = intercetta di coesione "operativa" [kPa];
- $c_u$  = resistenza al taglio non drenata [kPa]
- $G_0$  = modulo di taglio iniziale riferito alle pressioni efficaci geostatiche [MPa];
- $E_0$  = modulo di Young iniziale riferito alle pressioni efficaci geostatiche [MPa];
- $E_{25}$  = modulo di Young "operativo" [MPa];
- $\nu'$  = rapporto di Poisson.
- OCR = grado di sovra consolidazione (-)

Per il dimensionamento e la verifica delle fondazioni si fa riferimento ai parametri geotecnici indicati in Tabella 2 ed ai seguenti profili di progetto:

- Profilo  $N_{SPT}$  - Figura 20;
- Profilo velocità onde di taglio ( $V_s$ ) - Figura 21;
- Profilo modulo di taglio iniziale ( $G_0$ ) - Figura 22;
- Profilo modulo di Young iniziale ( $E_0$ ) - Figura 23;
- Profilo modulo di Young operativo ( $E_{25}$ ) - Figura 24;

Il terreno di riporto ed il terreno vegetale non sono idonei come sottofondo delle strutture in progetto e verranno totalmente asportati durante la fase di realizzazione delle fondazioni e opportunamente sostituiti con terreni di riporto di caratteristiche geotecniche adeguate.

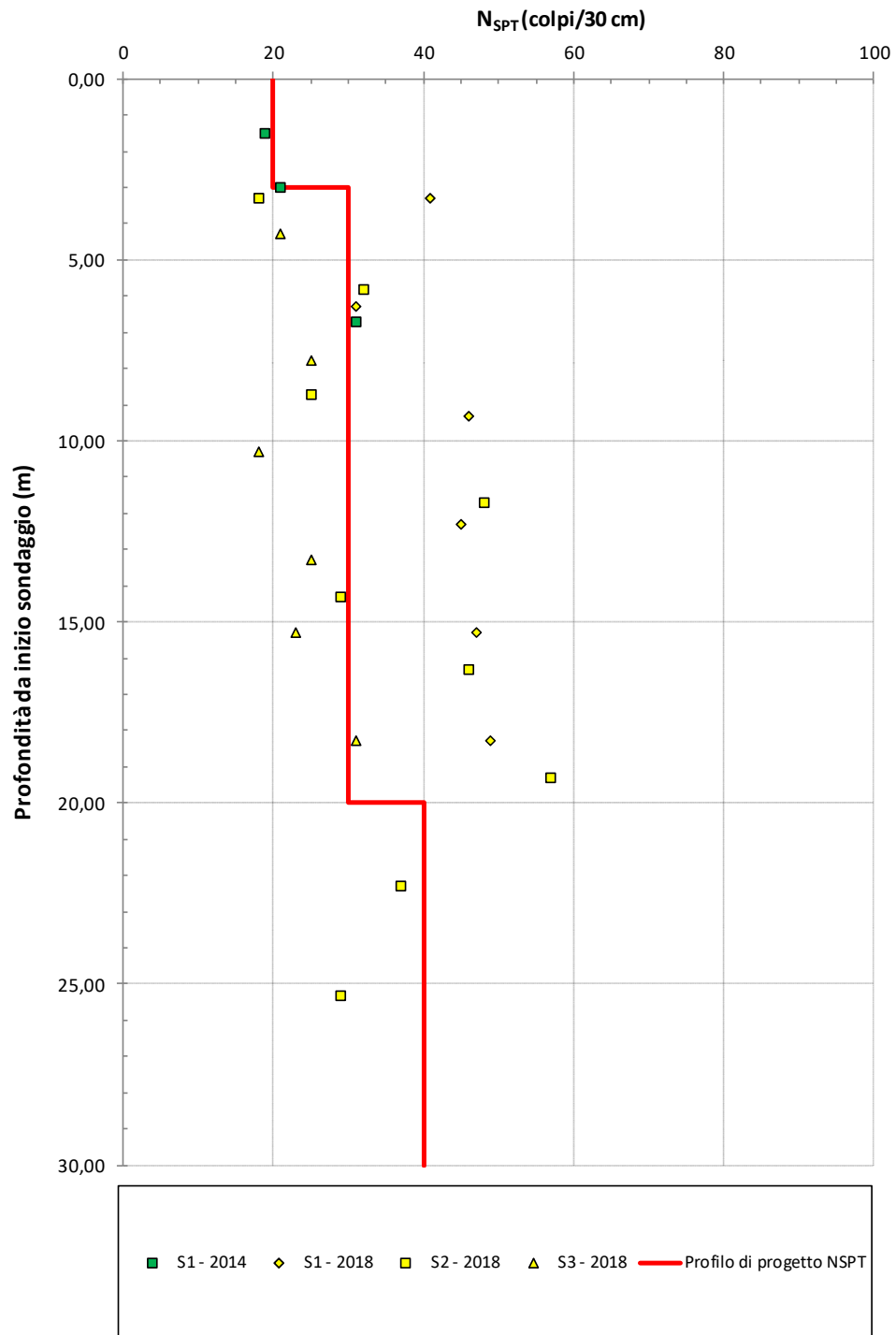


Figura 20 – Profilo di progetto  $N_{SPT}$

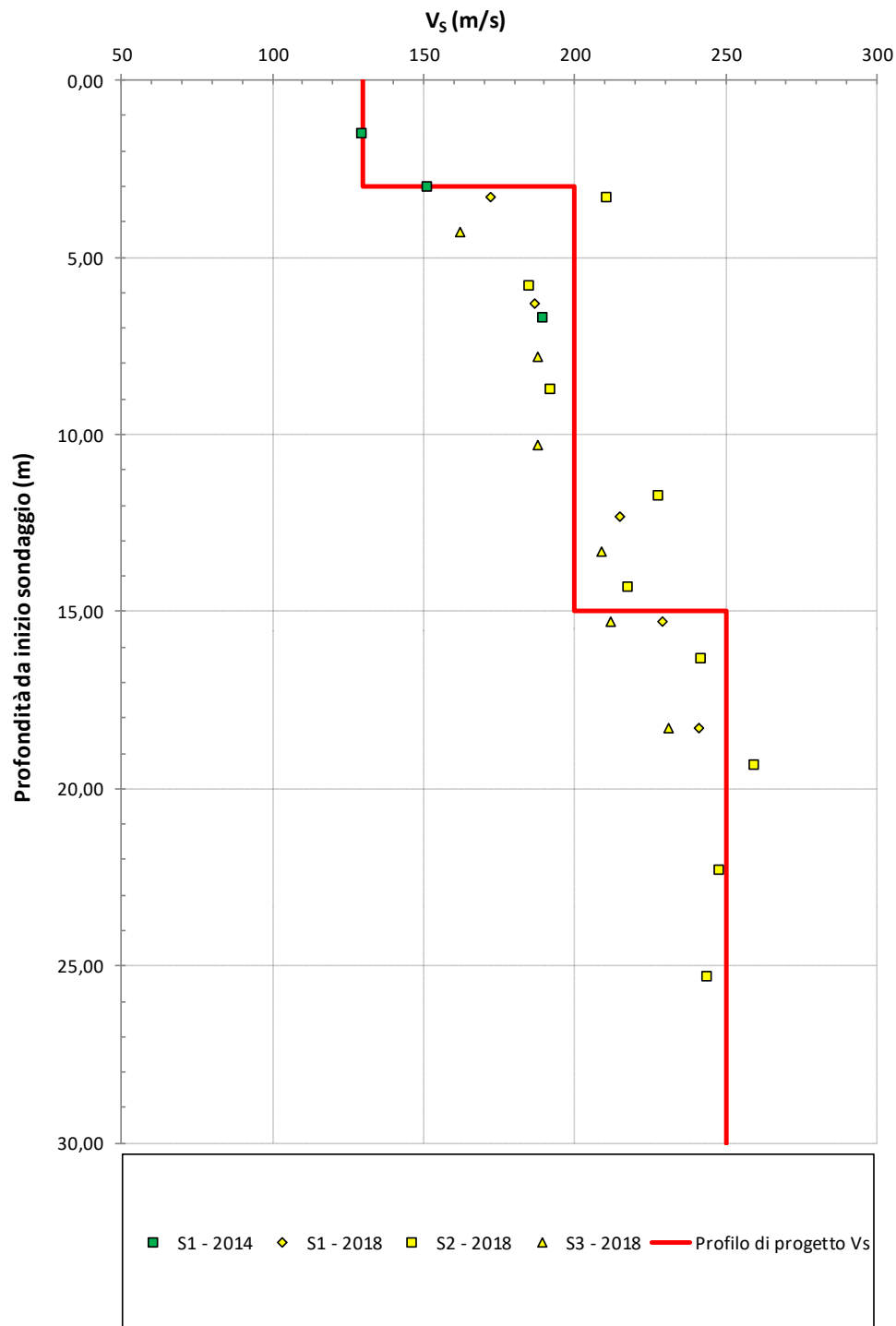


Figura 21 - Profilo di progetto  $V_s$

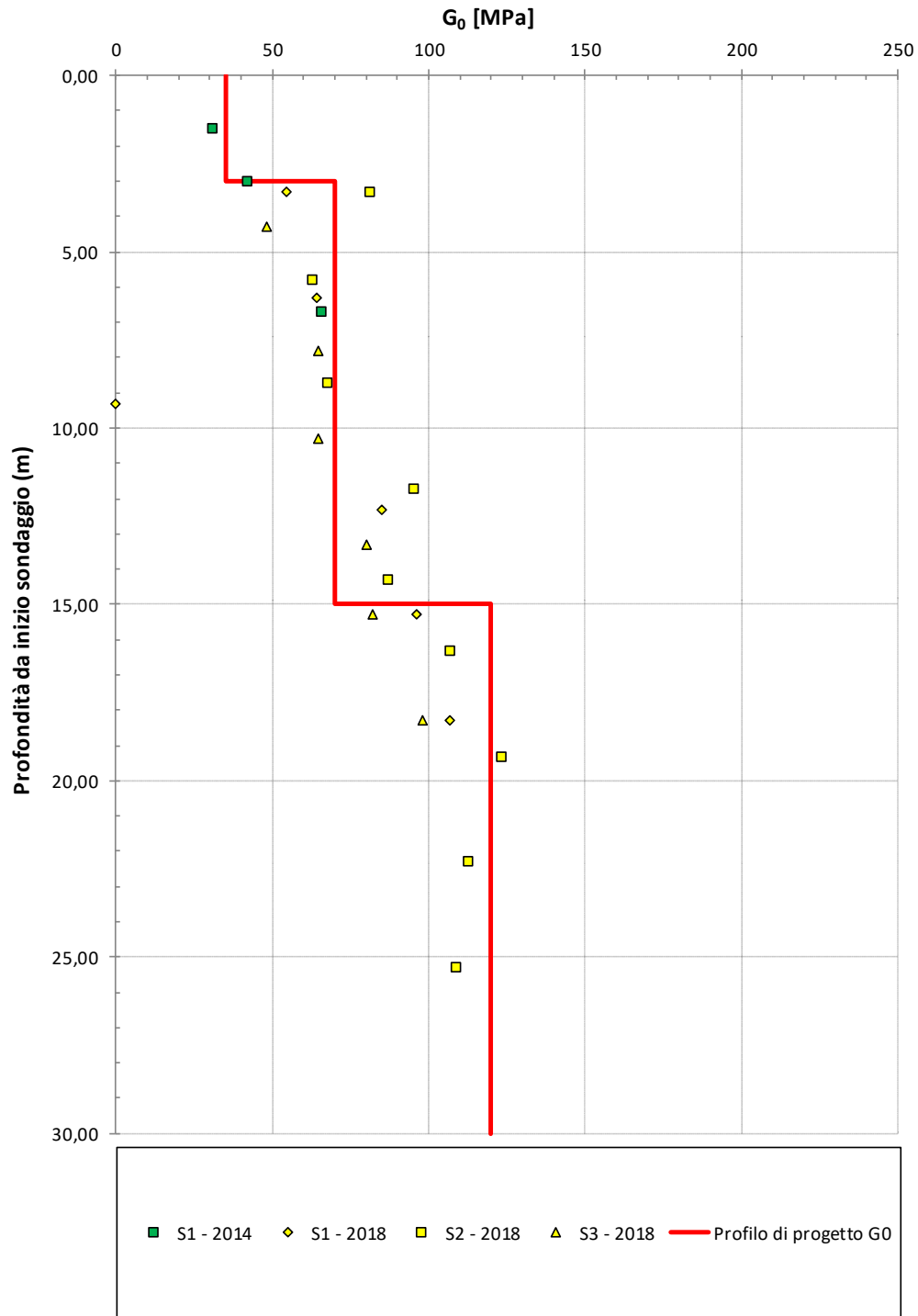


Figura 22 – Profilo di progetto  $G_0$

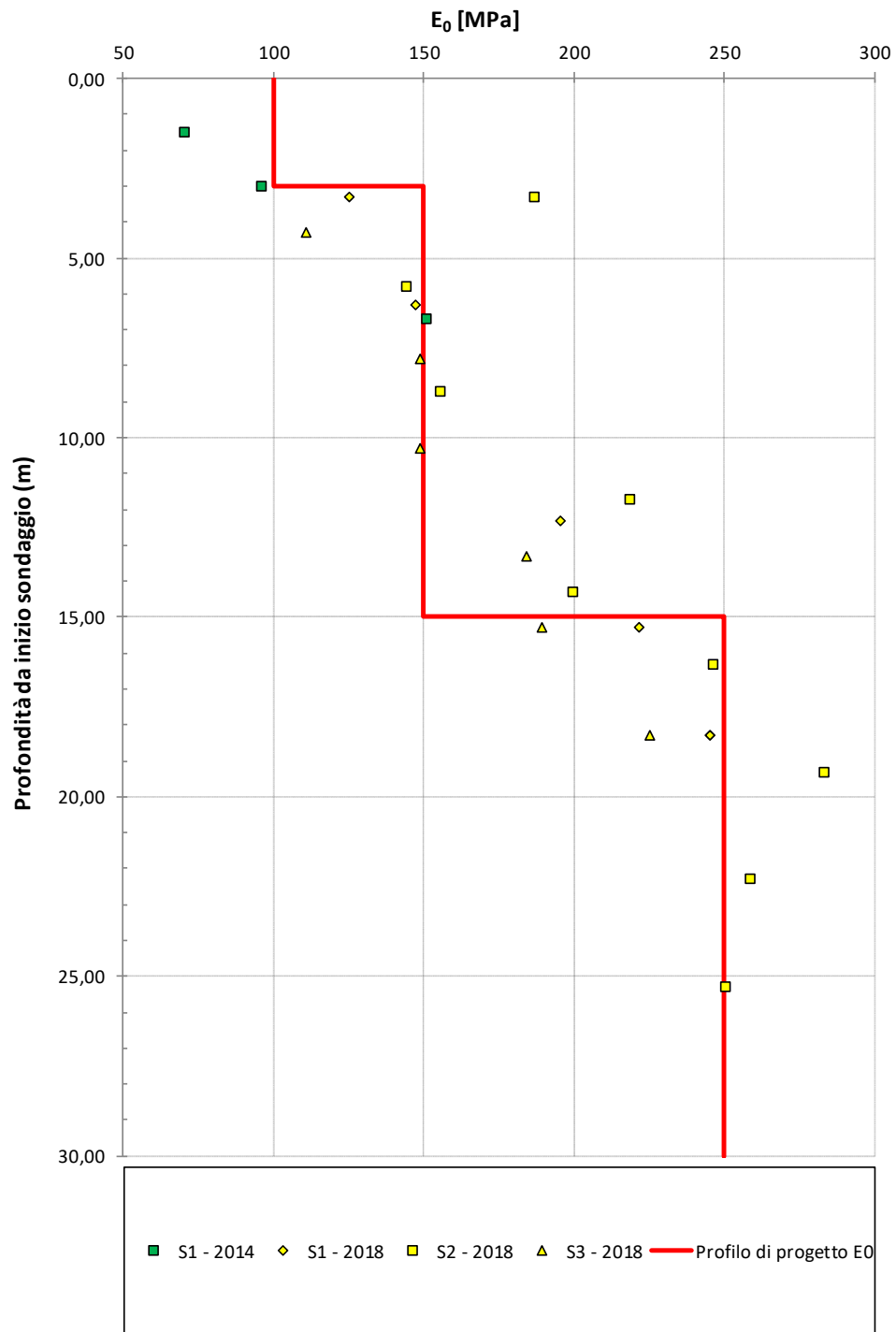


Figura 23 - Profilo di progetto  $E_0$

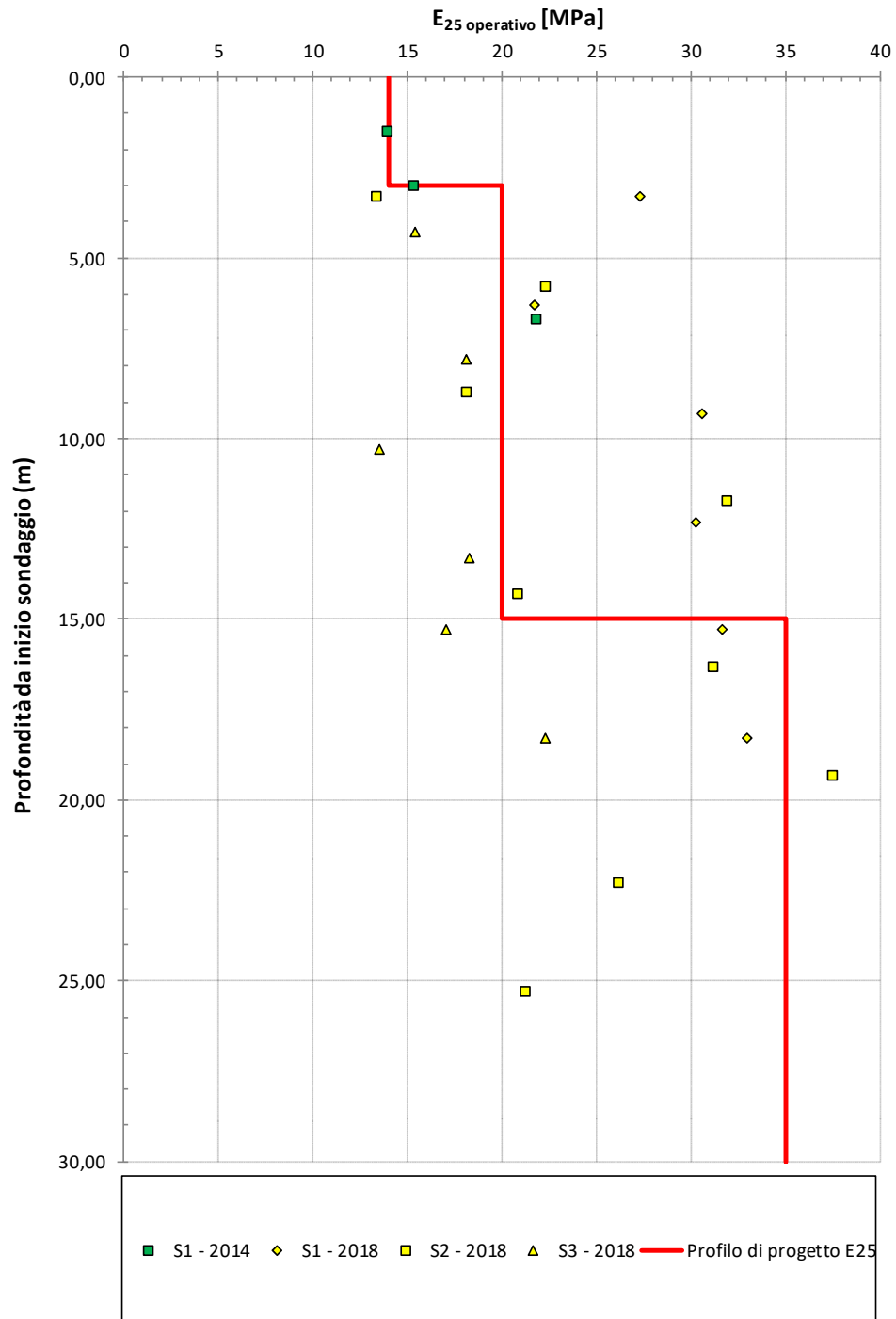


Figura 24 - Profilo di progetto E<sub>0</sub>

## 7 INQUADRAMENTO SISMICO DEL SITO

In accordo a quanto indicato nel documento [2], si riportano i risultati dell'azione sismica di progetto per l'area oggetto d'interesse.

La definizione dell'azione sismica di progetto è stata condotta secondo quanto disposto nell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" (DM 17 gennaio 2018).

In particolare, l'azione sismica in base alla quale è stato il rispetto dei diversi stati limite per le strutture in progetto, è stata definita a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, a sua volta espressa 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 elastica in accelerazione  $S_e(T)$  "ancorato" al valore di  $a_g$ , facendo riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , nel periodo di riferimento  $V_R$  per la vita utile della struttura.

In particolare si sono considerati una vita nominale dell'opera  $V_N$  pari a 50 anni ed un coefficiente d'uso pari a 1.0. Pertanto la vita di riferimento dell'opera  $V_R$  risulta pari a 50 anni.

Data la probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerato, funzione dello Stato Limite di verifica, la forma spettrale è definita a partire dai valori dei seguenti parametri relativi ad un sito di riferimento rigido e orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima su 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.

Si è quindi proceduto alla definizione del tempo di ritorno  $T_R$  di riferimento per l'azione sismica, nel caso in esame corrispondente a 475 anni (per lo stato limite SLV con  $P_{vr}$  del 10%) sulla base della classificazione delle opere in progetto, e successivamente sono stati definiti gli stati limite di interesse per la verifica strutturale, i periodi di ritorno corrispondenti dell'azione sismica per suolo rigido in corrispondenza dell'area in esame.

La determinazione della categoria di suolo (e topografica) è stata eseguita attraverso l'interpretazione delle numerose campagne di indagini geognostiche condotte nelle aree limitrofe, come indicato nel documento [2].

In particolare, come detto nelle Relazione Sismica, ai fini normativi e di progetto si è cautelativamente deciso di caratterizzare l'intera tratta come sito di **categoria C** ossia "*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_s$  30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < NSPT, 30 < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_u, 30 < 250$  kPa nei terreni a grana fina).*"

L'amplificazione dell'azione sismica viene determinata, secondo le NTC2018, attraverso l'impiego di un fattore di sito  $S$  funzione sia della categoria di sottosuolo ( $S_s$ ) sopra determinata, sia dell'andamento della superficie topografica ( $S_T$ ):

$$S = S_s \times S_T$$

Per la **categoria di sottosuolo C**, il coefficiente  $S_s$  si ottiene dall'espressione seguente (vedi Tabella 3.2.V del par. 3.2.3 delle NTC2018):

$$S_s = 1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50$$

Per quanto riguarda l'eventuale amplificazione topografica, il tracciato attraversa una zona sostanzialmente pianeggiante e, pertanto, il fattore di amplificazione topografica  $S_T$  risulta pari a 1 (cat. T1 - Superficie pianeggiante e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ , in accordo alla Tabella 3.2.IV al par.3.2.2. delle NTC2018).



Nella Tabella 3 sono riportati i valori del fattore di sito accelerazione  $a_g$ [g] attesi in condizioni di campo libero su suolo rigido, con i coefficienti  $S_s$  ed  $S_t$  relativi e il corrispondente valore di  $a_{max}$ [g] per il Comune di San Filippo del Mela (ME), in corrispondenza dello stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Tabella 3 - Parametri per la valutazione dell'azione sismica

$a_g$ [g]	$S_s$	$S_t$	$a_{max}$ [g]
0.159	1.5	1.0	0.238

A partire dai valori sopra riportati risulta:

$$a_{max} [g] = S a_g [g] = 0.159 \times 1.5 \times 1.0 = 0.238g.$$

## 8 VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Sulla base delle proprietà geotecniche del terreno, dei carichi attesi (problematiche sia in termini di capacità portante che di deformazioni attese) e dell'eventuale interferenza con strutture esistenti si prevedono le seguenti tipologie di fondazioni:

- **Fondazioni profonde:** Pali trivellati per diametri  $D=600 - 800 - 1000$ , con una profondità della testa palo pari a 2.00 m da p.c.
- **Fondazioni superficiali:** si riportano le capacità portanti per le diverse dimensioni delle fondazioni facendo variare il rapporto L/B. Si è considerata una quota d'imposta pari a 1.5 m da p.c., al di sotto della fondazione è previsto il rinterro con materiale arido compattato.

Le verifiche sono state condotte ai sensi delle NTC2018, documento di riferimento [5].

### 8.1 CRITERI GENERALI DI VERIFICA AI SENSI DELLE NTC2018

In accordo con quanto definito nel Par. 6.2.3. del Doc. Rif. [5], devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- Verifiche agli stati limite ultimi (SLU);
- Verifiche agli stati limite d'esercizio (SLE).

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. Rif. [5]})$$

dove:

- $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione,
- $R_d$  è il valore di progetto della resistenza.

Per ogni Stato Limite d'esercizio (SLE) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d \quad (\text{Eq. 6.2.7 del Doc. Rif. [5]})$$

dove:

- $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto dell'azione,
- $C_d$  è il valore limite prescritto dell'effetto delle azioni. Deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione e di tutte le costruzioni che interagiscono con le opere geotecniche in progetto, tenendo conto della durata dei carichi applicati.

## Verifiche di sicurezza in campo statico

In accordo a quanto definito nei Par. 6.4.2.1 e Par. 6.4.3.1 del Doc. Rif.[5], per fondazioni superficiali e su pali, devono essere prese in considerazione almeno le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

- **FONDAZIONI SUPERFICIALI**
  - SLU di tipo geotecnico (GEO)
    - Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
    - Collasso per scorrimento sul piano di posa;
    - Stabilità globale;
  - SLU di tipo strutturale (STR)
    - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali
  
- **FONDAZIONI SU PALI**
  - SLU di tipo geotecnico (GEO)
    - Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
    - Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
    - Stabilità globale;
  - SLU di tipo strutturale (STR)
    - Raggiungimento della resistenza dei pali;
    - Raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

Tutte le verifiche (GEO/STRU) di cui sopra, ad eccezione di quella relativa alla stabilità globale, devono essere svolte secondo l'Approccio 2:

Combinazione 1:        A1 + M1 + R3

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, Tab. 6.2.II, Tab. 6.4.I, Tab. 6.4.II e Tab. 6.4.VI riportate nel Doc. Rif.[5].

## Verifiche di sicurezza in campo sismico

L'azione sismica di progetto, così come i parametri del terreno di progetto da considerare, deve essere valutata sulla base degli Stati Limite relativi all'opera da verificare.

Gli Stati Limite di riferimento per verifiche in presenza di sisma, così come definiti nei Doc. Rif. [5] e [6], sono suddivisi come riportato al par. 3.2.1 del Doc. Rif.[5].

## 8.2 FONDAZIONI DIRETTE

### 8.2.1 Valutazione della capacità portante (SLU)

La valutazione del carico limite ultimo per rottura del terreno è stata effettuata sulla base delle prescrizioni indicate nel Par. 8.1.

La capacità portante limite viene valutata, secondo la soluzione di Brinch – Hansen (Rif. [16]), con riferimento alla fondazione equivalente, definita come la parte della fondazione reale rispetto alla quale la risultante dei carichi è baricentrica.

Per fondazioni rettangolari di dimensioni in pianta B ed L, indicate rispettivamente con  $e_B$  ed  $e_L$  le due componenti in direzione di B e di L della eccentricità del carico, le dimensioni efficaci B' ed L' sono espresse da:

$$B' = B - 2 \cdot e_B = B - 2 \cdot \frac{M_B}{N} \qquad L' = L - 2 \cdot e_L = L - 2 \cdot \frac{M_L}{N}$$

La capacità portante limite di fondazioni superficiali in condizioni drenate avviene attraverso le seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} q_{lim,B'} &= q_{lim\gamma B'} + q_{limqB'} + q_{limcB'} & q_{lim,L'} &= q_{lim\gamma L'} + q_{limqL'} + q_{limcL'} \\ q_{lim\gamma B'} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma_{cB} \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_{\gamma B'} \cdot d_{\gamma B'} \cdot i_{\gamma B'} \cdot g_{\gamma B'} \cdot b_{\gamma B'} & q_{lim\gamma L'} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma_{cL} \cdot L' \cdot N_\gamma \cdot s_{\gamma L'} \cdot d_{\gamma L'} \cdot i_{\gamma L'} \cdot g_{\gamma L'} \cdot b_{\gamma L'} \\ q_{limqB'} &= q \cdot N_q \cdot s_{qB'} \cdot d_{qB'} \cdot i_{qB'} \cdot g_{qB'} \cdot b_{qB'} & q_{limqL'} &= q \cdot N_q \cdot s_{qL'} \cdot d_{qL'} \cdot i_{qL'} \cdot g_{qL'} \cdot b_{qL'} \end{aligned}$$

in cui:

$N_\gamma, N_c, N_q$	fattori di capacità portante, funzioni dell'angolo di attrito $\phi'$ ;
$s_\gamma, s_q$	fattori correttivi che tengono conto della forma della fondazione;
$d_\gamma, d_q$	fattori correttivi che tengono conto della profondità del piano d'imposta;
$i_\gamma, i_q$	fattori correttivi che tengono conto della inclinazione del carico;
$\phi'$	angolo di attrito
$q'$	pressione efficace alla quota di imposta della fondazione
$B'$	dimensione efficace minore della fondazione
$L'$	dimensione efficace maggiore della fondazione
$N$	carico agente in direzione normale alla base della fondazione (risultante dei carichi verticali nel caso più comune di piano di imposta orizzontale)
$H$	componente della risultante delle forze orizzontali
$D$	profondità del piano di posa
$e_B = M_B / N$	componente dell'eccentricità della risultante dei carichi nelle direzioni parallela a B
$e_L = M_L / N$	componente dell'eccentricità della risultante dei carichi nelle direzioni parallela a L
$\beta_f$	angolo d'inclinazione del piano di imposta della fondazione nella direzione di B
$\beta_p$	angolo di inclinazione della scarpata del rilevato nella direzione di B
$z_w$	distanza tra la quota della falda e la quota imposta della fondazione
$\gamma'$	peso di volume sommerso del terreno sotto falda

$\gamma$  peso di volume naturale del terreno sopra falda

I fattori utilizzati per il calcolo della capacità portante sono stati valutati secondo le seguenti espressioni:

$$N_q = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi'_d}{2} \right) \exp(\pi \cdot \tan \phi'_d)$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi'_d}$$

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi'_d$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \times (B/L)$$

$$s_q = 1 + (B/L) \times \tan \phi'_d$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{H}{N + B' \cdot L' \cdot \cot \phi'_d} \right)^{m+1}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{H}{N + B' \cdot L' \cdot \cot \phi'_d} \right)^n$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_q = 1$$

Il valore della  $q_{lim}$  di progetto è il minore tra le  $q_{lim}$  valutate lungo la direzione B ed L; la verifica di capacità portante risulta soddisfatta se viene rispettata la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

$$E_d = N(A_1)/B' \cdot L'$$

azione verticale sollecitante di calcolo

$$R_d = q_{lim}/\gamma_R$$

resistenza di calcolo

## RISULTATI

Per le verifiche agli SLU, in Tabella 4 si riportano le capacità portanti per le fondazioni superficiali considerando diverse dimensioni e forme, quadrate e nastriformi, in accordo al metodo di Brinch – Hansen, al variare del rapporto L/B.

Le capacità portanti sono state valutate assicurando un coefficiente di sicurezza  $FS \geq 3$  calcolato con la seguente espressione:

$$FS = \frac{q_{lim,net}}{q_{net}} = \frac{q_{lim} - q_0}{q - q_0} \geq 3$$

dove:

$q_{lim}$  = è la capacità portante calcolata in accordo al metodo di Brinch-Hansen;

$q_0$  = è il sovraccarico laterale dovuto al piano di posa della fondazione;

$q$  = è la pressione limite applicabile alla fondazione nel rispetto di  $FS \geq 3$ .

Le capacità portanti sono state calcolate considerando le seguenti ipotesi conservative:

- Componente della risultante delle forze orizzontali (H) pari al 25% del carico agente in direzione normale (N), incluso il peso e il riempimento della fondazione, in entrambe le direzioni;
- Angolo di resistenza al taglio, per un piano di posa pari a 1.50 m da p.c., assunto pari a 33°;
- quota d'imposta a 1.50 m da p.c.;
- quota della falda a 1.0 m da p.c.

Nel caso in esame, si riportano i valori massimi di capacità portante offerti dal terreno in relazione alle ipotesi sopra riportate e per le diverse dimensioni assunte al variare del rapporto L/B e per i valori limite di pressione applicabile che risulta pari a  $q = 120 \text{ kPa}$ .

Tabella 4 – Capacità portanti fondazioni superficiali al variare del rapporto L/B

<b>Verifiche SLU</b>					
<b>Capacità portante ammissibile (kPa)</b>					
<b>NTC18 – Approccio 2 (A1+M1+R2)</b>					
<b>B (m)</b>	<b>L/B</b>				
	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>10 (nastri-forme)</b>
<b>1</b>	338	283	258	245	222
<b>1.5</b>	351	299	275	263	240
<b>2</b>	360	311	288	276	254
<b>2.5</b>	385	322	299	288	266
<b>3</b>	392	332	310	298	277
<b>4</b>	407	350	330	319	298

### 8.2.2 Valutazione dei cedimenti (SLE)

Le verifiche di sicurezza agli SLE riguarda la stima dei cedimenti delle fondazioni che non devono eccedere i valori limite al fine di garantire una corretta funzionalità e durabilità della struttura. Per fondazioni rigide, il cedimento ammissibile massimo sotto carichi permanenti e quasi permanenti statici è pari a 25 mm.

Ai fini delle verifiche delle fondazioni in condizioni di esercizio, si adotta nei calcoli un profilo di progetto di  $N_{SPT}$  riferito all'inviluppo dei valori minimi (Figura 20).

I cedimenti sono stimati con il metodo di Burland e Burbridge, valido per fondazioni su sabbie normalmente consolidate (NC) e sovra consolidate (OC) e basato sui risultati di prove SPT.

Il cedimento al termine della costruzione ( $s_i$ ), per sabbie NC, è dato dalla seguente espressione:

$$s_i = f_s \cdot f_l \cdot q \cdot B^{0.7} \cdot I_c$$

in cui:

$s_i$  cedimento medio immediato al termine della costruzione (mm)

$B$  larghezza della fondazione (m)

$f_s = \left[ \frac{1,25 \cdot L/B}{L/B + 0,25} \right]^2$  fattore di forma che assume i seguenti valori:

- $f_s = 1$  per fondazione quadrata ( $L/B=1$ )
- $f_s = 1.25$  per fondazione a nastro

$f_l = \frac{H_s}{Z_l} \cdot \left( 2 - \frac{H_s}{Z_l} \right)$  fattore di spessore, in cui  $Z_l = B^{0,763}$  è la profondità di influenza, e  $H_s$  è lo spessore dello strato di sabbia sotto la fondazione.  $Z_l$  e  $H_s$  sono espressi in metri. Se  $H_s > Z_l$  si assume  $f_l = 1$ .

$q$  pressione effettiva trasmessa sul piano di imposta (kPa)

$I_c = \frac{1,71}{\overline{N_{SPT}}^{1.4}}$  Indice di compressibilità, funzione di un valore medio di  $N_{SPT}$ .

Il valore  $N_{SPT}$ , da introdurre nella formula di cui sopra, è corretto per tenere conto della composizione granulometrica, nel modo seguente:

$\overline{N_{SPT}} = 15 + 0,5(N_{SPT} - 15)$  per sabbie molto fini o limose sotto falda

$\overline{N_{SPT}} = 1.25 \cdot N_{SPT}$  per ghiaie o sabbie ghiaiose

Se i valori di  $N_{SPT}$  ( o del valore corretto) crescono o sono pressoché costanti con la profondità, la media  $\bar{N}_{SPT}$  è calcolata entro la profondità di influenza  $Z_I$ , altrimenti entro una profondità pari a  $2B$ .

Se il terreno è sovraconsolidato il cedimento calcolato deve essere diviso per 3. Se la pressione di sovraconsolidazione è inferiore alla pressione applicata si dividerà per 3 quella parte di cedimento che corrisponde al peso del terreno asportato.

Per tenere conto degli effetti viscosi Burland e Burbridge propongono di moltiplicare il cedimento immediato per un fattore di correzione:

$$S = S_i \cdot f_t$$

$$f_t = 1 + R_3 + R_t \cdot \log_{10} \frac{t}{3}$$

in cui  $t$  è il tempo dalla fine della costruzione espresso in anni ( $t \geq 3$ ), ed  $R_3$  e  $R_t$  sono coefficienti che dipendono dalle condizioni di carico. Gli autori suggeriscono le seguenti stime cautelative dei coefficienti  $R_3$  e  $R_t$ :

carichi statici :             $R_3 = 0,3$   
                                      $R_t = 0,2$

carichi ciclici :             $R_3 = 0,7$   
                                      $R_t = 0,8$

**RISULTATI**

Per le verifiche agli SLE, sulla base del metodo di Burland e Burbridge, in Tabella 5 si riportano, per un cedimento ammissibile di 25 mm, le capacità portanti ammissibili per le fondazioni superficiali considerando diverse dimensioni al variare del rapporto L/B.

Tabella 5 - Capacità portanti fondazioni superficiali al variare del rapporto L/B per assegnano valore di cedimento ammissibile (25 mm)

<b>Verifica agli SLE</b>					
<b>Capacità portante ammissibile per un cedimento assegnato di 25 mm (kPa)</b>					
<b>NTC18 - Approccio 2 (A1+M1+R2)</b>					
<b>B (m)</b>	<b>L/B</b>				
	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>10 (nastriforme)</b>
<b>1</b>	809	398	300	245	129
<b>1.5</b>	609	300	226	185	107
<b>2</b>	498	245	185	151	99
<b>2.5</b>	426	210	158	129	94
<b>3</b>	375	185	139	117	92
<b>4</b>	306	151	117	105	89

### 8.3 FONDAZIONI PROFONDE

Si prevede di realizzare pali trivellati di diametro  $D=600-800-1000$  mm. Essi avranno quota di testa a  $-2$  m circa da piano campagna e saranno collocati ad una distanza reciproca di almeno 3 volte il diametro scelto.

Nelle verifiche si è fatto cautelativamente riferimento al profilo minimo di  $N_{SPT}$  riportato in Figura 20.

Il dimensionamento delle fondazioni è stato condotto secondo la procedura seguente:

- Calcolo della capacità portante massima del palo singolo a carichi verticali, con la definizione delle curve di capacità portante a compressione e a trazione del singolo palo.
- Calcolo delle sollecitazioni massime del palo soggetto a carichi orizzontali;

Considerando anche le modalità di calcolo della resistenza del palo singolo qui riportate, si ritiene che tale approccio sia, nel suo complesso, da considerarsi cautelativo.

#### 8.3.1 Calcolo della resistenza di progetto del palo singolo alle azioni verticali - SLU

La resistenza di progetto a compressione/trazione  $R_{c,d}/R_{t,d}$  viene valutata secondo le indicazioni riportate al punto 6.4.3.1.1 del Doc. Rif.[5].

Per il calcolo della resistenza caratteristica del palo  $R_{c,k}/R_{t,k}$ , cautelativamente, si assume che i coefficienti  $\xi_3$  e  $\xi_4$  siano pari a 1.7 (n. di verticali indagate = 1) in quanto i parametri caratteristici del terreno fanno riferimento ad un profilo minimo rappresentativo (Figura 20).

La resistenza di calcolo a compressione del palo,  $R_{c,cal}$ , viene indicata come capacità portante totale ed è data dalla somma dei contributi della resistenza laterale e della resistenza di base, mentre la resistenza di calcolo a trazione,  $R_{traz,cal}$ , è data dalla sola portata limite per attrito laterale.

Le espressioni che le definiscono sono, rispettivamente:

$$R_{c,cal} = Q_{ult,compr} = Q_{ult,lat} + Q_{ult,base} - (W_p - W_s)$$

$$R_{traz,cal} = Q_{ult,trazione} = Q_{ult,lat} + (W_p - W_s)$$

dove:

$Q_{ult,compr}$  = resistenza di calcolo a compressione;

$Q_{ult,traz}$  = resistenza di calcolo a trazione;

$Q_{ult,lat}$  = aliquota della portata limite relativa alla superficie laterale del palo;

$Q_{ult,base}$  = aliquota della portata limite relativa alla base del palo;

$W_p$  = peso del palo;

$W_s$  = peso del terreno sostituito dal palo;

Le relative resistenze di progetto utilizzate al fine della definizione della capacità portante a compressione e a trazione sono riportate qui di seguito:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}(\text{laterale})}{\gamma_R} + \frac{R_{c,k}(\text{punta})}{\gamma_R}$$

$$R_{t,d} = \frac{R_{c,k}(\text{laterale})}{\gamma_R}$$

in cui:

$R_{c,d}$  = resistenza di progetto a compressione

$R_{t,d}$  = resistenza di progetto a trazione.

$\gamma_R$  = coefficienti parziali in accordo a quanto indicato nella Tab. 6.4.II del Doc. Rif. [5].



La **resistenza di calcolo  $R_{c,cal}$  a compressione** del palo viene valutata come somma della portata limite per attrito laterale più quella di base, secondo l'espressione:

$$R_{c,cal} = Q_{ult} = Q_{ult,lat} + Q_{ult,base} = \sum_i A_{si} \cdot \tau_i + A_b \cdot q_b$$

in cui:

$Q_{ult}$  = carico verticale limite di compressione;

$Q_{ult,lat}$  = aliquota della portata limite relativa alla superficie laterale del palo;

$Q_{ult,base}$  = aliquota della portata limite relativa alla base del palo;

$A_{si}$  = area della superficie laterale del palo relativa al tronco i-esimo in cui si è suddiviso il palo ai fini del calcolo;

$\tau_i$  = aderenza limite media nel tratto i-esimo del palo;

$A_b$  = area di base del palo;

$q_b$  = pressione limite alla base del palo;

Nell'utilizzo delle espressioni sopra riportate in terreni stratificati si avrà l'accortezza di limitare la pressione ultima di base in prossimità del limite di passaggio con uno strato meno resistente.

In particolare entro i primi 3÷5 diametri di affondamento in uno strato più resistente di quello sottostante, la portata di base del palo sarà valutata interpolando fra il valore corrispondente allo strato superiore meno resistente e quello dello strato più resistente.

Analogamente ci si comporterà nella fascia di spessore di 3÷5 diametri del palo in prossimità del limite inferiore dello strato più resistente.

La portata limite per attrito laterale viene calcolata in accordo alla seguente espressione:

$$Q_{ult,lat} = \sum_i A_{si} \cdot \tau_i = \sum_i A_{si} \cdot \beta \cdot \sigma_{vi}'$$

dove al coefficiente empirico  $\beta$ , secondo la formulazione di O'Neill & Hassan [1994] / Jamiolkowski [2000], possono essere assegnati i seguenti valori:

per i *depositi sabbiosi*:

$$\beta = 1.5 - 0.42 \cdot (z)^{0.34}$$

$$1.2 \geq \beta \geq 0.25$$

per i *depositi sabbioso-ghiaiosi e depositi ghiaiosi*:

$$\beta = 2.0 - 0.15 \cdot (z)^{0.75}$$

$$1.8 \geq \beta \geq 0.25$$

essendo  $z$  la profondità a partire dal p.c. originario. Le suddette formulazioni si considerano valide solo per valori  $N_{SPT}$  maggiori di 15 colpi/piede.

Si assume che i valori massimi ( $\tau_{max}$ ) dell'aderenza limite media nel tratto i-esimo del palo ( $\tau_i$ ) assumano i seguenti valori, funzione del numero di colpi da prova SPT ( $N_{SPT}$ ) secondo la formulazione di Reese & Wright [1977]:

$$\tau_i = \beta \sigma_{vi}' \leq \tau_{max}$$

$$\tau_{max} = 3 N_{SPT} \text{ (kPa)} \quad \text{per } N_{SPT} \leq 53$$

$$\tau_{max} = 142 + 0.32 N_{SPT} \text{ (kPa)} \quad \text{per } N_{SPT} > 53$$

La portata limite di base viene calcolata in accordo alla formulazione di Gwizdala [1984], per pali trivellati e ghiaia:

$$q_b = q_{ert}$$

in cui  $q_{crit}$  è la pressione corrispondente ad una deformazione dell'ordine del 10 % del diametro del palo. Tale pressione è stimabile sulla base dei risultati delle prove SPT come:

$$q_{crit} = \alpha (N_{SPT})_m \leq q_{max}$$

in cui i valori di  $\alpha_N$  e  $q_{max}$  sono riportati nella Tabella 6:

Tabella 6 – Valori di  $\alpha_N$  e  $q_{max}$  in funzione dei diversi tipi di materiale (Gwizdala, 1984)

	$\alpha_N$	$q_{max}$ (MPa)
Ghiaie	0.15	7.50
Sabbie	0.12	5.80
Sabbie limose	0.085	4.30

in cui:

$\alpha_N$  = coefficiente empirico;

$q_{max}$  = pressione ultima di base massima consigliabile;

$(N_{SPT})_m$  = valore di  $N_{SPT}$  medio su un tratto pari a 1.5 D al di sopra e al di sotto della base del palo

La portata di base unitaria calcolata secondo la formulazione di Gwizdala è associata a cedimenti alla base dell'ordine del 10% il diametro del palo.

**RISULTATI**

In Figura 25 e in Figura 26, in accordo ai criteri descritti al precedente punto 8.3.1, sono riportate rispettivamente le curve di capacità portante a compressione e a trazione secondo l'Approccio 2. Le curve sono rappresentative dei tre diametri considerati (600-800-1000 mm).

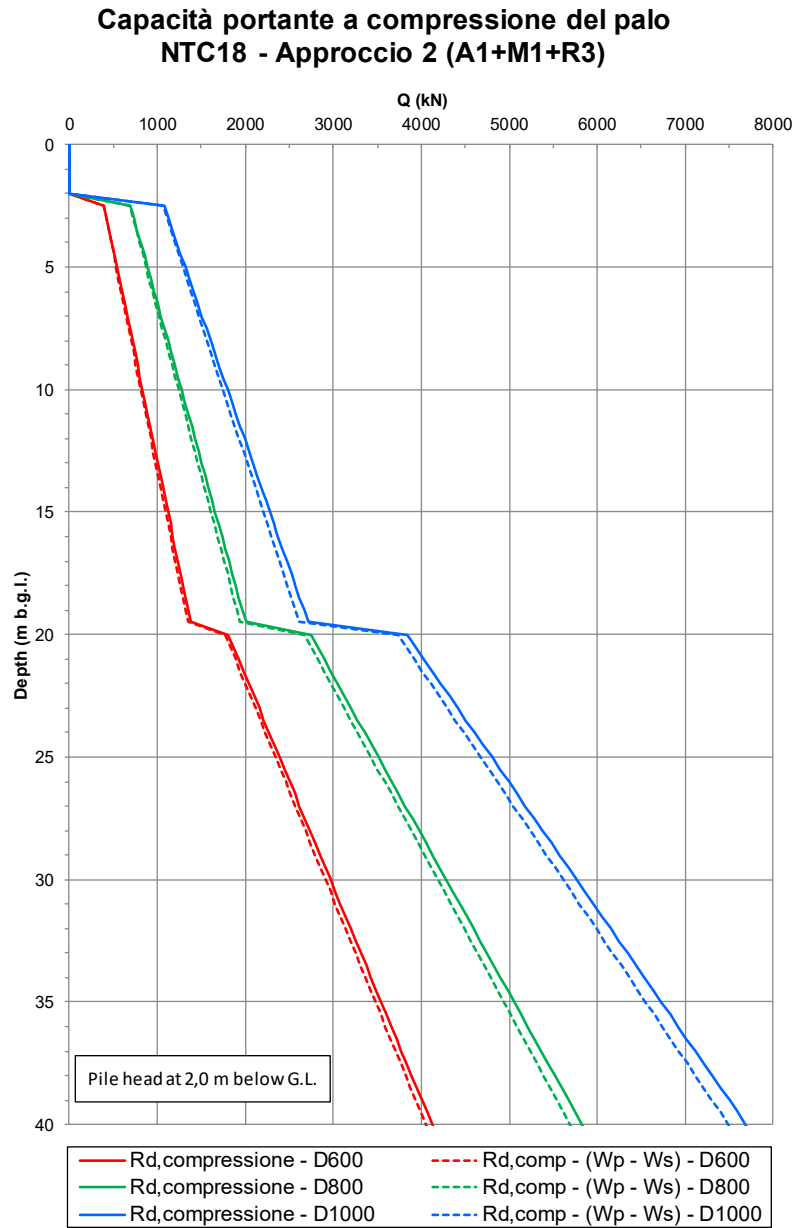


Figura 25 – Capacità portante a compressione pali di fondazione

**Capacità portante a trazione del palo  
NTC18 - Approccio 2 (A1+M1+R3)**

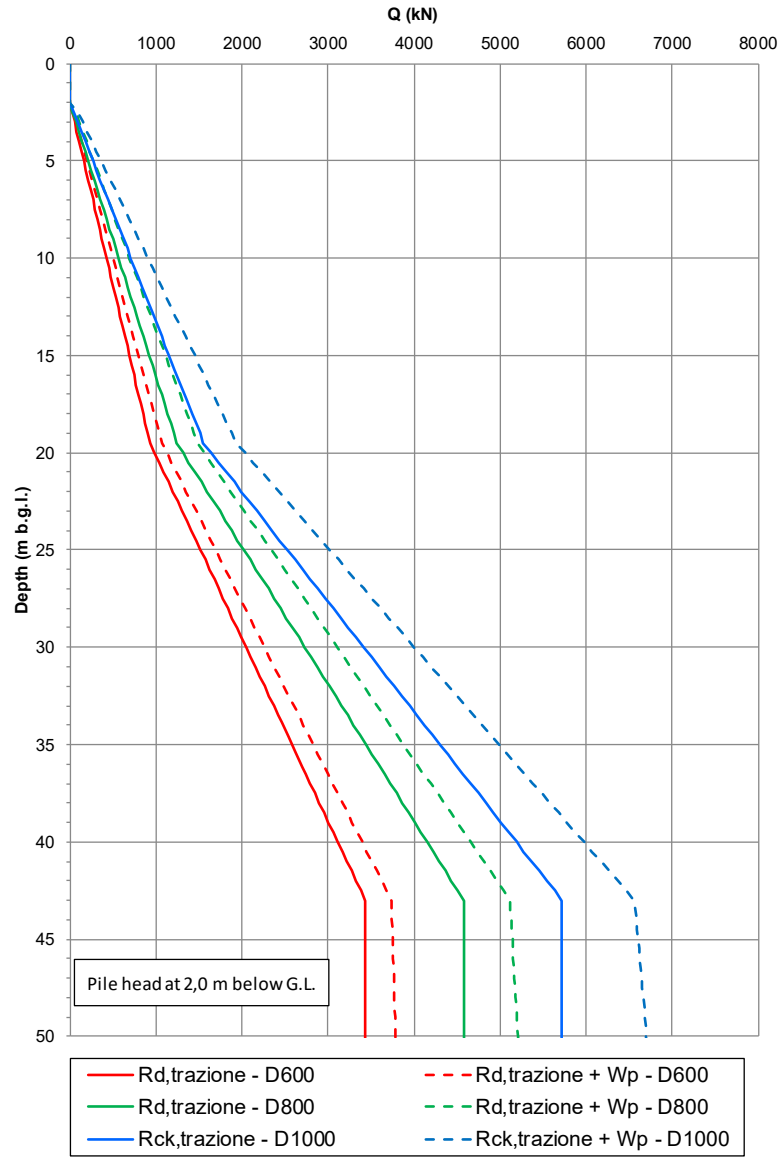


Figura 26 – Capacità portante a trazione pali di fondazione

### 8.3.2 Analisi del palo singolo in condizioni SLE

La stima del cedimento del palo singolo, in condizioni SLE di esercizio, è stato condotto con il modello elastico suggerito da Poulos & Davis (1980) basato sulle seguenti ipotesi:

- semispazio elastico omogeneo;
- strato elastico di spessore finito H, caratterizzato dal rapporto H/L;
- mezzo alla Gibson, con modulo linearmente crescente con la profondità;
- mezzo stratificato.

Il cedimento (s) di un singolo palo isolato sotto l'azione di un carico Q può essere espresso nella seguente formula:

$$s = \frac{I_w \cdot Q}{E_s L}$$

nella quale:

- s = cedimento assiale del palo [mm]
- L = lunghezza del palo [m]
- D = diametro palo [m]
- Q = carico verticale agente (in condizioni di esercizio); [kN]
- E<sub>s</sub> = modulo elastico di Young del terreno nel quale è immerso il palo [kPa]
- E<sub>p</sub> = modulo elastico di Young del palo [kPa]
- k = rapporto di rigidezza (K=E<sub>p</sub>/E<sub>s</sub>)
- I<sub>w</sub> = Coefficiente di influenza adimensionale (funzione dei parametri L/d, ν, K=E<sub>p</sub>/E<sub>s</sub>)—(Figura 27)

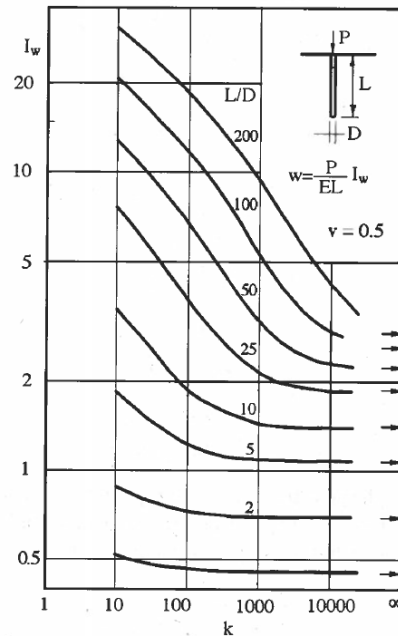


Figura 27 – Coefficienti di Influenza  $I_w$  per il calcolo del cedimento di un palo isolato in un semispazio elastico

**RISULTATI**

Cautelativamente, si è considerato un cedimento verticale massimo pari al 1% del diametro del palo; da tale valore, si è ricavato il massimo carico verticale in condizioni di esercizio secondo la seguente espressione:

$$Q_{SLE} = \frac{s \cdot E_s \cdot L}{I_w} \quad [\text{kN}]$$

La rigidità assiale media del palo risulta pari a:

$$K_v = \frac{Q_{SLE}}{s} \quad [\text{kN/mm}]$$

Si riepilogano dalla Tabella 7 alla , in accordo ai criteri descritti precedentemente, i valori dei carichi di esercizio massimi e delle rigidità assiali per assegnati valori di lunghezza del palo (L= 20 e 25 m) e di diametro (600 – 800 – 1000 mm).

Tabella 7 – Riepilogo massimi carichi verticali di esercizio e rigidità assiali per una lunghezza del palo pari a 20 m

<b>D</b>	<b>E<sub>s</sub></b> Modulo elastico terreno	<b>E<sub>p</sub></b> Modulo elastico palo	<b>k</b>	<b>n</b>	<b>I<sub>w</sub></b>	<b>L</b>	<b>L/D</b>	<b>s</b>	<b>s</b>	<b>Q<sub>SLE</sub></b>	<b>K<sub>v</sub></b>
[m]	[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[m]	[-]	[m]	[mm]	[kN]	[kN/mm]
0.6	20000	30000000	1500	0.5	2.5	20	33	0.006	6.00	960.0	160
0.8	20000	30000000	1500	0.5	2	20	25	0.008	8.00	1600	200
1	20000	30000000	1500	0.5	1.8	20	20	0.010	10.00	2222	222

Tabella 8 - Riepilogo massimi carichi verticali di esercizio e rigidità assiali per una lunghezza del palo pari a 25 m

<b>D</b>	<b>E<sub>s</sub></b> Modulo elastico terreno	<b>E<sub>p</sub></b> Modulo elastico palo	<b>k</b>	<b>n</b>	<b>I<sub>w</sub></b>	<b>L</b>	<b>L/D</b>	<b>s</b>	<b>s</b>	<b>Q<sub>SLE</sub></b>	<b>K<sub>v</sub></b>
[m]	[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[m]	[-]	[m]	[mm]	[kN]	[kN/mm]
0.6	20000	30000000	1500	0.5	2.5	25	42	0.006	6.00	1200	200
0.8	20000	30000000	1500	0.5	2	25	31	0.008	8.00	2000	250
1	20000	30000000	1500	0.5	1.8	25	25	0.010	10.00	2778	278

Per quanto riguarda le rigidità dinamiche assiali dei pali di fondazione è possibile fare riferimento a moduli pari a 3 ÷ 5 volte quelli statici.

### 8.3.3 Valutazione della portanza di progetto del palo singolo alle azioni orizzontali

La resistenza dei pali soggetti ad azioni orizzontali è stata valutata con la teoria di Broms (1964). Lo stato tensodeformativo del complesso palo-terreno sotto azioni orizzontali, si presenta come un problema tridimensionale per la cui soluzione è necessario introdurre ipotesi semplificative:

- terreno omogeneo;
- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico;
- forma del palo ininfluyente, l'interazione palo-terreno è determinata dalla dimensione caratteristica della sezione del palo (diametro) misurata normalmente alla direzione del movimento;
- palo con comportamento rigido-perfettamente plastico, ovvero si considerano trascurabili le deformazioni elastiche del palo.

L'ultima ipotesi, assunzione del comportamento flessionale del palo ad un comportamento di tipo rigido-perfettamente plastico, determina che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunga il momento di plasticizzazione  $M_y$  del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua indefinitamente con momento costante.

La resistenza limite orizzontale dei pali di fondazione è calcolata assumendo la condizione di avere la rotazione impedita in testa al palo. I possibili meccanismi di rottura che si possono verificare riguardano il comportamento di palo "corto", "intermedio" o "lungo". Per ogni combinazione considerata, le analisi evidenziano che il meccanismo di rottura è del tipo palo "lungo"; l'espressione per il calcolo del carico limite orizzontale in presenza di terreni di natura granulare è pari:

$$\frac{R_{tr,cal}}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4}\right)^2}$$

dove:

- $d$  = diametro del palo (m);
- $K_p$  = coefficiente di spinta passiva di Rankine ( $K_p = (1 + \sin\phi)/(1 - \sin\phi)$ );
- $\gamma$  = peso di volume del terreno;
- $M_y$  = momento di plasticizzazione, si ipotizza un valore di tentativo in funzione dell'armatura tipica per la sezione del palo in c.a.

La resistenza ad azioni orizzontali di progetto  $R_{tr,d}$  (Approccio 2 – NTC18) viene calcolata a partire dalla resistenza caratteristica  $R_{tr,k}$ , dividendo per il coefficiente di sicurezza parziale delle azioni trasversali  $\gamma_T$  (Tab.6.4.II, Doc. Rif. [5]).

La resistenza ad azioni orizzontali caratteristica  $R_{tr,k}$  viene calcolata dividendo il valore limite desunto dalla teoria del Broms per il fattore di correlazione  $\xi_3$ :

$$R_{tr,k} = \frac{R_{tr,cal}}{\xi_3}$$

mentre la resistenza ad azioni orizzontali di progetto è pari:

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

**RISULTATI**

Si riportano in Tabella 9 le resistenze dei pali soggetti ad azioni orizzontali in condizioni SLU e di palo lungo e vincolato in testa. Si sono ipotizzate delle armature tipo per le sezioni di palo in c.a. al fine di ottenere i relativi valori del momento di plasticizzazione  $M_y$ .

Tabella 9 – Resistenze dei pali soggetti ad azioni orizzontali

<b>CAPACITA' PORTANTE PER CARICO ORIZZONTALE DI UN PALO ISOLATO VINCOLATO IN TESTA IN TERRENO GRANULARE</b>				
<b>D</b>	<b><math>M_y</math></b>	<b>Armatura</b>	<b><math>R_{tr,k}</math></b>	<b><math>R_{tr,d}</math></b>
<b>[mm]</b>	<b>[kNm]</b>	<b>[-]</b>	<b>[kN]</b>	<b>[kN]</b>
600	154	8 $\phi$ 16	135	104
800	365.8	10 $\phi$ 20	264	203
1000	714.9	16 $\phi$ 20	445	342

**8.3.4 Comportamento carico/spostamento del palo soggetto ad azioni orizzontali in condizioni SLE**

Si riporta di seguito l'analisi del palo singolo in condizioni di esercizio (SLE) caricato in sommità da una forza orizzontale H e/o da una coppia  $M = H_e$  che generalmente viene condotta schematizzando il terreno come un mezzo alla Winkler. I pali di fondazione sono solitamente strutture di elevata snellezza e quasi sempre, in termini di modello di Winkler, rientrano nella condizione di palo infinitamente lungo.

Il calcolo del coefficiente di reazione del terreno ( $k_h$ ), nel caso di terreni incoerenti, si presenta linearmente crescente con la profondità secondo l'espressione di Reese e Matlock (1956):

$$k_h = n_h \frac{z}{d}$$

nella quale risulta:

- $n_h$  = funzione del tipo e del grado di consistenza del terreno [kN/m<sup>3</sup>] - Tabella 10;
- $z$  = profondità generica [m];
- $d$  = diametro del palo.

Tabella 10 – Valori orientativi di  $n_h$  e di A per terreni incoerenti

Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso
Campo dei valori di A	100 + 300	300 + 1.000	1.000 + 3.000
Valore consigliato di A	200	600	1.500
$n_h$ [N/cm <sup>3</sup> ], sabbie non immerse	2,5	7,5	20
$n_h$ [N/cm <sup>3</sup> ], sabbie immerse	1,5	5	12

La lunghezza caratteristica ( $\lambda$ ) viene definita come:

$$\lambda = \sqrt[5]{\frac{E_p \cdot J}{n_h}}$$

dove:

- $E_p$  = modulo elastico di Young del palo;
- $J$  = modulo d'inerzia della sezione del palo;



Per palo vincolato in testa ad una fondazione che ne consenta lo spostamento orizzontale, ma ne impedisca la rotazione, l'espressione che permette il calcolo del cedimento in testa è la seguente:

$$s = \frac{0.93 \cdot H_{SLE}}{n_h^{3/5} \cdot (E_p \cdot J)^{2/5}}$$

dove:

- $H_{SLE}$  = azione orizzontale in condizione SLE;
- $E_p$  = modulo elastico di Young del palo;
- $J$  = modulo d'inerzia della sezione del palo

Nel caso in esame, si assume cautelativamente che il cedimento in testa del palo soggetto a carichi orizzontali sia pari al 1% del diametro del palo. Successivamente si è proceduto a ricavare il carico orizzontale massimo agli SLE, a cui compete tale cedimento, mediante la seguente espressione:

$$H_{SLE} = \frac{s \cdot n_h^{3/5} \cdot (E_p \cdot J)^{2/5}}{0.93}$$

La rigidità orizzontale dei pali, ai fini del dimensionamento strutturale, risulta pari:

$$K_h = \frac{Q_{SLE}}{s} \quad [\text{kN/mm}]$$

## RISULTATI

Si riepilogano in Tabella 11 e in Tabella 12, in accordo ai criteri descritti precedentemente, i valori dei carichi di esercizio massimi orizzontali e delle rigidità orizzontali per assegnati valori del parametro  $n_h$ , rispettivamente per terreni incoerenti sciolti e mediamente addensati.

Tabella 11 - Riepilogo massimi carichi orizzontali di esercizio e rigidità orizzontali per terreni incoerenti sciolti

D	$E_s$ Modulo elastico terreno	$E_p$ Modulo elastico palo	$n_h$	J	$\lambda$	L/ $\lambda$	$H_{SLE}$	$y_0$	$y_0$	$K_h$
[m]	[kPa]	[kPa]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m]	[-]	[kN]	[m]	[mm]	[kN/mm]
0.6	20000	30000000	1500	0.00636	3	6	67.50	0.006024	6.0	11
0.8	20000	30000000	1500	0.02011	3	5	142.50	0.008025	8.0	18
1	20000	30000000	1500	0.04909	4	4	255.00	0.010049	10.0	25

Tabella 12 - Riepilogo massimi carichi orizzontali di esercizio e rigidità orizzontali per terreni incoerenti mediamente densi

D	$E_s$ Modulo elastico terreno	$E_p$ Modulo elastico palo	$n_h$	J	$\lambda$	L/ $\lambda$	$H_{SLE}$	$y_0$	$y_0$	$K_h$
[m]	[kPa]	[kPa]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m]	[-]	[kN]	[m]	[mm]	[kN/mm]
0.6	20000	30000000	5000	0.00636	2	7	139.00	0.006023	6.0	23
0.8	20000	30000000	5000	0.02011	3	6	293.00	0.008013	8.0	37
1	20000	30000000	5000	0.04909	3	5	530.00	0.010142	10.1	52

Per quanto riguarda le rigidità dinamiche orizzontali dei pali di fondazione è possibile fare riferimento a moduli pari a 3 ÷ 5 volte quelli statici.

## 9 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [9] Balmer G. (1952) "A general analytical solution for Mohr's envelope" ASTM, 52.
- [10] Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique 36 , n° 1.
- [11] 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.
- [12] Lambe, T.W. e Whitman, R.V. (1969), Soil Mechanics. John Wiley & Sons
- [13] Tomlinson M. J., Foundation Design and Construction, Longman, 1995, Y
- [14] BURLAND, J.B., BURBIDGE, M.C. (1985) "Settlement of Foundations on Sand and Gravel"-Proc. Inst. Civ. Engrs., Part 1, 78, 1325-1381
- [15] Burland, J.B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. Géotechnique 40, n° 3, 329-378.
- [16] Brinch Hansen J. (1970), "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity". Bull.n°28 - Danish Geotechnical Institute – Copenhagen
- [17] Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.
- [18] Cubrinowski M., Ishihara K. (1999) "Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils" Soils and Foundations, vol. 39, n° 5, pp. 61-71.
- [19] Elson W.K. (1984) "Design of laterally-loaded piles" CIRIA Report 103.
- [20] Fahey M. (1992) "Shear modulus of cohesionless soil: variation with stress and strain level" Canadian Geotechnical Journal, n°30.
- [21] Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) "New correlations of penetration tests for design practice" Proceedings of I International Symposium on Penetration Testing, ISOPT I, Orlando.
- [22] Ladd C.C., Foot R. (1974) "A new design procedure for stability of soft clays" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol.100, n° 7.
- [23] Ladd C.C., Foot R., Ishihara K., Schlosser F., Poulos H.G. (1977) "Stress deformation and strength characteristics" S.O.A. Report, Proc. IX Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Tokyo, Vol. 2.

- [24] Marchetti S. (1985) "On the field determination of  $k_0$  in sand" Discussion Session 2A, 11th ICSMFE, S. Francisco.
- [25] Matlock, H., Reese, L.C. (1960). "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, V.86, No.SM5, pp.63-91.
- [26] Mayne, P. W., (2006), In-situ test calibrations for evaluating soil parameters, Overview paper, Characterization and Engineering Properties of Natural Soils II (Proc. Singapore Workshop), Taylor & Francis Group, London, United Kingdom.
- [27] Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.
- [28] 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.
- [29] Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" CIRIA Report 113.
- [30] Sykora, D. E., Stokoe K. H. (1983). Correlations of in situ measurements in sands of shear wave velocity. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 20: 125 – 136.
- [31] Youd T.D. (1972) "Factors controlling maximum and minimum density of sands" Proceedings of Symposium on Eval. Dens., ASTM STP 523
- [32] Gwizdala K. (1984) "Large bored piles in non cohesive soils" Swedish Geotechnical Institute, Report n° 26
- [33] Reese L.C. e O'Neill W.O. "Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods" U.S. Department of Transportation – Federal Highway Administration – Publication No. FHWA-HI-88-042