

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

MIGLIORAMENTO SISMICO, FUNZIONALE, ARCHITETTONICO DEL FABBRICATO VIAGGIATORI DELLA STAZIONE DI MATERA LA MARTELLA

OPERE CIVILI

FABBRICATO VIAGGIATORI

Relazione geotecnica

SCALA:



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

I A 5 F 0 2 D 0 9 G E F V 0 2 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	S.Gasperoni	Febbraio 2019	M.E.D'Effremo	Febbraio 2019	F. Gernone	Febbraio 2019	A. Vittozzi Febbraio 2019

File: IA5F02D09CLFVA0200001A.doc

n. Elab.: -

RELAZIONE GEOTECNICA	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
	IA5F	02	D09 GE	FV02 00001	A	2 di 31

INDICE

1.	PREMESSA	3
2.	NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.1	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	4
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
3.	INDAGINI ESEGUITE.....	5
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	8
4.1	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE	8
4.2	CRITERI DI INTERPRETAZIONE DELLE INDAGINI GEOTECNICHE	8
4.2.1	DEPOSITI INCOERENTI.....	8
4.2.2	<i>DEPOSITI COESIVI</i>	13
4.3	TERRENO DI RIPORTO ANTROPICO – UNITÀ RA	16
4.4	SABBIE E GHIAIE – UNITÀ SG	16
4.1	ARGILLE SUBAPPENNICHE – UNITÀ ASP	16
4.2	SINTESI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	30
4.3	FALDA	30
4.4	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO.....	30
4.5	ANALISI RISCHIO POTENZIALE LIQUEFAZIONE	31

1. PREMESSA

Nel presente documento si riporta la caratterizzazione geotecnica della stazione di Matera "La Martella" nell'ambito della realizzazione della nuova Linea Ferrandina – Matera "La Martella" per il collegamento della città di Matera alla rete ferroviaria nazionale, in particolare con Salerno, per l'accesso al sistema AV/AC, e con Taranto, attraverso la linea Battipaglia-Potenza-Metaponto-Taranto. Per la Stazione di Matera "La Martella" si prevede un intervento di adeguamento sismico degli edifici secondo il DM 14/01/2018.

In particolare nella presente relazione sono affrontati i seguenti aspetti:

- descrizione delle indagini geotecniche eseguite in sito ed in laboratorio;
- rilievo del livello di falda;
- descrizione dei criteri in base ai quali sono stati interpretati i risultati delle indagini geotecniche effettuate;
- interpretazione dei risultati delle indagini geotecniche e definizione dei parametri geotecnici, in termini di proprietà fisiche e meccaniche (resistenza al taglio e deformabilità), per le unità geotecniche intercettate;
- classificazione sismica del sito;
- analisi del rischio di potenziale liquefazione.

	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
RELAZIONE GEOTECNICA	IA5F	02	D09 GE	FV02 00001	A	4 di 31

2. NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normative di riferimento

La progettazione è conforme alle Normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS.

La Normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

- Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018).

2.2 Document di riferimento

La presente relazione è stata redatta con riferimento ai seguenti documenti.

- D.1. IA5F 02 D09 CL FV02 00001A - Nuova linea Ferrandina – Matera La Martella. Stazione di Matera “La Martella. Fabbricato viaggiatori – opere civili.
- D.2. IA5F02D09F6FV0200001A - Profilo geotecnico stazione La Martella.
- D.3. Linea Ferrandina – Matera Cantrale. Studio geologico geotecnico. Profilo geologico del tracciato definitivo 2 tavole. Dicembre 1984.
- D.4. Linea Ferrandina – Matera Cantrale. Studio geologico geotecnico. Stratigrafie dei sondaggi “S”. Dicembre 1984.
- D.5. Nuova linea Ferrandina – Matera La Martella. Profilo geologico di linea. Progetto di fattibilità tecnica ed economica. Marzo 2019.

3. INDAGINI ESEGUITE

In corrispondenza della stazione sono disponibili i dati relativamente a due campagne d'indagine:

- campagna geognostica a base del progetto del 1984.
- Campagna geognostica del 2018.

Relativamente alla campagna geognostica del 1984, nella zona della stazione è stato eseguito il sondaggio S16.

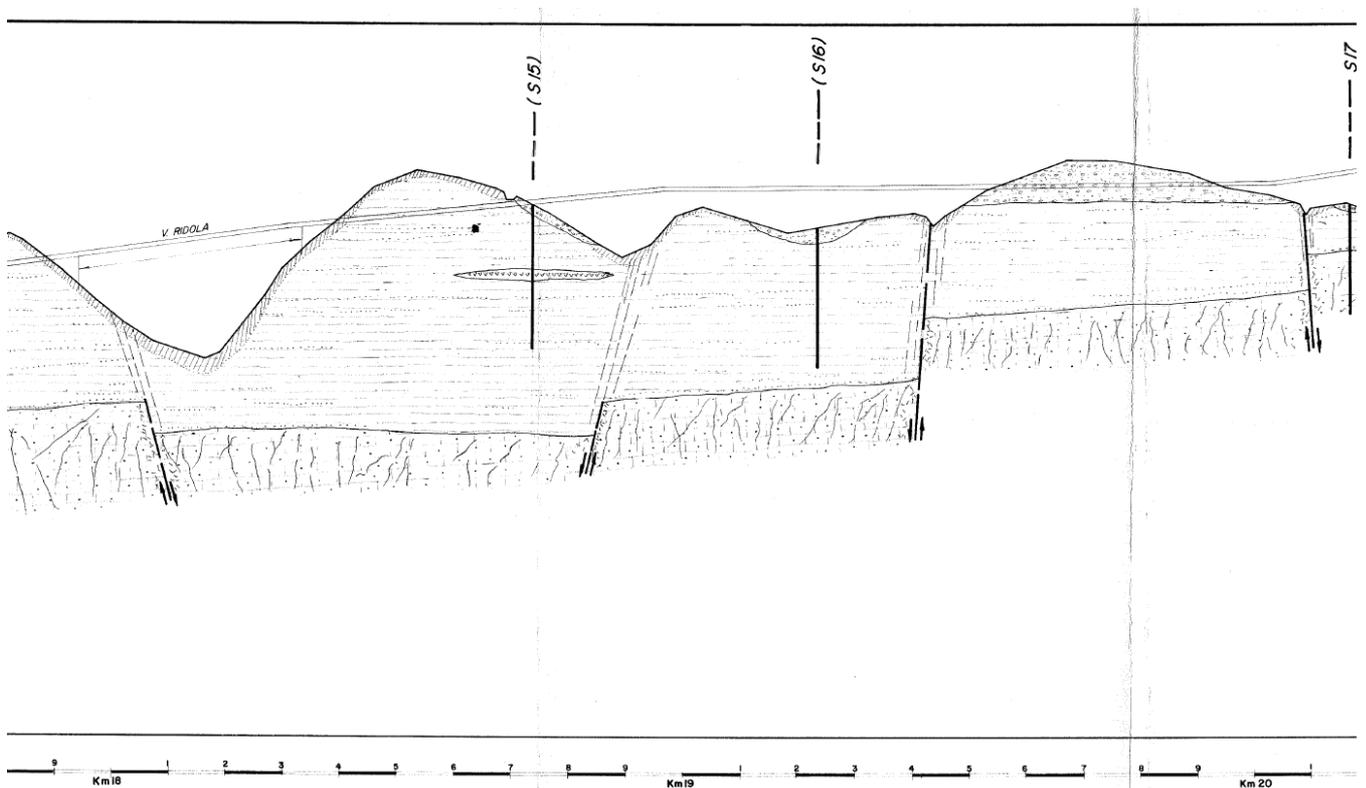


Figura 1 – Stralcio profilo geologico 1984

Nella campagna geognostica del 2018, nell'area sono stati eseguiti due sondaggi, le cui caratteristiche sono riassunte nella seguente tabella.

Tabella 1 – Riepilogo delle indagini in sito eseguite nella campagna 2018

Sigla	Profondità [m]	N. prove SPT [-]	n. campioni rimaneggiati	n. campioni indisturbati	n. prove Lefranc [-] / n. prove pressiometriche	Strumentazione
S10_10	10.0	4	1	1	-	-
S15_DH_30	30.0	9	-	4	2 Lefranc 1 Pressiometrica	DH [30 m]
DH [m]: prova Down Hole [profondità prova]						

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono state inoltre effettuate le seguenti attività:

- rilievo della stratigrafia con esecuzione di fotografie a colori del materiale depositato in cassetta;
- esecuzione di misure speditive di consistenza mediante pocket penetrometer e torvane;
- esecuzione di prove geotecniche in foro di tipo SPT;
- esecuzione di prove di permeabilità in foro di tipo Lefranc;
- esecuzione di prove pressiometriche in foro;
- prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati da sottoporre a prove di laboratorio geotecnico;
- rilievo del livello di falda nei piezometri installati.

Durante l'esecuzione dei sondaggi è stata segnalata presenza di acqua in foro di sondaggio a 6m da boccaforo per S15_DH_30.

Dalla prova pressiometrica eseguita a 7.2 m si è ottenuto un valore del modulo pressiometrico di $E_m=10.8$ MPa, a cui è associato un modulo di deformazione elastico $E_y = 16.2$ MPa e coesione drenata stimata di 119 kPa.

Nella seguente tabella si riassumono i risultati delle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati durante la campagna del 2018.

Tabella 2 – Risultati prove di laboratorio - Indagini campagna 2018

Sondaggio	-	S15_30	S15_30	S15_30	S15_30
Campione	-	CI1	CI2	CI3	CI4
Tipo	-	ind	ind	ind	ind
Unità	-	ASP	ASP	ASP	ASP
Prof.	m	3.20	12.38	18.38	27.38
Granulometria					
G	%	0.0	0.0	0.0	0.0
S	%	10.0	1.0	2.0	0.0
L +A	%	90.0	99.0	98.0	100.0
L	%	51.0	42.0	36.0	35.0
A	%	39.0	57.0	62.0	65.0
Limiti di Atterberg					
W _L	%	42.0	61.0	59.0	68.0
W _P	%	20.0	30.0	23.0	31.0
I _c	-	1.03	1.07	0.92	1.11
I _p	%	22.0	31.0	36.0	37.0
Caratteristiche fisiche					
γ_N	kN/m ³	20.0	18.9	19.4	19.3
w _N	%	19.4	27.8	26.0	26.9
Resistenza non drenata					
(TX-UU) c _u	kPa		209.3		322.5
Resistenza drenata					
(TD) c	kPa	22.9		30.9	
(TD) f	°	23.3		21.8	

RELAZIONE GEOTECNICA	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
	IA5F	02	D09 GE	FV02 00001	A	8 di 31

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nel presente capitolo si riporta la caratterizzazione geotecnica della stazione, valutata sulla base dell'interpretazione di tutte le indagini geotecniche svolte in sito ed in laboratorio.

Dopo aver individuato le principali unità geotecniche intercettate, verranno interpretati i risultati delle indagini geotecniche sulla base dei criteri di seguito esposti e quindi verranno definiti i parametri geotecnici di progetto e la stratigrafia di riferimento.

Nel profilo stratigrafico longitudinale sono riportati in forma grafica i risultati delle indagini e sono mostrate le correlazioni stratigrafiche con indicazione delle unità geotecniche intercettate; è anche indicato l'andamento del livello di falda massimo rilevato da letture piezometriche.

Il profilo stratigrafico verrà preso a riferimento per definire la stratigrafia.

4.1 Definizione delle unità geotecniche

In corrispondenza dell'opera, dalle indagini eseguite sono state intercettate le seguenti unità geotecniche:

Terreno di riporto antropico – Unità Ra: si tratta dello spessore di riporto antropico (Ra) costituito da asfalto ghiaia con sabbia con laterizi e clasti, ciottoli.

Argille subappennine – Unità ASP: si tratta di argille limose e argille siltose grigio-azzurre con sottili intercalazioni di sabbie fini.

4.2 Criteri di interpretazione delle indagini geotecniche

Ai fini della caratterizzazione dei terreni è stato fatto riferimento ai risultati delle:

- prove penetrometriche dinamiche SPT eseguite nei fori di sondaggio;
- prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati e rimaneggiati;
- indagini sismiche (prove Down-Hole).

4.2.1 Depositi incoerenti

Per i depositi prevalentemente incoerenti, i parametri geotecnici di resistenza al taglio e di deformabilità sono stati stimati principalmente sulla base dell'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

Per quanto riguarda la stima della densità relativa dalle prove SPT, sono stati considerati i valori minimi di densità relativa ottenuti dalle varie correlazioni che di seguito vengono espresse.

Stato di addensamento

Correlazione di Skempton

In accordo a quanto indicato in Skempton (1986), la densità relativa D_r può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente legge:

$$D_r = \left(\frac{1}{A + B \cdot \sigma_{vo}'} \cdot N_{SPT} \right)^{0.5}$$

essendo:

A, B = costanti empiriche indicate in tabella seguente

σ_{vo}' = pressione verticale efficace alla quota della prova SPT (kg/cm²);

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

D_r = densità relativa (-).

Tabella 3. Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27,5	27,5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43,3	21,7
Sabbie sovraconsolidate	27,5÷43,3	$(21,7+27,5) \cdot \frac{1+2 \cdot (ko)sc}{1+2 \cdot (ko)nc}$

Nel caso in esame sono state cautelativamente considerate le costanti empiriche relative a sabbie fini normal consolidate.

Correlazione di Gibbs e Holtz

In accordo a quanto indicato da Gibbs e Holtz (1957) la densità relativa D_r può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente espressione:

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{(16 + 23 \cdot \sigma_{vo}')}}}$$

Correlazione di Bazaraa

In accordo a quanto indicato da Bazaraa (1967) la densità relativa D_r può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente espressione:

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{20 \cdot (1 + 4.1 \cdot \sigma_{vo}')}}} \rightarrow \text{per } \sigma_{vo}' \leq 0.732 \text{ kg/cm}^2$$

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{20 \cdot (3.24 + 1.024 \cdot \sigma_{vo}')}}} \rightarrow \text{per } \sigma_{vo}' > 0.732 \text{ kg/cm}^2$$

essendo:

D_R = densità relativa (-).

σ_{vo}' = pressione verticale efficace in sito alla quota della prova SPT (kg/cm²);

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

Correlazione di Terzaghi & Peck

In accordo a quanto indicato da Terzaghi e Peck (1948) la densità relativa D_r può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente espressione:

$$D_r = \frac{10.297 + N_{SPT}^{0.4142} - (N_{SPT})^2 \cdot 0.0181}{100}$$

Parametri di resistenza

Per la stima dell'angolo di resistenza al taglio dalle prove SPT sono state utilizzate due diverse correlazioni (Bolton; Schmertmann) di seguito illustrate. Generalmente, la correlazione di Bolton ha fornito valori dell'angolo di resistenza al taglio inferiori rispetto alla correlazione di Schmertmann. Cautelativamente per la definizione dei parametri di resistenza di progetto si è fatto riferimento ai valori minimi ottenuti dalle correlazioni.

Correlazione di Schmertmann

L'angolo di resistenza al taglio (φ) stimato dalle prove SPT in base alla correlazione proposta da Schmertmann (1977) correla l'angolo di resistenza al taglio alla densità relativa attraverso la seguente relazione:

$$\varphi = 38.5 + 0.108 \cdot D_r \quad \text{valida per sabbia e ghiaia poco limosa e ghiaietto uniforme}$$

$$\varphi = 34.5 + 0.10 \cdot D_r \quad \text{sabbia grossa-media uniformemente ben gradata}$$

$$\varphi = 31.5 + 0.115 \cdot D_r \quad \text{sabbia medio-fine uniformemente ben gradata}$$

$$\varphi = 28.0 + 0.14 \cdot D_r \quad \text{sabbia fine uniforme}$$

Nel caso in esame si è considerata cautelativamente la correlazione valida per medio-fine uniformemente ben gradata.

Correlazione di Bolton

L'angolo di resistenza al taglio di picco φ' è stato determinato in accordo al metodo proposto da Bolton (1986):

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

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

essendo:

φ = angolo di attrito di picco riferito a pressioni di 272 kPa (°);

Q = fattore che dipende dalla composizione minereologica e dalla forma delle particelle di sabbia, valore consigliato = 10;

$p_f' = 1.4_{ff}'$ kPa (vedasi Jamiokowski et al., 1988; in accordo a quanto proposto da Baligh, 1975, si assume $p_f' = 1.4 \cdot 272 = 380$ kPa);

m = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti (vedasi tabella seguente (°)). Nel nostro caso si assume $m=3$;

D_r = densità relativa (-).

Tabella 4 Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

Condizioni di rottura	m
Tipo prova triassiale di compressione ($\sigma_2' = \sigma_3'$)	3
Tipo prova triassiale in estensione o di deformazione piana ($\sigma_2' \neq \sigma_3'$)	5
σ_2' = tensione principale efficace intermedia	
σ_3' = tensione principale efficace minore	

I valori dell'angolo di attrito ϕ_{cv}' sono stati ricavati in base a quanto indicato nella tabella seguente (Youd, 1972; Stroud, 1988) e sulla base delle prove di taglio diretto in laboratorio eseguite sui campioni prelevati. Nel caso specifico per l'angolo di attrito ϕ_{cv}' si è assunto $\phi_{cv}' = 32^\circ$.

Tabella 5 Valori dell'angolo di attrito ϕ_{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	$\phi_{cv}' = 33^\circ$	$\phi_{cv}' = 30^\circ$

Caratteristiche di deformabilità

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi incoerenti possono essere stimate, in ordine di importanza:

- sulla base dei risultati delle indagini sismiche in sito (prove Down-Hole);
- dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

Il modulo di taglio iniziale (G_0) e quello di Young iniziale (E_0), associabili a piccole deformazioni, possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio (V_s) utilizzando le seguenti correlazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

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

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in assunto pari a 19 kN/m³;

ν = coefficiente di Poisson del terreno (assunto pari a 0.3);

V_s = velocità delle onde di taglio in m/sec.

La velocità delle onde di taglio (V_s) può essere ricavata direttamente dai risultati delle prove geofisiche in foro di sondaggio o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT attraverso la correlazione di Ohta e Goto (1978) o la correlazione di Yoshida e al. (1988).

Correlazione di Ohta e Goto (1978)

$$V_s = C \cdot (N_{SPT})_{50\%}^{0.171} \cdot (z)^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \quad (\text{m/sec})$$

essendo:

$C = 53.3$;

z = profondità dal p.c. in metri;

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedasi la



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella

STAZIONE DI MATERA "LA MARTELLA"

FABBRICATO VIAGGIATORI - OPERE CIVILI

RELAZIONE GEOTECNICA	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
	IA5F	02	D09 GE	FV02 00001	A	12 di 31

Tabella 6);

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedasi la Tabella 7).

Tabella 6 Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A (funzione dell'epoca geologica del deposito)

f_A	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

Tabella 7 Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G (funzione della granulometrica del deposito)

f_G	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini
	1,45	1,15	1,14	1,07	1,09

Nel caso in esame è stato assunto:

$$f_A = 1.3;$$

$$f_G = 1.14.$$

Correlazione di Yoshida et al. (1988)

$$v_s = C \cdot (N_{SPT})^{0.25} \cdot (\sigma'_v)^{0.14} \quad (\text{m/sec})$$

essendo:

C=49 per sabbie (unità ALL2);

C=56 per ghiaie sabbiose (unità ALL1);

σ'_{vo} = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova.

I moduli di deformabilità "operativi" (E') da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno e delle fondazioni, saranno assunti pari a 1/5 di quello iniziale (E_0).

Nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati, i moduli elastici "operativi" saranno assunti pari a 1/10 di quello iniziale ($E_{op} = E_0/10$).

4.2.2 Depositi coesivi

Per i depositi coesivi la caratterizzazione geotecnica è stata fatta oltre che dall'interpretazione delle prove in sito, anche dai risultati delle prove di laboratorio.

Classificazione

La classificazione di questi terreni avverrà essenzialmente sui risultati delle seguenti prove di laboratorio:

- Analisi granulometriche;
- pesi di volume naturale;
- contenuti d'acqua naturale;
- limiti di Atterberg.

Caratteristiche di resistenza

Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza dei depositi coesivi ci si è basati principalmente sui risultati delle prove di laboratorio che sono essenzialmente prove:

- Taglio diretto per la resistenza in tensioni efficaci;
- Triassiale non consolidata non drenata (TXUU) per la resistenza in condizioni non drenate.

La resistenza al taglio in condizioni non drenate è stata valutata anche dalle prove speditive di Pocket Penetrometer (PP) e delle prove penetrometriche dinamiche SPT in base alla seguente correlazione di Stroud (1974):

$$c_u \cong (5.0 \div 5.5) \cdot N_{SPT} \quad (\text{kPa})$$

I valori sono stati poi riportati nello stesso grafico, con indicato anche l'andamento della resistenza al taglio per un terreno normal consolidato ricavato dalla seguente relazione: $c_{uNC} = 0.23 \cdot \sigma'_v$.

Caratteristiche di deformabilità

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi coesivi possono essere stimati:

- sulla base dei risultati delle indagini sismiche in sito (prove Down-Hole);
- dalle prove edometriche di laboratorio;
- da correlazioni di letteratura.

Per quanto concerne le prove sismiche in sito, le caratteristiche di deformabilità vengono individuate con le stesse relazioni precedentemente indicate per i terreni incoerenti. Questi valori sono stati confrontati poi con i risultati derivanti dalle correlazioni per l'interpretazione delle prove in sito SPT.

Il valore del modulo di deformazione elastico (E'_v) per terreni coesivi sovraconsolidati può anche essere stimato con la seguente correlazione (Stroud, 1974):

$$E'_v = 130 \cdot c_u = 130 \cdot f_1 \cdot N \quad [\text{kPa}]$$

Dove:

E'_v = modulo di deformazione operativo (kPa)

c_u = resistenza al taglio non drenata (kPa);

f_1 = fattore in funzione dell'indice di plasticità IP, (vedasi figura seguente), assunto pari a 5;

N = valori di N_{SPT} .

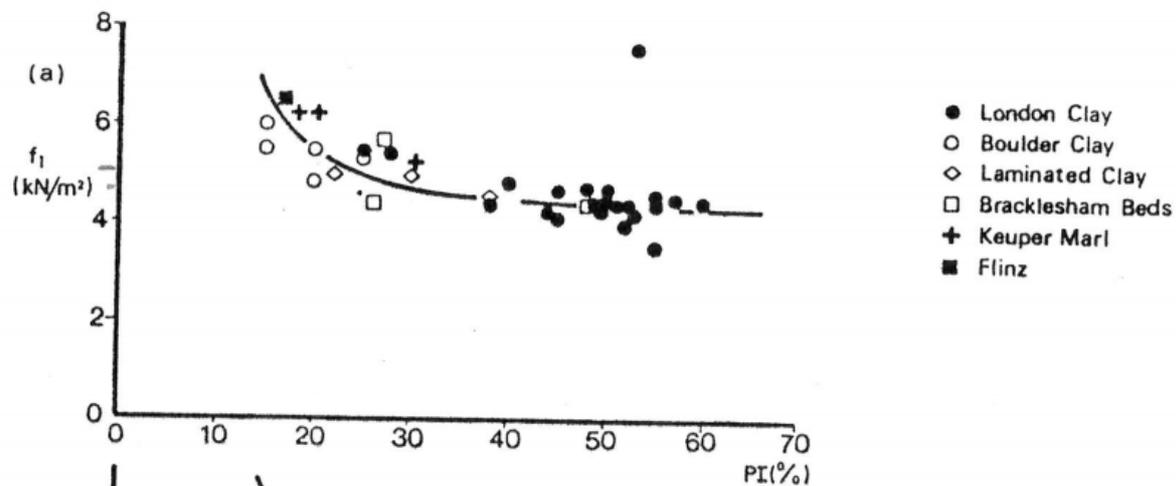


Figura 2 – Fattore f_1 in funzione di IP

Sulla base di quanto riportato in Simpson et al. (1979) il modulo di taglio iniziale (G_0) può essere stimato anche sulla base della seguente equazione:

$$G_0 = (500 \div 700) \cdot c_u \quad (\text{kPa})$$

essendo:

c_u = resistenza al taglio non drenata.

Il modulo di deformazione a taglio iniziale può inoltre essere stimato dai risultati delle prove CPT con la correlazione di Mayne e Rix (1993).

I moduli di deformabilità "operativi" (E') da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno e delle fondazioni, saranno assunti pari a 1/5 di quello iniziale (E_0).

Nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati, i moduli elastici "operativi" saranno assunti pari a 1/10 di quello iniziale.

Nella valutazione dei cedimenti immediati dei rilevati il modulo di deformazione in condizioni non drenate (E_u) può essere stimato sulla base della correlazione empirica proposta da Duncan & Buchignani (1976) $E_u = k \cdot c_u$; il coefficiente k è valutato con il grafico di figura seguente.

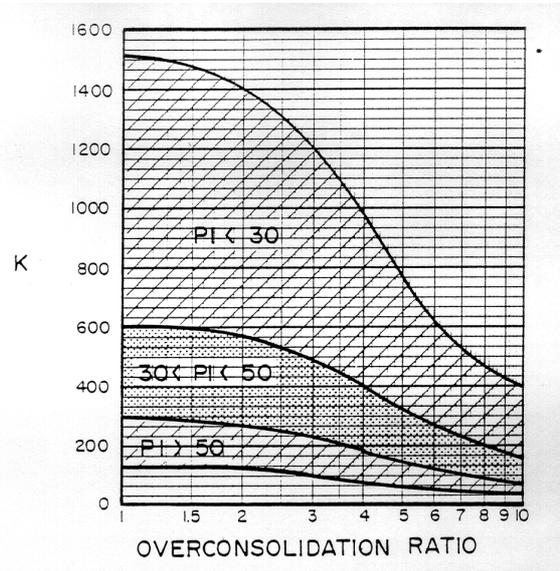


Figura 3 – Duncan & Buchigani

Caratteristiche di consolidazione

I valori del coefficiente di consolidazione primaria verticale sono stati determinati dalle prove edometriche di laboratorio e con correlazioni empiriche in funzione del limite liquido (LL), vedasi ad esempio le seguenti:

$$c_v = \exp [-10.552 + (164.074/LL)] \quad [cm^2/s]$$

$$c_v = 0.009 (LL - 0.1) \quad [cm^2/s] \text{ NAVFAC-DM 7.1. (1971)}$$

Il coefficiente di consolidazione secondaria, è stato stimato con la correlazione proposta nel NAVFAC-DM 7.1 (1982, vedasi figura seguente), in funzione del contenuto naturale di acqua (w_n).

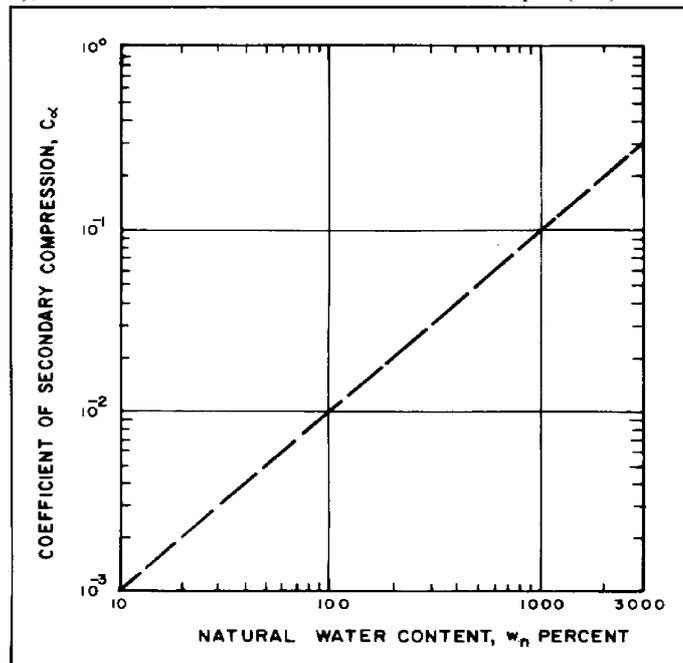


Figura 4 – Abaco di calcolo del coefficiente di consolidazione secondaria da w_n (NAVFAC, 1982)

Nei paragrafi che seguono verranno riportati a confronto per le varie unità geotecniche tutti i risultati delle prove in sito e dell'interpretazione delle prove eseguite.

4.3 Terreno di Riporto antropico – Unità Ra

A partire da p.c. è presente uno spessore di asfalto di 0.1-0.2 m, poi terreno ghiaioso sabbioso con clasti, frammenti di laterizi fino a 1 m circa.

Tale materiale non viene caratterizzato in quanto le fondazioni interessano il terreno a profondità superiori.

4.4 Sabbie e ghiaie – Unità SG

Nel sondaggio S10_10 è stato intercettato uno strato superficiale di sabbia con ghiaia eterometrica di origine calcarea fino a 4 m di profondità da p.c..

L'unica prova SPT sul materiale ha fornito valore di 34 colpi/30 cm (vedasi Figura 5).

La densità relativa stimata dalle prove SPT è 70 % (vedasi Figura 6).

Parametri di resistenza:

Dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT si ottiene valore dell'angolo di resistenza al taglio di 39° (vedasi Figura 7). Cautelativamente si assumono i seguenti parametri:

$$\varphi' = 36 \div 39^\circ \quad \text{angolo di resistenza al taglio}$$

$$c' = 0 \text{ kPa} \quad \text{coesione drenata}$$

Parametri di deformabilità:

I parametri di deformazione sono stati stimati principalmente dalle correlazioni in base alle prove SPT. Per l'unità in esame si stima:

$$V_s = 140 \div 180 \text{ m/s} \quad \text{velocità delle onde di taglio}$$

$$G_o = 40 \div 60 \text{ MPa} \quad \text{modulo di deformazione a taglio iniziale}$$

$$E_o = 100 \div 160 \text{ MPa} \quad \text{modulo di deformazione elastico iniziale}$$

4.1 Argille subappenniniche – Unità ASP

Si tratta argille limose e argille siltose grigio-azzurre con sottili intercalazioni di sabbie fini.

In corrispondenza di questa unità sono disponibili prove SPT che hanno dato valori compresi fra 12 e 83 colpi/30 cm, con andamento crescente con la profondità, ad indicare da consistenti a molto consistenti (vedasi Figura 5)..

Nell'unità geotecnica in esame sono stati prelevati campioni indisturbati, su cui sono state eseguite prove di laboratorio.

Il peso di volume naturale è compreso fra 18.9 e 19.96 kN/m³ con valore medio 19.5 kN/m³ (vedasi **Figura 11**).

Dalle analisi granulometriche si ha:

- percentuale di ghiaia 0%;
- percentuale di sabbia compresa fra 1 e 10% (media 3%);
- percentuale di fine (limo+argilla) compresa tra 90 e 100%, con percentuale di limo compresa fra 35 e 51% (media 40%) e percentuale di argilla compresa fra 39 e 65% (media 56%).

Il contenuto naturale d'acqua medio è 25%. Il limite liquido medio è 57%, il limite plastico medio è 26%, l'indice plastico medio è 31%. L'indice di consistenza medio è 1.03.

Parametri di resistenza:

In laboratorio sui campioni prelevati sono state eseguite prove di taglio diretto che hanno dato valori dell'angolo di resistenza al taglio compresi fra 22 e 23° con coesione drenata associata di 31 e 23 kPa.

In **Figura 15** si riportano i parametri di resistenza delle prove di laboratorio nel piano τ - σ' , si possono distinguere due involucri dei parametri di resistenza dei valori caratteristici di progetto:

parametri di resistenza: $\varphi' = 23^\circ$ angolo di resistenza al taglio; $c' = 20$ kPa coesione drenata

La resistenza in condizioni non drenate è compresa fra 60 e 400 kPa, con andamento crescente con la profondità (il valore massimo corrisponde al fondo scala delle misure di Pocket Penetrometer) (vedasi **Figura 16**).

Parametri di deformabilità:

I parametri di deformazione sono stati stimati dai risultati delle indagini SPT e sismiche e sono in buon accordo (vedasi **Figura 8**, **Figura 9**, **Figura 10**). Per l'unità in esame si stima:

$V_s = 160 \div 500$ m/s	velocità delle onde di taglio
$G_o = 50 \div 300$ MPa	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = 100 \div 800$ MPa	modulo di deformazione elastico iniziale

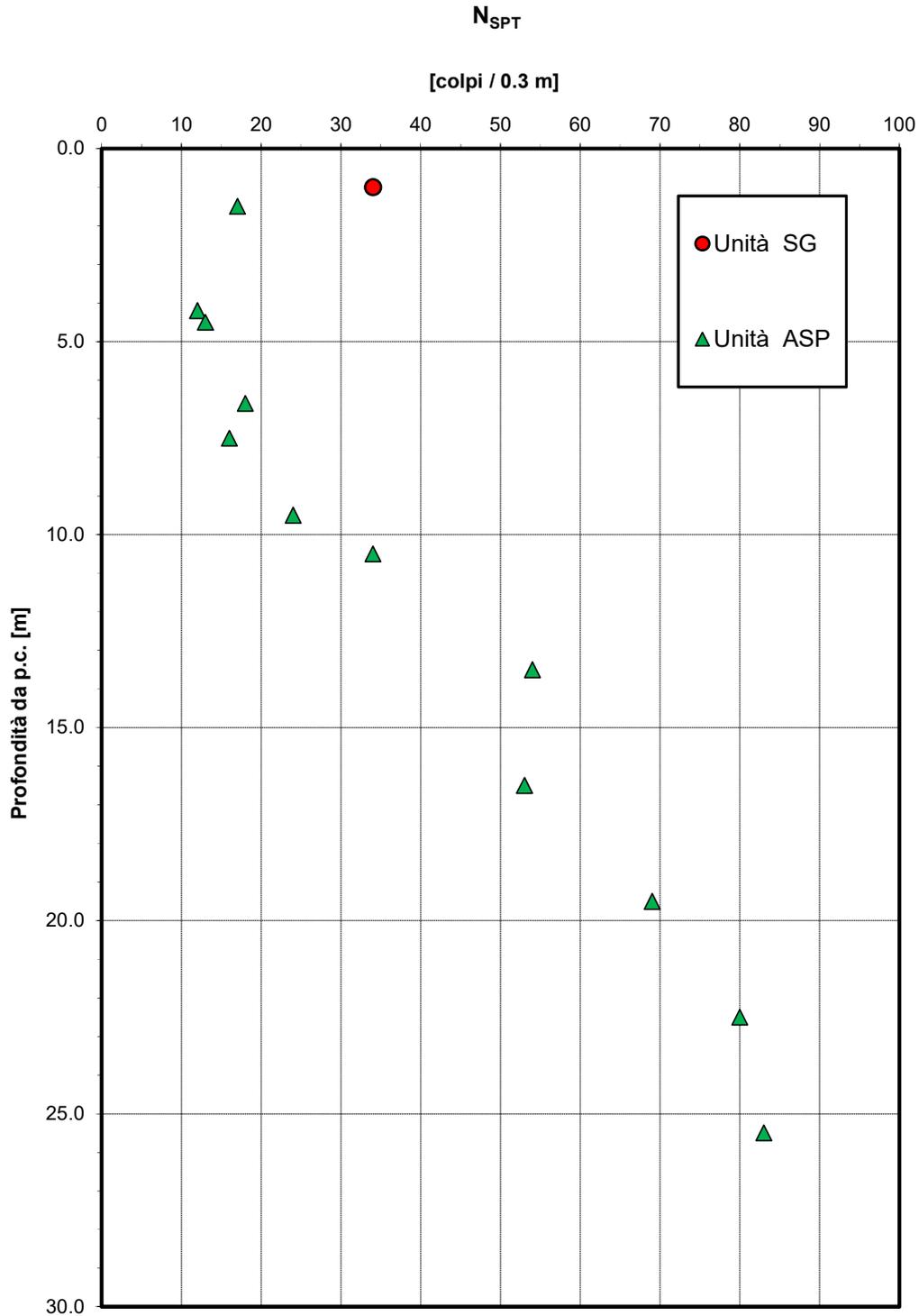


Figura 5 – Valori di N_{SPT}

Densità relativa da prove SPT

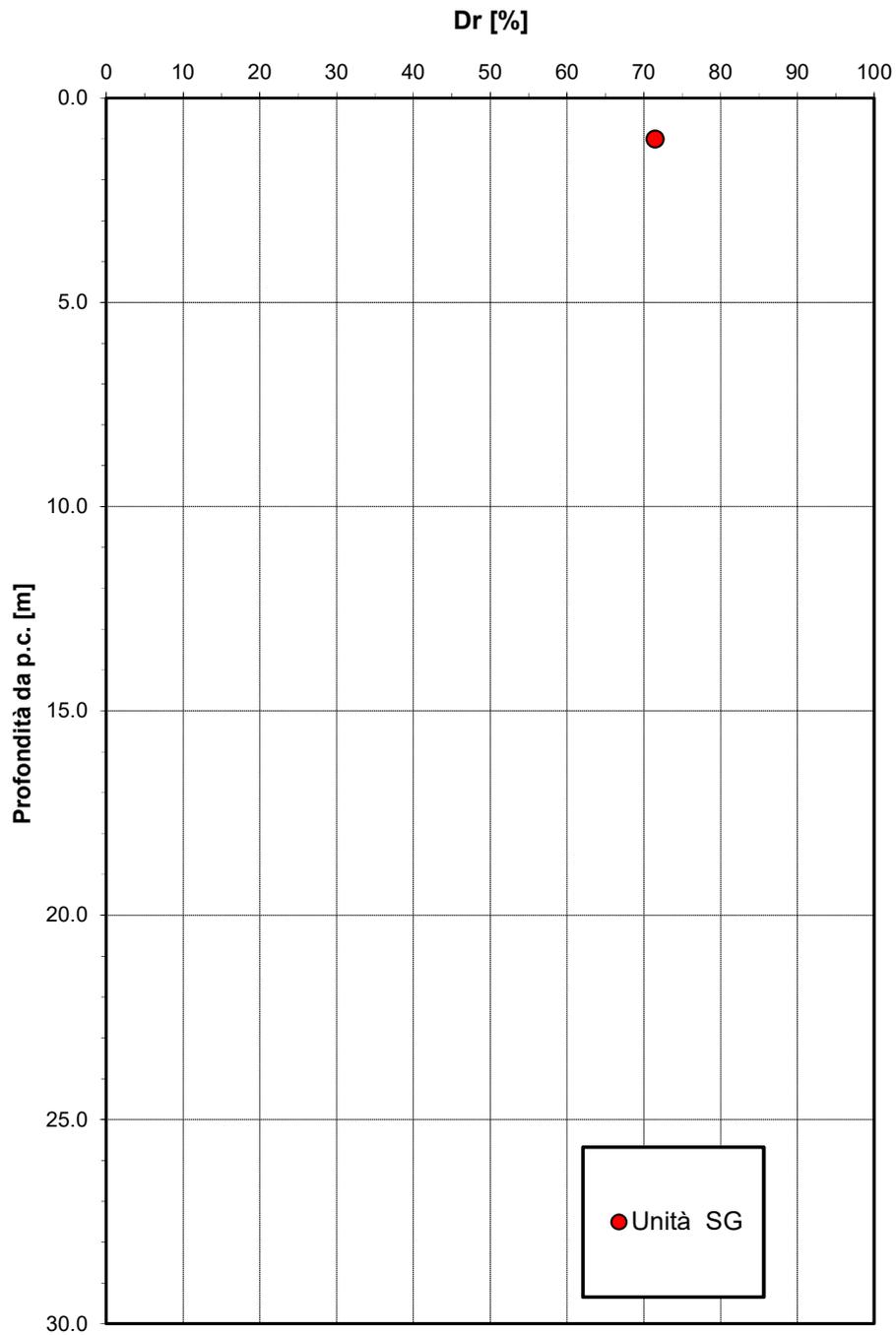


Figura 6 – Densità relativa da prove SPT

Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

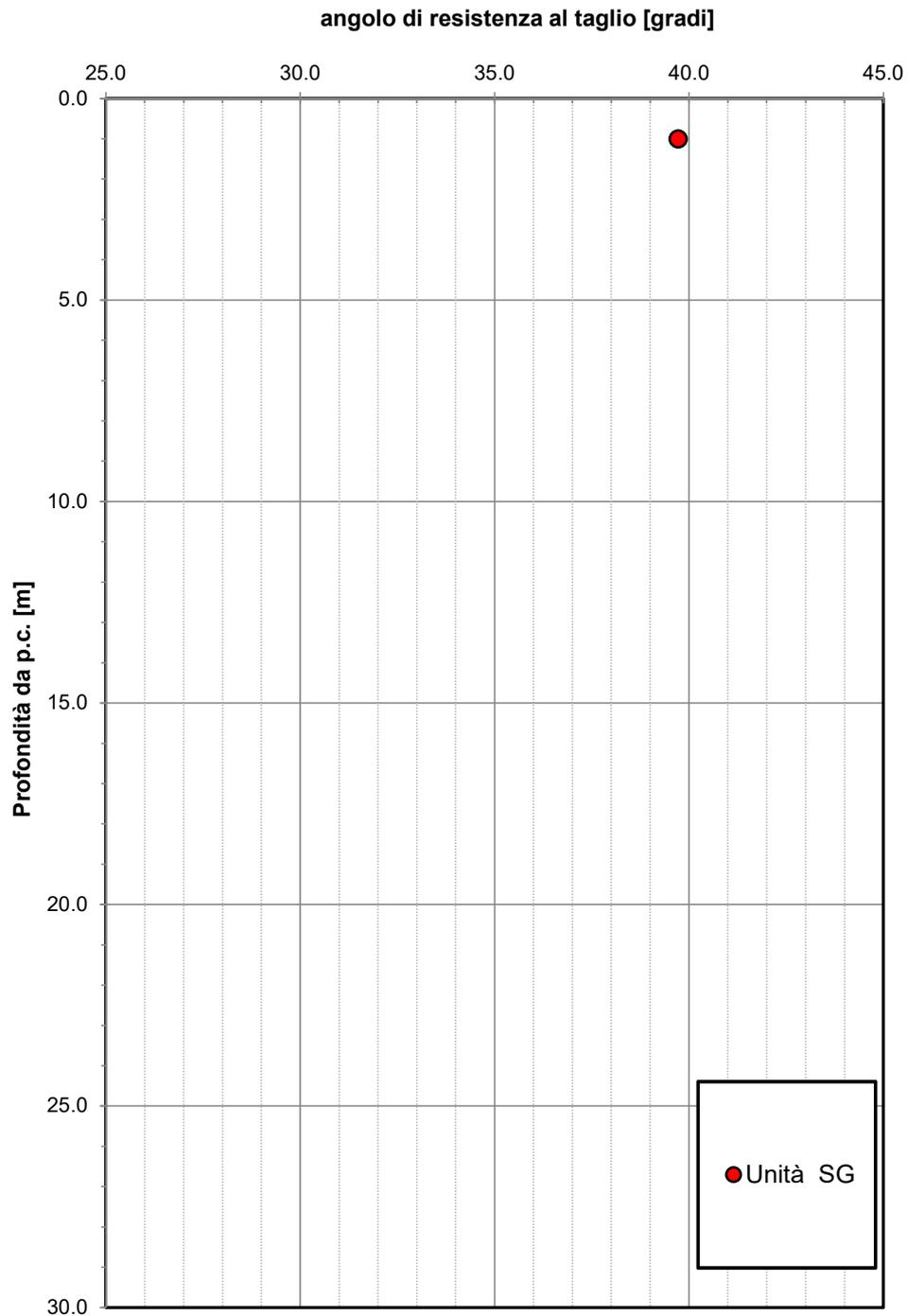


Figura 7 – Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche

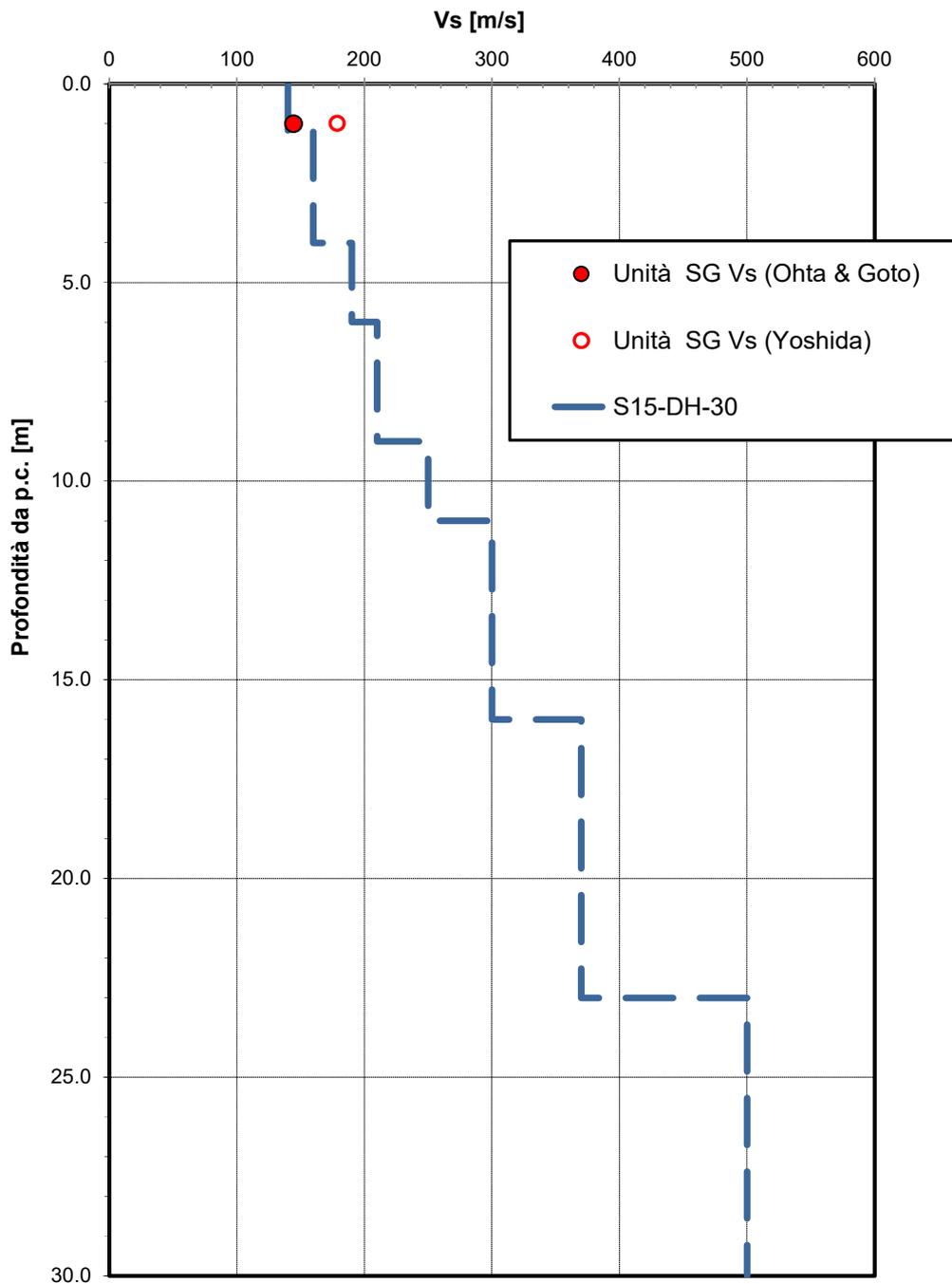


Figura 8 – Velocità delle onde di taglio da prove SPT

Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT e sismiche

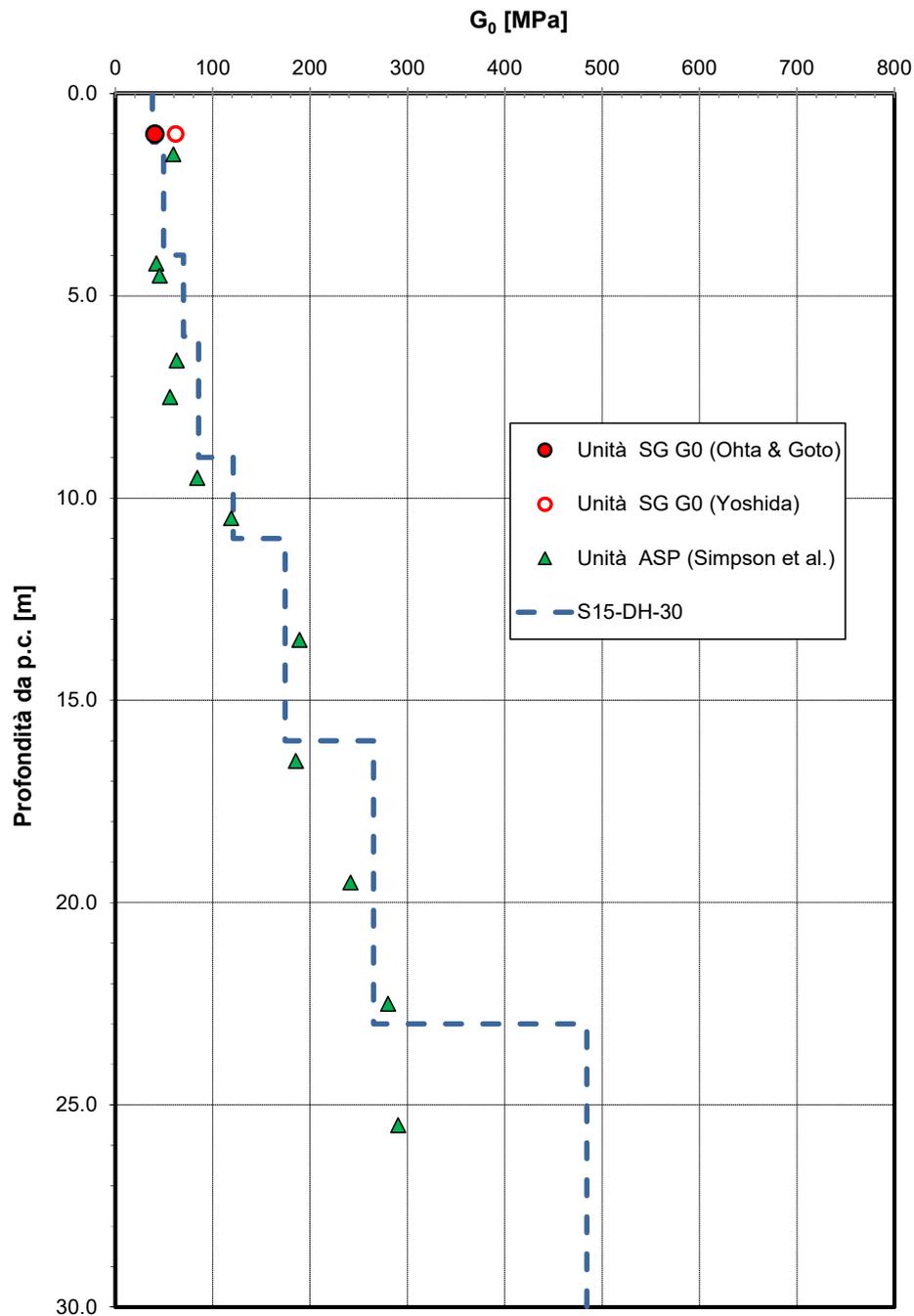


Figura 9 – Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT

Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche

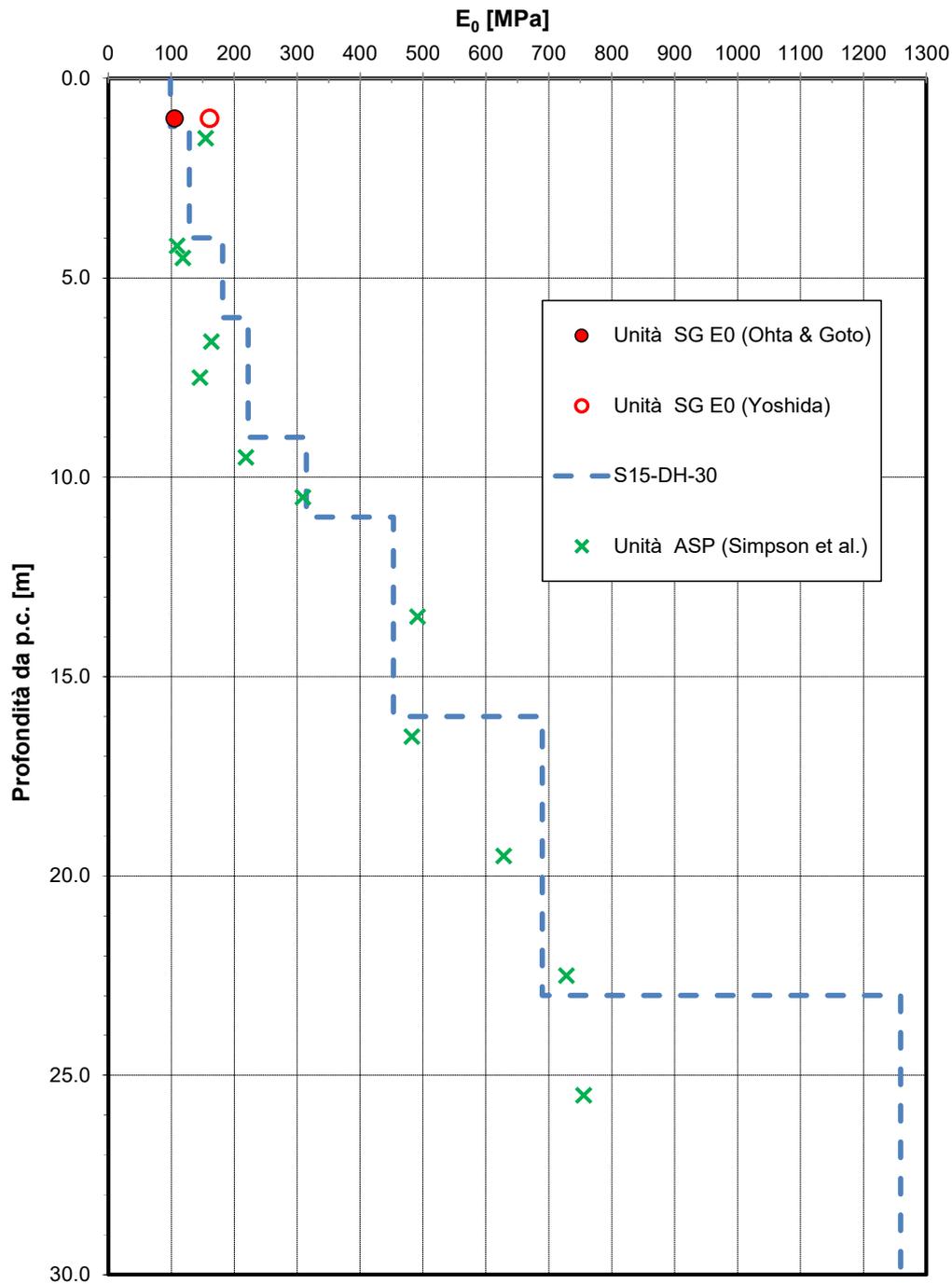


Figura 10 – Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT

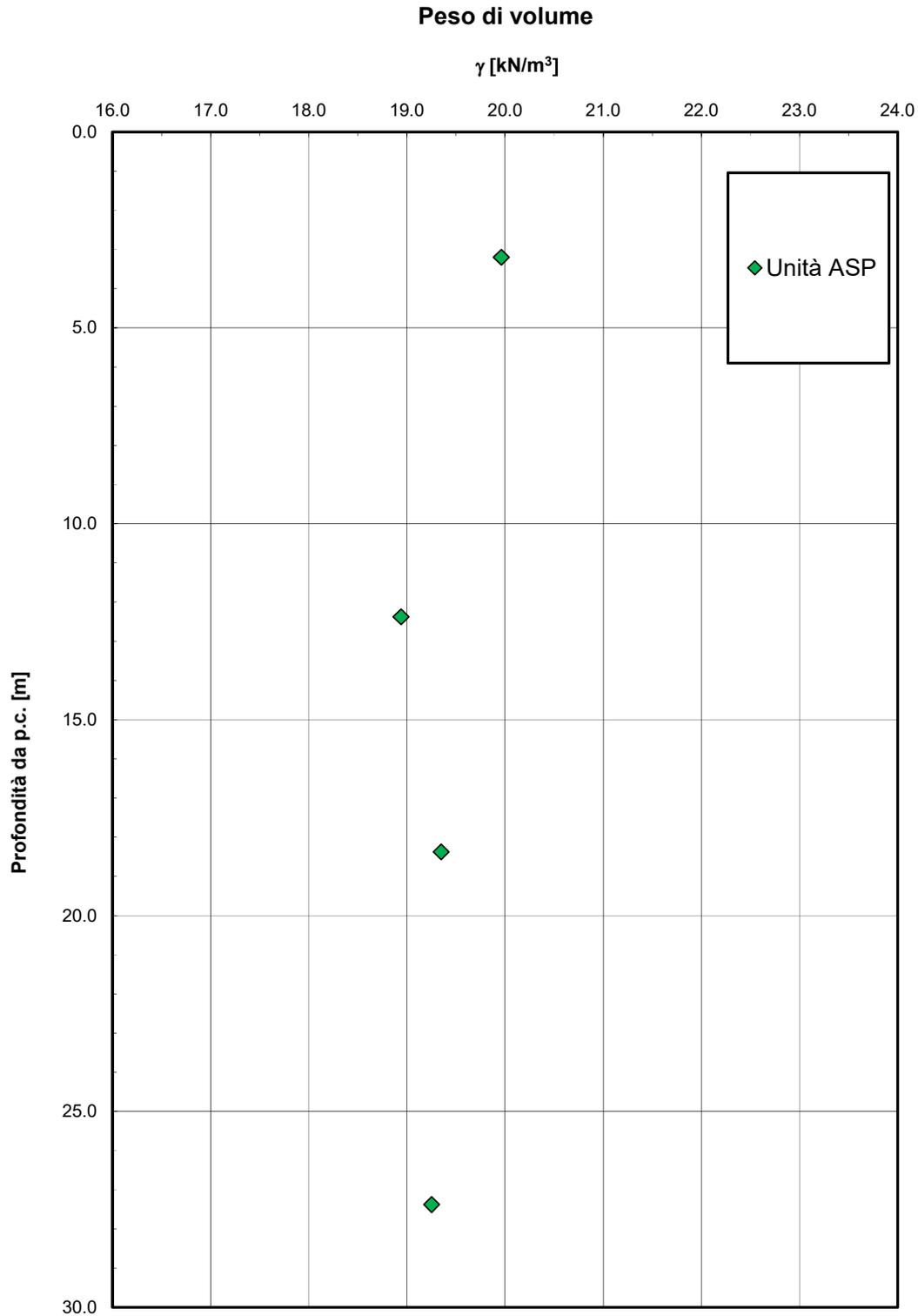


Figura 11 – Peso di volume naturale

Limiti di Atterberg e contenuto naturale d'acqua

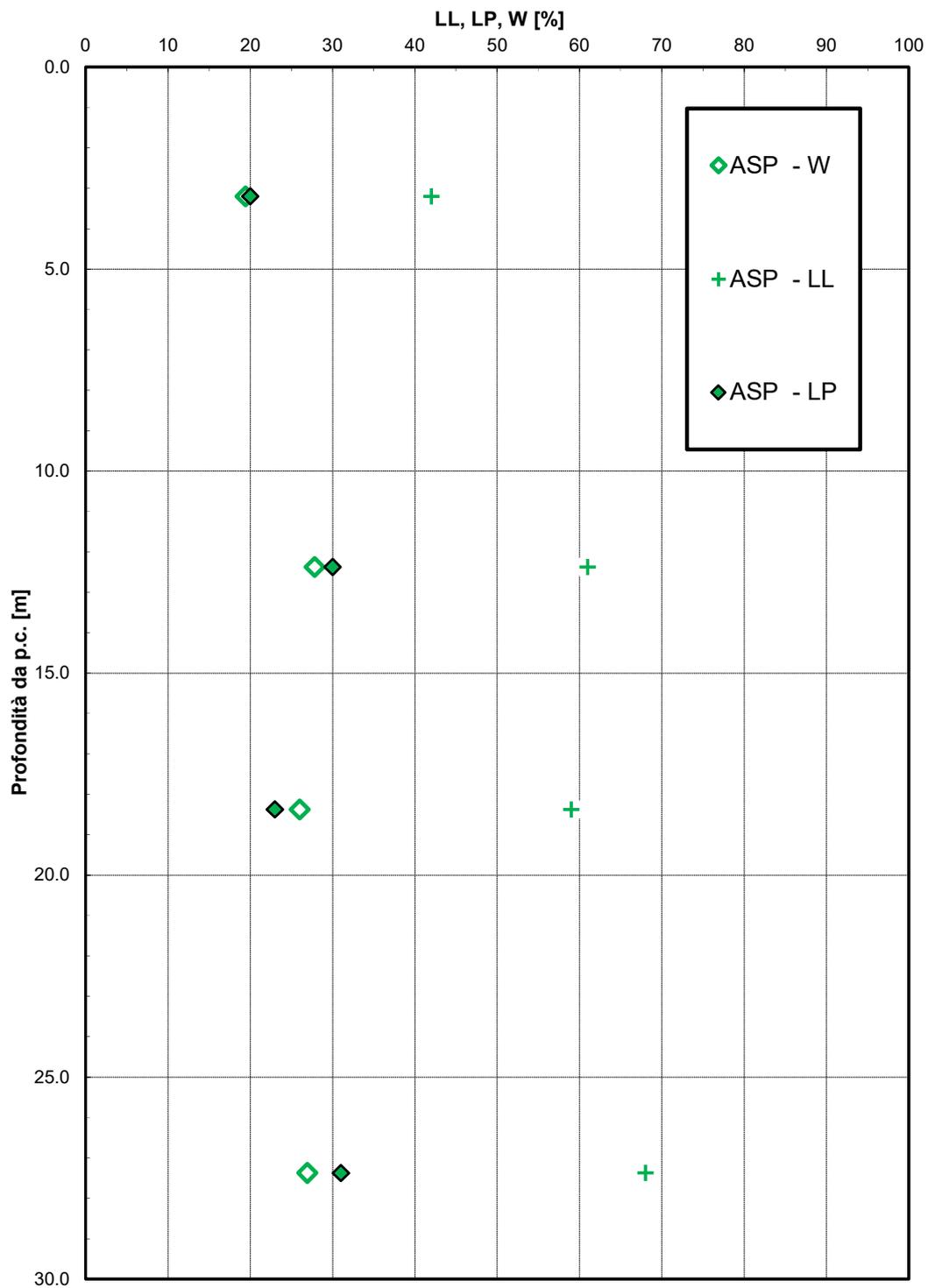


Figura 12 – Limiti di Atterberg e contenuto naturale d'acqua

Carta di Plasticità di Casagrande

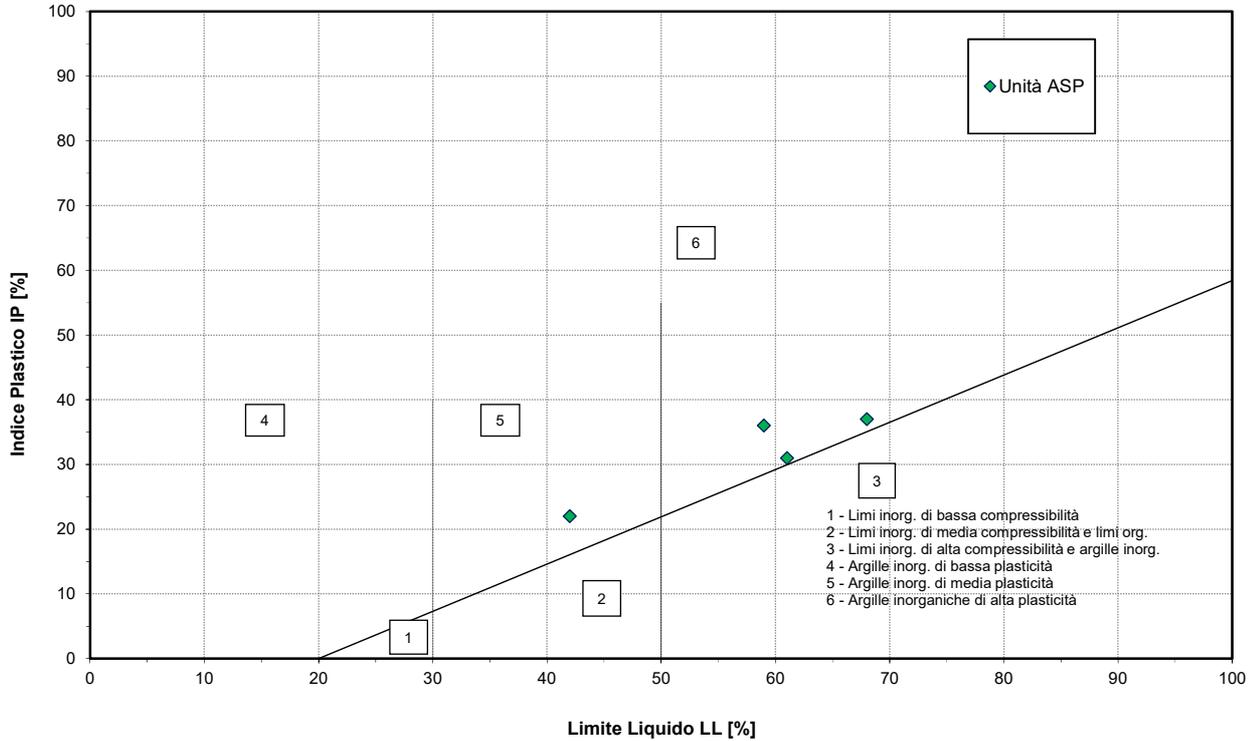


Figura 13 – Carta di plasticità di Casagrande

Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio

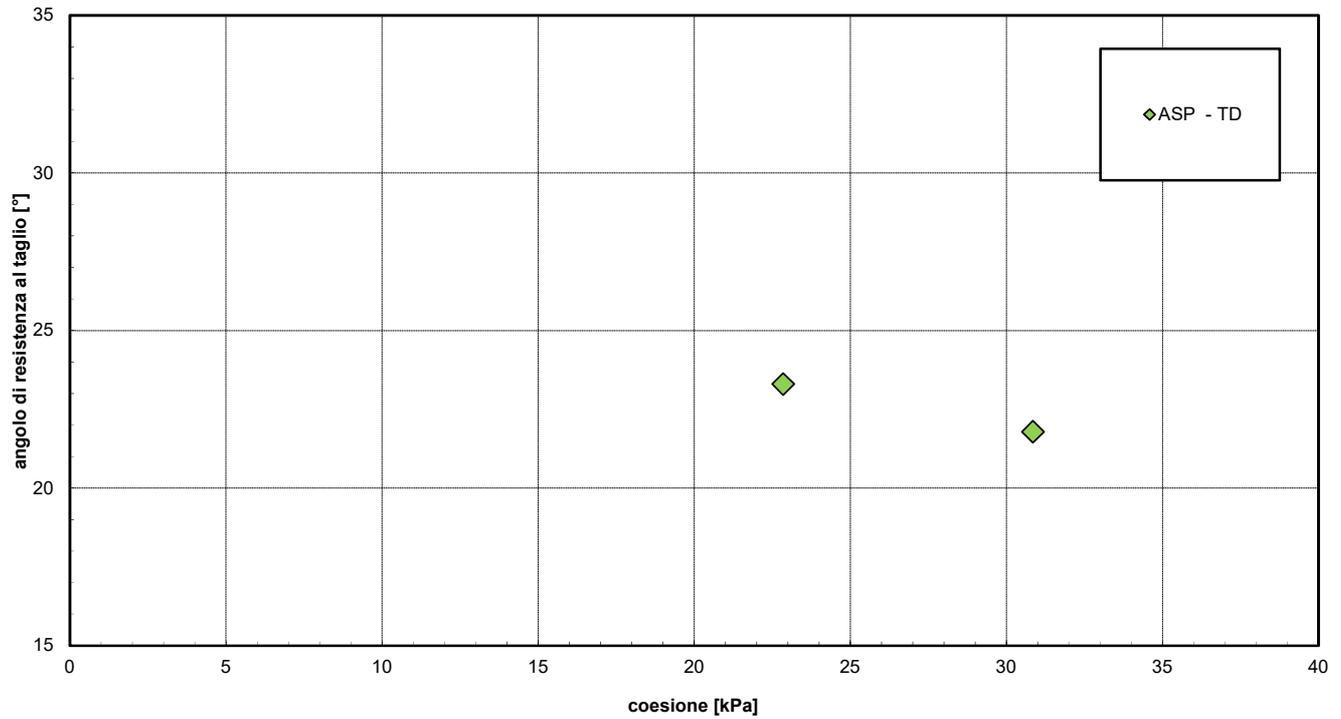


Figura 14 – Angolo di resistenza al taglio e coesione drenata

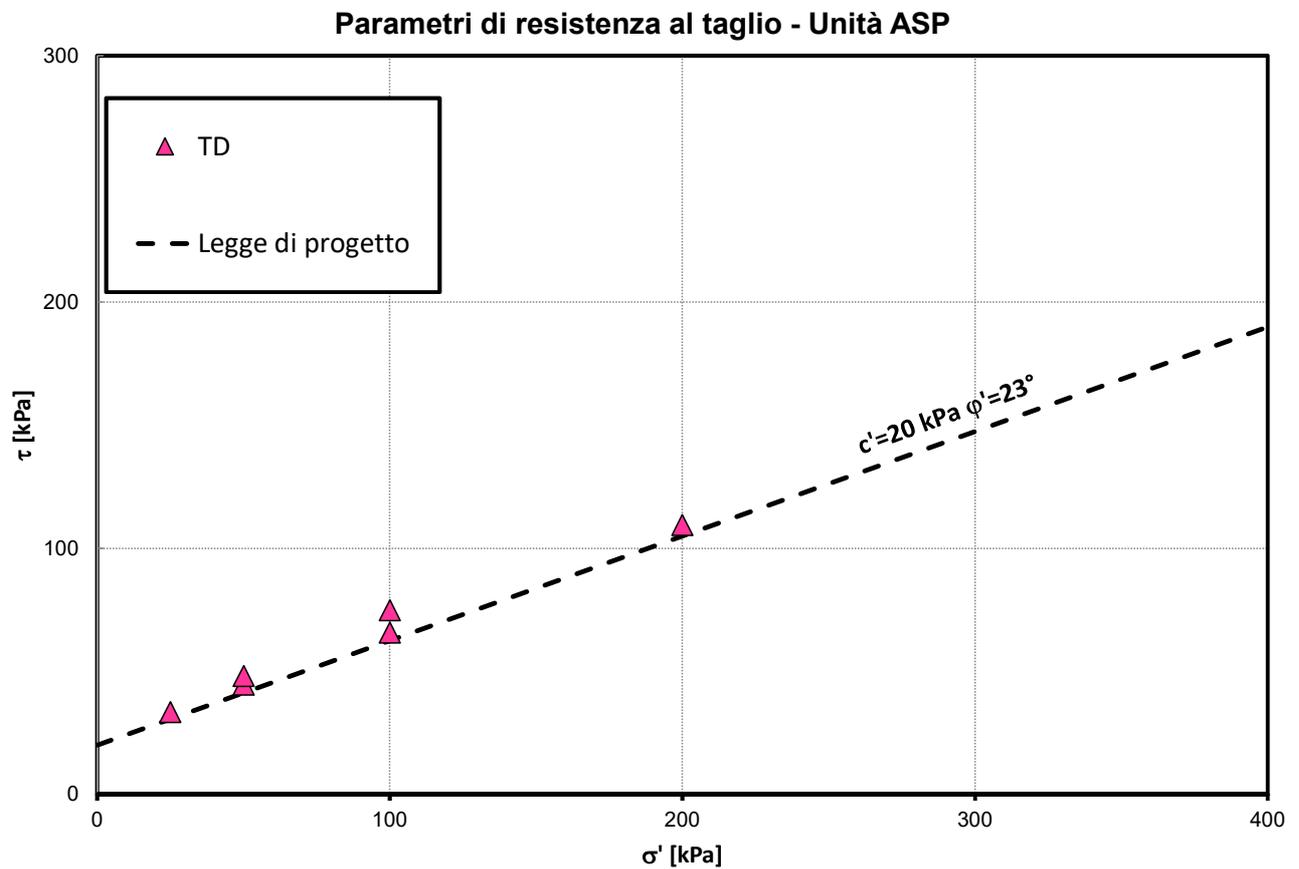


Figura 15 – Parametri di resistenza

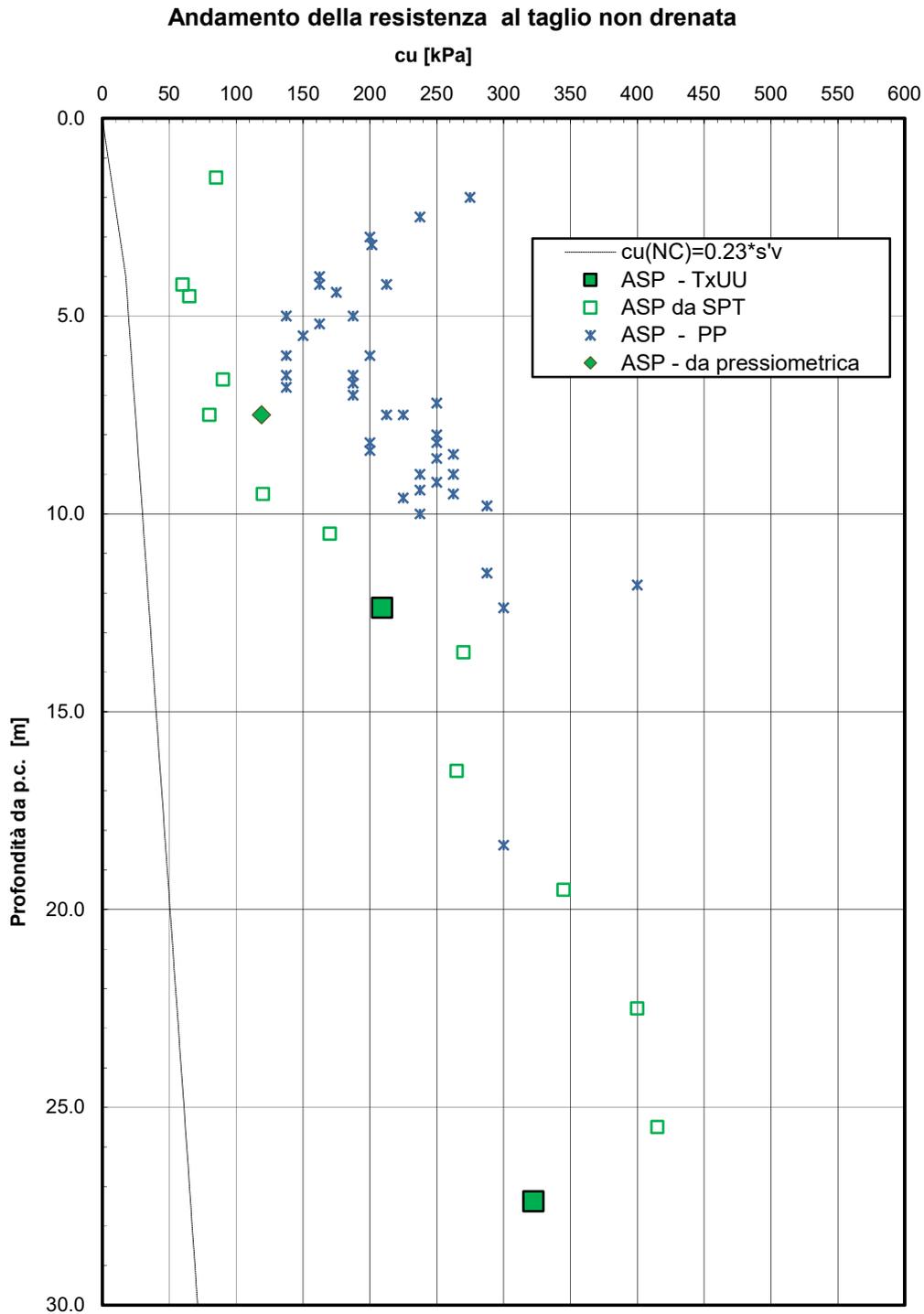


Figura 16 – Resistenza al taglio in condizioni non drenate

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	02	D09 GE	FV02 00001	A	30 di 31

RELAZIONE GEOTECNICA

4.2 Sintesi parametri geotecnici di progetto

Come si evince dal profilo stratigrafico longitudinale, in corrispondenza della stazione al di sotto del terreno di riporto antropico (asfalto 0.1-0.2 m), si ha uno spessore medio di 1 m circa terreno sabbioso ghiaioso (unità SG) di buone caratteristiche meccaniche e bassa deformabilità ed a seguire, predominanza delle argille subappenniniche (unità ASP) fino alla massima profondità investigata (30 m). Solo nella parte iniziale, si può intercettare il terreno sabbioso ghiaioso per uno spessore di 4 m circa.

Nel seguito si sintetizzano i valori dei parametri geotecnici di progetto per le unità geotecniche intercettate.

Unità SG – Sabbia con ghiaia

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 36\div 39^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$V_s = 140\div 180 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 40\div 60 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = 100\div 160 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale

Unità ASP – Argille subappenniniche

$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 20\div 30 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 22\div 23^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 60\div 400 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$V_s = 160\div 500 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 50\div 300 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = 100\div 800 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale

4.3 Falda

Nelle indagini geotecniche eseguite in corrispondenza della stazione è stata rilevata falda in foro di sondaggio S15_DH_30 a 6 m da p.c., non ci sono strumentazioni piezometriche installate nelle vicinanze. Dalla documentazione geologica di PD si stima un livello di falda a circa 3.5-4.0 m da p.c. locale.

4.4 Categoria di sottosuolo

La classificazione della categoria di sottosuolo viene eseguita sulla base di misure dirette dei valori di velocità di propagazione delle onde di taglio ($V_{s,eq}$) che nel sito è stata ottenuta dall'indagine sismica Down-Hole nel foro di sondaggio S15_3 ($V_{s,eq}=260 \text{ m/s}$). Nel caso in esame si è pervenuti ad una **categoria di sottosuolo tipo "C"**.

4.5 Analisi rischio potenziale liquefazione

Nel sito in esame predominano terreni argillosi delle Argille subappenniniche con locale presenza di superficiale di sabbia con ghiaia ben addensata, quindi, in relazione alla tipologia di terreno si escludono rischi di potenziale liquefazione per i terreni di fondazione della stazione.