

Variante S.S.1 Aurelia – Variante in Comune di Massa 1°Lotto (Canal Magro – Stazione).

PROGETTO DEFINITIVO

cod. F1397

PROGETTAZIONE: RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO PROGETTISTI		MANDATARIA: 		MANDANTI:  	
IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE: Ing. Andrea Renzo – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2413			IL PROGETTISTA: GRUPPO DI PROGETTAZIONE: COORDINAMENTO PROGETTAZIONE, PROGETTAZIONE STRADALE, GEOTECNICA ED OPERE STRUTTURALI: Ing. Marcello Mancone – POLITECNICA ordine ingegneri Provincia di Firenze n.5723		
IL GEOLOGO: Geol. Pietro Accolti Gil – POLITECNICA Ordine Geologi Regione Toscana n° 728			STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE: Arch. Paola Gabrielli – POLITECNICA ordine Architetti Provincia di Bologna n. 2921		
IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE: Ing. Marcello Mancone – POLITECNICA ordine ingegneri Provincia di Firenze n.5723			CANTIERIZZAZIONE E FASI ESECUTIVE: Ing. Alessio Gori – POLITECNICA ordine ingegneri Provincia di Firenze n.5969		
VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO: Ing. Raffaele Franco Carso			IDROLOGIA ED IDRAULICA: Ing. Alessandro Cecchelli – POLITECNICA ordine ingegneri Provincia di Grosseto n.760		
PROTOCOLLO:		DATA:		COLLABORATORI DI PROGETTO: Ing. Massimo Palermo – POLITECNICA Ing. Mattia De Caro – POLITECNICA Ing. Giulio Melosi – POLITECNICA Geom. Franco Mariotti – POLITECNICA	

02 – GEOLOGIA GEOTECNICA E SISMICA

Geotecnica e sismica

Relazione geotecnica e sismica

CODICE PROGETTO			NOME FILE	PROGR. ELAB.	REV.	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	0216_T00GE00GETRE01B	0216		
DPFI10	D	1901	CODICE ELAB. T00GE00GETRE01		B	
D						
C						
B	REVISIONE A SEGUITO DI ISTRUTTORIA ANAS	11/2020	POLITECNICA	S.TRONCONI	M.MANCONE	A.RENSO
A	EMISSIONE	06/2020	POLITECNICA	S. TRONCONI	M. MANCONE	A.RENSO
REV.	DESCRIZIONE	DATA	SOCIETA'	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1.	PREMESSA	1
2.	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	3
3.	INDAGINI GEOGNOSTICHE	4
3.1	Indagini in sito	4
3.2	Indagini di laboratorio.....	5
3.3	Indagini sismiche	7
4.	CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA	8
5.	LIVELLI PIEZOMETRICI	9
6.	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	10
6.1	PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE IN SITO E LABORATORIO.....	10
6.1.1	PESO DI VOLUME NATURALE DEL TERRENO.....	10
6.1.2	ANALISI GRANULOMETRICHE E LIMITI DI ATTERBERG.....	10
6.1.3	CARATTERISTICHE DI RESISTENZA AL TAGLIO PER UNITÀ COESIVE.....	15
6.1.3.1	Angolo d’attrito nei terreni coesivi.....	15
6.1.4	DENSITÀ RELATIVA D_R da prove SPT	19
6.1.5	CARATTERISTICHE DI RESISTENZA AL TAGLIO DA PROVE SPT.....	22
6.1.6	CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ.....	28
6.1.6.1	Moduli elastici iniziali	28
6.1.6.2	Moduli elastici operativi.....	33
7	PARAMETRI GEOTECNICI	37
8	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	38
8.1	AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO.....	40
8.2	VERIFICHE DI LIQUEFAZIONE	40
8.2.1	ANALISI LIQUEFAZIONE	41
9	PIANI DI POSA DI RILEVATI STRADALI	42
10	VALUTAZIONE DELLA PORTANZA PALI	48

10.1	CAPACITA' PORTANTE DEI PALI A CARICHI VERTICALI	49
10.1.1	DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO A COMPRESSIONE	49
10.1.2	TERRENI STRATIFICATI	51
10.2	CARICO LIMITE NEI RIGUARDI DEI CARICHI TRASVERSALI.....	52
10.3	DIMENSIONAMENTO PALI DI FONDAZIONE PONTE SUL CANAL MAGRO	54
10.3.1	SPALLA 1.....	54
10.3.2	SPALLA 2.....	56
10.4	DIMENSIONAMENTO PALI DI FONDAZIONE PONTE VIA GORINE - CANAL MAGRO	58
10.4.1	SPALLA 1 E 2.....	58

1. PREMESSA

Il presente Progetto Definitivo sviluppa quanto previsto dal Progetto Preliminare redatto nel 2013 per conto del Comune di Massa nell'ambito della Convenzione stipulata con Anas SpA, Provincia di Massa – Carrara e Regione Toscana, denominata “Variante SS1 Aurelia Opere Infrastrutturali per il potenziamento ed il miglioramento funzionale degli accessi alla Città di Massa”.

La via Aurelia costituisce una delle principali connessioni viabilistiche all'interno del panorama viario nazionale, mettendo in relazione i principali insediamenti del territorio attraversato (da Roma al confine con la Francia).

Come riportato nel Piano Urbano del Traffico e della Mobilità del Comune di Massa (anno 2010), la via Aurelia, che assolve la funzione originaria di strada di scorrimento a scala regionale e attraversa il centro cittadino, allo stato attuale risulta profondamente inadeguata a soddisfare le tipologie di traffico dalle quali è interessata.

Le principali problematiche sono le seguenti:

- presenza di diversi accessi liberi, senza particolare differenziazione nelle intersezioni, tutte a raso e spesso prive di regolazione semaforica;
- la piattaforma stradale misura mediamente 7 m;
- il tracciato planimetrico è in alcuni tratti tortuoso e attraversa alcune zone altamente urbanizzate.

A questo si aggiungono i problemi di inquinamento atmosferico e acustico causati dalle frequenti code che si formano nel centro abitato, per cui è comprensibile come la realizzazione della variante SS. 1 sia quanto mai urgente e prioritaria.

Il presente Progetto Definitivo si riferisce alla zona di accesso est della città, prevedendo il collegamento viario dalla stazione ferroviaria all'Ospedale Pediatrico (situato ad est del Canal Magro), col tracciato in variante a partire dall'intersezione via Pellegrini – via Del Papino. Tale sistema di collegamento viario viene denominato nella presente fase di progettazione definitiva Lotto 1, mentre era denominato Lotto 3 all'interno del Progetto Preliminare.



Figura 1 – Planimetria di progetto su orto foto

Nella presente relazione vengono descritte ed approfondite le seguenti tematiche:

- Descrizione delle indagini geognostiche in sito e delle prove di laboratorio disponibili;
- Caratterizzazione stratigrafica e geotecnica dei terreni indagati;
- Definizione dei livelli piezometrici ai fini delle analisi geotecniche;
- Descrizione dei criteri utilizzati per la caratterizzazione geotecnica;
- Inquadramento sismico dell'area;
- Verifica a liquefazione.

2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

La Normativa e la documentazione tecnica di riferimento è la seguente:

- D.M. 17 gennaio 2018: "Nuove Norme tecniche per le costruzioni"
- Circolare del 21/01/2019 n°7: "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 17/01/2018
- Raccomandazioni AGI giugno 1977 "Programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche"
- Raccomandazioni AGI giugno 1977 "Raccomandazione sui pali di fondazione"
- D.M. 11 Marzo 1988: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"
- AGI, marzo 2005, "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica, Linee Guida"
- UNI EN 1997-1:2005 Eurocodice 7, "Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali"
- UNI EN 1998-5:2005 Eurocodice 8, "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici"

3. INDAGINI GEOGNOSTICHE

3.1 Indagini in sito

A supporto della progettazione definitiva è stata eseguita nel Novembre 2019, una campagna d'indagine commissionata da ANAS S.p.A. dalla ditta Tecnoin S.p.A. di Napoli. Le prove eseguite sono le seguenti:

- n°4 sondaggi a carotaggio continuo denominati S1 – S4 spinti ad una profondità compresa tra 15.0 m (S4), 20.0 (S2) e 30.0 (S1 e S3). Durante l'esecuzione dei sondaggi, sono state eseguite le seguenti attività:
 - rilievo stratigrafico;
 - n°3 prelievi di campioni indisturbati;
 - n°22 prelievi di campioni disturbati di materiale incoerente;
 - n°22 prove penetrometriche dinamiche in foro di tipo SPT (Standard Penetration Test);
 - installazione di n°3 piezometri a tubo aperto per il monitoraggio della falda;
- n°3 pozzetti esplorativi spinti a 2.0 m dal p.c.. Durante l'esecuzione dei pozzetti, sono state eseguite le seguenti attività:
 - n°3 prelievi di campioni disturbati;
 - n°3 prove di carico su piastra.

Nelle tabelle seguenti si riporta un quadro riassuntivo delle indagini effettuate.

QUADRO RIASSUNTIVO SONDAGGI STRATIGRAFICI

Codice	Profondità [m]	SPT n°	Prelievo Campioni		Attrezzatura
			Indisturbati	Disturbati	
S1	30	7	1	7	Piezometro 2''
S2	20	5	1	5	Piezometro 2''
S3	30	4	1	7	Piezometro 2''
S4	15	6	-	3	---
TOT.	95	22	8	22	

QUADRO RIASSUNTIVO POZZETTI ESPLORATIVI

Codice	Profondità [m]	Prelievo Campioni	Prove
		Disturbati	
PT01	2	1	PLT
PT02	2	1	PLT
PT04	2	1	PLT

I certificati delle indagini geognostiche in sito, sono riportati nel documento di riferimento.

Nella figura 2 è riportata l'ubicazione in pianta di tutte le indagini eseguite lungo il tracciato.

3.2 Indagini di laboratorio

Nel corso dell'esecuzione del sondaggio a carotaggio continuo sono stati prelevati dei campioni disturbati e indisturbati (vedi Tabella).

Sui campioni disturbati prelevati nelle unità incoerenti, sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio:

- Apertura campione, descrizione geotecnica e prove speditive di consistenza
- Determinazione del contenuto naturale d'acqua
- Peso specifico dell'unità di volume e dei grani
- Analisi granulometrica completa meccanica + sedimentazione
- Limiti di Atterberg

Sui campioni indisturbati prelevati nelle unità coesive, sono state invece eseguite le seguenti prove di laboratorio:

- Apertura campione, descrizione geotecnica e prove speditive di consistenza
- Determinazione del contenuto naturale d'acqua
- Peso specifico dell'unità di volume e dei grani
- Analisi granulometrica completa meccanica + sedimentazione
- Limiti di Atterberg
- Determinazione della coesione efficace e dell'angolo d'attrito, mediante prova Triassiale TxCD e triassiale TxCIU.

Laboratorio campagna geognostica del 2019

Sondaggio	-	S1 PZ	S1 PZ	S1 PZ	S1 PZ	S1 PZ	S1 PZ	S2 PZ	S2 PZ	S2 PZ	S2 PZ
Campione	-	1	2	3	1	5	7	1	1	2	4
Unità	-	GS	GS	SG	LS	GS	GS	SG	LSG	LSG	LSG
Prof.	m	3.50	7.00	10.50	12.00	20.50	26.50	2.00	5.00	8.00	14.50
Granulometria											
G	%	51.5	54.5	24.5	2.0	71.5	49.5	32.0	27.0	7.5	15.5
S	%	27.5	24.0	33.5	25.0	11.5	25.0	33.0	30.5	24.5	20.5
L +A	%	21.0	21.5	42.0	73.0	17.0	25.5	35.0	42.5	68.0	64.0
L	%	18.0	17.0	34.0	57.5	13.0	19.5	27.0	32.5	51.5	49.0
A	%	3.0	4.5	8.0	15.5	4.0	6.0	8.0	10.0	16.5	15.0
D50	mm										
Limiti di Atterberg											
W _L	%				35.3					31.5	31.9
W _P	%				26.0					24.7	23.8
I _c	-										
I _P	%				9.3					6.8	8.1
Caratteristiche fisiche											
γ _N	kN/m ³				18.3				19.5		
γ _S	kN/m ³										
G _s	-										
w _N	%	7.2	7.0	8.5	25.8	8.6	9.9	17.5	17.1	18.8	22.9
e	-										

S	%												
Resistenza non drenata													
(VT) c_u	kPa												
(PP) c_u	kPa												
Resistenza drenata													
(TD) c	kPa										18.0		
(TD) f	°										32.0		
(TD) c_r	kPa												
(TD) f_r	°												
(TX-CIU) c	kPa					25.3							
(TX-CIU) f	°					31.0							
(TX-CID) c	kPa												
(TX-CID) f	°												

Sondaggio	-	S2_PZ	S3_PZ	S3_PZ	S3_PZ	S3_PZ	S3_PZ	S3_PZ	S3_PZ	S4_PZ	S4_PZ	PT_01	PT_02	PT_04
Campione	-	5	1	1	3	5	6	7	1	3	1	1	1	
Unità	-	LSG	GS	LSG	LSG	LSG	LSG	LSG	GS	LS	GS	LSG	GS	
Prof.	m	18.00	2.50	12.00	10.50	16.00	21.50	26.50	7.00	13.00	0.30	0.30	0.30	

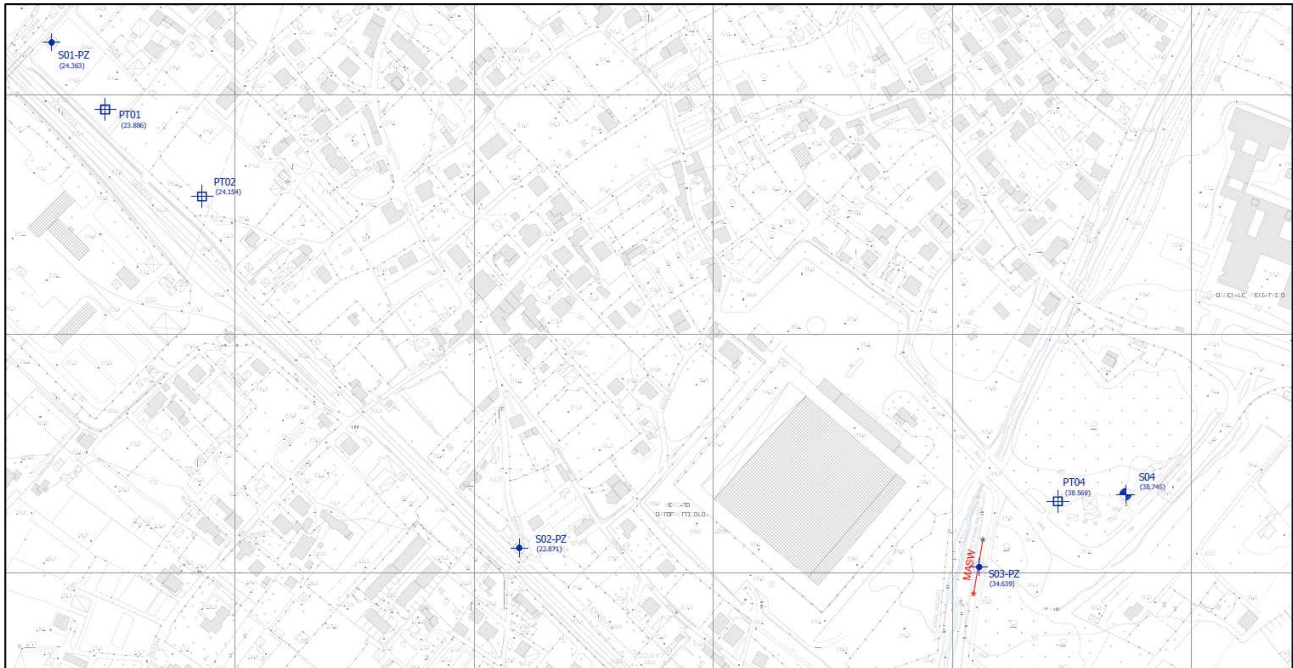
Granulometria													
G	%	2.0	57.0	23.0	22.5	27.0	22.0	27.0	46.0	6.0	34.0	2.0	38.0
S	%	14.0	30.0	22.0	24.5	28.0	34.0	26.5	26.0	33.0	39.0	26.0	35.0
L + A	%	84.0	13.0	55.0	53.0	45.0	44.0	46.5	28.0	61.0	27.0	72.0	27.0
L	%	66.0	11.0	36.0	43.5	32.0	36.0	38.5	21.0	53.0	22.0	62.5	22.0
A	%	18.0	2.0	19.0	9.5	13.0	8.0	8.0	7.0	8.0	5.0	9.5	5.0
D50	mm												

Limiti di Atterberg													
W_L	%	37.8		32.0		33.2							
W_P	%	25.2		17.6		23.1							
I_c	-												
I_p	%	12.6		14.4		10.1							

Caratteristiche fisiche													
γ_N	kN/m ³			19.9									
γ_S	kN/m ³												
Gs	-												
w_N	%	26.5	9.4	16.5	25.3	22.8	16.8	17.7	2.5	21.8			
e	-												
S	%												

Resistenza non drenata													
(VT) c_u	kPa												
(PP) c_u	kPa												

Resistenza drenata													
(TD) c	kPa												
(TD) f	°												
(TD) c_r	kPa												
(TD) f_r	°												
(TX-CIU) c	kPa			23.6									
(TX-CIU) f	°			31.0									
(TX-CID) c	kPa												
(TX-CID) f	°												



INDAGINI GEONOSTICHE, SISMICHE DICEMBRE 2019

-  Sn (00.00) Sondaggio a carotaggio continuo
Quota rilevata (s.l.m.)
-  Sn-PZ (00.00) Sondaggio a c.c. con Piezometro
Quota rilevata (s.l.m.)
-  PTn (00.00) Pozzetto geognostico
Quota rilevata (s.l.m.)
-  ~~MASW~~ Prova Masw
-  * Stesa Sismica Inizio
-  * Stesa Sismica Fine

Figura 2 – Planimetria ubicazione indagini

3.3 Indagini sismiche

In corrispondenza del nuovo asse viario, è stata eseguita n°1 prova Masw. Nella tabella seguente si riportano i valori di $V_{s,30}$ rilevati e la corrispondente categoria sismica di sottosuolo.

Sigla prova	Masw
$V_{s,30}$ [m/s]	369
Categoria sottosuolo	B

4. CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA

Sulla base delle indagini eseguite in sito quali sondaggi e suffragati dalle prove di laboratorio, è stato possibile ricostruire la successione stratigrafica lungo il tracciato in progetto.

In particolare sono distinguibili due unità geotecniche:

Unità LSG – Limi sabbiosi con ghiaie: sono unità in cui è predominante la parte coesiva. Sono presenti in modo variabile lungo il tracciato e in profondità.

Unità GS – Ghiaie sabbiose e sabbie ghiaiose: si tratta di ghiaia in matrice sabbiosa e sabbie con ghiaia. Tale unità è anch'essa presente in modo variabile lungo il tracciato e in profondità.

5. LIVELLI PIEZOMETRICI

Nel corso della campagna d'indagine effettuata tra Novembre e Dicembre 2019, sono stati installati n°3 piezometri a tubo aperto, per il rilievo della quota di falda.

Nella tabella seguente sono riportate le misure effettuate nei tre piezometri installati.

Sondaggio	Data misura	Quota falda m da p.c.
S01_PZ	28/11/2019	22,83
	26/02/2020	22,90
S02_PZ	28/11/2019	11,20
	26/02/2020	11,70
S03_PZ	13/11/2019	24,71
	26/02/2020	25,60

L'andamento della falda è riportato nel profilo geotecnico.

6. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La caratterizzazione geotecnica dei depositi presenti nell'area di studio, si basa su correlazioni di comune utilizzo in campo geotecnico a partire da:

- ✓ sondaggi geognostici con prelievo di campioni disturbati e indisturbati;
- ✓ prove penetrometriche dinamiche in foro di tipo SPT;
- ✓ prove di laboratorio geotecnico di classificazione sui campioni disturbati e indisturbati e di resistenza sui campioni indisturbati prelevati nei fori di sondaggio;
- ✓ prova sismica Masw.

6.1 PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE IN SITO E LABORATORIO

Sulla base dei dati acquisiti dalle prove geognostiche in sito e laboratorio, nonché dalla loro interpretazione mediante correlazioni disponibili in letteratura, è possibile stimare alcuni parametri geotecnici per le unità stratigrafiche individuate, quali:

- ✓ Classificazione

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

- Pesì di volume naturale;
 - Analisi granulometriche;
 - Limiti di Atterberg;
 - Contenuto d'acqua naturale.
- ✓ Caratteristiche di resistenza al taglio: coesione ed angolo d'attrito
 - ✓ Modulo di deformabilità

6.1.1 PESO DI VOLUME NATURALE DEL TERRENO

Dalle analisi di laboratorio effettuate sui campioni prelevati, in particolare su quelli più coesivi quali LSG, porta a considerare, valori del peso di volume pari a $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$. Nella figura 3 è riportato il peso specifico.

6.1.2 ANALISI GRANULOMETRICHE E LIMITI DI ATTERBERG

Dalle analisi granulometriche effettuate sui campioni prelevati, si riscontra che:

- ✓ L'Unità LSG ha una percentuale di Limi e Argille compresa tra 40% e 80%. La restante percentuale sono prevalentemente sabbie, comprese tra 15% e 35%. La percentuale di ghiaia è compresa tra 2% e 25%.
- ✓ L'Unità GS ha una percentuale di ghiaie compresa tra 40% e 70%, di sabbie comprese tra 25% e 40%. La restante percentuale sono limi e argille (15% e 35%).

Nelle figure 4 e 5 sono riportate le analisi granulometriche delle due unità in funzione della profondità.

I Limiti di Atterberg sono stati eseguiti solamente su alcuni campioni all'interno dell'Unità LSG. In particolare il Limiti Liquido è compreso tra 32 e 42%. Il Limiti Plastico tra il 18 e 26%. L'indice plastico tra 6 e 14%.

Nella figura 6 sono riportati i limiti in funzione della profondità.

Nella figura 7 invece la carta di plasticità di Casagrande.

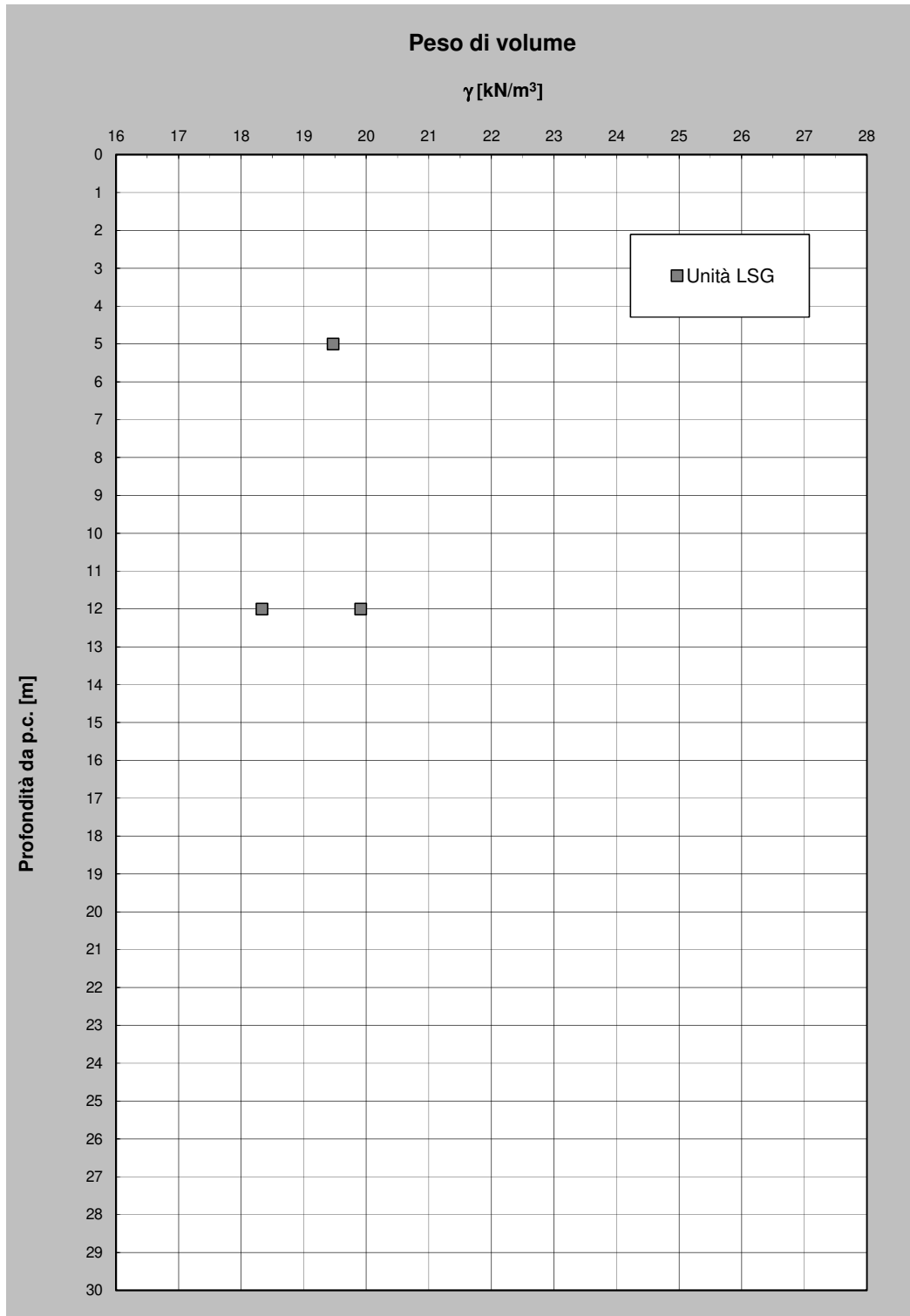


Figura 3 – Peso specifico Unità

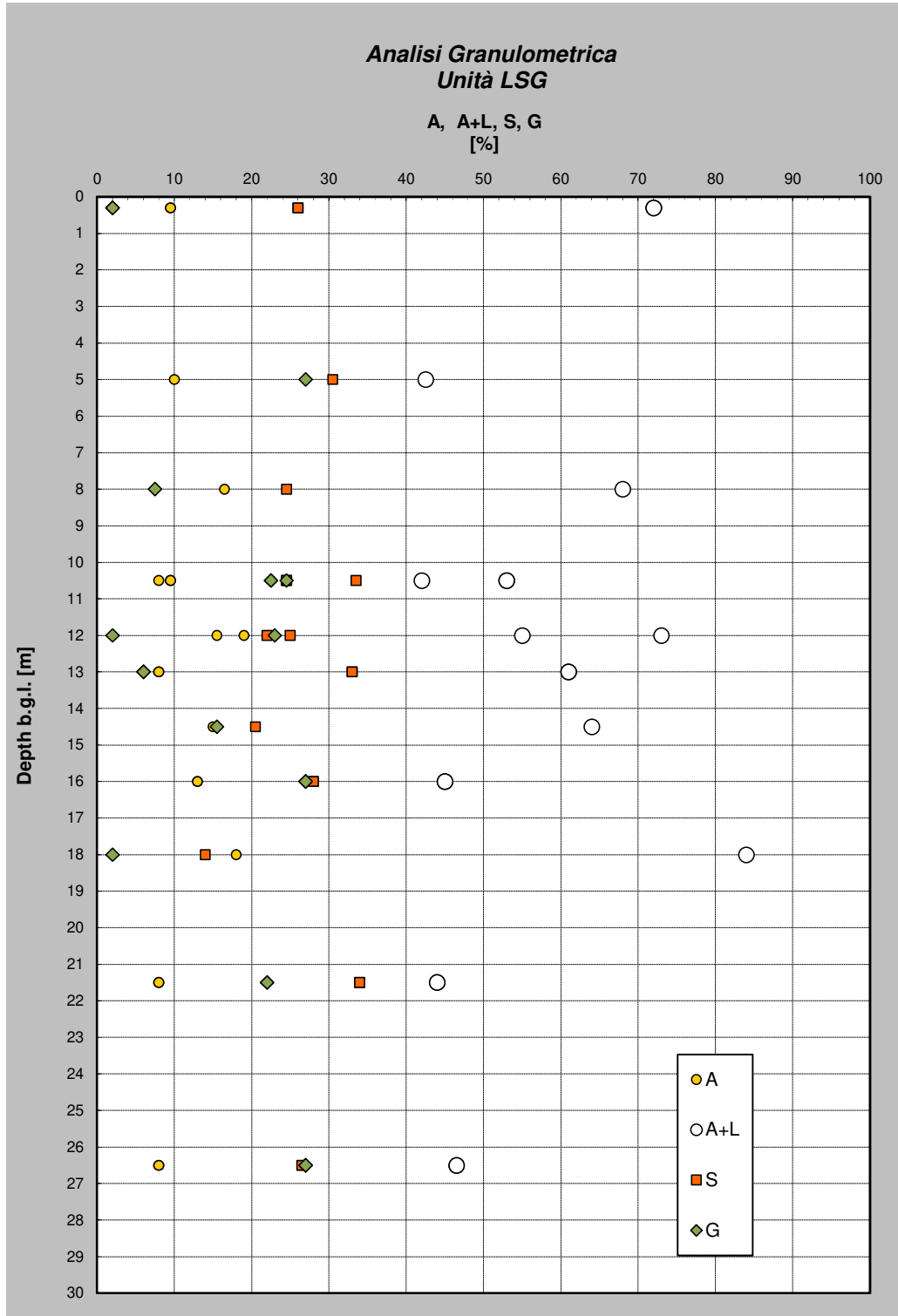


Figura 4 – Analisi granulometrica – Unità LSG

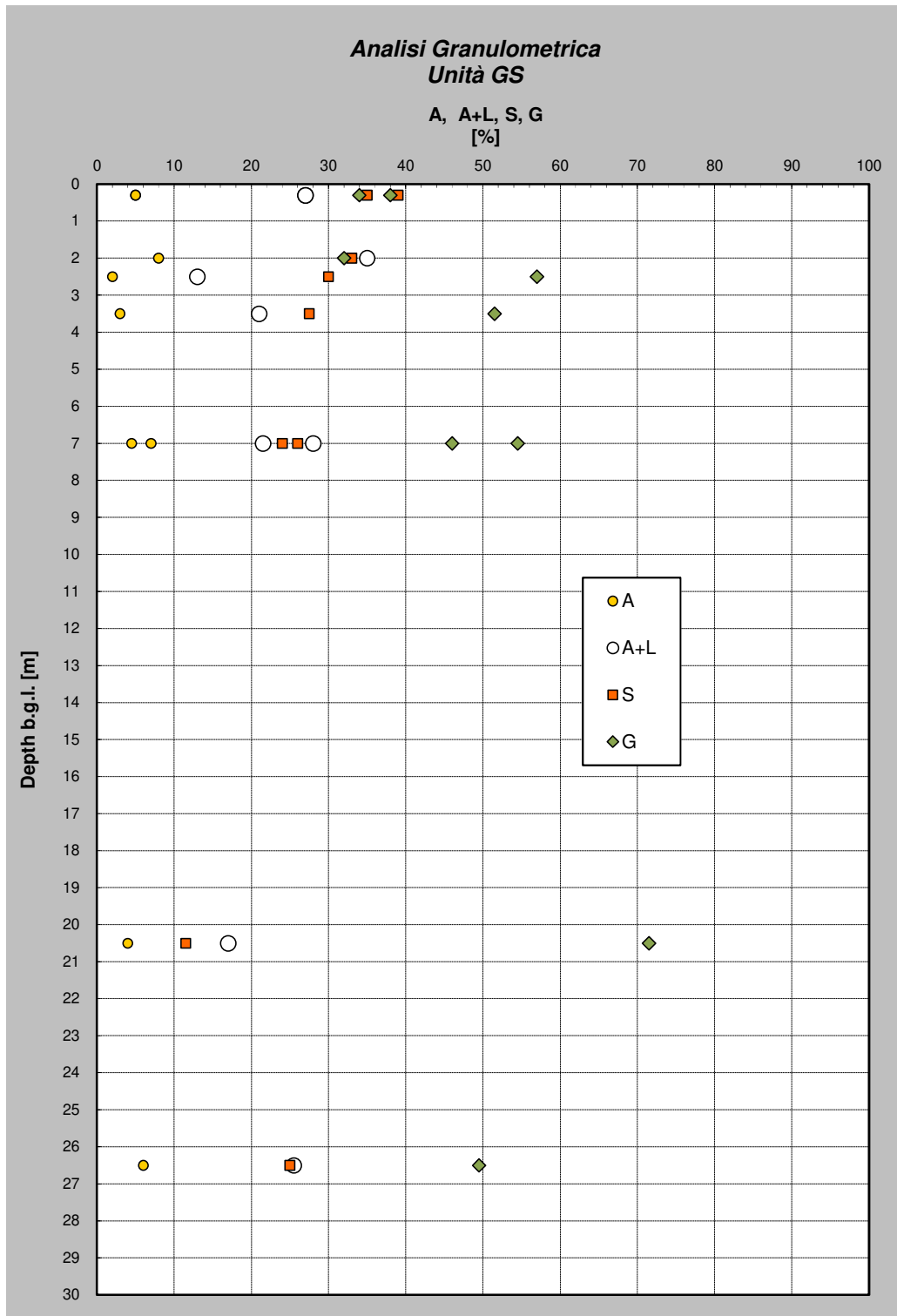


Figura 5 – Analisi granulometrica – Unità GS

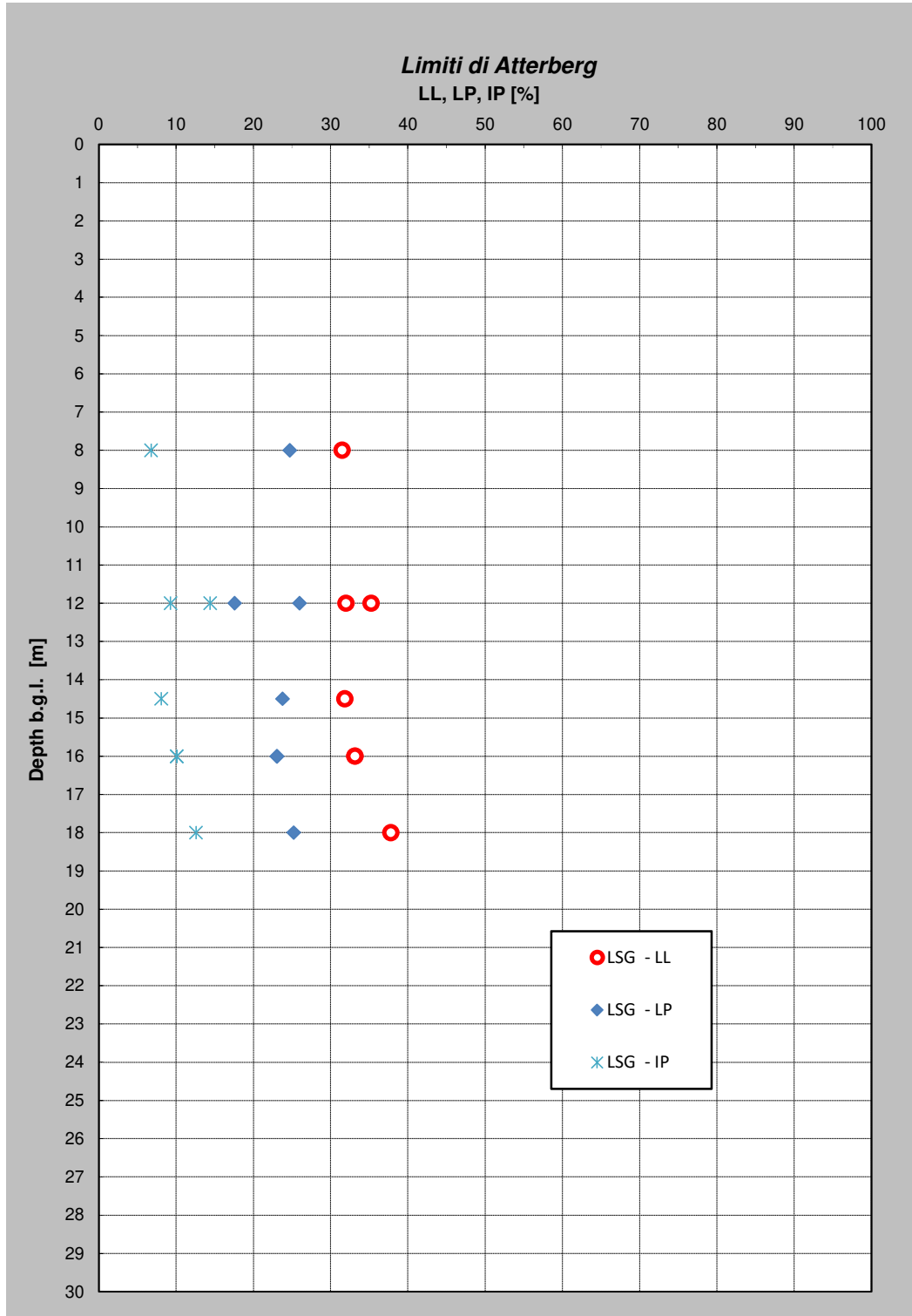
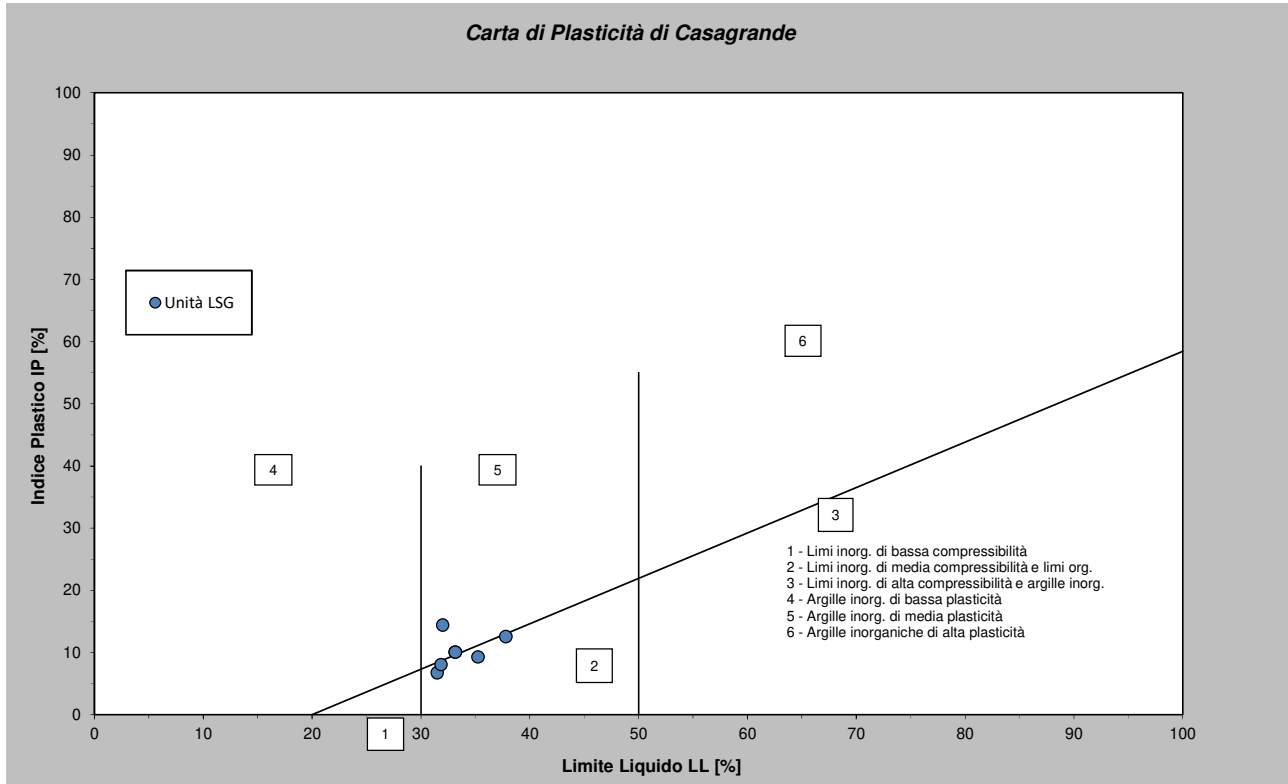


Figura 6 – Limiti di Atterberg – Unità LSG



6.1.3 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA AL TAGLIO PER UNITÀ COESIVE

Nel seguito si riassumono le caratteristiche di resistenza al taglio per le Unità LSG.

6.1.3.1 Angolo d'attrito nei terreni coesivi

Per le unità coesive, l'angolo d'attrito e la coesione efficace è stata determinata mediante le seguenti prove di laboratorio:

- Prove Triassiali TxCIU
- Prove di Taglio Diretto TxCD

Nella Figura 8 sono riportati ottenuti dalle suddette prove.

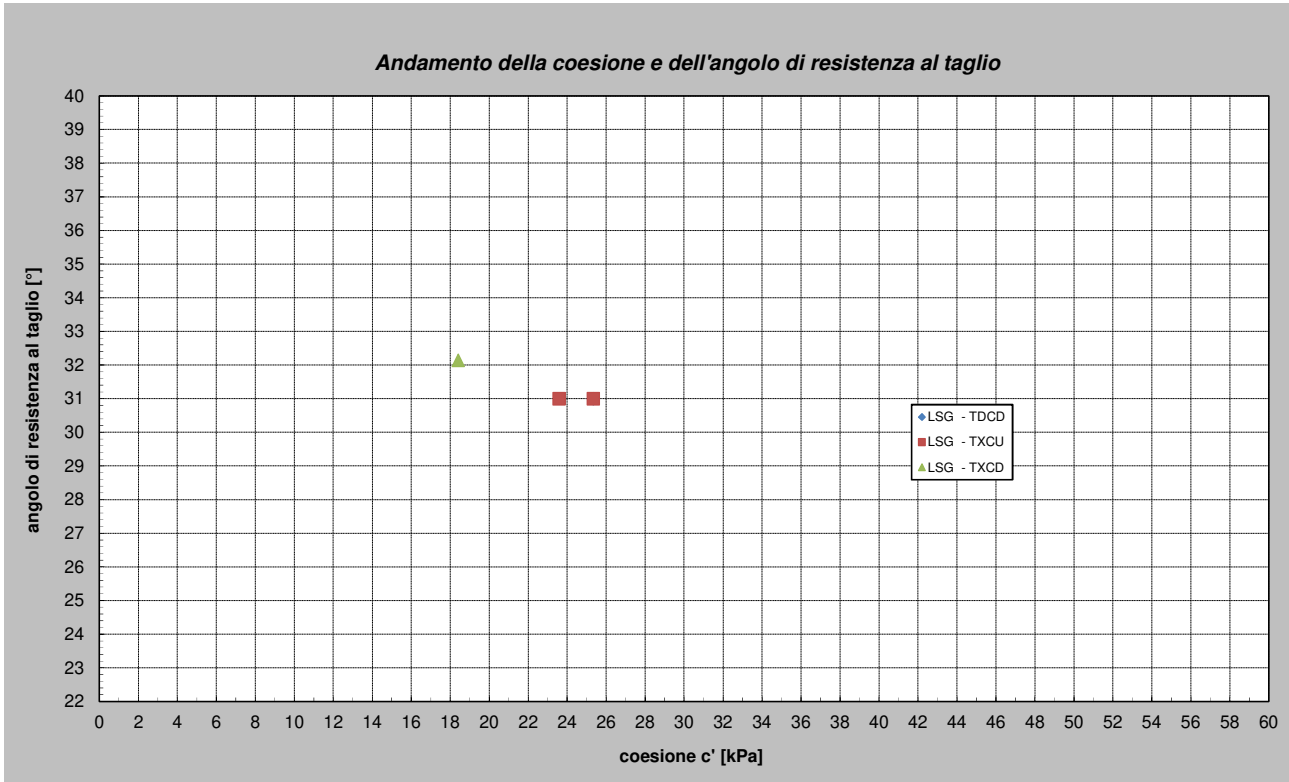
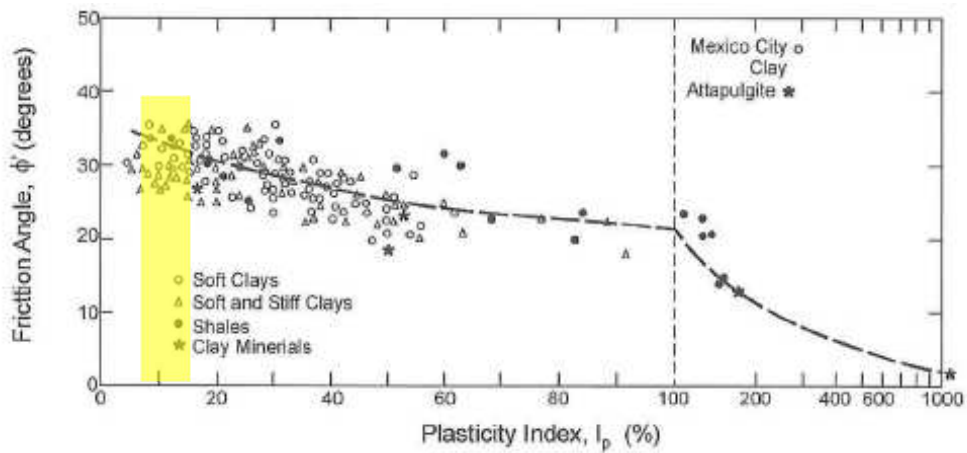
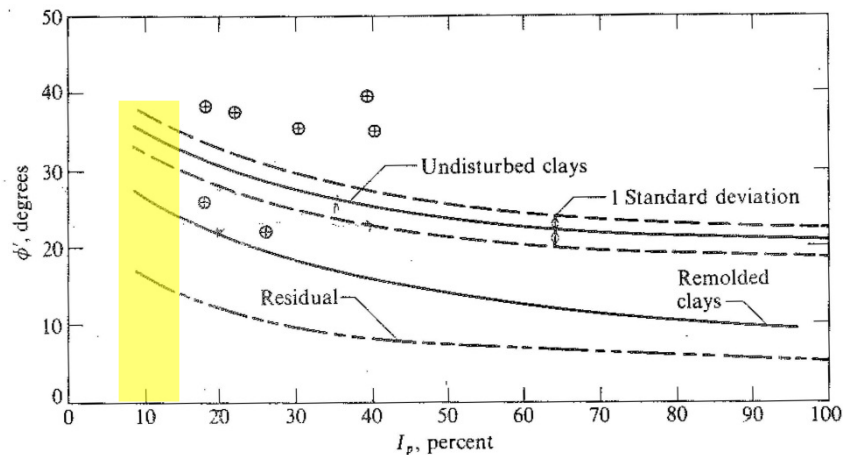


Figura 8 – Andamento coesione drenata e dell'angolo d'attrito – Unità LSG

È possibile inoltre determinare l'angolo d'attrito, stimato a partire dai valori dell'indice plastico (Terzaghi, Peck, and Mesri, 1996)



Oppure tramite la correlazione di Ladd et al. [1977] o Kenney [1959].



Correlation between ϕ' and plasticity index I_p for normally consolidated (including marine) clays. Approximately 80 percent of data falls within one standard deviation. Only a few extreme scatter values are shown [Data from several sources: Ladd et al. (1977), Bjerrum and Simons (1960), Kanja and Wolle (1977), Olsen et al. (1986).]

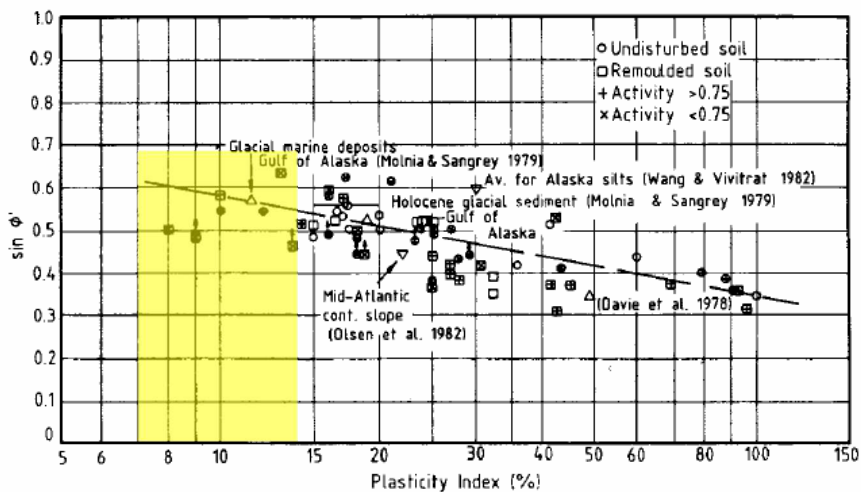


Figura 9: Correlazioni fra angolo di resistenza a taglio e indice plastico

Tutti grafici forniscono valori dell'angolo d'attrito simili e pari a $30^\circ - 32^\circ$, coerentemente con quanto emerso dalle prove di laboratorio.

Nella Figura 10 viene riportato l'andamento del numero di colpi ottenuto da prove SPT all'interno dei fori di sondaggio.

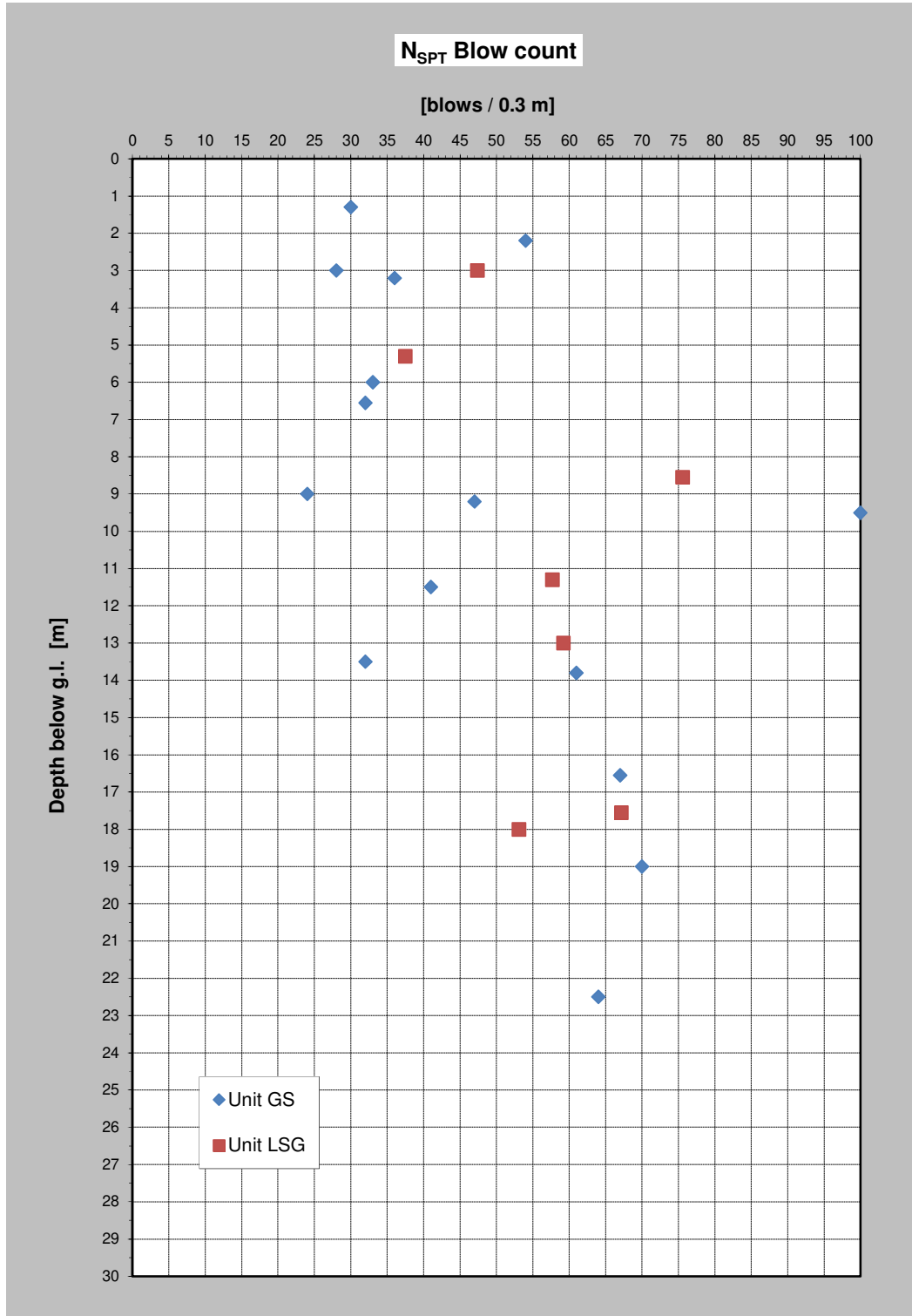


Figura 10 – Andamento N_{SPT} eseguiti all'interno dei sondaggi

6.1.4 DENSITÀ RELATIVA D_R da prove SPT

La densità relativa (D_R) si riferisce alle unità incoerenti, nel caso in esame costituite dall'Unità GS (Ghiaie in matrice sabbiosa e Sabbie con ghiaie). Si considera anche l'Unità LSG al fine di determinare i parametri drenati.

I valori di densità relativa D_R sono determinati in funzione del valore N_{SPT} e del tipo di terreno incoerente, secondo vari autori e di questo verrà preso il minimo.

Correlazione di Skempton

In accordo a 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 in funzione della granulometria del terreno

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

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

D_r = densità relativa (%)

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	$(21,7+27,5) \cdot \frac{1+2 \cdot (k_0)_{sc}}{1+2 \cdot (k_0)_{nc}}$

con

$(k_0)_{nc} = 1 - \sin \phi'$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati

$(k_0)_{sc} = (k_0)_{nc} \cdot (OCR)^{0.5}$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati

Nel caso in esame per determinare la D_R viene considerato un terreno tipo:

- Unità LSG – Limi sabbiosi: Sabbie fini NC
- Unità GS – Sabbie ghiaiose e Ghiaie sabbiose: Sabbie grosse NC

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:

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

essendo:

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

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

D_R = densità relativa (-)

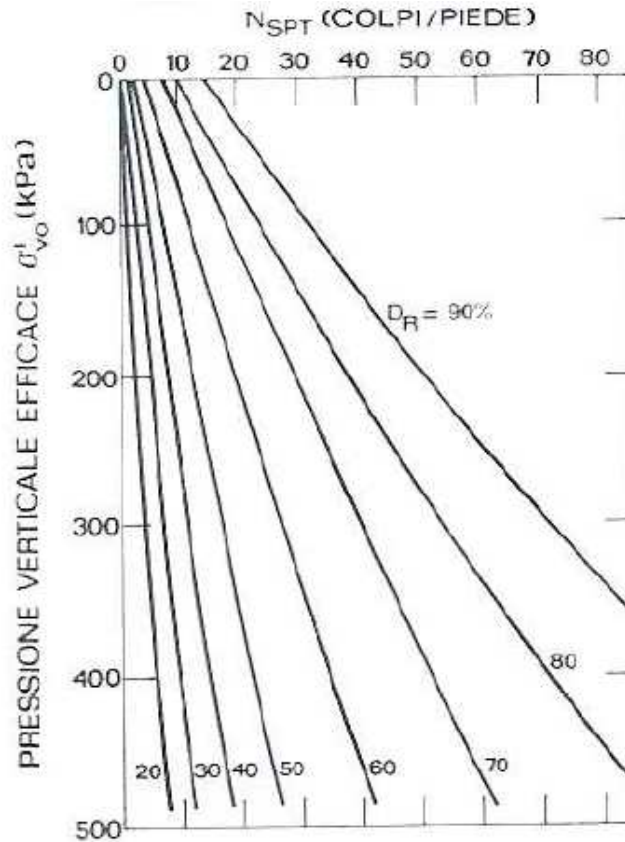


Grafico di Gibbs e Holtz [1957]

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:

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{20 \cdot (1 + 4.1 \cdot \sigma'_{vo})}} \quad \text{per } \sigma'_{vo} > 0.732 \text{ kg/cm}^2$$

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

essendo:

D_R = densità relativa (-).

σ'_{vo} = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kg/cm^2);

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

In Figura 11 si riporta l'andamento della Densità Relativa in funzione delle varie correlazioni e per le due unità. Mentre nella Figura 12 si riporta l'andamento della Densità Relativa considerato.

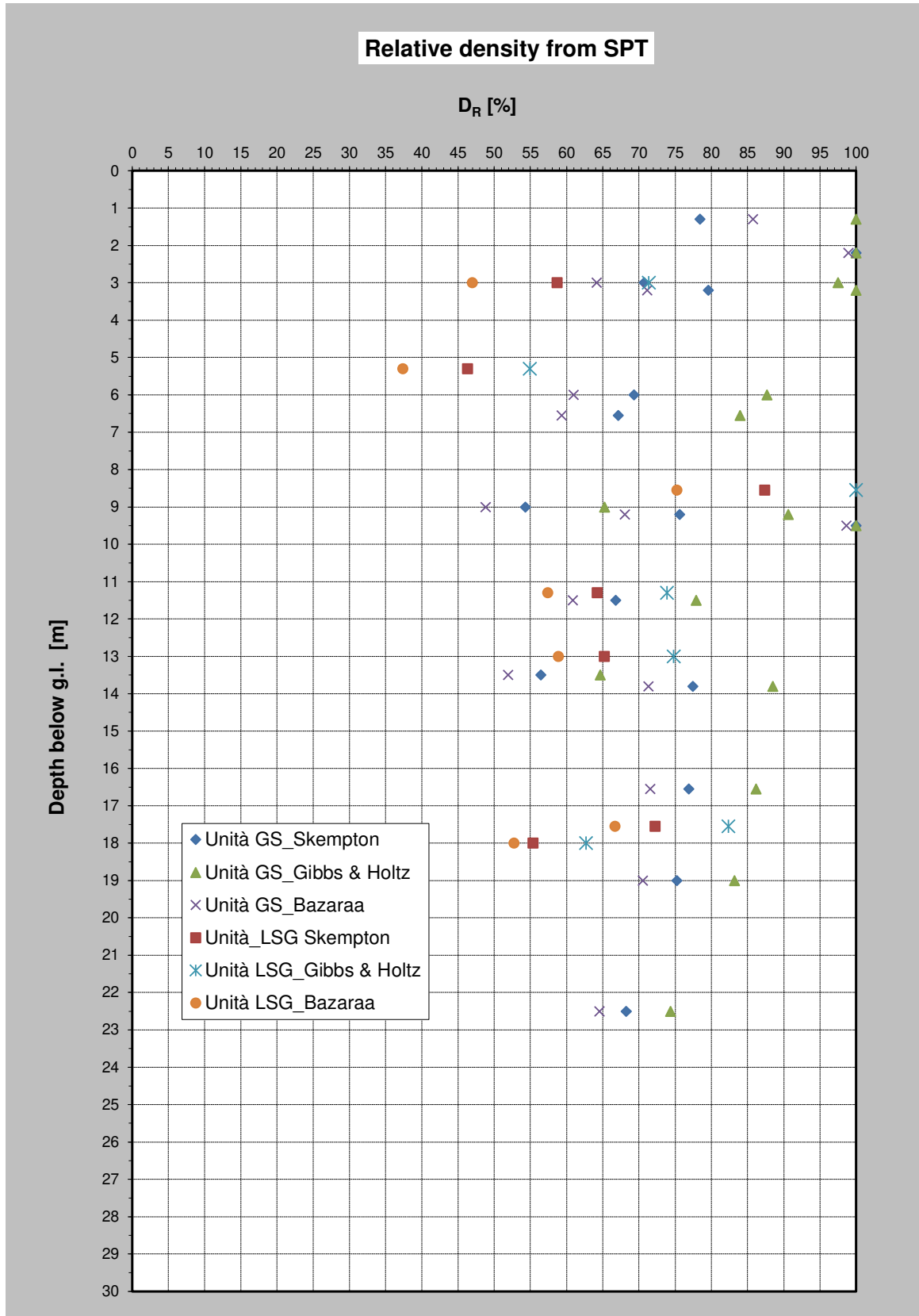


Figura 11 – Andamento della D_R determinata da prove SPT, secondo le varie correlazioni

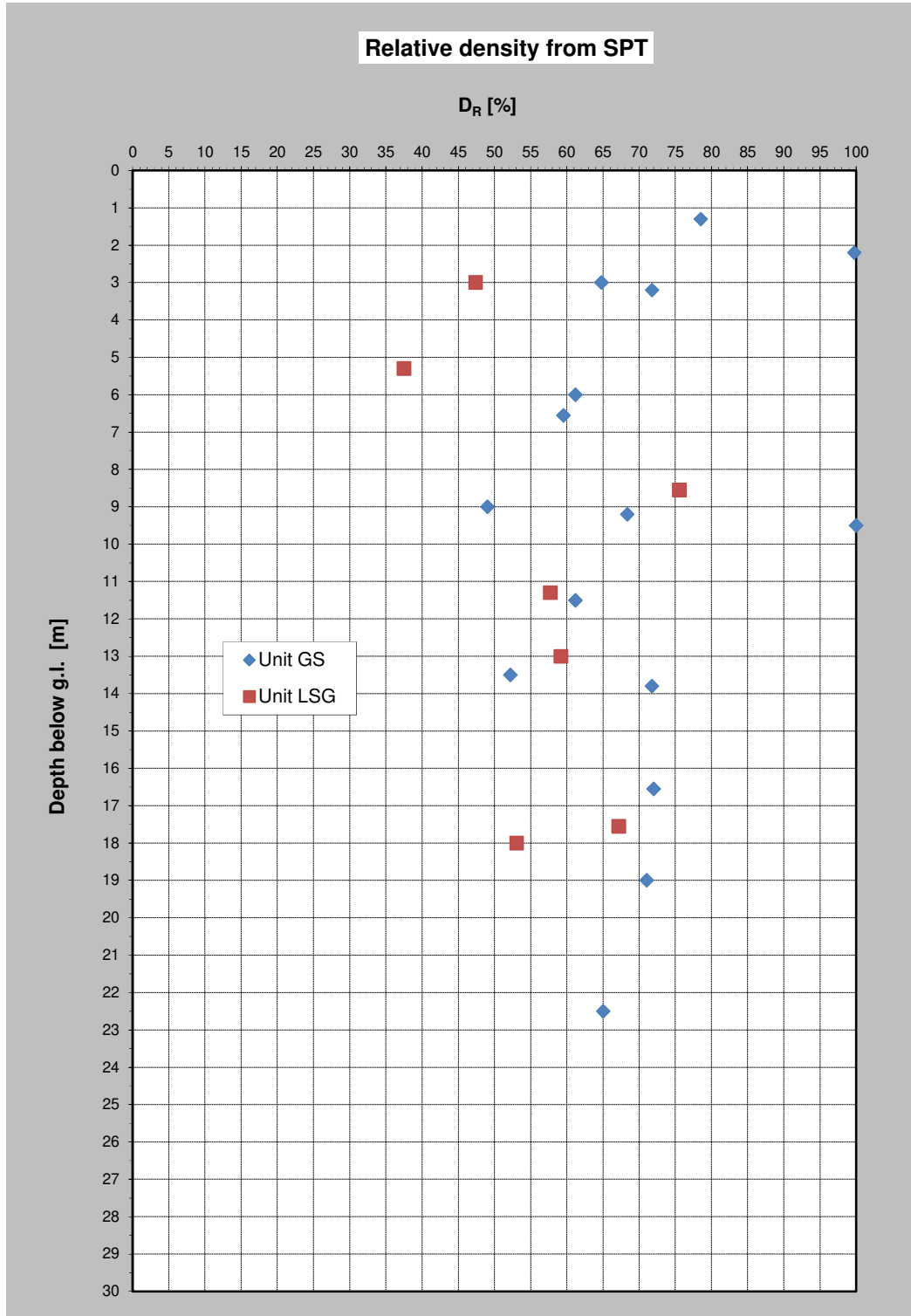


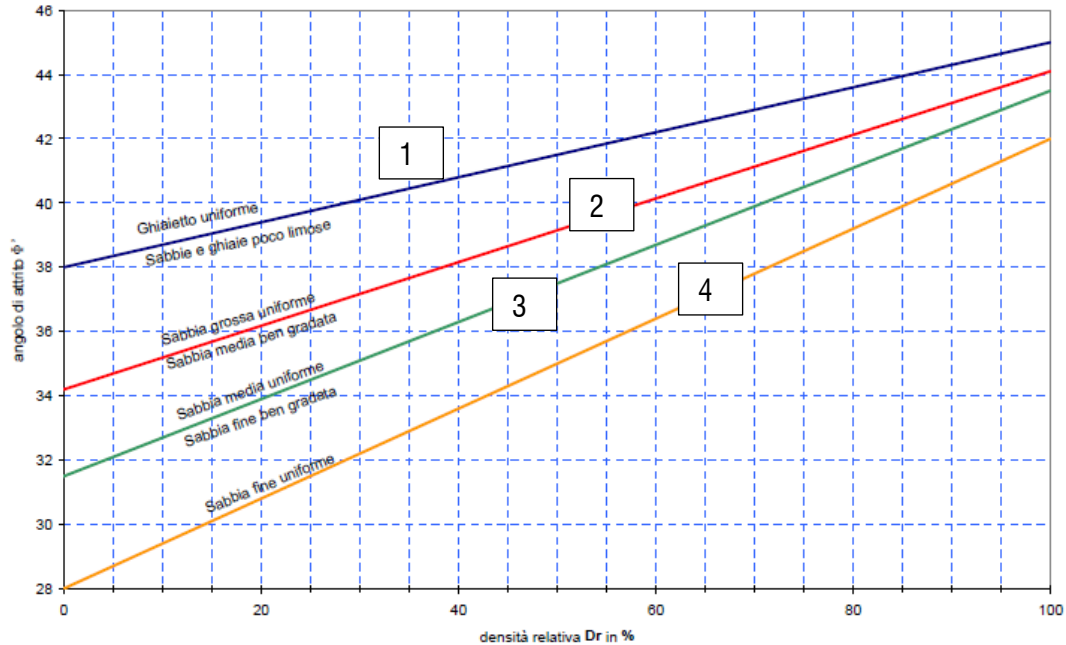
Figura 12 – Andamento medio della D_R determinata da prove SPT

6.1.5 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA AL TAGLIO DA PROVE SPT

Per la stima dell'angolo di resistenza al taglio dalle prove SPT sono state utilizzate le correlazioni di Schmertmann e Bolton, di seguito illustrate; è stato preso il valore minimo ottenuto dalle due correlazioni.

Correlazione di Schmertmann

Il valore dell'angolo di attrito di picco è determinato in funzione del tipo di terreno e della densità relativa secondo il grafico di Schmertmann (1977) riportato nella figura seguente.



Relazione fra angolo d'attrito efficace (ϕ') e Densità Relativa (D_R) per diverse granulometrie (Schmertmann, 1977)

Da cui le relazioni sono:

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

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

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

$$\phi = 28.0 + 0.14 \cdot D_R \quad \text{sabbia fine uniforme}$$

essendo D_R = densità relativa

Nel caso in esame si è considerato:

- Per l'unità LSG: correlazione valida per sabbia fine uniforme;
- Per l'unità GS: correlazione valida per sabbia grossa-media 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):

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

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

essendo:

φ' = angolo di attrito di picco

φ_{cv}' = angolo di attrito a volume costante

DI = indice di dilatanza

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

p_f' = pressione efficace media a rottura (kPa)

m = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti (vedasi tabella seguente) (°).

Nel nostro caso si assume $m = 3$

D_r = densità relativa (-)

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).

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	$\varphi_{cv}' = 38^\circ$	$\varphi_{cv}' = 34^\circ$
Sabbie a spigoli arrotondati	$\varphi_{cv}' = 33^\circ$	$\varphi_{cv}' = 30^\circ$

Nel caso specifico per la determinazione dell'angolo di attrito φ_{cv}' si è assunto:

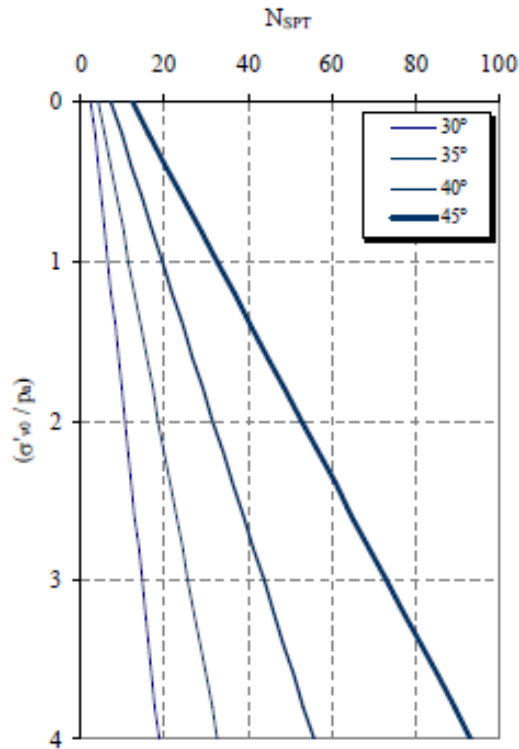
- Unità LSG: $\varphi_{cv}' = 30^\circ$
- Unità GS: $\varphi_{cv}' = 33^\circ$

Correlazione di Kulhawy e Mayne

Il valore dell'angolo di attrito di picco è determinato secondo Kulhawy e Mayne [1980] mediante la seguente correlazione:

$$\varphi' = \arctan \left[\frac{N_{SPT}}{12.2 + 20.3 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)} \right]^{0.34}$$

Tale formulazione è rappresentata nella seguente segunete.



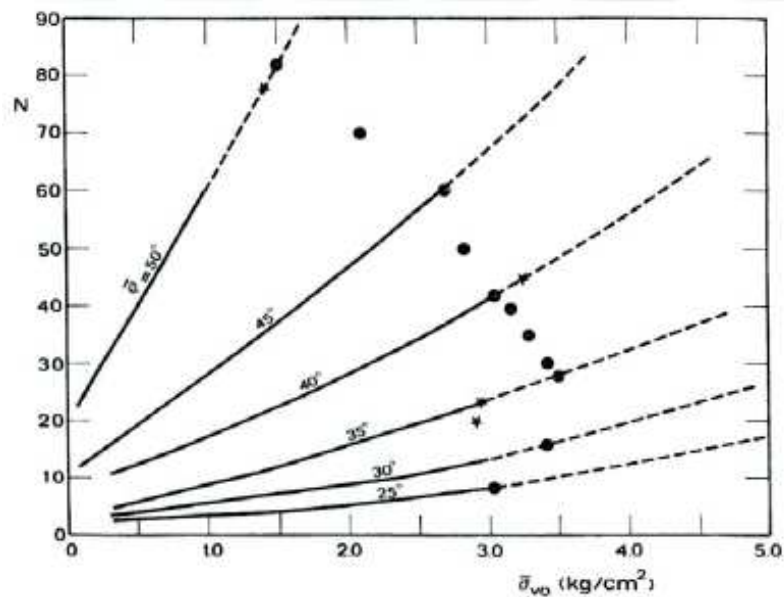
Stima di ϕ' da N_{SPT} con Kulhawy e Mayne [1980]

Correlazione di De Mello

Il valore dell'angolo di attrito di picco è determinato secondo la correlazione di De Mello (1971):

$$\phi' (\text{°}) = 19 - 0.38 \sigma + 8.73 \text{LN}(N_{SPT})$$

e rappresentata nella figura seguente.



De Mello (1971)

Nella Figura 13 è riportato l'andamento dell'angolo d'attrito ottenuti dalle sole prove SPT, utilizzando le correlazioni suddette. Nella Figura 14 è invece riportato l'andamento dell'angolo d'attrito medio tra le varie correlazioni.

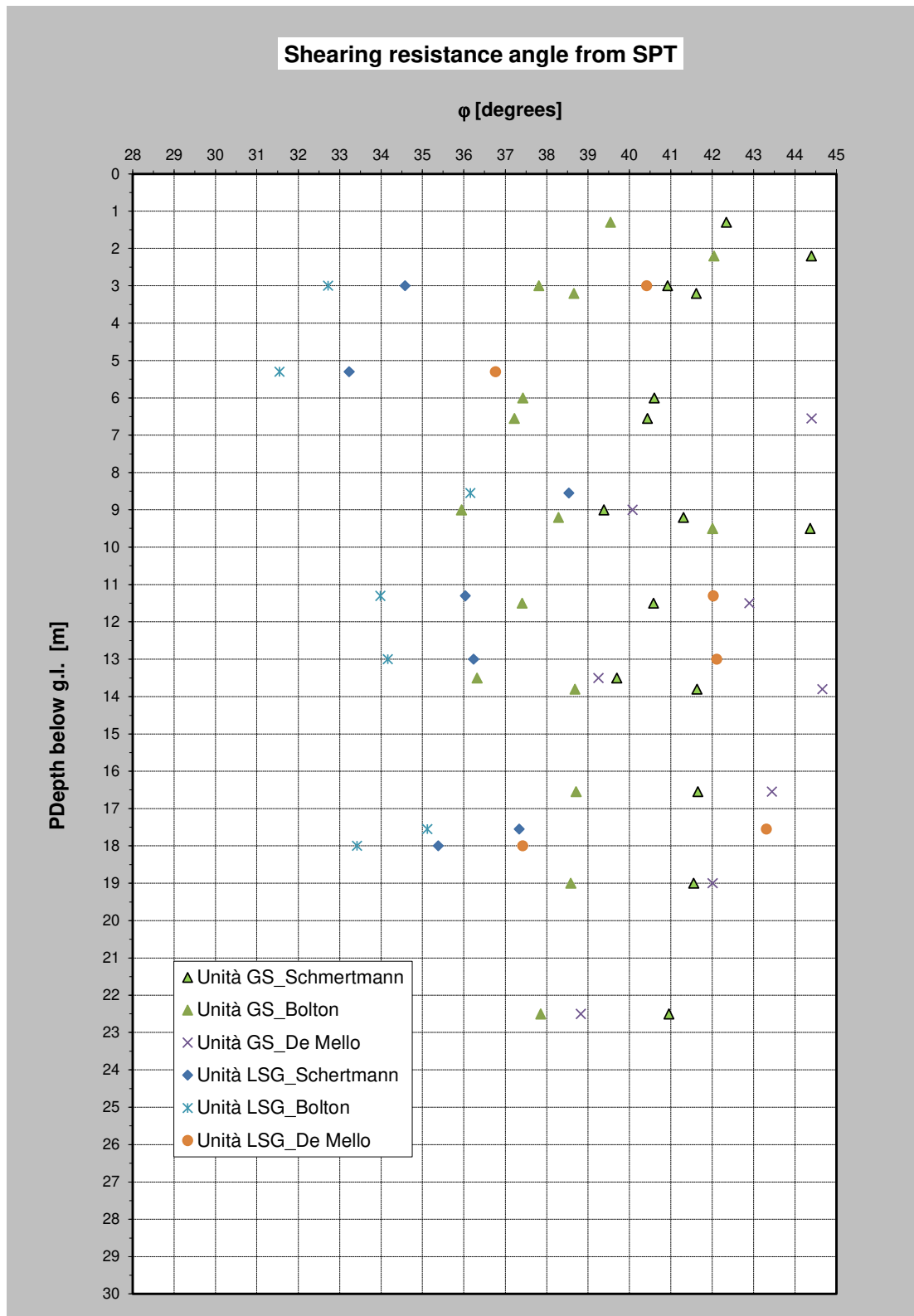


Figura 13 – Andamento angolo d'attrito da prove SPT, secondo le varie correlazioni

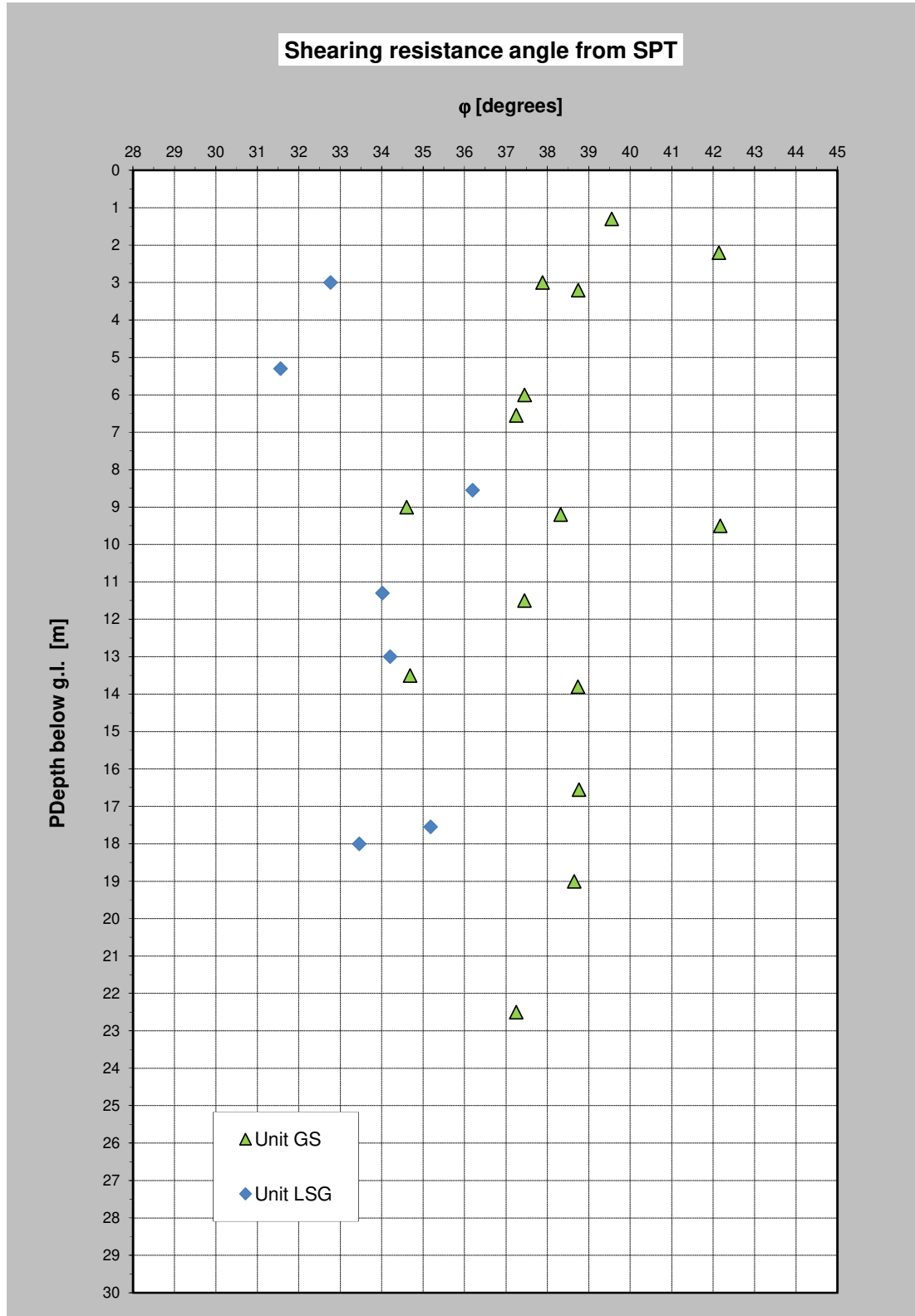


Figura 14 – Andamento medio dell'angolo d'attrito da prove SPT

6.1.6 CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ

La valutazione dei moduli di deformabilità confinati in condizioni drenate, è stata effettuata sulla base dei risultati delle prove:

- SPT
- MASW

6.1.6.1 Moduli elastici iniziali

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

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

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu)$$

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in assunto pari a 19.5 kN/m³

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

v_s = velocità delle onde di taglio in m/s

La velocità delle onde di taglio (v_s) nel caso in esame è stata ricavata direttamente dalla prova Masw e 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)

$$v_s = C \cdot (N_{60})^{0.171} \cdot (z)^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \quad (\text{m/s})$$

essendo:

$C = 67.3$

z = profondità dal p.c. in metri;

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

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedasi Tabella)

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

f_A	Olocene	Pleistocene
	1.0	1.3

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	1.09	1.07

Nel caso in esame è stato assunto:

$$f_A = 1.3$$

$$f_G = 1.09 \text{ per l'unità LSG}$$

$$f_G = 1.45 \text{ per l'unità GS}$$

Correlazione di Yoshida et al. (1988)

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

essendo:

$$C = 49 \text{ per sabbie fini – Unità LSG}$$

$$C = 56 \text{ per sabbie grosse con almeno il 25\% di ghiaia – Unità GS}$$

$$\sigma'_{v0} = \text{pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova.}$$

Nella Figura 13 è riportato l'andamento delle velocità di taglio V_s ottenute dalle letture dirette con prova Masw e quelle desunte dalle correlazioni di Otha & Goto e Yoshida.

Nelle Figure 14 e 15 è invece riportato l'andamento del Modulo Elastico Tangenziale G_0 e del Modulo Elastico di Young E_0 desunto da prova Masw.

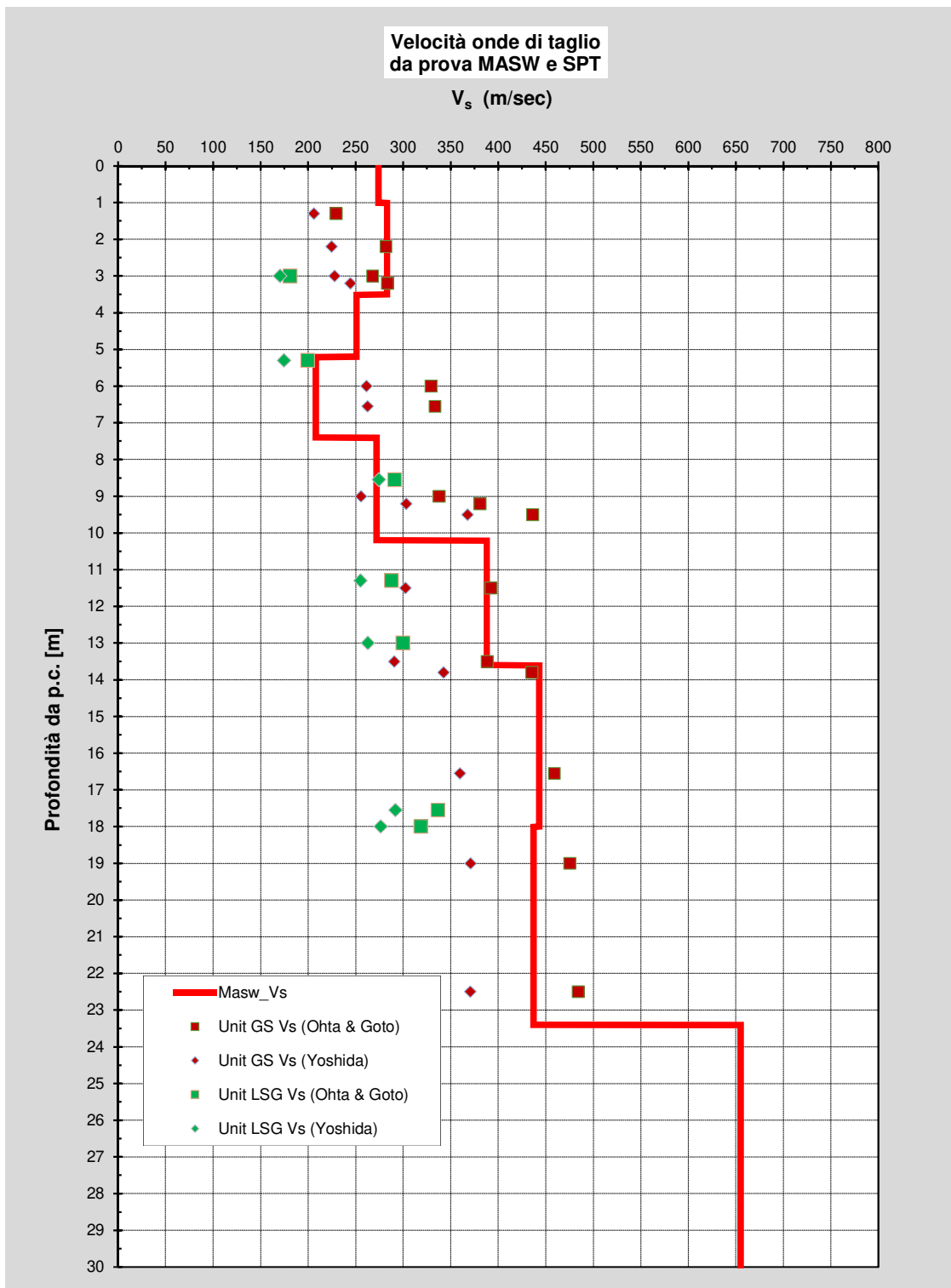


Figura 15 – Andamento delle Velocità di Compressione e Taglio da prova Masw

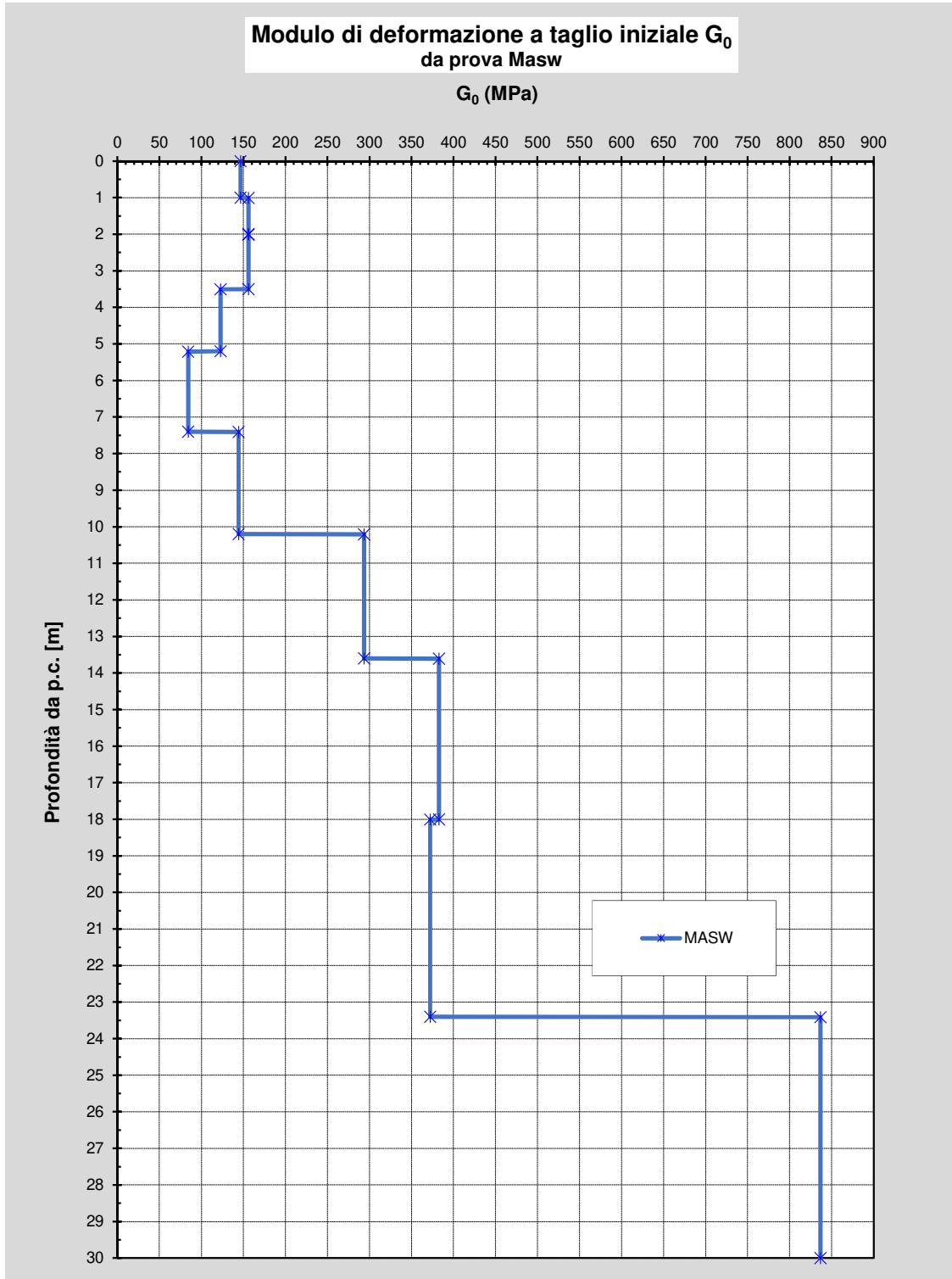


Figura 16 – Andamento del Modulo Elastico Tangenziale G_0 da prova Masw

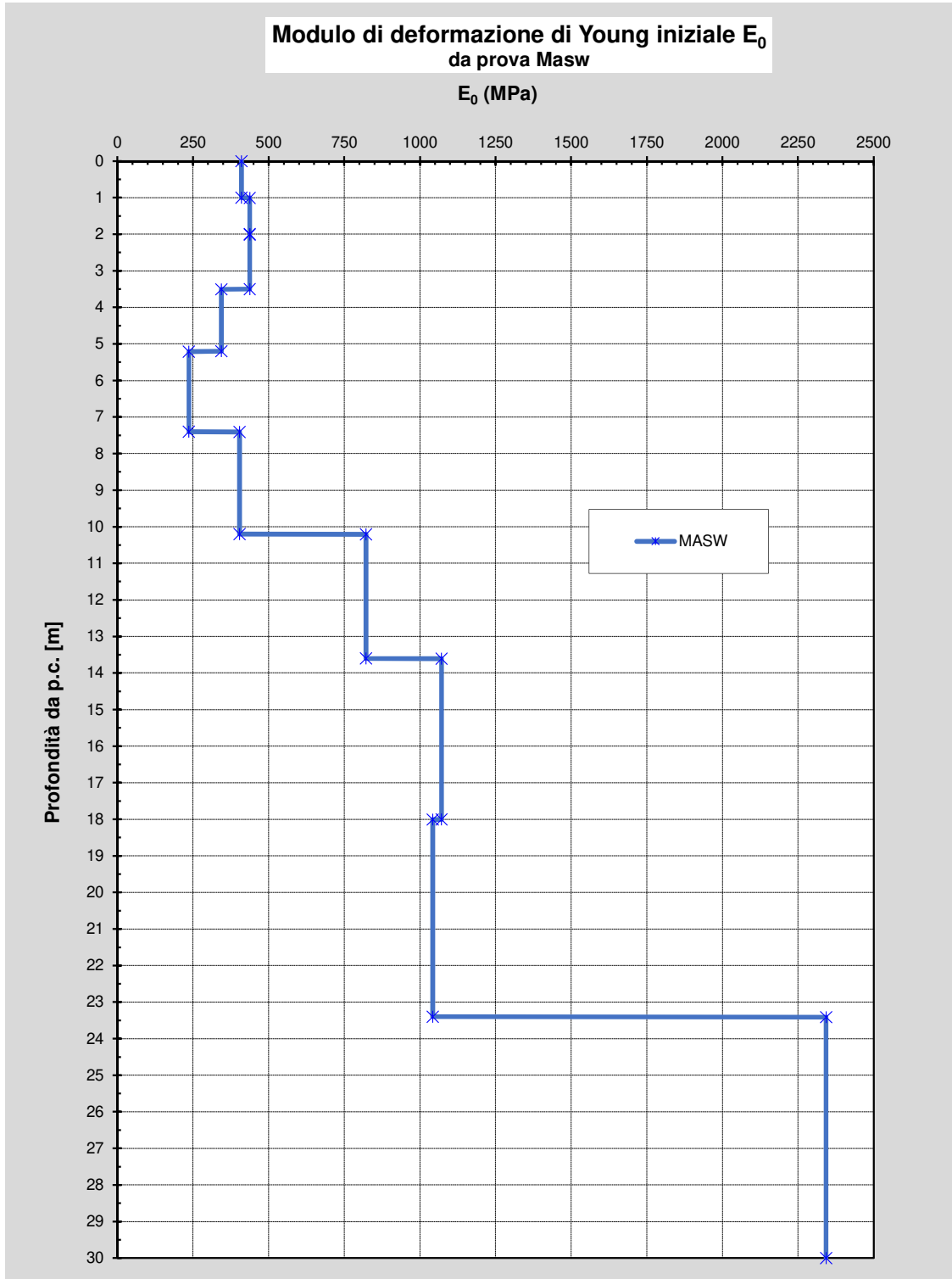


Figura 17 – Andamento del Modulo Elastico E_0 da prova Masw

6.1.6.2 Moduli elastici operativi

I moduli di deformazione risultano infatti funzione sia delle pressioni efficaci medie correnti p' sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

In relazione a quanto sopra la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato.

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici, per la stima dei moduli “operativi” da associare allo specifico problema al contorno verranno fatte le seguenti assunzioni “convenzionali”:

- Nell’analisi di fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie (tirantate e non) i moduli di Young “operativi” E_{op} sono pari a circa $(1/5 \div 1/12) \cdot E_0$; il problema è infatti complessivamente di scarico; inoltre i coefficienti di sicurezza nei confronti della stabilità imposti dalla normativa vigente sono tali per cui normalmente le deformazioni indotte risultano relativamente contenute, dell’ordine di $1 \times 10^{-3} \div 5 \times 10^{-3}$.
- Nell’analisi di fondazioni profonde e dirette i moduli di Young “operativi” E_{op} sono pari a circa $1/12 \cdot E_0$, ciò in considerazione del fatto che:
 - gli spostamenti totali e differenziali ammissibili per l’opera sono molto contenuti (i cedimenti ammissibili sono infatti generalmente inferiori a $0.01 \cdot B$, essendo B la dimensione minore della fondazione).
 - da ciò deriva che, in base alla normativa vigente e alla pratica corrente, tale tipo di opere è caratterizzato infatti da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura per capacità portante generalmente superiori a $2.5 \div 3$.

I moduli elastici operativi possono essere desunti anche da correlazioni in bibliografia adottando le prove SPT.

Correlazione di Jamiolkowski

Una stima dei moduli elastici “operativi”, viene fatta utilizzando la correlazione proposta da Jamiolkowski et al. (1988), corrispondente a tensioni dell’ordine del 25% di quelle a rottura in funzione della densità relativa D_R e di N_{SPT} .

$$\text{Per terreni NC: } E'_{25} = (10.5 - 3.5D_R) \cdot N_{SPT} \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\text{Per terreni OC: } E'_{25} = (52.5 - 35D_R) \cdot N_{SPT} \quad \text{kg/cm}^2$$

essendo:

E'_{25} = modulo di Young secante cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%

D_R = densità relativa espressa come frazione dell’unità

N_{SPT} = numero di colpi in prova SPT.

Nel caso in esame si adotta la correlazione proposta per terreni NC.

Correlazione di D’Appolonia et al.

La correlazione di D’Appolonia (1970) determina il modulo elastico in funzione di N_{SPT} , attraverso le seguenti correlazioni:

Per sabbie e ghiaia NC: $E' = 18.75 + 0.756 \cdot N_{SPT}$ MPa

Per sabbie OC: $E' = 36.79 + 1.043 \cdot N_{SPT}$ MPa

Nel caso in esame si adotta la correlazione:

- ✓ Unità LSG: per sabbie e ghiaie NC
- ✓ Unità GS: per sabbie OC

Nella Figura 18 è riportato il Modulo elastico desunto dalla prova Masw adottando un valore $E_0 / 12$ oltre a quello desunto da correlazioni con SPT, adottando le correlazioni suddette.

Nella Figura 19 è riportato invece il Modulo elastico di progetto.

Dalla sovrapposizione si evince che i parametri elastici desunti dalla prova Masw forniscono un valore medio del modulo che ben approssima l'andamento incrementale con la profondità.

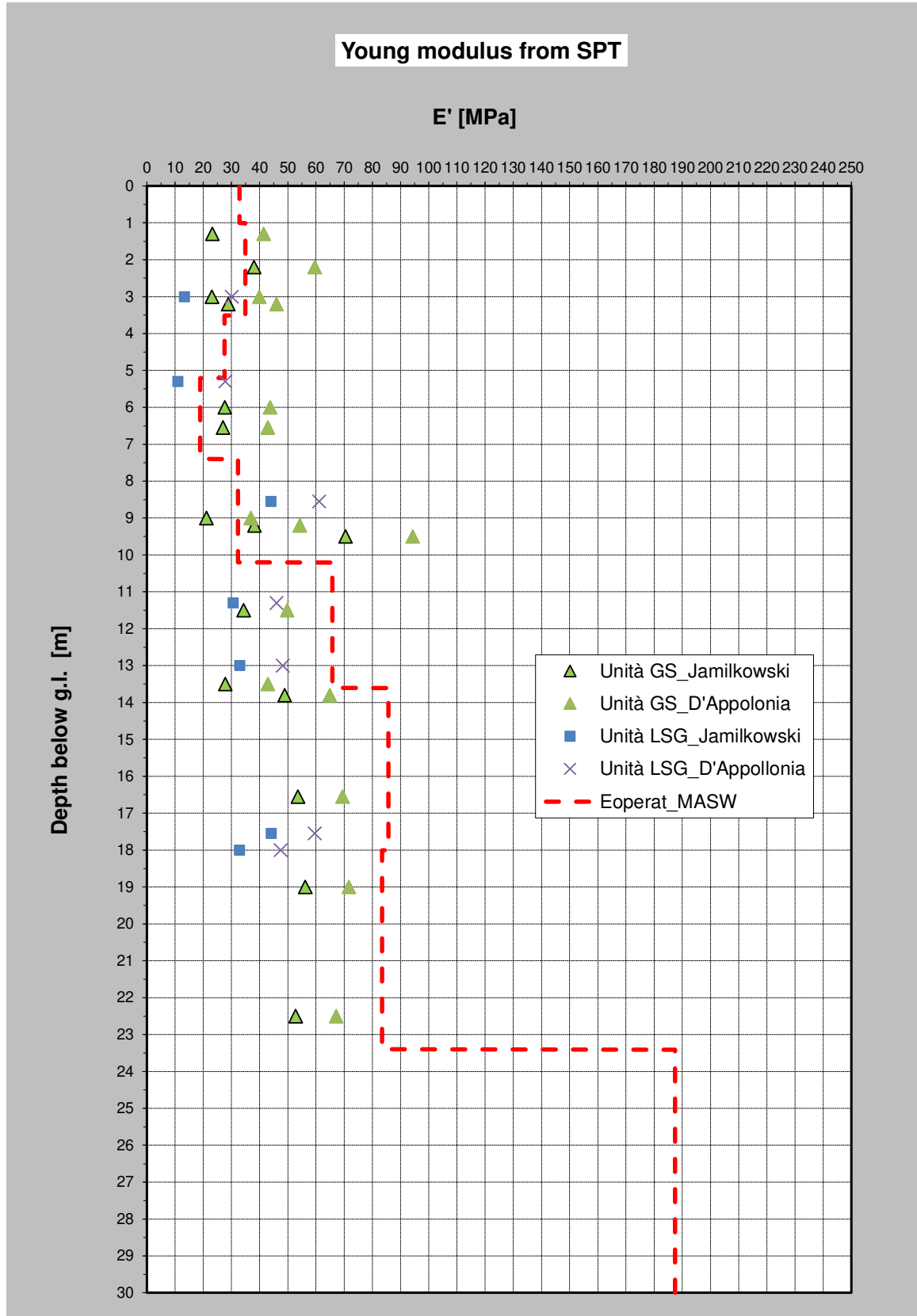


Figura 18 – Andamento del Modulo Elastico da prove SPT (ottenuto da varie correlazioni) e MASW

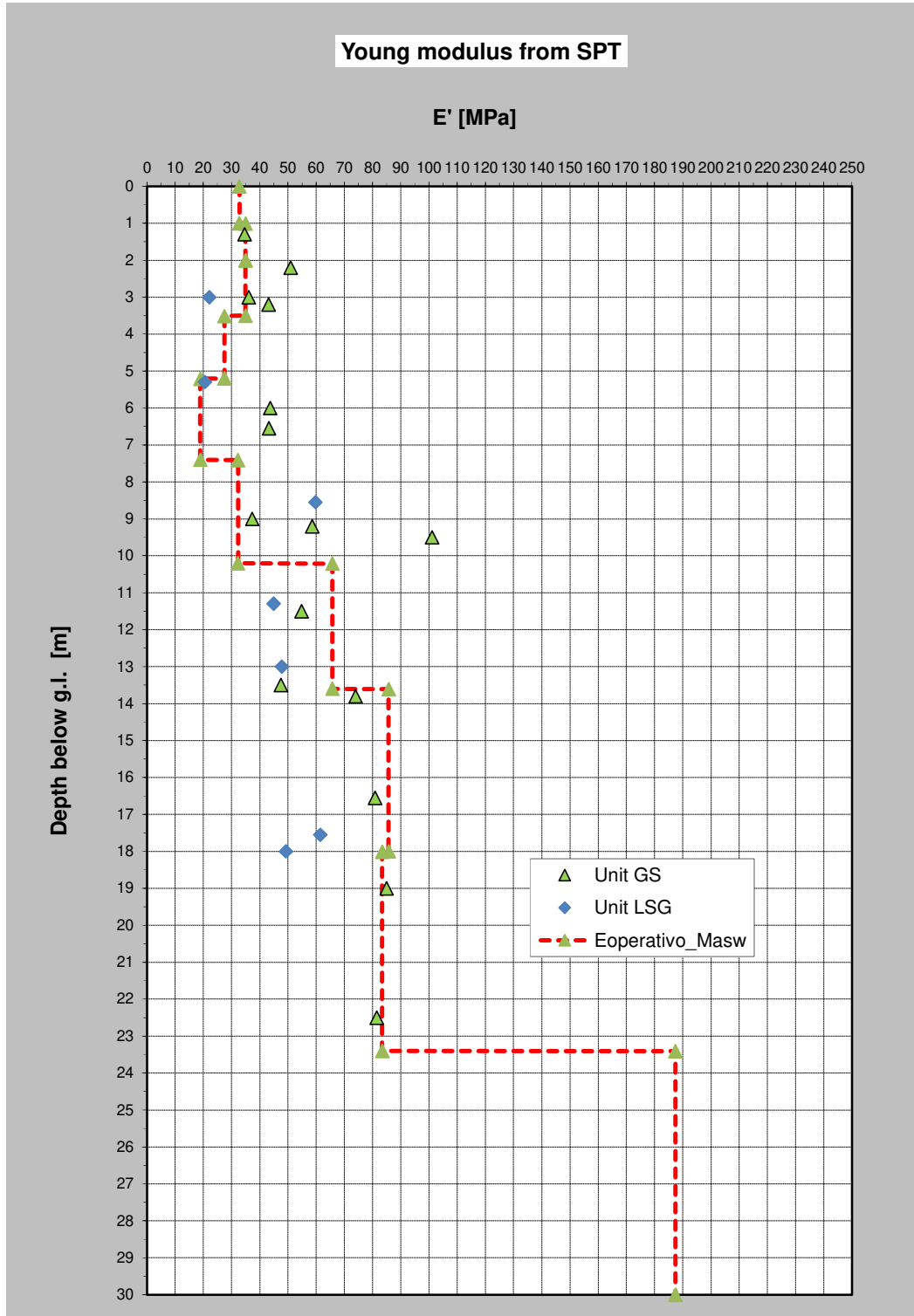


Figura 19 – Andamento medio del Modulo Elastico da prove SPT e MASW

7 PARAMETRI GEOTECNICI

Di seguito si sintetizzano i parametri geotecnici di progetto per le unità indagate.

Unità LSG – Limi Sabbiosi Ghiaiosi

$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\phi' = 32$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E_{oper.} = 20 \rightarrow 40 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

Unità GS – Sabbie ghiaiose e Ghiaie sabbiose

$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\phi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E_{oper.} = 35 \rightarrow 80 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

La falda di progetto si assume come da profilo geotecnico.

Per ogni singola opera viene valutata direttamente da profilo.

8 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Secondo le NTC'18 le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione identificato in termini di coordinate geografiche latitudine, longitudine. La pericolosità sismica di base, da un punto di vista geografico, è definita non più secondo un numero discreto e finito di zone sismiche ciascuna caratterizzata da un prefissato valore di accelerazione di riferimento, ma è data per ogni punto di un reticolo di riferimento i cui 10751 nodi distano tra loro circa 10 km e coprono l'intero territorio nazionale. Differenze di approccio con le normative precedenti si ritrovano anche da un punto di vista temporale, in quanto la pericolosità non è più definita con riferimento ad un singolo valore del periodo di ritorno ($TR = 475$ anni), ma in corrispondenza di 9 valori ($TR = 30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975$ e 2475 anni).

Le coordinate del sito per cui si è effettuata l'analisi sono quelle relative al Comune di Massa.

Per definire la categoria di suolo è stata condotta una prova Masw, che ha portato alla definizione sismica delle V_{s30} e quindi per la determinazione della Categoria di Suolo, pari a: $V_{s30} = 369$ m/s.

In accordo con le NTC'18 secondo quanto previsto nella Tabella 3.2. Il seguente, la Categoria di Suolo è “B”. Ma essendo prossima al limite di passaggio con la Categoria “C” pari a 360 m/sec, ai fini progettuali si opta per adottare la Categoria “C”.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

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

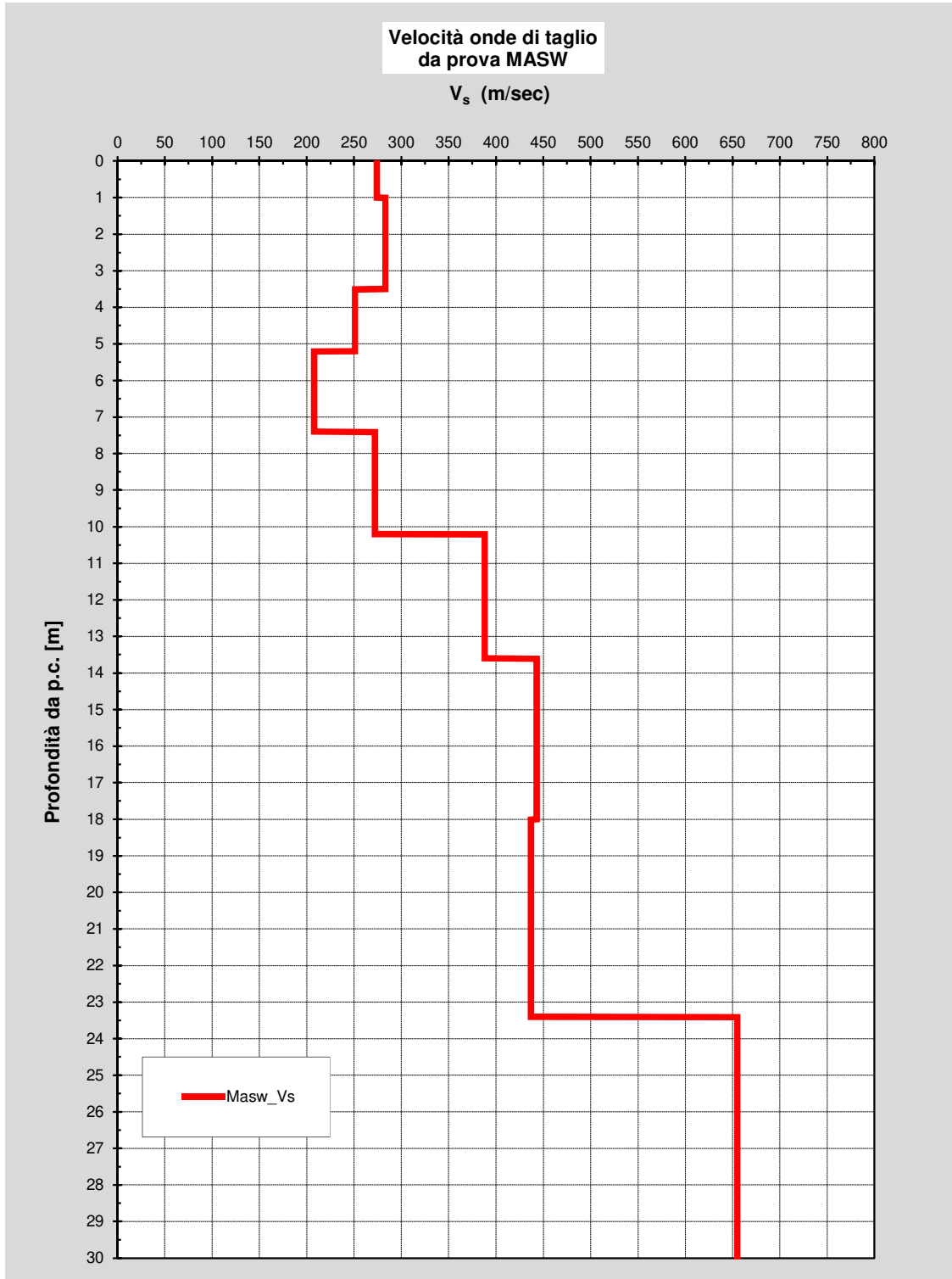


Figura 20 – Andamento onde di taglio V_s con la profondità da prova Masw

8.1 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Ai fini progettuali per definire le azioni sulle strutture si adotta:

- vita nominale: $V_N = 50$ anni
- classe d'uso: IV

da cui risulta:

- coefficiente d'uso: $C_U = 2.0$
- periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni

Per le analisi in condizioni sismiche è stato preso a riferimento lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e dunque i seguenti parametri:

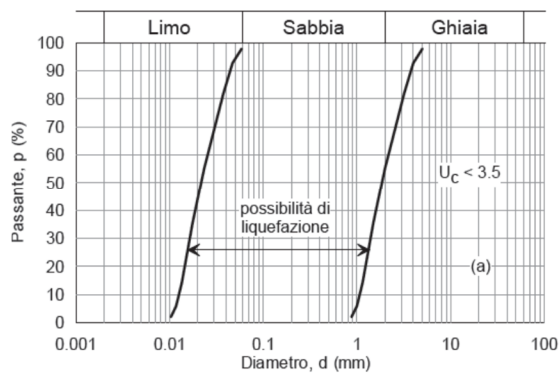
- categoria di sottosuolo: C
- Coefficiente topografico T1: $S_t = 1.00$
- fattore di sito: $S_s = 1.20$
- accelerazione orizzontale su sito di riferimento rigido: $a_g = 0.175$ g

8.2 VERIFICHE DI LIQUEFAZIONE

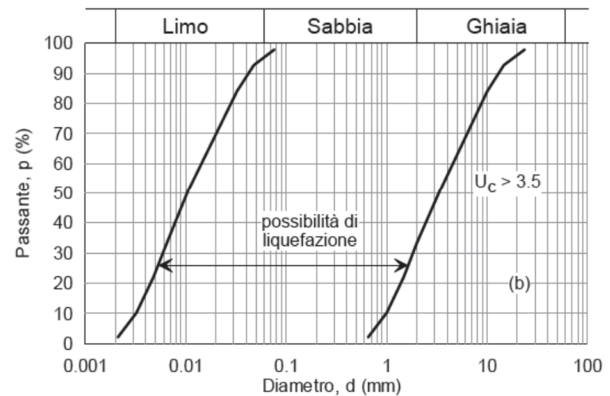
In terreni saturi sabbiosi sollecitati da azioni cicliche dinamiche, il termine liquefazione comprende una serie di fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche. L'avvenuta liquefazione si manifesta attraverso la perdita di capacità portante e/o lo sviluppo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

Le NTC'18 al paragrafo 7.11.3.4.2 affermano che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

1. accelerazione massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1 g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (CPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nel grafico a), nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$, e nel grafico b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.



a)



b)

8.2.1 ANALISI LIQUEFAZIONE

Come riportato nelle analisi granulometriche, tutti i campioni analizzati presentano una percentuale di fine compreso tra un 20% e 60%.

Sond.	Prof. [m]	Granulometria						Σ [%]
		G [%]	S [%]	L + A [%]	L [%]	A [%]		
S1_PZ	3.50	51.50	27.50	21.00	18.00	3.00	100.0	
S1_PZ	7.00	54.50	24.00	21.50	17.00	4.50	100.0	
S1_PZ	10.50	24.50	33.50	42.00	34.00	8.00	100.0	
S1_PZ	12.00	2.00	25.00	73.00	57.50	15.50	100.0	
S1_PZ	20.50	71.50	11.50	17.00	13.00	4.00	100.0	
S1_PZ	26.50	49.50	25.00	25.50	19.50	6.00	100.0	
S2_PZ	2.00	32.00	33.00	35.00	27.00	8.00	100.0	
S2_PZ	5.00	27.00	30.50	42.50	32.50	10.00	100.0	
S2_PZ	8.00	7.50	24.50	68.00	51.50	16.50	100.0	
S2_PZ	14.50	15.50	20.50	64.00	49.00	15.00	100.0	
S2_PZ	18.00	2.00	14.00	84.00	66.00	18.00	100.0	
S3_PZ	2.50	57.00	30.00	13.00	11.00	2.00	100.0	
S3_PZ	12.00	23.00	22.00	55.00	36.00	19.00	100.0	
S3_PZ	10.50	22.50	24.50	53.00	43.50	9.50	100.0	
S3_PZ	16.00	27.00	28.00	45.00	32.00	13.00	100.0	
S3_PZ	21.50	22.00	34.00	44.00	36.00	8.00	100.0	
S3_PZ	26.50	27.00	26.50	46.50	38.50	8.00	100.0	
S4_PZ	7.00	46.00	26.00	28.00	21.00	7.00	100.0	
S4_PZ	13.00	6.00	33.00	61.00	53.00	8.00	100.0	

Inoltre essendo mediamente la quota della falda inferiore a 15 m da p.c., la verifica a liquefazione non è necessario effettuarla.

9 PIANI DI POSA DI RILEVATI STRADALI

Sulla base delle informazioni desumibili dalle indagini in sito, si evince che a partire dal piano campagna è presente uno spessore di terreno vegetale pari a 20 cm, come riscontrabile dai certificati stratigrafici dei vari pozzetti esplorativi.

Nella seguente Tabella si riportano in sintesi i pozzetti esplorativi eseguiti, con indicazione della profondità raggiunta, del numero di campioni rimaneggiati prelevati e le prove di carico su piastra eseguite.

Nome Pozzetto	Profondità [m]	n° campioni rimaneggiati	n° PLT
PT01	0.30 – 0.50	1	1
PT02	0.30 – 0.50	1	1
PT04	0.30 – 0.50	1	1

Sui campioni prelevati (rimaneggiati) nei pozzetti esplorativi, sono state eseguite in laboratorio le seguenti prove:

- determinazione dei limiti di Atterberg, ove possibile;
- analisi granulometriche;
- classificazione UNI10006;
- indice di portanza CBR;
- prova Proctor.

Nella Tabella 3 seguente, vengono invece sintetizzate le risultanze delle indagini relativamente ai pozzetti esplorativi, quali:

- spessori terreno vegetale;
- indice di portanza CBR da prove di laboratorio (relative a penetrazione di 5 mm);
- classificazione secondo UNI10006 da prove di laboratorio.

Nelle figure seguenti, sono riportati lo spessore del terreno vegetale e l'indice di portanza CBR.

pozzetto	V (vegetale/riporto) cm	CBR %	Class. UNI10006
PT01	20	51.9	A2-4
PT02	20	20.6	A4
PT04	20	53.9	A2-4

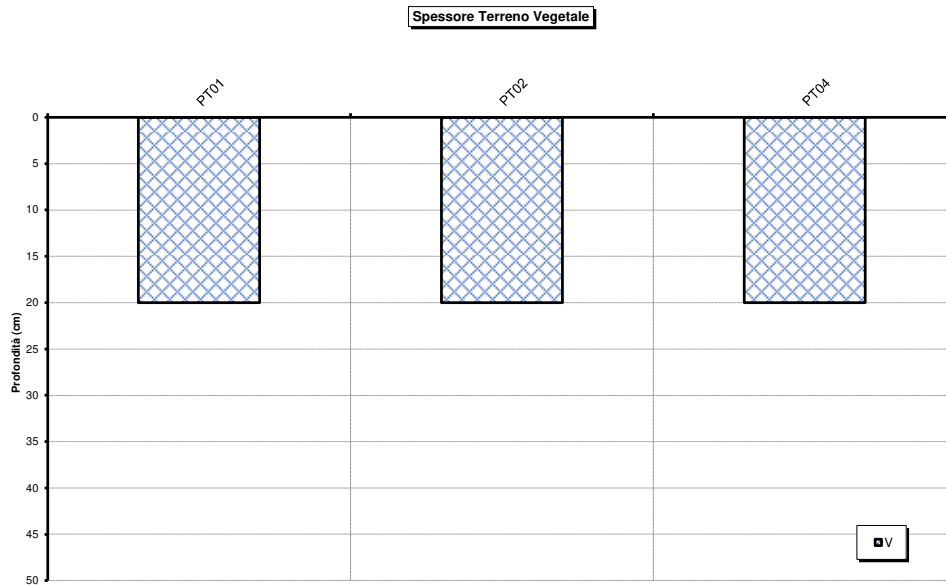


Figura 21 – spessore terreno vegetale

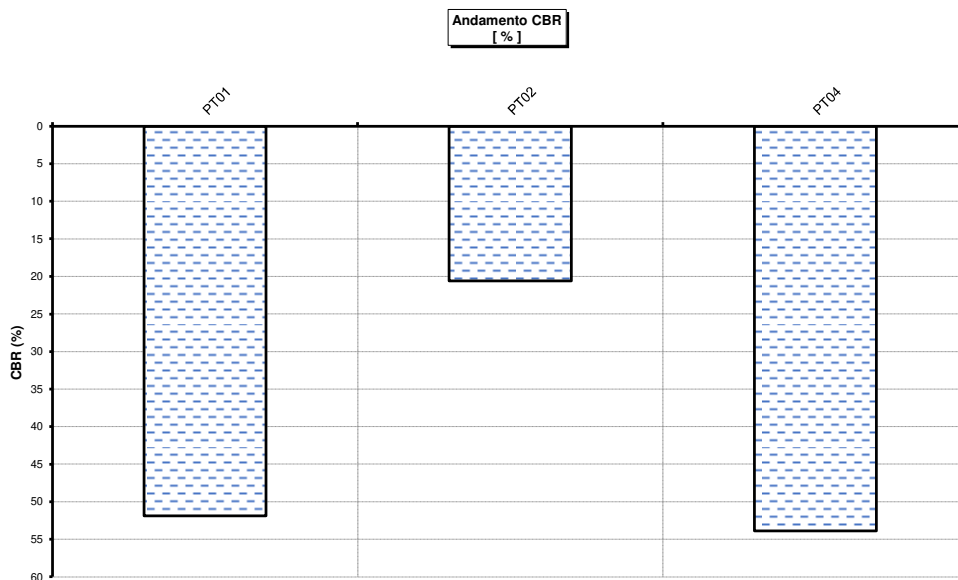


Figura 22 - indice di portanza CBR

Nella Tabella seguente sono sintetizzati i risultati delle analisi granulometriche eseguite in laboratorio sui campioni rimaneggiati prelevati nei pozzetti esplorativi sui terreni presenti sotto la coltre vegetale, da cui si osserva:

- che i materiali prelevati entro i pozzetti PT01 e PT04 sono classificati come A2-4 e quindi possono essere considerati anche idonei come materiali da rilevato. Infatti la percentuale di materiale fine si attesta sul 27%.
- che i materiali prelevati entro il pozzetto PT02 è classificato come A4. La percentuale di materiale fine si attesta sul 70%.

Pozzeto n°	Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %	Classificazione UNI-CNR 10006
PT01	34.00	39.00	22.00	5.00	A2-4
PT02	2.00	26.00	62.50	9.50	A4
PT04	38.00	35.00	22.00	5.00	A2-4

Nella Tabella seguente e relativa figura, si riportano i valori del modulo di deformazione M_d ottenuti sia al 1° ciclo di carico che al 2° ciclo di carico, determinate con prove su piastra (PLT) con diametro 30 cm eseguite all'interno dei pozzetti esplorativi. I valori di M_d al 1° ciclo di carico riportano valori compresi fra 3.4 e 9.8 MPa. Quindi al di sotto dei minimi valori previsti da Capitolato Norme Tecniche, che riporta:

- 50 MPa: sul piano di posa della trincea;
- 20 MPa: sul piano di posa del rilevato posto a 1.0 m da quello della fondazione della pavimentazione stradale;
- 15 MPa: sul piano di posa del rilevato posto a 2.0 m o più, da quello della fondazione della pavimentazione stradale.

Prova di carico su piastra n°	1° CICLO	2° CICLO	Rapporto M_d / M_d'
	Modulo di deformazione M_d MPa	Modulo di deformazione M_d' MPa	
PT01	9.8	35.7	0.27
PT02	6.3	23.8	0.26
PT04	3.4	17.3	0.19

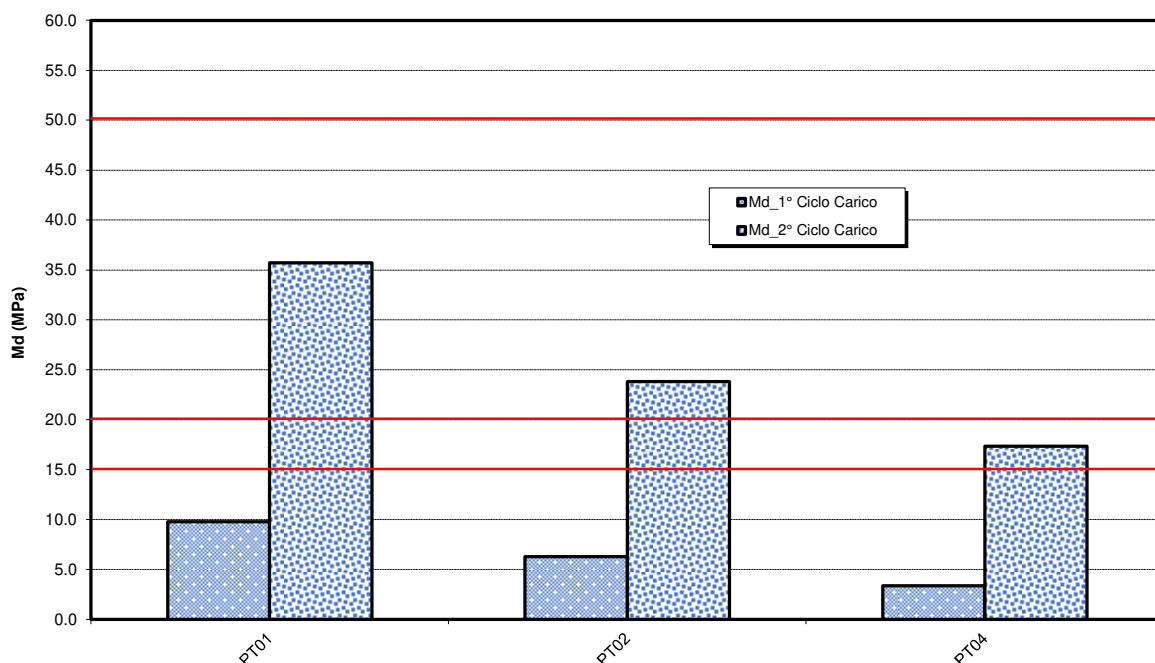


Figura 23- M_d - da prove di carico su piastra

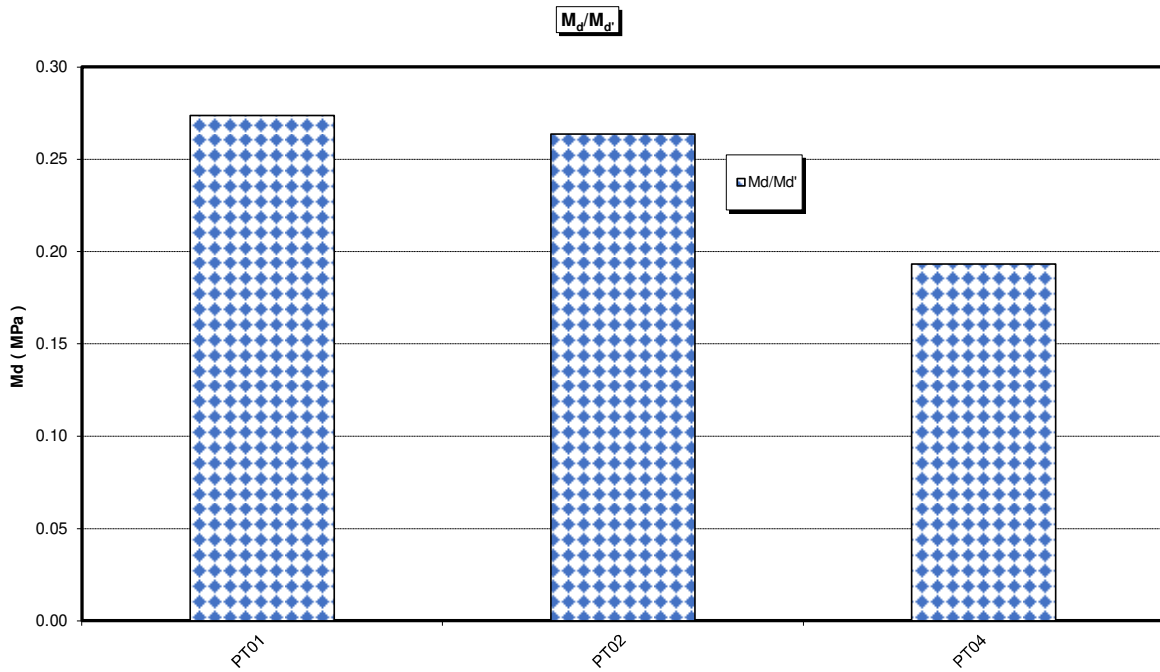


Figura 24- prove di carico su piastra M_d / M_d'

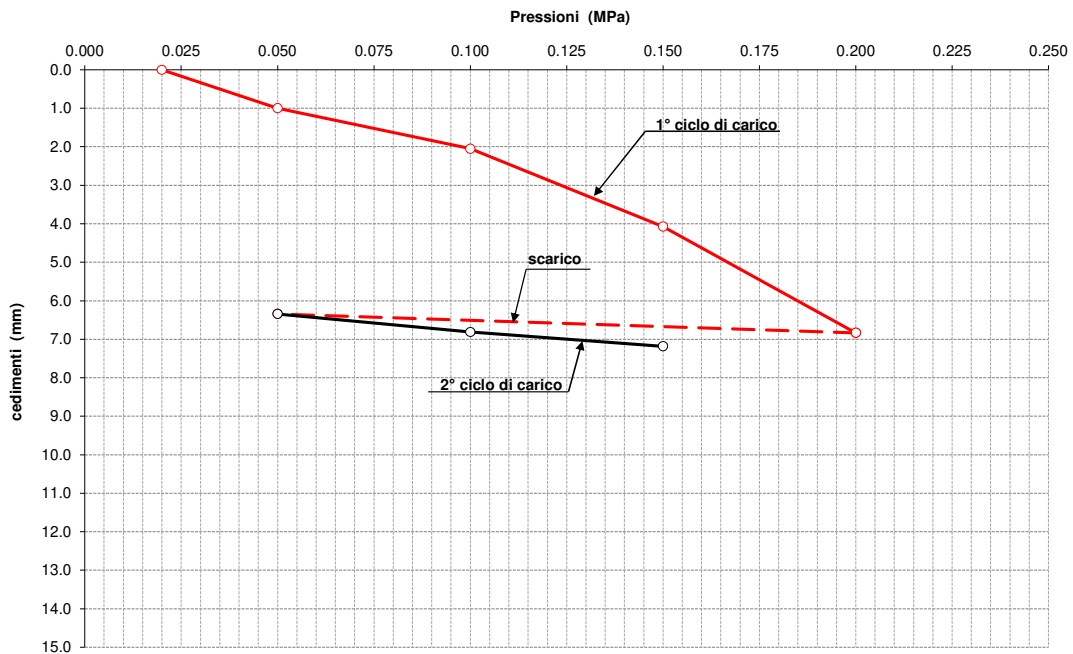


Figura 25- prove di carico su piastra PT01

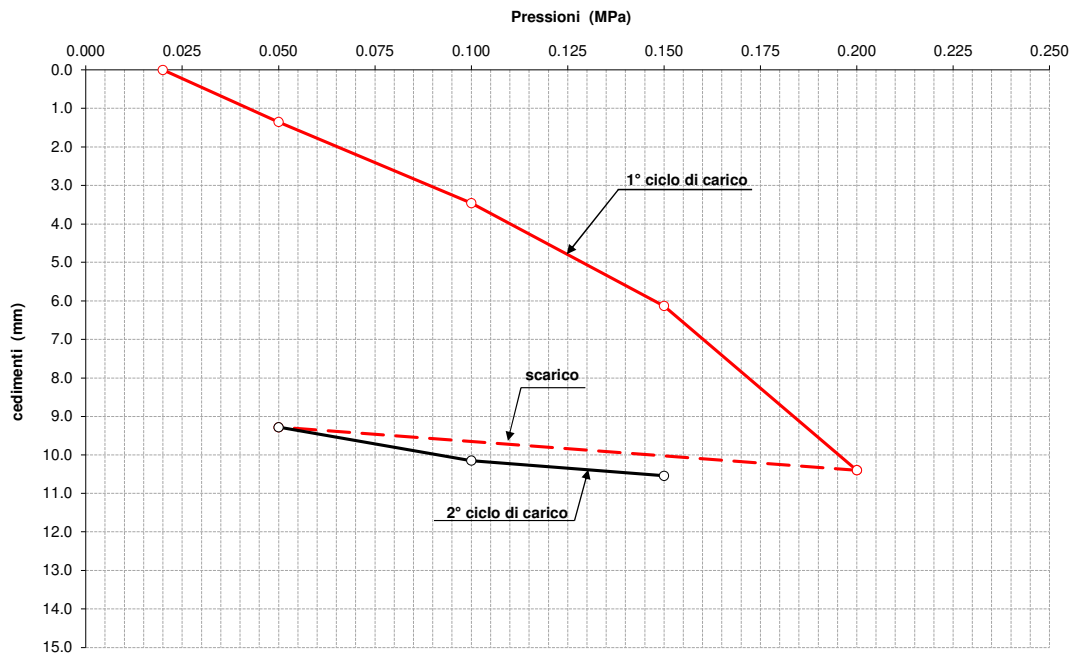


Figura 26- prove di carico su piastra PT02

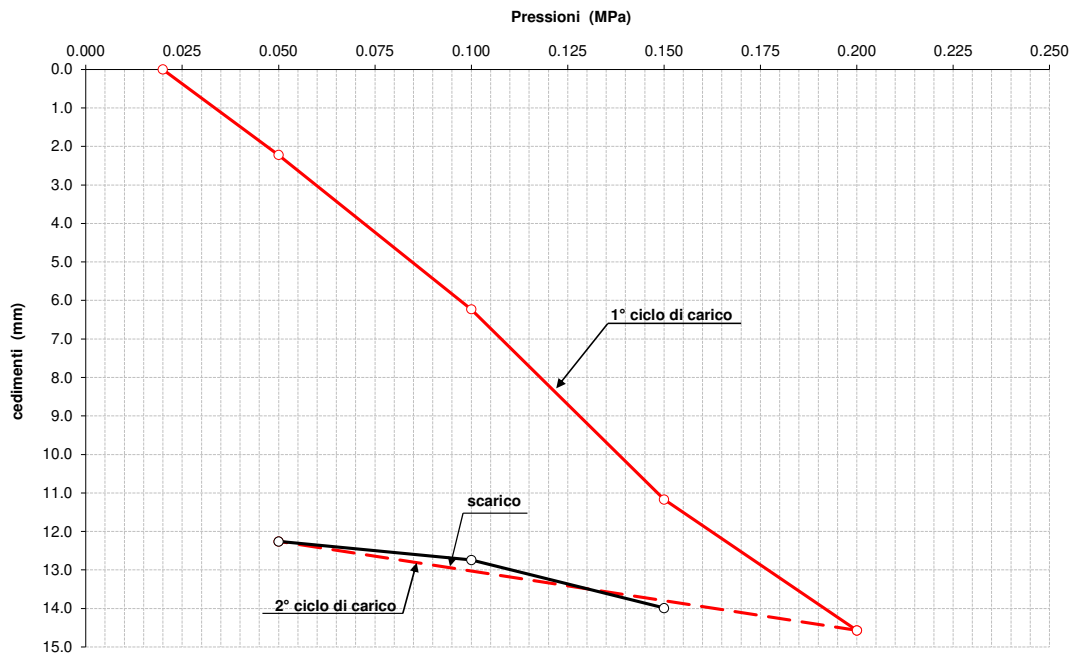


Figura 27- prove di carico su piastra PT04

Come si riscontra dal profilo stradale e dalle sezioni trasversali, il progetto è quasi interamente in rilevato di altezza maggiore a 2.0 m. Solo in prossimità delle rotatorie in progetto il profilo si accosta allo stato di fatto.

Pertanto dalle prove di carico su piastra effettuate a -30 cm da p.c., si riscontra che il valore del modulo di deformazione M_d ottenuto al 1° ciclo di carico è inferiore a quello previsto da capitolato, pari a 15 MPa, per rilevati di altezza maggiore a 2.0 m. Mentre al 2° ciclo di carico il modulo di deformazione è risultato sempre maggiore a 15 MPa, valore minimo registrato pari a 17.3 MPa. Significa che con una compattazione idonea del piano di posa con un rullo compattatore di massa maggiore a 200 kN, è possibile i valori minimi richiesti da capitolato.

Ai fini progettuali si considera pertanto di attestare il piano di posa dei futuri rilevati stradali a -0.30 m da p.c., con asportazione di 20 cm di materiale vegetale, riscontrato nei vari pozzetti esplorativi.

10 VALUTAZIONE DELLA PORTANZA PALI

Le verifiche di capacità portante dei pali vengono condotte, in accordo con le NTC' 2018, con riferimento all'Approccio 2: A1+M1+R3. Il valore di progetto R_{cd} della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della seguente tabella, considerando una tecnologia tipo CFA (elica continua).

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

* da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Inoltre la resistenza caratteristica R_k del palo viene ricavata attraverso correlazioni empiriche che prevedono l'utilizzo di parametri geotecnici, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) sarà dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ (o $R_{t,cal}$) i fattori di correzione (ξ) riportati nella seguente tabella in funzione del numero di verticali d'indagine.

Come previsto dalla Circolare 7/2019 al Paragrafo 6.4.3.1, le verticali d'indagine si riferiscono al volume significativo di ogni singola fondazione. Pertanto ai fini della portanza si è assunto un valore del fattore di correzione (ξ_3) pari a 1.70, che considera un numero pari a 1 verticale d'indagine.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche

Resistenza	γ_R (R3 = CFA)	ξ (n° indagini = 1)	FS (R3)
Base	1.30	1.70	2.21
Laterale in compressione	1.15	1.70	1.96

10.1 CAPACITA' PORTANTE DEI PALI A CARICHI VERTICALI

10.1.1 DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO A COMPRESSIONE

La portata di progetto di un palo a elica continua (CFA) soggetto a sforzo normale di compressione (eseguito con completa asportazione del terreno) "Q_d" può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_{li} / F_{SL} + Q_{bi} / F_{SB} - W'_p$$

dove:

Q_{li} = portata laterale limite

Q_{bi} = portata di base limite

W'_p = peso efficace del palo (al netto del peso del terreno asportato)
verrà fattorizzato per 1.3 (5.5 kN/m³ x 1.3 = 7.20 kN/m³)

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale (= γ_s · ξ₃)

F_{SB} = fattore di sicurezza per la portata di base (= γ_b · ξ₃)

Per la valutazione della portata laterale si adotta la seguente relazione:

- $Q_{li} = \pi \cdot D \cdot \sum_i (\tau_i \cdot h_i)$

La tensione tangenziale τ_i dipende dalla natura del terreno attraversato.

La tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, in accordo con [Burland, 1973], [Reese & O'Neill, 1988], [Chen & Kulhawy, 1994] e [O'Neill & Hassan, 1994], può essere valutata con riferimento alla seguente espressione:

$$\tau_{li} = \beta_i \cdot \sigma'_{voi} \leq \tau_{li,max}$$

dove:

β_i è il coefficiente empirico per lo strato i-esimo valutato come β = k · tan φ

σ'_{voi} è la pressione verticale efficace media geostatica nello strato i-esimo calcolata a partire dal p.c. originario

τ_{li,max} è la tensione tangenziale ultima massima attribuibile allo strato i-esimo

In accordo a Reese & O'Neill [1988] e a O'Neill & Hassan [1994] (vedi anche Jamiołkowski [2000]) al coefficiente empirico β possono essere assegnati i seguenti valori:

per i depositi ghiaioso-sabbiosi $1.0 \geq \beta = 1.5 - 0.245 \cdot (z)^{0.50} \geq 0.25$

per i depositi limo sabbiosi $1.0 \geq \beta = 1.5 - 0.42 \cdot (z)^{0.34} \geq 0.25$

essendo z la profondità a partire dal p.c. originario.

Nel caso in esame si assumerà la correlazione valida per depositi ghiaioso-sabbiosi per l'unità GS e la correlazione valida per depositi limo sabbiosi per l'unità LSG.

Inoltre il valore di τ_{max} è ricavabile dalle seguenti espressioni:

$$\tau_{smax} = 3.0 \cdot N_{SPT} \text{ kPa} \quad \text{per } N_{SPT} \leq 53 \quad \text{Reese \& Wright [1977]}$$

$$\tau_{smax} = 142 + 0.32 \cdot N_{SPT} \text{ kPa} \quad \text{per } N_{SPT} > 53 \quad \text{Reese \& Wright [1977]}$$

dove N_{SPT} = n° dei colpi

Per la valutazione della Portata di Base Limite è stata utilizzata la seguente relazione.

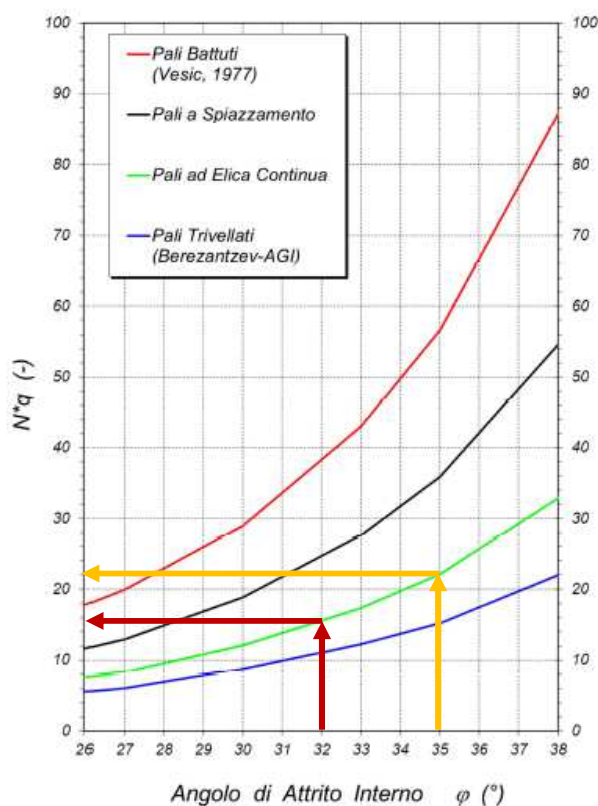
Nel caso dei pali di grande diametro con base in terreni sabbioso-ghiaiosi è prassi consolidata assumere il valore della portata unitaria corrispondente a cedimenti della base del palo pari al 5% del diametro; a tale portata viene attribuito il termine di portata critica ($q_{b,crit}$). Per le opere in cui non vi sono a disposizione prove SPT, la portata di base è stata determinata in base alla seguente correlazione di Berezantzev in funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno. Il valore della portata unitaria di base critica è ricavabile dalla seguente espressione:

$$q_{b,crit} = N_q \cdot \sigma'_v \leq q_{b,crit}^{MAX}$$

dove:

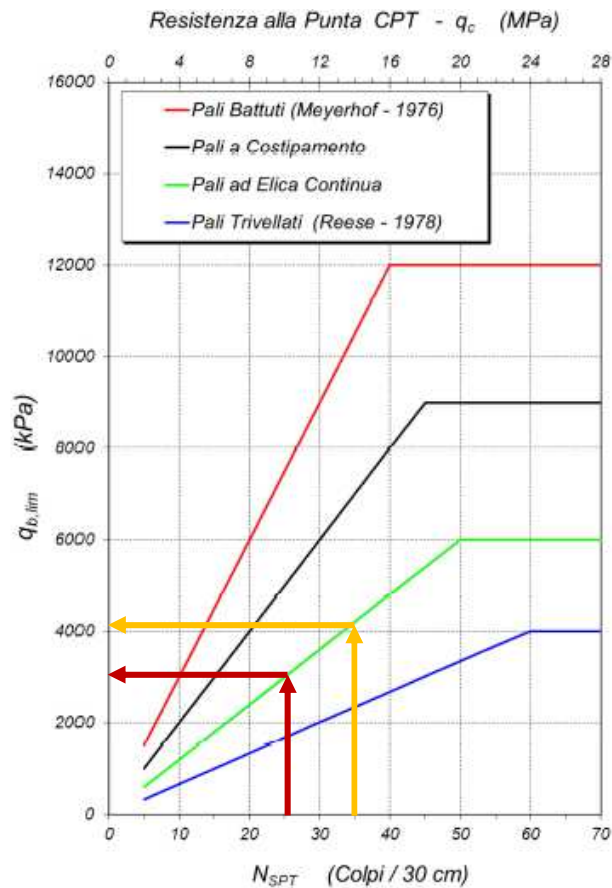
N_q = moltiplicatore ricavabile dal grafico sottostante, pari a 15 per le unità LSG (angolo d'attrito = 32°) e 22 per le unità GS (angolo d'attrito = 35°)

σ'_v = tensione verticale efficace litostatica



La pressione limite massima è ricavabile dal grafico sottostante.

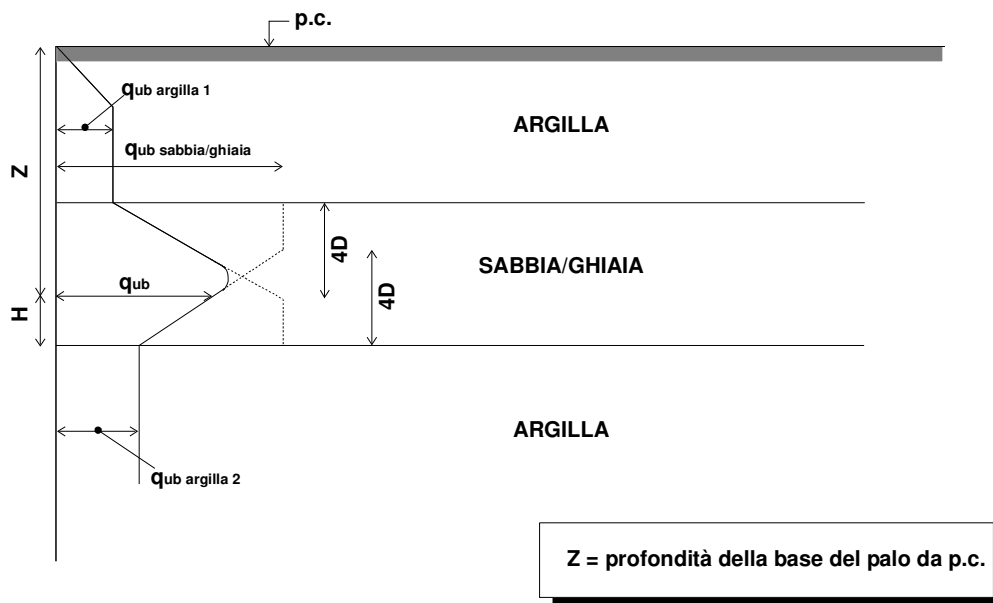
Si considera un $q_{b,crit}^{MAX} = 3000 \text{ kPa}$ per le Unità LSG e $q_{b,crit}^{MAX} = 4000 \text{ kPa}$ per le Unità GS.



10.1.2 TERRENI STRATIFICATI

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille e di sabbie e ghiaie, i criteri di valutazione delle portate laterali limite rimangono analoghi a quelli descritti precedentemente. In accordo a quanto discusso in Meyerhof (1976) la portata di base negli strati sabbioso-ghiaiosi andrà abbattuta rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo, in accordo a quanto rappresentato nella figura seguente. Quando la portata di base attribuibile ad uno strato "i" è superiore a quella degli strati adiacenti, essa può essere attribuita per intero se la base del palo è situata per almeno 4 D entro lo strato.

- La lunghezza del palo dovrà essere almeno pari a 10 volte il diametro del palo.
- Il carico di progetto sul palo dovrà essere compatibile con le caratteristiche resistenti della sezione del palo.
- Inoltre cautelativamente la lunghezza di progetto del palo viene definita considerando che il carico massimo in esercizio $N_{max,SLE}$ sia $< Q_{LL} / 1.3$.



10.2 CARICO LIMITE NEI RIGUARDI DEI CARICHI TRASVERSALI

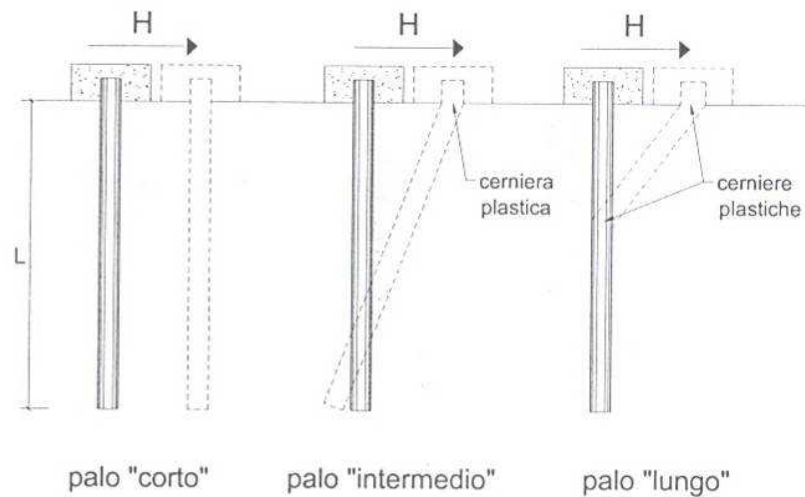
La resistenza del complesso palo terreno nei confronti delle azioni trasversali è stata calcolata secondo la teoria proposta da Broms (1964), in ipotesi di:

- comportamento flessionale del palo rigido perfettamente plastico dopo il raggiungimento del valore del momento di plasticizzazione;
- pressione di interazione palo–terreno dipendente solo dal tipo di terreno e dal diametro del palo;
- Terreno a comportamento rigido – plastico, con mobilitazione completa della resistenza per ogni non nullo dello spostamento.

La teoria di Broms fornisce stime sempre molto cautelative dell'effettivo carico limite trasversale del palo.

In generale il massimo carico trasversale esperibile dal palo dipende dalla geometria (lunghezza, diametro), dalle condizioni di vincolo in testa del palo, dalle caratteristiche strutturali del palo (momento di plasticizzazione M_y), dalla resistenza del terreno e dal meccanismo di rottura, ovvero dalla eventuale formazione di cerniere plastiche lungo il fusto del palo che avviene quando in una data sezione il momento agente eguaglia il momento di plasticizzazione.

I possibili meccanismi di rottura possono essere indicati come rottura a palo "corto", "intermedio" e "lungo", come riportato nella figura seguente.



I pali si possono considerare sempre incastrati in testa.

Il momento di plasticizzazione è variabile a seconda dell'armatura e diametro del palo di fondazione.

I terreni dove sono inseriti i pali sono sia di tipo incoerente che coesivo. Facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento di plasticizzazione pari a M_y , è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura:

Unità Incoerenti

Palo corto:

$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:

$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:

$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

In accordo con quanto riportato nelle NTC '18, il calcolo del carico limite orizzontale, utilizza la combinazione A1+M1+R3.

10.3 DIMENSIONAMENTO PALI DI FONDAZIONE PONTE SUL CANAL MAGRO

10.3.1 SPALLA 1

Nella seguente tabella si riportano i parametri per il dimensionamento dei pali di fondazione della SPALLA 1.

Unità	Profondità	Prof. falda	Prof. Testa palo	γ	ϕ	τ_i	$\tau_{us,max}$	N_q	$q_{crit.}$
	[m]	[m]	[m]	kN/m ³	[°]	--	kPa	--	kPa
GS	0.0 ÷ 6.0	0.0	2.50	19.5	35	$\tau_i = k \tan\phi \cdot \sigma'_v$	150	22	3500
LSG	6.0 ÷ 12.5			19.5	32		120	15	3000
GS	12.5 ÷ 30.0			19.0	35		150	22	4000

Nelle seguenti tabelle, in funzione della lunghezza del palo, sono riportati rispettivamente per pali di diametro $D = 800$ mm, la portata laterale limite Q_{ll} , la portata di base limite Q_{bl} , il peso efficace del palo W_p , la portata totale limite Q_{lt} , la portata di progetto Q_d .

Parametri per valutazione capacità portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
2.50	23.8	48.8	--	1.00	23.8	523.
3.00	28.5	58.5	--	1.00	28.5	627.
3.50	33.3	68.3	--	1.00	33.3	665.
4.00	38.0	78.0	--	1.00	38.0	703.
4.50	42.8	87.8	--	.98	41.9	741.
5.00	47.5	97.5	--	.95	45.2	779.
5.50	52.3	107.3	--	.93	48.4	817.
6.00	57.0	117.0	--	.81	46.4	855.
6.50	61.8	126.8	--	.71	43.6	926.
7.00	66.5	136.5	--	.69	45.6	998.
7.50	71.3	146.3	--	.67	47.5	1069.
8.00	76.0	156.0	--	.65	49.3	1140.
8.50	80.8	165.8	--	.63	50.9	1211.
9.00	85.5	175.5	--	.61	52.5	1283.
9.50	90.3	185.3	--	.60	53.9	1354.
10.00	95.0	195.0	--	.58	55.2	1425.
10.50	99.8	204.8	--	.57	56.4	1496.
11.00	104.5	214.5	--	.55	57.6	1568.
11.50	109.3	224.3	--	.54	58.6	1639.
12.00	114.0	234.0	--	.52	59.6	1710.
12.50	118.8	243.8	--	.57	67.8	1781.
13.00	123.8	253.8	--	.62	76.3	2030.
13.50	128.8	263.8	--	.60	77.2	2278.
14.00	133.8	273.8	--	.58	78.0	2527.
14.50	138.8	283.8	--	.57	78.7	2775.
15.00	143.8	293.8	--	.55	79.2	3024.
15.50	148.8	303.8	--	.54	79.6	3273.
16.00	153.8	313.8	--	.52	79.9	3383.
16.50	158.8	323.8	--	.50	80.1	3493.
17.00	163.8	333.8	--	.49	80.2	3603.
17.50	168.8	343.8	--	.48	80.2	3713.
18.00	173.8	353.8	--	.46	80.0	3823.
18.50	178.8	363.8	--	.45	79.8	3933.
19.00	183.8	373.8	--	.43	79.4	4000.
19.50	188.8	383.8	--	.42	78.9	4000.
20.00	193.8	393.8	--	.40	78.3	4000.
20.50	198.8	403.8	--	.39	77.7	4000.
21.00	203.8	413.8	--	.38	76.9	4000.
21.50	208.8	423.8	--	.36	76.0	4000.
22.00	213.8	433.8	--	.35	75.0	4000.
22.50	218.8	443.8	--	.34	73.9	4000.
23.00	223.8	453.8	--	.33	72.7	4000.

23.50	228.8	463.8	--	.31	71.4	4000.
24.00	233.8	473.8	--	.30	70.1	4000.
24.50	238.8	483.8	--	.29	68.6	4000.
25.00	243.8	493.8	--	.27	67.0	4000.
25.50	248.8	503.8	--	.26	65.4	4000.
26.00	253.8	513.8	--	.25	63.6	4000.
26.50	258.8	523.8	--	.25	64.7	4000.
27.00	263.8	533.8	--	.25	65.9	4000.
27.50	268.8	543.8	--	.25	67.2	4000.
28.00	273.8	553.8	--	.25	68.4	4000.
28.50	278.8	563.8	--	.25	69.7	4000.
29.00	283.8	573.8	--	.25	70.9	4000.
29.50	288.8	583.8	--	.25	72.2	4000.
30.00	293.8	593.8	--	.25	73.4	4000.

zz = Profondita' da piano campagna
 S'v = Tensione verticale efficace
 Sv = Tensione verticale totale
 Cu = Coesione non drenata
 Tau = Tensione di adesione laterale limite
 qb = Portata di base limite unitaria

Curva di capacità portante combinazione A1+M1+R3, palo $\phi = 800$ mm

Lp m	Q11 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	263.	0.	263.	119.
.50	33.	315.	2.	346.	158.
1.00	72.	334.	4.	402.	184.
1.50	116.	353.	5.	464.	214.
2.00	167.	372.	7.	532.	246.
2.50	221.	392.	9.	604.	281.
3.00	280.	411.	11.	680.	318.
3.50	340.	430.	13.	757.	355.
4.00	396.	466.	14.	847.	398.
4.50	452.	501.	16.	937.	441.
5.00	511.	537.	18.	1030.	486.
5.50	572.	573.	20.	1125.	531.
6.00	635.	609.	22.	1222.	578.
6.50	700.	645.	24.	1321.	625.
7.00	766.	680.	25.	1421.	674.
7.50	835.	716.	27.	1524.	723.
8.00	905.	752.	29.	1628.	773.
8.50	977.	788.	31.	1734.	824.
9.00	1050.	824.	33.	1841.	876.
9.50	1124.	860.	34.	1949.	928.
10.00	1204.	895.	36.	2063.	983.
10.50	1294.	1020.	38.	2277.	1084.
11.00	1391.	1145.	40.	2496.	1188.
11.50	1488.	1270.	42.	2717.	1293.
12.00	1587.	1395.	43.	2939.	1397.
12.50	1686.	1520.	45.	3161.	1503.
13.00	1786.	1645.	47.	3384.	1608.
13.50	1886.	1700.	49.	3538.	1683.
14.00	1987.	1756.	51.	3692.	1757.
14.50	2088.	1811.	52.	3846.	1832.
15.00	2188.	1866.	54.	4000.	1907.
15.50	2289.	1921.	56.	4154.	1981.
16.00	2389.	1977.	58.	4308.	2056.
16.50	2489.	2011.	60.	4440.	2120.
17.00	2589.	2011.	62.	4538.	2169.
17.50	2688.	2011.	63.	4635.	2218.
18.00	2786.	2011.	65.	4731.	2266.
18.50	2883.	2011.	67.	4826.	2314.
19.00	2979.	2011.	69.	4921.	2361.
19.50	3074.	2011.	71.	5014.	2407.
20.00	3167.	2011.	72.	5105.	2453.
20.50	3259.	2011.	74.	5196.	2499.
21.00	3350.	2011.	76.	5285.	2543.
21.50	3439.	2011.	78.	5372.	2587.
22.00	3526.	2011.	80.	5457.	2629.
22.50	3611.	2011.	81.	5540.	2671.
23.00	3694.	2011.	83.	5622.	2711.
23.50	3775.	2011.	85.	5701.	2751.
24.00	3856.	2011.	87.	5780.	2790.

24.50	3938.	2011.	89.	5860.	2830.
25.00	4022.	2011.	90.	5942.	2871.

L_p = Lunghezza utile del palo
 Q_{ll} = Portata laterale limite
 Q_{bl} = Portata di base limite
 w_p = Peso efficace del palo
 Q_u = Portata totale limite
 Q_d = Portata di progetto = $Q_{ll}/FS,l + Q_{bl}/FS,b - w_p$

10.3.2 SPALLA 2

Nella seguente tabella si riportano i parametri per il dimensionamento dei pali di fondazione della SPALLA 1.

Unità	Profondità	Prof. falda	Prof. Testa palo	γ	ϕ	τ_i	$\tau_{us,max}$	N_q	$q_{crit.}$
	[m]	[m]	[m]	kN/m ³	[°]	--	kPa	--	kPa
GS	0.0 ÷ 6.5	0.0	3.50	19.5	35	$\tau_i = k \tan\phi \cdot \sigma'_v$	150	22	3500
LSG	6.5 ÷ 13.0			19.5	32		120	15	3000
GS	13.0 ÷ 30.0			19.0	35		150	22	4000

Nelle seguenti tabelle, in funzione della lunghezza del palo, sono riportati rispettivamente per pali di diametro $D = 800$ mm, la portata laterale limite Q_{ll} , la portata di base limite Q_{bl} , il peso efficace del palo W_p , la portata totale limite Q_u , la portata di progetto Q_d .

Parametri per valutazione capacità portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
3.50	33.3	68.3	--	1.00	33.3	732.
4.00	38.0	78.0	--	1.00	38.0	764.
4.50	42.8	87.8	--	.98	41.9	796.
5.00	47.5	97.5	--	.95	45.2	829.
5.50	52.3	107.3	--	.93	48.4	861.
6.00	57.0	117.0	--	.90	51.3	894.
6.50	61.8	126.8	--	.79	48.8	926.
7.00	66.5	136.5	--	.69	45.6	998.
7.50	71.3	146.3	--	.67	47.5	1069.
8.00	76.0	156.0	--	.65	49.3	1140.
8.50	80.8	165.8	--	.63	50.9	1211.
9.00	85.5	175.5	--	.61	52.5	1283.
9.50	90.3	185.3	--	.60	53.9	1354.
10.00	95.0	195.0	--	.58	55.2	1425.
10.50	99.8	204.8	--	.57	56.4	1496.
11.00	104.5	214.5	--	.55	57.6	1568.
11.50	109.3	224.3	--	.54	58.6	1639.
12.00	114.0	234.0	--	.52	59.6	1710.
12.50	118.8	243.8	--	.51	60.4	1781.
13.00	123.5	253.5	--	.56	68.7	1853.
13.50	128.5	263.5	--	.60	77.1	2107.
14.00	133.5	273.5	--	.58	77.9	2361.
14.50	138.5	283.5	--	.57	78.5	2615.
15.00	143.5	293.5	--	.55	79.1	2869.
15.50	148.5	303.5	--	.54	79.5	3123.
16.00	153.5	313.5	--	.52	79.8	3377.
16.50	158.5	323.5	--	.50	80.0	3487.
17.00	163.5	333.5	--	.49	80.1	3597.
17.50	168.5	343.5	--	.48	80.1	3707.
18.00	173.5	353.5	--	.46	79.9	3817.

18.50	178.5	363.5	--	.45	79.6	3927.
19.00	183.5	373.5	--	.43	79.3	4000.
19.50	188.5	383.5	--	.42	78.8	4000.
20.00	193.5	393.5	--	.40	78.2	4000.
20.50	198.5	403.5	--	.39	77.6	4000.
21.00	203.5	413.5	--	.38	76.8	4000.
21.50	208.5	423.5	--	.36	75.9	4000.
22.00	213.5	433.5	--	.35	74.9	4000.
22.50	218.5	443.5	--	.34	73.8	4000.
23.00	223.5	453.5	--	.33	72.6	4000.
23.50	228.5	463.5	--	.31	71.4	4000.
24.00	233.5	473.5	--	.30	70.0	4000.
24.50	238.5	483.5	--	.29	68.5	4000.
25.00	243.5	493.5	--	.27	67.0	4000.
25.50	248.5	503.5	--	.26	65.3	4000.
26.00	253.5	513.5	--	.25	63.6	4000.
26.50	258.5	523.5	--	.25	64.6	4000.
27.00	263.5	533.5	--	.25	65.9	4000.
27.50	268.5	543.5	--	.25	67.1	4000.
28.00	273.5	553.5	--	.25	68.4	4000.
28.50	278.5	563.5	--	.25	69.6	4000.
29.00	283.5	573.5	--	.25	70.9	4000.
29.50	288.5	583.5	--	.25	72.1	4000.
30.00	293.5	593.5	--	.25	73.4	4000.

zz = Profondita' da piano campagna
 S'v = Tensione verticale efficace
 Sv = Tensione verticale totale
 Cu = Coesione non drenata
 Tau = Tensione di adesione laterale limite
 qb = Portata di base limite unitaria

Curva di capacità portante combinazione A1+M1+R3, palo $\phi = 800$ mm

Lp m	Q1l kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	368.	0.	368.	166.
.50	45.	384.	2.	427.	195.
1.00	95.	400.	4.	492.	226.
1.50	150.	417.	5.	561.	259.
2.00	209.	433.	7.	634.	295.
2.50	271.	449.	9.	711.	333.
3.00	334.	466.	11.	789.	370.
3.50	393.	501.	13.	882.	415.
4.00	452.	537.	14.	975.	459.
4.50	513.	573.	16.	1069.	505.
5.00	576.	609.	18.	1166.	551.
5.50	641.	645.	20.	1265.	599.
6.00	707.	680.	22.	1366.	647.
6.50	776.	716.	24.	1469.	696.
7.00	846.	752.	25.	1573.	747.
7.50	918.	788.	27.	1679.	798.
8.00	991.	824.	29.	1786.	849.
8.50	1065.	860.	31.	1894.	902.
9.00	1140.	895.	33.	2003.	954.
9.50	1221.	931.	34.	2118.	1010.
10.00	1313.	1059.	36.	2336.	1113.
10.50	1410.	1187.	38.	2559.	1219.
11.00	1509.	1314.	40.	2783.	1325.
11.50	1608.	1442.	42.	3008.	1431.
12.00	1707.	1570.	43.	3234.	1538.
12.50	1807.	1697.	45.	3460.	1645.
13.00	1908.	1753.	47.	3614.	1719.
13.50	2008.	1808.	49.	3768.	1794.
14.00	2109.	1863.	51.	3922.	1869.
14.50	2210.	1919.	52.	4076.	1943.
15.00	2310.	1974.	54.	4229.	2017.
15.50	2410.	2011.	56.	4364.	2083.
16.00	2509.	2011.	58.	4462.	2132.
16.50	2608.	2011.	60.	4559.	2181.
17.00	2706.	2011.	62.	4655.	2229.
17.50	2803.	2011.	63.	4750.	2276.
18.00	2899.	2011.	65.	4844.	2323.
18.50	2993.	2011.	67.	4937.	2370.
19.00	3087.	2011.	69.	5029.	2416.

19.50	3179.	2011.	71.	5119.	2461.
20.00	3269.	2011.	72.	5207.	2505.
20.50	3358.	2011.	74.	5294.	2549.
21.00	3445.	2011.	76.	5380.	2591.
21.50	3530.	2011.	78.	5463.	2633.
22.00	3613.	2011.	80.	5544.	2674.
22.50	3694.	2011.	81.	5623.	2713.
23.00	3775.	2011.	83.	5702.	2752.
23.50	3857.	2011.	85.	5782.	2792.
24.00	3940.	2011.	87.	5864.	2833.
24.50	4026.	2011.	89.	5947.	2875.
25.00	4112.	2011.	90.	6032.	2917.

Lp = Lunghezza utile del palo

Q_{l1} = Portata laterale limite

Q_{b1} = Portata di base limite

w_p = Peso efficace del palo

Q_u = Portata totale limite

Q_d = Portata di progetto = Q_{l1}/FS,_l + Q_{b1}/FS,_b - w_p

10.4 DIMENSIONAMENTO PALI DI FONDAZIONE PONTE VIA GORINE - CANAL MAGRO

10.4.1 SPALLA 1 E 2

Nella seguente tabella si riportano i parametri per il dimensionamento dei pali di fondazione della SPALLA 1 e 2.

Unità	Profondità	Prof. falda	Prof. Testa palo	γ	φ	τ _i	τ _{us,max}	N _q	q _{crit.}
	[m]	[m]	[m]	kN/m ³	[°]	--	kPa	--	kPa
GS	0.0 ÷ 6.0	0.0	2.00	19.5	35	τ _i = k tanφ · σ' _v	150	22	3500
LSG	6.0 ÷ 13.0			19.5	32		120	15	3000
GS	12.5 ÷ 30.0			19.0	35		150	22	4000

Nelle seguenti tabelle, in funzione della lunghezza del palo, sono riportati rispettivamente per pali di diametro D = 800 mm, la portata laterale limite Q_{l1}, la portata di base limite Q_{b1}, il peso efficace del palo W_p, la portata totale limite Q_u, la portata di progetto Q_d.

Parametri per valutazione capacità portante

zz m	S' _v kPa	S _v kPa	C _u kPa	Tau/S' _v -	Tau kPa	qb kPa
2.00	19.0	39.0	--	1.00	19.0	418.
2.50	23.8	48.8	--	1.00	23.8	523.
3.00	28.5	58.5	--	1.00	28.5	627.
3.50	33.3	68.3	--	1.00	33.3	732.
4.00	38.0	78.0	--	1.00	38.0	756.
4.50	42.8	87.8	--	.98	41.9	781.
5.00	47.5	97.5	--	.95	45.2	806.
5.50	52.3	107.3	--	.93	48.4	830.
6.00	57.0	117.0	--	.81	46.4	855.
6.50	61.8	126.8	--	.71	43.6	926.
7.00	66.5	136.5	--	.69	45.6	998.
7.50	71.3	146.3	--	.67	47.5	1069.
8.00	76.0	156.0	--	.65	49.3	1140.
8.50	80.8	165.8	--	.63	50.9	1211.
9.00	85.5	175.5	--	.61	52.5	1283.
9.50	90.3	185.3	--	.60	53.9	1354.

10.00	95.0	195.0	--	.58	55.2	1425.
10.50	99.8	204.8	--	.57	56.4	1496.
11.00	104.5	214.5	--	.55	57.6	1568.
11.50	109.3	224.3	--	.54	58.6	1639.
12.00	114.0	234.0	--	.52	59.6	1710.
12.50	118.8	243.8	--	.51	60.4	1781.
13.00	123.5	253.5	--	.56	68.7	1853.
13.50	128.5	263.5	--	.60	77.1	2135.
14.00	133.5	273.5	--	.58	77.9	2418.
14.50	138.5	283.5	--	.57	78.5	2701.
15.00	143.5	293.5	--	.55	79.1	2984.
15.50	148.5	303.5	--	.54	79.5	3267.
16.00	153.5	313.5	--	.52	79.8	3377.
16.50	158.5	323.5	--	.50	80.0	3487.
17.00	163.5	333.5	--	.49	80.1	3597.
17.50	168.5	343.5	--	.48	80.1	3707.
18.00	173.5	353.5	--	.46	79.9	3817.
18.50	178.5	363.5	--	.45	79.6	3927.
19.00	183.5	373.5	--	.43	79.3	4000.
19.50	188.5	383.5	--	.42	78.8	4000.
20.00	193.5	393.5	--	.40	78.2	4000.
20.50	198.5	403.5	--	.39	77.6	4000.
21.00	203.5	413.5	--	.38	76.8	4000.
21.50	208.5	423.5	--	.36	75.9	4000.
22.00	213.5	433.5	--	.35	74.9	4000.
22.50	218.5	443.5	--	.34	73.8	4000.
23.00	223.5	453.5	--	.33	72.6	4000.
23.50	228.5	463.5	--	.31	71.4	4000.
24.00	233.5	473.5	--	.30	70.0	4000.
24.50	238.5	483.5	--	.29	68.5	4000.
25.00	243.5	493.5	--	.27	67.0	4000.
25.50	248.5	503.5	--	.26	65.3	4000.
26.00	253.5	513.5	--	.25	63.6	4000.
26.50	258.5	523.5	--	.25	64.6	4000.
27.00	263.5	533.5	--	.25	65.9	4000.
27.50	268.5	543.5	--	.25	67.1	4000.
28.00	273.5	553.5	--	.25	68.4	4000.
28.50	278.5	563.5	--	.25	69.6	4000.
29.00	283.5	573.5	--	.25	70.9	4000.
29.50	288.5	583.5	--	.25	72.1	4000.
30.00	293.5	593.5	--	.25	73.4	4000.

zz = Profondita' da piano campagna
 S'v = Tensione verticale efficace
 Sv = Tensione verticale totale
 Cu = Coesione non drenata
 Tau = Tensione di adesione laterale limite
 qb = Portata di base limite unitaria

Curva di capacità portante combinazione A1+M1+R3, palo $\phi = 800$ mm

Lp m	Q1l kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	210.	0.	210.	95.
.50	27.	263.	2.	288.	131.
1.00	60.	315.	4.	371.	169.
1.50	98.	334.	5.	427.	196.
2.00	143.	353.	7.	489.	226.
2.50	193.	372.	9.	557.	258.
3.00	248.	392.	11.	629.	293.
3.50	307.	411.	13.	705.	330.
4.00	367.	430.	14.	782.	367.
4.50	423.	466.	16.	872.	410.
5.00	479.	501.	18.	962.	453.
5.50	538.	537.	20.	1055.	497.
6.00	598.	573.	22.	1150.	543.
6.50	661.	609.	24.	1247.	589.
7.00	726.	645.	25.	1346.	637.
7.50	793.	680.	27.	1447.	685.
8.00	862.	716.	29.	1549.	735.
8.50	932.	752.	31.	1653.	785.
9.00	1004.	788.	33.	1759.	836.
9.50	1076.	824.	34.	1866.	888.
10.00	1151.	860.	36.	1974.	940.

10.50	1226.	895.	38.	2083.	993.
11.00	1307.	931.	40.	2199.	1048.
11.50	1399.	1059.	42.	2416.	1151.
12.00	1496.	1187.	43.	2639.	1257.
12.50	1594.	1314.	45.	2863.	1363.
13.00	1693.	1442.	47.	3088.	1469.
13.50	1793.	1570.	49.	3314.	1576.
14.00	1893.	1697.	51.	3540.	1683.
14.50	1994.	1753.	52.	3694.	1758.
15.00	2094.	1808.	54.	3848.	1832.
15.50	2195.	1863.	56.	4002.	1907.
16.00	2295.	1919.	58.	4156.	1981.
16.50	2396.	1974.	60.	4310.	2056.
17.00	2495.	2011.	62.	4445.	2121.
17.50	2595.	2011.	63.	4542.	2170.
18.00	2693.	2011.	65.	4639.	2219.
18.50	2791.	2011.	67.	4735.	2267.
19.00	2888.	2011.	69.	4830.	2315.
19.50	2984.	2011.	71.	4924.	2362.
20.00	3079.	2011.	72.	5017.	2408.
20.50	3172.	2011.	74.	5109.	2454.
21.00	3264.	2011.	76.	5199.	2499.
21.50	3355.	2011.	78.	5288.	2544.
22.00	3444.	2011.	80.	5375.	2587.
22.50	3531.	2011.	81.	5460.	2630.
23.00	3616.	2011.	83.	5543.	2671.
23.50	3699.	2011.	85.	5625.	2712.
24.00	3780.	2011.	87.	5704.	2752.
24.50	3861.	2011.	89.	5783.	2791.
25.00	3943.	2011.	90.	5863.	2831.

Lp = Lunghezza utile del palo

Ql1 = Portata laterale limite

Qb1 = Portata di base limite

wp = Peso efficace del palo

Qu = Portata totale limite

Qd = Portata di progetto = $Ql1/FS,l + Qb1/FS,b - wp$