



REGIONE MARCHE

PROVINCIA DI ANCONA

COMUNE DI JESI

Interporto Marche S.p.A.

PROGETTO PRELIMINARE PER IL "SISTEMA" INTERPORTUALE DI JESI

bonifica



Centro Studi
sui Sistemi
di Trasporto

RELAZIONE GEOTECNICA

Elaborato

GE GEO 05

REV.	DESCRIZIONE	COMM.	6	0	1	3	0	REV.	DATA
1		RED.	Geom. MAGGI				0	DICEMBRE 2004	
2		VER.	Arch. MOGETTI				1	MAGGIO 2005	
3		APPR.	Arch. CASICCI				2	DICEMBRE 2005	
4							3	GENNAIO 2006	

REV. 4 MAGGIO 2006

La presente Relazione, concordemente con le indicazioni della soc. Interporto Marche S.p.A., è stata redatta in base alle indagini in sito e di laboratorio effettuate nel corso dell'elaborazione degli stralci afferenti al 1°Lotto e al Lotto di Completamento (2° e 3° ultimo Lotto) che rappresentano il 79% della superficie interessata dall'intervento in Ampliamento oggetto del presente progetto preliminare.

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	2
1.1	GENERALITA'.....	2
1.2	<i>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....</i>	<i>2</i>
1.3	<i>BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO.....</i>	<i>2</i>
2	CONDIZIONI GEOTECNICHE DEL SITO.....	4
2.1	<i>INQUADRAMENTO GEOLOGICO E INDAGINI GEOTECNICHE DI RIFERIMENTO.....</i>	<i>4</i>
2.2	<i>CONDIZIONI STRATIGRAFICHE E CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI DEL SITO.....</i>	<i>4</i>
2.3	STRATIGRAFIA DI CALCOLO.....	8
3	TIPOLOGIA DELLE FONDAZIONI E CRITERI DI DIMENSIONAMENTO.....	10
3.1	TIPOLOGIA DELLE FONDAZIONI.....	10
3.2	CAPACITÀ PORTANTE DEL SINGOLO PALO.....	10
3.3	VIABILITA' E PIAZZALI.....	12
3.3.1	BONIFICA DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI.....	12
3.3.2	CORPO DEI RILEVATI DI PIAZZALE.....	12

APPENDICE A - Elaborati di calcolo di capacità portante dei pali

1 INTRODUZIONE

1.1 GENERALITA'

La presente relazione fornisce una sintesi dei risultati delle indagini, in sito e in laboratorio, effettuate ai fini della progettazione preliminare del 2° e 3° lotto dell'Interporto di Jesi

La relazione tratta gli aspetti geotecnici concernenti sia la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni ai fini di calcolo, sia la schematizzazione litostratigrafica da assumere come riferimento per il dimensionamento delle opere di progetto.

E' inoltre riportato il dimensionamento dei pali di fondazione.

1.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

[1] Relazione di impatto ambientale dell'interporto di Jesi.

[2] Relazione geologica di progetto dell'interporto di Jesi.

[3] Indagini geognostiche in sito e di laboratorio (*Documento. 014/03*)

[4] Relazione geotecnica 31/07/97

[4] D.M. LL.PP. 11/03/1988: "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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".

1.3 BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

[5] Regione Marche, Giunta Regionale (*Ass.to Urbanistica-Ambiente*): "L'ambiente Fisico delle Marche – Geologia, geomorfologia e idrogeologia", Ed. S.EL.CA. s.r.l., 1991.

[6] Kulhawy F.H., Mayne P.W. (1990): "Manual on estimating soil properties for foundation design". EL-6800, Research Project 1493-6, Final Report, August 1990, prepared by Cornell University, Ithaca, New York for Electric Power Research Institute – EPRI, Palo Alto, California.

[7] Lancellotta R. (1993): "Geotecnica". Zanichelli, II Edizione

[8] Cestari (1990): "Prove geotecniche in sito". GEO-GRAPH, I Edizione.

[9] De Mello V.F.B. (1971): "The standard penetration test". SOA, 4th Panamerican Conf. SMFE, Juán, Puerto Rico, vol. 1, pp. 1÷86.

- [10] Denver H. (1982): "Modulus of elasticity for sand determined by SPT and CPT". Proc. 2th European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam.
- [11] Gibbs H. J., Holtz W. G. (1957): "Research on determining the density of sands by spoon penetration testing". Proc. 4th ICSMFE, London, vol. 1, pp. 35-39.
- [12] Schmertmann J.H. (1978): "Guidelines for cone interpretation test performance and design". Report FHWA-TS-78-209, U.S. Department of Transportation, Washington.
- [13] Skempton A.W. (1986): "Standard penetration tests procedures & the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation". Géotechnique. 36 (3), pp. 425-447.

2 CONDIZIONI GEOTECNICHE DEL SITO

2.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E INDAGINI GEOTECNICHE DI RIFERIMENTO

L'inquadramento e le condizioni geologiche ed idrogeologiche della valle del fiume Esino, l'origine e la natura dei materiali del sito sono descritte in dettaglio nella Relazione Geologica di progetto e nei paragrafi "Inquadramento geologico – geomorfologico" e "Inquadramento idrogeologico" della Relazione di Impatto Ambientale dello stesso progetto (cfr. [1] e [2]).

Nell'area direttamente interessata dalla costruzione dell'Interporto, in particolare nel perimetro dei lotti 2 e 3, è stata condotta una specifica campagna di indagini geotecniche in sito e prove di laboratorio (cfr. [3]) tra il febbraio ed il marzo del 2003, consistente in:

- n. 2 sondaggi a carotaggio continuo (SA ed SB), spinti fino alla profondità di 20 m, con prelievo di campioni ed esecuzione di prove penetrometriche dinamiche SPT mediamente ogni 3 m;
- n.10 prove penetrometriche pesanti DPSH (denominate P1÷P10), spinte fino alla profondità di 10 m dal piano campagna;
- n.4 pozzetti esplorativi, denominati PZA, PZB, PZC, PZD, spinti alla profondità massima di 1 m

L'ubicazione planimetrica di tutte queste indagini è riportata in figura1.

Nei pozzetti esplorativi sono state eseguite quattro prove di carico su piastra.

2.2 CONDIZIONI STRATIGRAFICHE E CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI DEL SITO

Le caratteristiche litologiche e granulometriche dei materiali, riscontrate nelle indagini eseguite, hanno confermato quanto indicato nell'inquadramento geologico complessivo della valle del fiume Esino, in particolare nei dintorni del sito (*alluvioni terrazzate poggianti su un substrato plio-pleistocenico argilloso/marnoso impermeabile*).

Tali indagini confermano anche i risultati ottenuti nella precedente campagna eseguita nel 1997 nell'ambito della progettazione del lotto1.

Nell'ambito delle massime profondità indagate di interesse progettuale è stata riscontrata una formazione detritica sedimentaria, non cementata, di origine alluvionale (*corrispondente ad un terrazzo alluvionale del fiume Esino*), con locali coperture di riporti, che può essere suddivisa dal punto di vista granulometrico in due strati principali:

- Una coltre superficiale limo-argillosa di terreni in posto e materiali di riporto, da consistente a mediamente consistente, profonda sino a 3÷4 m dal piano campagna;
- Uno strato di base prevalentemente ghiaioso-sabbioso, con clasti in genere appiattiti e ben arrotondati (*di dimensione max 5 cm*), di origine calcarea, in subordine di natura arenacea e selcifera, intercalato da livelli centimetrici/decimetrici limoso-sabbiosi.

Dall'esame che è stato possibile effettuare nei pozzetti esplorativi, profondi 1 m circa, i terreni limo-argillosi della coltre superficiale hanno una consistenza media, fornendo valori di resistenza al pocket penetrometer di circa 200 kPa.

Le granulometrie eseguite sui campioni indisturbati, prelevati in sito, evidenziano la natura limo-argillosa della coltre, con contenuto naturale d'acqua ($w\%$) compreso tra 20 e 25 % e con valori di peso dell'unità di volume dell'ordine di 18÷19 kN/m³.

Dalle prove di taglio diretto risulta una coesione praticamente trascurabile ed un angolo d'attrito efficace compreso tra 23° e 24°.

Dall'elaborazione delle prove edometriche eseguite su 2 campioni indisturbati prelevati nella coltre superficiale, risulta che tali terreni sono sovraconsolidati (*OCR circa pari a 4*).

I parametri di resistenza al taglio dello strato di base, di natura ghiaioso-sabbiosa, sono stati ottenuti dall'interpretazione delle prove in sito, utilizzando diverse procedure e correlazioni disponibili in letteratura, ampiamente documentate e sperimentate.

Per i terreni incoerenti la resistenza al taglio dipende dallo stato di addensamento del deposito, che può essere convenientemente espresso attraverso il parametro della densità relativa D_R .

Per la stima di tale parametro sono state prese in considerazione diverse correlazioni sperimentali, che legano la densità relativa D_R alla tensione verticale efficace e al numero di colpi misurati in una prova SPT, fra cui quelle di Gibbs e Holtz (1957) e di Skempton (1986).

L'espressione proposta da Skempton è la seguente:

$$D_R^2 \cdot (a + b) = (N_1)_{60} = N_{SPT} \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{vo}} \right)^{1/2} \cdot \frac{ER}{60}$$

dove:

- $A=(a+b)$ = parametro dipendente dalla storia tensionale, dalla granulometria e dall'età del deposito,
- p_a = pressione atmosferica, espressa nella stessa unità di misura adottata per σ'_{vo} ,
- ER = rendimento energetico del sistema di battitura, assunto pari al 70%.

Nella figura 2 sono riportati i risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT eseguite nei terreni dello strato di base: il grafico mostra l'andamento del numero di colpi (N_{spt}) in funzione della profondità. Sono distinte le prove eseguite nei due sondaggi. Nonostante la dispersione dei dati, i valori di N_{spt} aumentano leggermente con la profondità.

Lo stato di addensamento dello strato prevalentemente ghiaioso risulta mediamente molto elevato, dati i valori sempre elevati di resistenza alla penetrazione dinamica SPT, pur tenendo conto della scalatura da effettuare per "compensare" l'effetto della granulometria mediamente grossolana del materiale sui risultati di questo tipo di prova.

Secondo la correlazione di Gibbs e Holtz (vedi figura 3), la densità relativa assume mediamente valori superiori al 90÷95%: è da notare però che tale correlazione è tarata per terreni costituiti da sabbia e ghiaia, per cui, in terreni prevalentemente ghiaiosi, bisogna stimare valori più contenuti della densità relativa.

Utilizzando l'espressione proposta da Skempton (figura 4), leggermente più conservativa, i valori di D_R si mantengono in ogni caso elevati con valori tra 80 e 100%. Anche in questo caso la granulometria influenza i valori della densità relativa.

Anche per l'angolo di attrito di picco sono stati messi a confronto i risultati ottenibili tramite diverse correlazioni proposte in letteratura; la Figura 5 riporta l'andamento con la profondità di tale parametro, ottenuto tramite le espressioni, largamente diffuse,

proposte da Schmertmann (1978).

Dalla figura citata si ricava un angolo di attrito di picco (ϕ_p') compreso 44° e 46° , praticamente costante con la profondità: come già detto in precedenza tale stima si basa su una taratura che considera il terreno costituito da sabbia e ghiaia, per cui dovremmo considerare valori più bassi dell'angolo d'attrito.

I valori suindicati per l'angolo di resistenza al taglio dei terreni sono anche leggermente più cautelativi di quelli ottenibili da altre correlazioni, come ad esempio quella proposta da De Mello (figura. 6) che indica valori medi compresi tra i 45° ed i 50° .

In tabella 1 si riporta l'intervallo dei valori dell'angolo d'attrito efficace ottenuti secondo le diverse correlazioni.

	Schmertmann (1978)	De Mello
ϕ_p'	$44^\circ \div 46^\circ$	$45^\circ \div 50^\circ$

TABELLA 1

Per quanto riguarda la deformabilità dei terreni granulari, si è fatto riferimento ad apposite correlazioni che utilizzano direttamente il valore del numero di colpi misurati durante l'esecuzione delle prove SPT, come quella di D'Appollonia et al., Schultze e Menzenbach, Webb, del tipo:

$$E = s_1 \cdot N_{SPT} + s_2$$

In tale espressione per il calcolo di E, s_1 ed s_2 sono due coefficienti dipendenti dalla granulometria e dalla storia tensionale del terreno in esame.

Per un riepilogo di queste ed altre correlazioni si può fare riferimento al documento [10] (Denver, 1982).

I valori del modulo elastico risultano (Figura 7) mediamente costanti con la profondità e variano tra i 50 e gli 80 MPa.

L'interpretazione delle numerose prove DPSH eseguite, fornisce interessanti considerazioni: tutte le prove evidenziano il netto passaggio dalla coltre superficiale allo strato di base intorno alla profondità di 3,5÷4,5 m dal piano campagna. Inoltre la

continuità della prove, permette di cogliere la presenza dei livelli prevalentemente limoso-sabbiosi, evidenziati dalla stratigrafia di sondaggio.

I valori della densità relativa, dell'angolo d'attrito efficace e del modulo elastico ottenuti dall'interpretazione delle prove DPSH sono più bassi di quelli ottenuti interpretando le prove SPT.

I fori di sondaggio sono stati attrezzati con piezometri costituiti da tubi aperti. Al momento non si hanno letture se non quelle effettuate durante l'esecuzione dei sondaggi, che mostrano un livello medio della falda a circa 6,5 m dal piano campagna. Ai fini del dimensionamento delle opere, date le condizioni idrauliche al contorno dell'area e le permeabilità relative dei terreni presenti, si può considerare prudenzialmente che il livello statico della falda possa saturare tutto lo strato ghiaioso sabbioso.

2.3 STRATIGRAFIA DI CALCOLO

Sulla base di quanto esposto nel paragrafo precedente, nell'ambito del presente progetto preliminare, può adottarsi il seguente schema stratigrafico con i seguenti parametri geotecnici di calcolo:

- Da p.c. a 4,0 m di profondità dal p.c. attuale, **sedimenti limo-argillosi e terreni di riporto**

$$\gamma = 18\div 19 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\varphi' = 23^\circ\div 24^\circ$$

- Da 4,0 m sino alle massime profondità di interesse, ***alluvioni ghiaiose in matrice sabbioso-limosa***

$$\gamma = 17\div 20 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\varphi' = 35^\circ\div 40^\circ$$

$$E = 50\div 80 \text{ MPa}$$

essendo:

$$\gamma = \text{peso dell'unità di volume del terreno naturale}$$

c' = coesione in termini di tensioni efficaci

φ' = angolo di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci

E = modulo di elasticità verticale

- ***Livello statico della falda, posto a 4,0 m di profondità da p.c. attuale.***

3 TIPOLOGIA DELLE FONDAZIONI E CRITERI DI DIMENSIONAMENTO

3.1 TIPOLOGIA DELLE FONDAZIONI

In considerazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione presenti nell'area di sedime dell'intervento in studio, non si ritiene opportuno adottare fondazioni di tipo diretto in quanto non adeguate ai carichi agenti ed in presenza di terreni limo argillosi compressibili. Infatti i cedimenti totali e differenziali non sarebbero compatibili con le previste strutture in elevazione a causa della presenza di uno strato limo argilloso compressibile spesso 3-4 m.

Si potrebbe ipotizzare una quota di imposta delle fondazioni dirette coincidente con il tetto della sottostante formazione ghiaioso sabbiosa di buone caratteristiche geotecniche asportando totalmente i 3-4 m di limo argilloso; considerando però il volume degli scavi che ne deriverebbero ne hanno sconsigliato l'adozione sia per motivi economici, che per difficoltà di reperire aree di discarica ragionevolmente vicine per la messa a dimora dei terreni di risulta.

Pertanto la soluzione tecnico economica più idonea è risultata quella di utilizzare pali trivellati che attraversano lo strato limo argilloso e sono immersi nel substrato ghiaio sabbioso.

3.2 CAPACITÀ PORTANTE DEL SINGOLO PALO

Con riferimento alla stratigrafia di calcolo assunta (§ 2.3), sono state dimensionate due tipologie di pali di fondazioni: pali trivellati di diametro $\phi = 600$ mm e pali di diametro $\phi = 800$ mm.

Il calcolo della capacità portante dei pali è stato eseguito tenendo conto del contributo dovuto alla portata di base Q_{cr}^b e del contributo dovuto all'attrito laterale Q_u^s ; da queste è stata determinata la portata ammissibile Q_a , una volta applicato il coefficiente di sicurezza $F_s = 2.5$ prescritto da normativa, per varie lunghezze del palo (*lunghezza utile da sottoplinta*):

$$Q_a = \frac{Q_u^s + Q_{cr}^b}{2.5} - W_p$$

essendo W_p il peso proprio del palo.

La lunghezza utile dei pali sarà calcolata in base ai valori della sollecitazione assiale massima forniti dal Progettista strutturale incrementati di circa il 10÷15% per tenere conto in modo “semplificato” e semiempirico, sulla base di un’ampia esperienza di opere analoghe, dell’effetto “gruppo” di interazione tra i pali.

Nel seguito si riporta una breve sintesi delle linee guida adottate per la valutazione delle capacità portante dei pali, in accordo con le corrispondenti raccomandazioni dell’AGI (1982).

- **Adesione laterale limite:**

Terreni incoerenti :

$$\tau = k \cdot \tan \delta \cdot \sigma_v' \cong 0.4 \cdot \sigma_v' \leq \tau_{max}$$

dove k, rapporto tra le tensioni litostatiche efficaci orizzontale σ_h' e verticale σ_v' è funzione della densità relativa del terreno e del metodo costruttivo utilizzato per la realizzazione del palo. Nel caso in esame, sempre con riferimento alle due possibili modalità esecutive indicate, si stima per k un valore pari a 0,5.

- $\delta = \varphi'$ e $\tau_{max} = 120 \text{ kPa}$

- **Portata unitaria di base**

La portata di base limite di ogni palo è stata calcolata in funzione di N_{SPT} , con la formula empirica di Reese (1977), tarata per pali trivellati.

Terreni incoerenti :

$$Q_{cr}^b = f(N_{SPT}) \cong 3500 \text{ kPa}$$

Con riferimento anche ad altre correlazioni pertinenti (p.es. Berezantsev), si stima che tale valutazione possa essere valida anche nell’ipotesi delle altre tecnologie esecutive possibili citate (*pali tipo Franki, o equivalenti*).

Nelle figure 8 e 9 sono riportate le curve di capacità portante del singolo palo, relative alle due tipologie di pali adottate; nella legenda sono indicate la profondità di testa palo e la profondità del livello di falda.

Gli elaborati di calcolo delle portate assiali limite lungo il fusto ed alla base del palo (Q_u^s e Q_{cr}^b), e della corrispondente portata ammissibile Q_{amm} per varie lunghezze del palo, sono inoltre riportati nell’Appendice A.

3.3 VIABILITA' E PIAZZALI

Il progetto prevede la realizzazione di rilevati di altezza compresa tra 80 cm e 1.0 m per la costruzione di piazzali e viabilità a servizio dei capannoni e di un piazzale terminal ferroviario per i containers.

3.3.1 BONIFICA DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI

La realizzazione dei piazzali di progetto richiederà oltre allo scotico del terreno vegetale, una bonifica per la preparazione del piano di posa degli stessi; infatti le prove di carico eseguite nei pozzetti d'ispezione A, B, C e D evidenziano moduli di sottofondo Me al primo ciclo di carico piuttosto bassi per sopportare i carichi industriali previsti. Pertanto, poiché il bonifico prevederebbe l'utilizzo di ingenti quantità di terre granulari appartenenti ai gruppi A1, A2 o A3 della classifica CNR-UNI da reperire da cava di prestito troppo distanti dall'area di intervento, si è ritenuto opportuno adottare una stabilizzazione a calce dei terreni limo argillosi per una profondità media di 1.0 m dal piano di campagna attuale. Tale soluzione oltre a risolvere la difficile reperibilità sul territorio di terre da rilevato, ha un minor "consumo" di territorio ed un minor traffico di cantiere durante le fasi realizzative con innegabili vantaggi ambientali.

Alla superficie superiore dello strato finale di bonifico dovrà potersi misurare un modulo su piastra Md di almeno 20 MPa (CNR-B.U. n°9).

3.3.2 CORPO DEI RILEVATI DI PIAZZALE

Il corpo dei rilevati di piazzale verrà realizzato mediante messa in opera di materiali appartenenti ai gruppi A1, A2-4, A2-5, A3 (quest'ultimo purché con coefficiente di disuniformità superiore a 7), con densità pari o superiore al 95% della corrispondente AASHTO modificata in tutti gli strati e valore Md non inferiore a 25 MPa (ammettendo $Md \geq 20$ MPa sui bordi per $L = 1.0$ m). Potrà essere utilizzato anche materiale tipo A2-6, purché con passante al setaccio 0.075 mm inferiore al 25% e purché compattato almeno a 40 MPa.

La stesa delle terre impiegate non dovrà avvenire in strati di spessore superiore a 30 cm (allo stato sciolto iniziale) per materiali dei gruppi A2-4, A2-5, A2-6, o superiore a 50 cm (allo stato sciolto iniziale) per materiali dei gruppi A1, A3.

La superficie superiore degli strati avrà una pendenza trasversale pari a circa il 3%, o

comunque tale da garantire lo smaltimento delle acque meteoriche; dovrà essere evitata la formazione di avvallamenti o solchi.

Detta pendenza dovrà essere mantenuta durante il lavoro ed il transito dei mezzi di cantiere.

Per l'intera larghezza del rilevato, nell'ultimo strato superiore, subito sottostante al pacchetto di pavimentazione, si dovrà intervenire con fitocidi, antigerminali o anche taletossici; inoltre, per tale ultimo strato, di spessore compreso tra 30 e 50 cm, si escluderà il ricorso a terre del gruppo A3, o a terre A2-4 ed A2-5 con passante al 200 superiore al 30%. Alla superficie superiore di tale strato si dovrà misurare $M_d \leq 50$ MPa (ammettendo $M_d \geq 30$ MPa ai bordi per $L = 1.0$ m).

Nel caso di sospensione della costruzione dei rilevati per qualsiasi causa, alla ripresa dei lavori i rilevati già eseguiti dovranno essere ripuliti da erbe e vegetazione in genere che vi si fosse insediata.

Alla superficie dovranno essere ripetute le prove di controllo delle compattazioni, praticando inoltre dei solchi per garantirne il collegamento con i nuovi materiali da mettere in opera.

Lo spessore complessivo del corpo dei rilevati, funzione delle quote di progetto al finito dei piazzali Q_f , dovrà consentire di raggiungere quota $Q_f - S_{pv}$, avendo scontato tutti i cedimenti (essendo S_{pv} lo spessore complessivo del pacchetto di pavimentazione).

Nell'ipotesi di rilevati di piazzale di altezza compresa tra 1.5 e 2.0 m al di sopra del p.c. iniziale, i cedimenti massimi attesi sono dell'ordine di 5÷6 cm, e se ne prevede l'esaurimento entro pochi mesi dalla fine costruzione.



N_{SPT,med}	Q_{b,cr}
(-)	(kPa)
68	4523

z	c_{u(nc)}
(m)	(kPa)
0	0
30	70,15

DATI DA INSERIRE

γ (kN/m³)	z_w (m)
18,0	6,5

A = (a+b)
65
ER (%)
70

f1 (-)
4,5

v
0,3

Sondaggio	Tipo di terreno	z (m)	σ _{v0} (kPa)	u (kPa)	σ'v0 (kPa)	N _{SPT}	N _{SPT} (terr. gran.)	D _R (%) (Skempton 1986)	Schmertmann da D _R		c _u (kPa) (sito)	z (m)	c _u (kPa) (laboratorio)	TERRENI GRANULARI E (MPa) (cfr. Denver, 1982)		TERRENI COESIVI E (MPa) (da c _u)		
									Terreno	Φ' _p				n° curva	E (MPa)	α	Md	E
SA	1	4,05	72,90	0,00	72,90	78	78	100	4	46		5,60	135	1	78	130	0,0	0,0
	1	7,75	139,50	12,50	127,00	58	58	96	4	46				1	63	130	0,0	0,0
	1	11,15	200,70	46,50	154,20	85	85	100	4	46				1	83			
	1	14,75	265,50	82,50	183,00	71	71	97	4	46				1	72			
	1	17,65	317,70	111,50	206,20	66	66	91	4	45				1	69			
SB	1	5,15	92,70	0,00	92,70	41	41	87	4	45				1	50			
	1	8,45	152,10	19,50	132,60	40	40	79	4	44				1	49			
	1	11,15	200,70	46,50	154,20	57	57	91	4	45				1	62			
	1	13,15	236,70	66,50	170,20	82	82	100	4	46				1	81			
	1	18,15	326,70	116,50	210,20	91	91	100	4	46				1	88			

Sintesi dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche (prove N_{SPT})

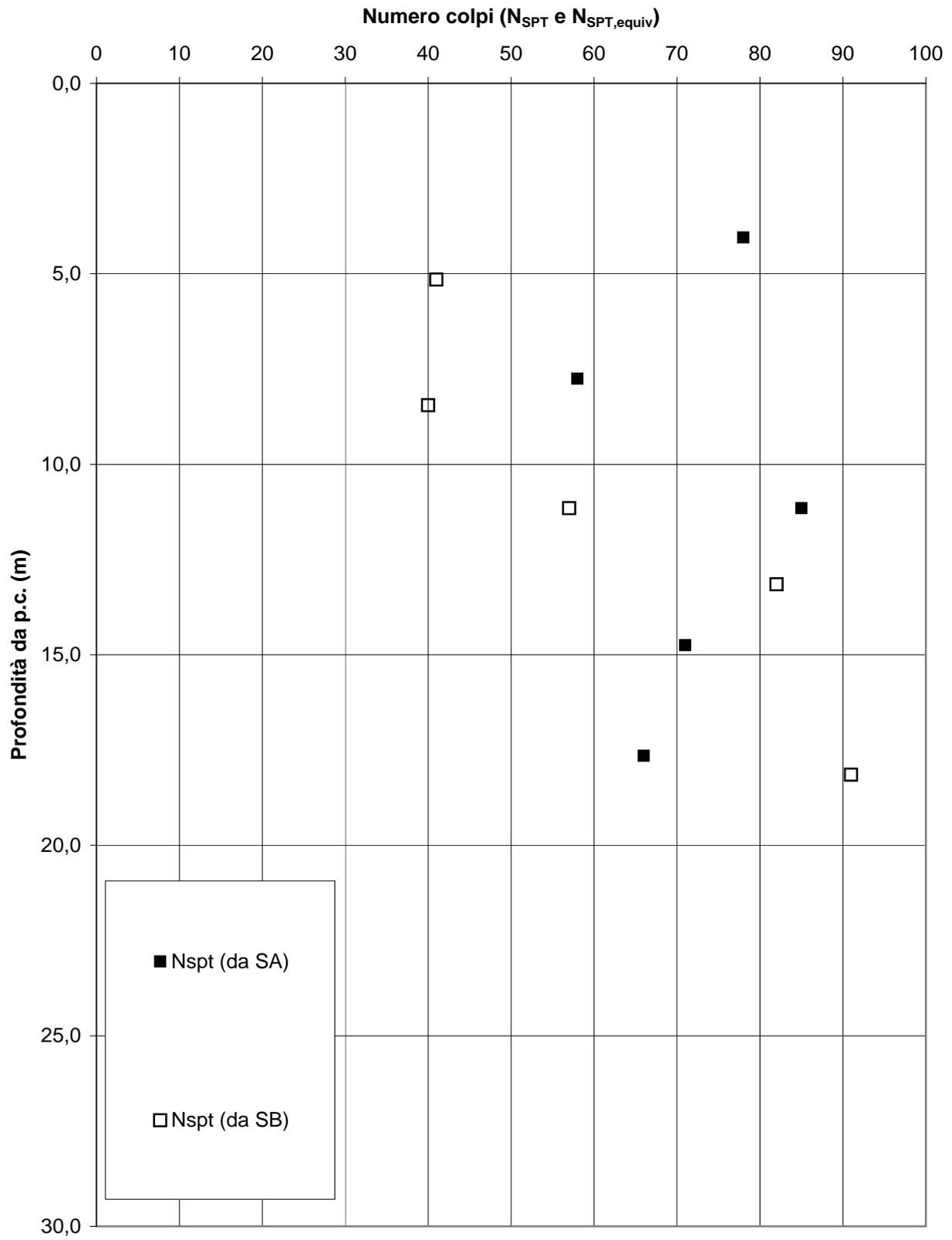


Figura 2

Correlazione N_{SPT} - densità relativa
(da Gibbs e Holtz, 1957)

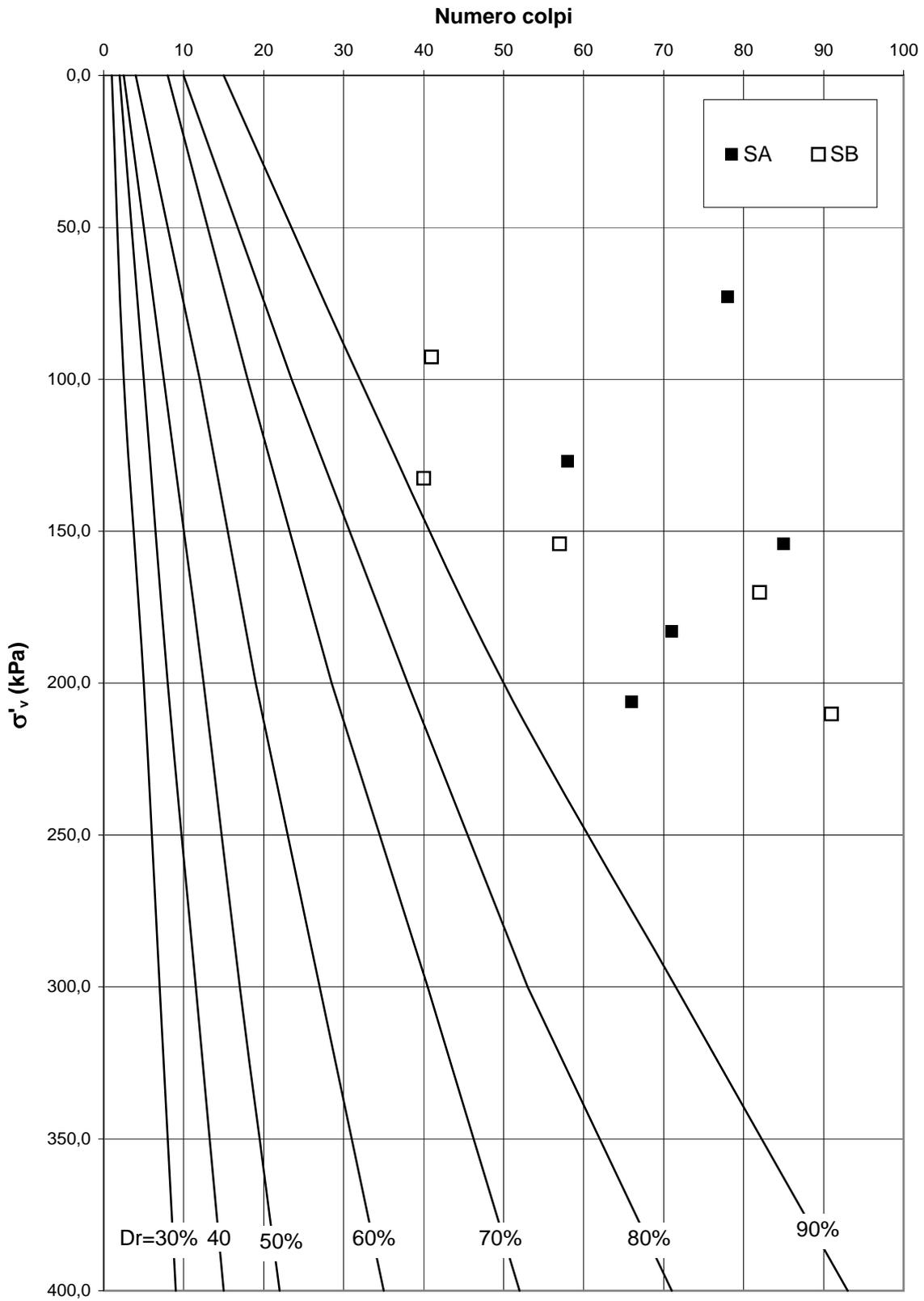


Figura 3

Correlazione N_{SPT} - densità relativa
(da Skempton, 1986)

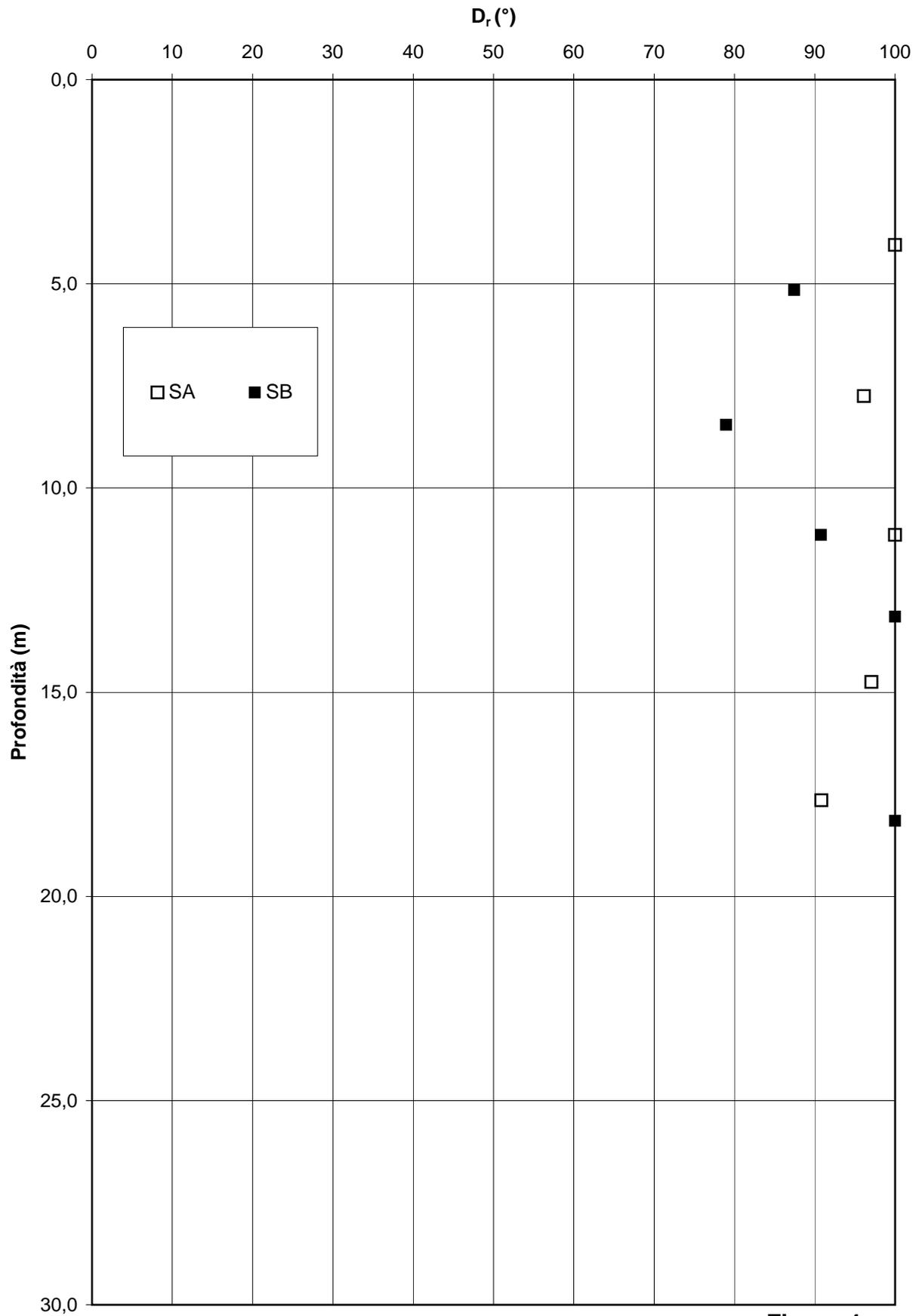


Figura 4

Correlazione N_{SPT} - angolo d'attrito di picco
(da Schmertmann, 1978)

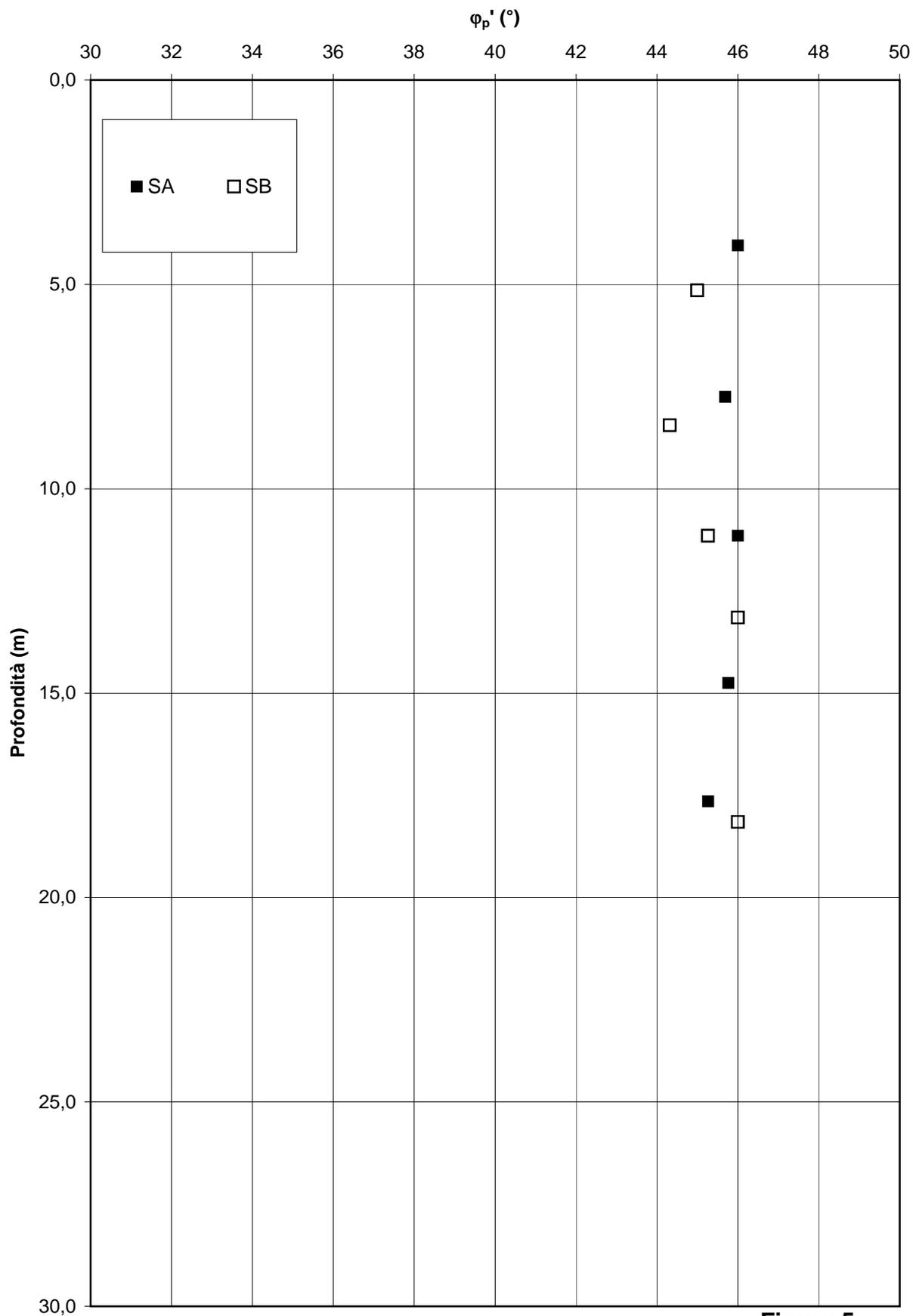
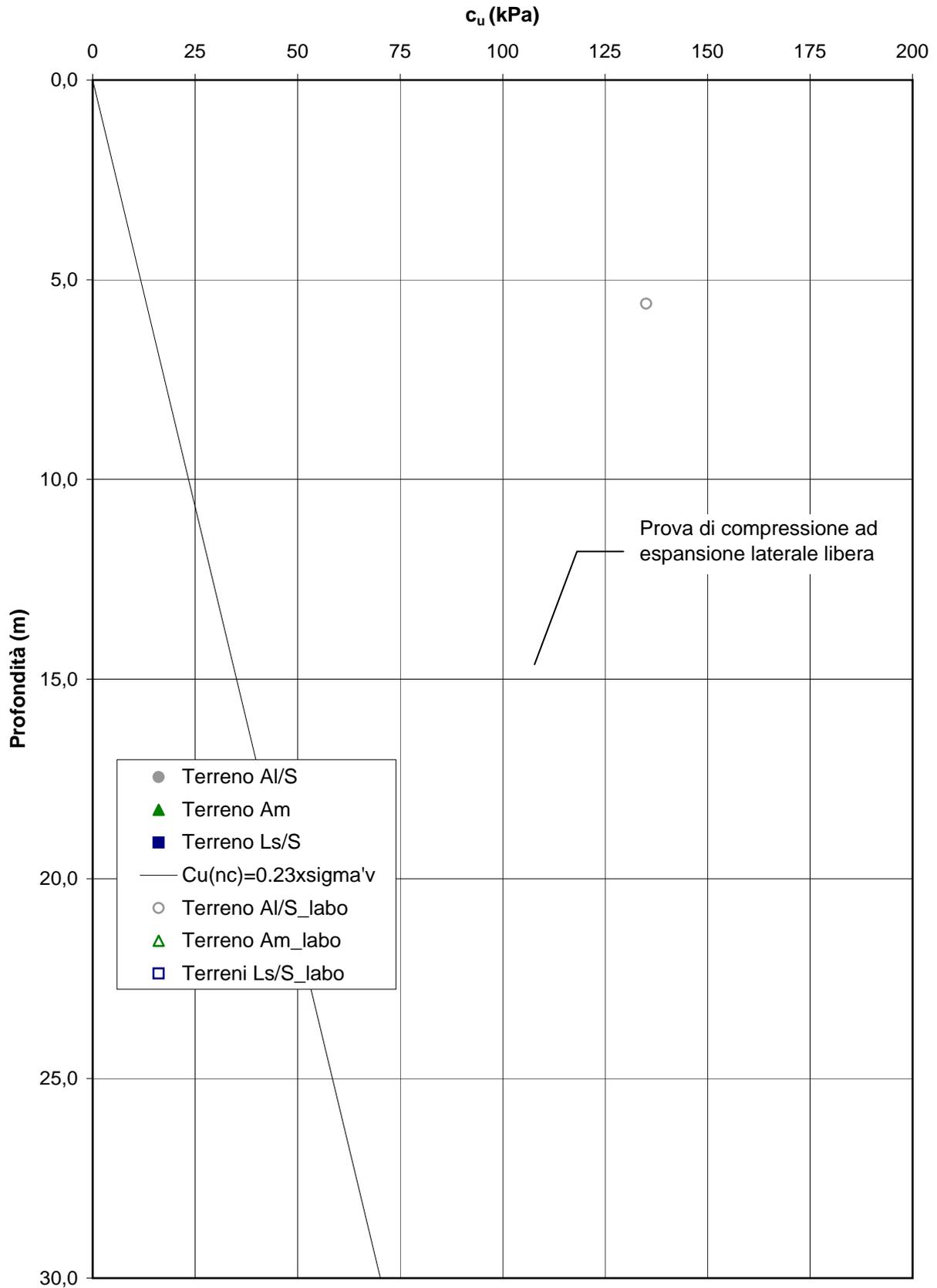
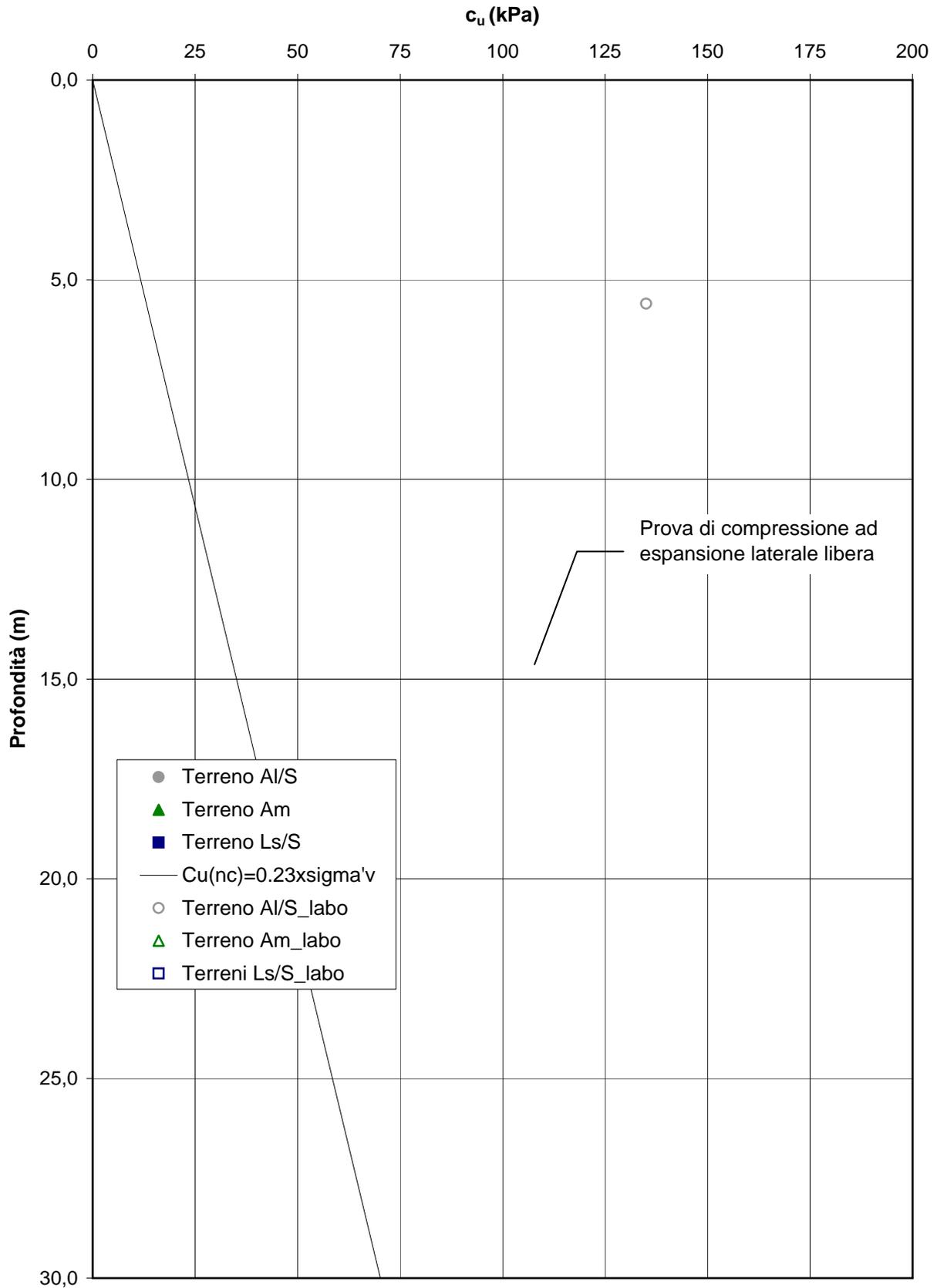


Figura 5

Resistenza non drenata c_u
(da prove N_{SPT} , $c_u = f_1 \times N_{SPT}$ e prove di laboratorio UU)



Resistenza non drenata c_u
(da prove N_{SPT} , $c_u = f_1 \times N_{SPT}$ e prove di laboratorio UU)



Modulo di Young

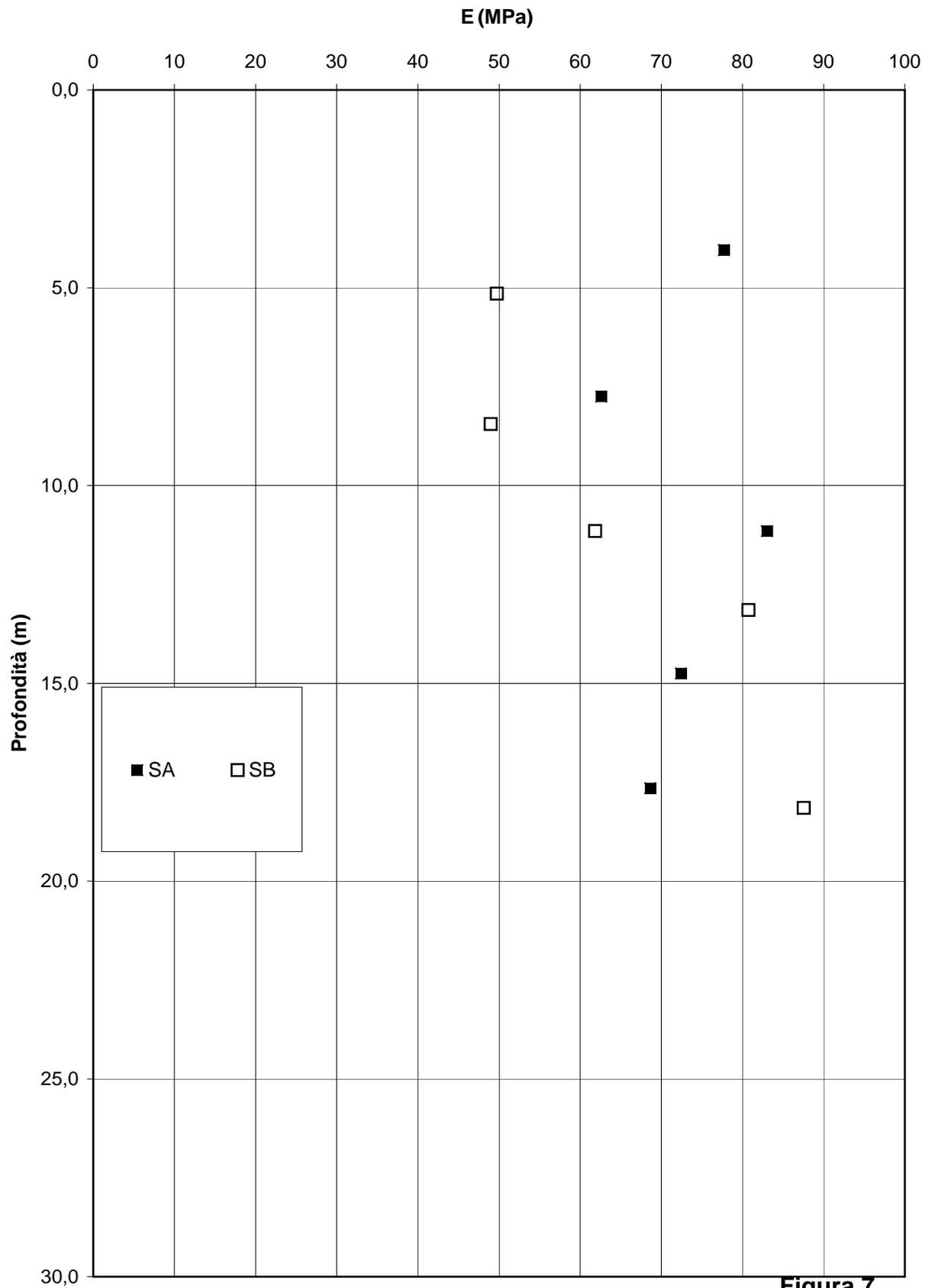
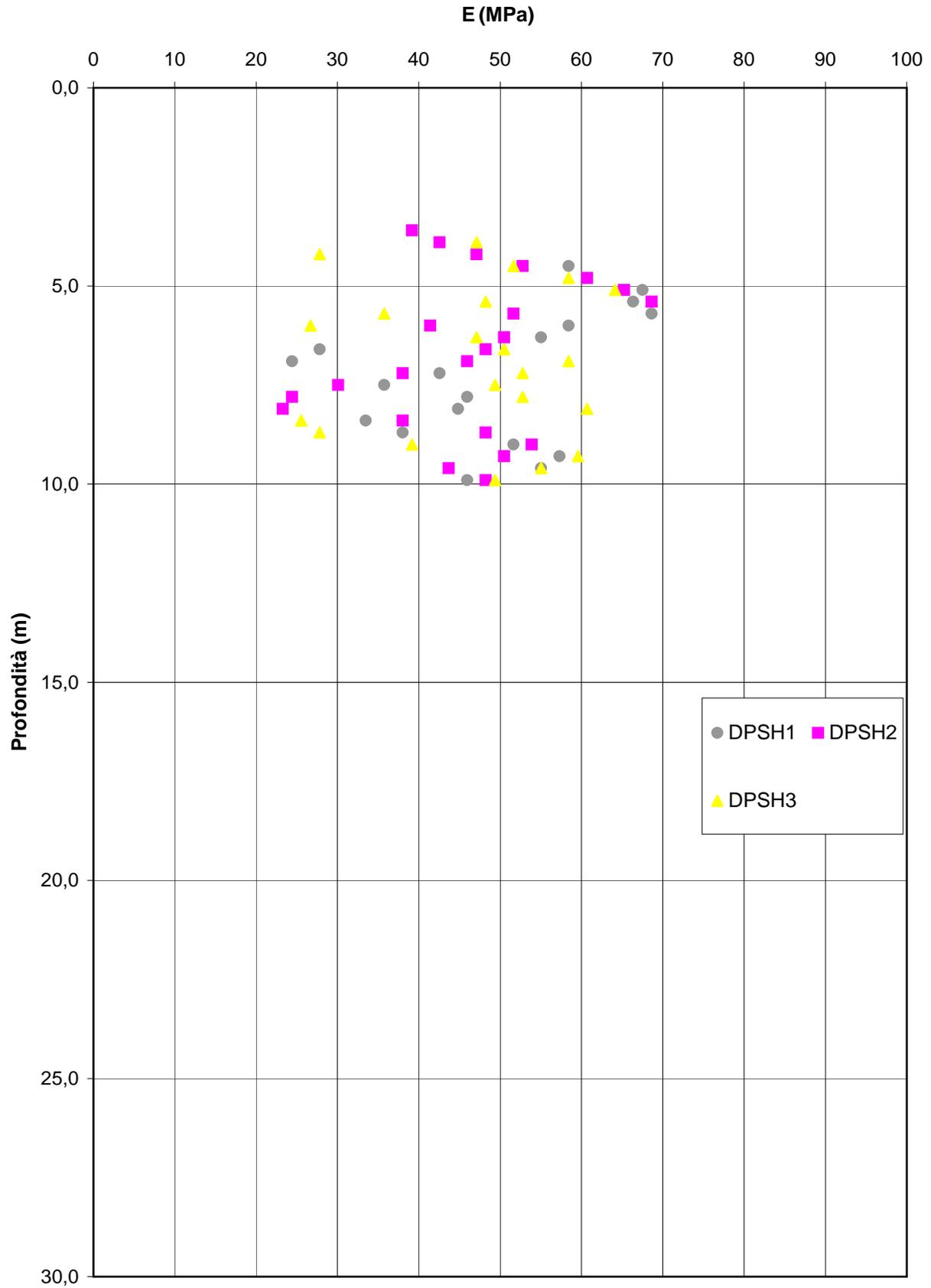
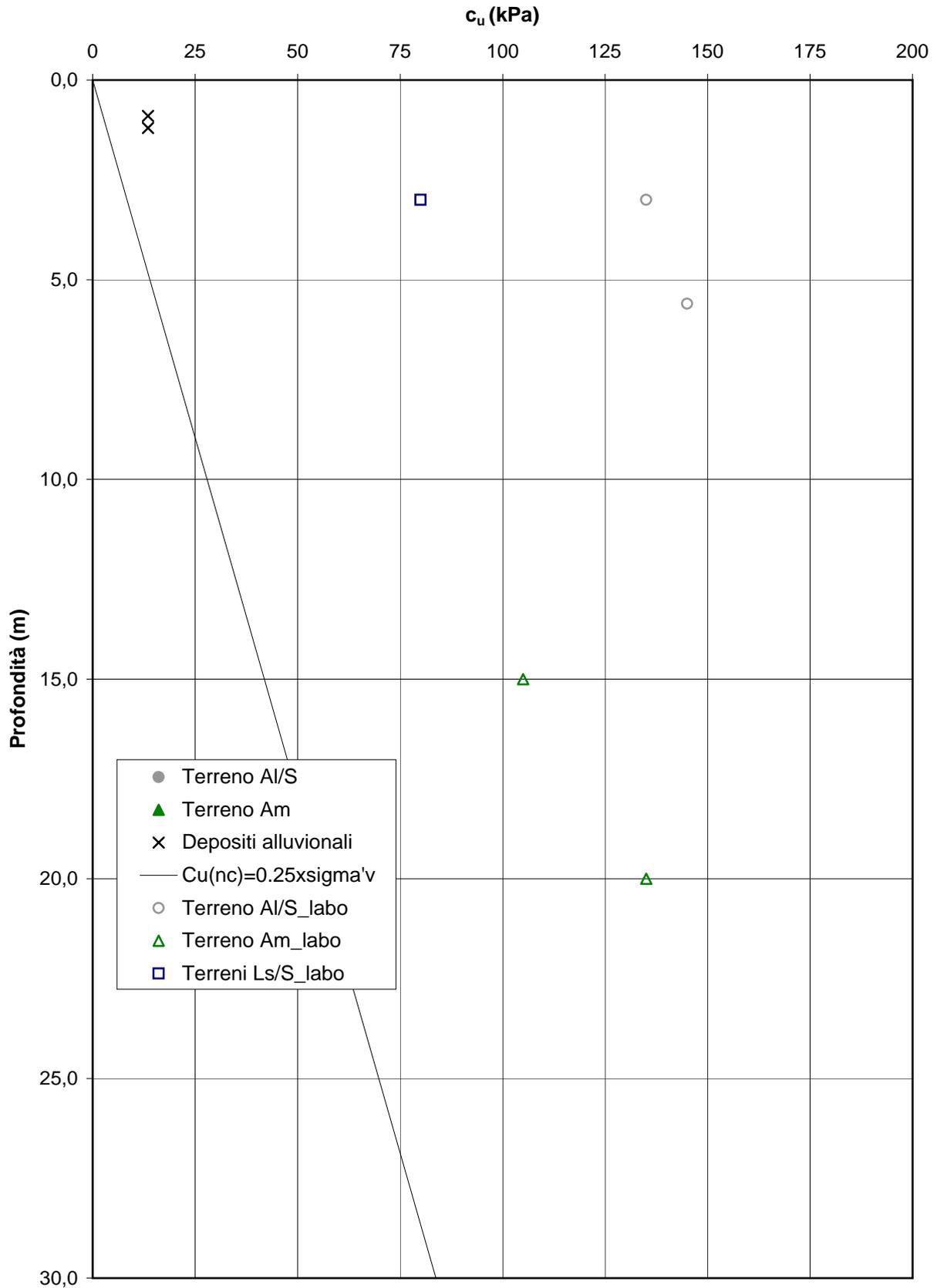


Figura 7

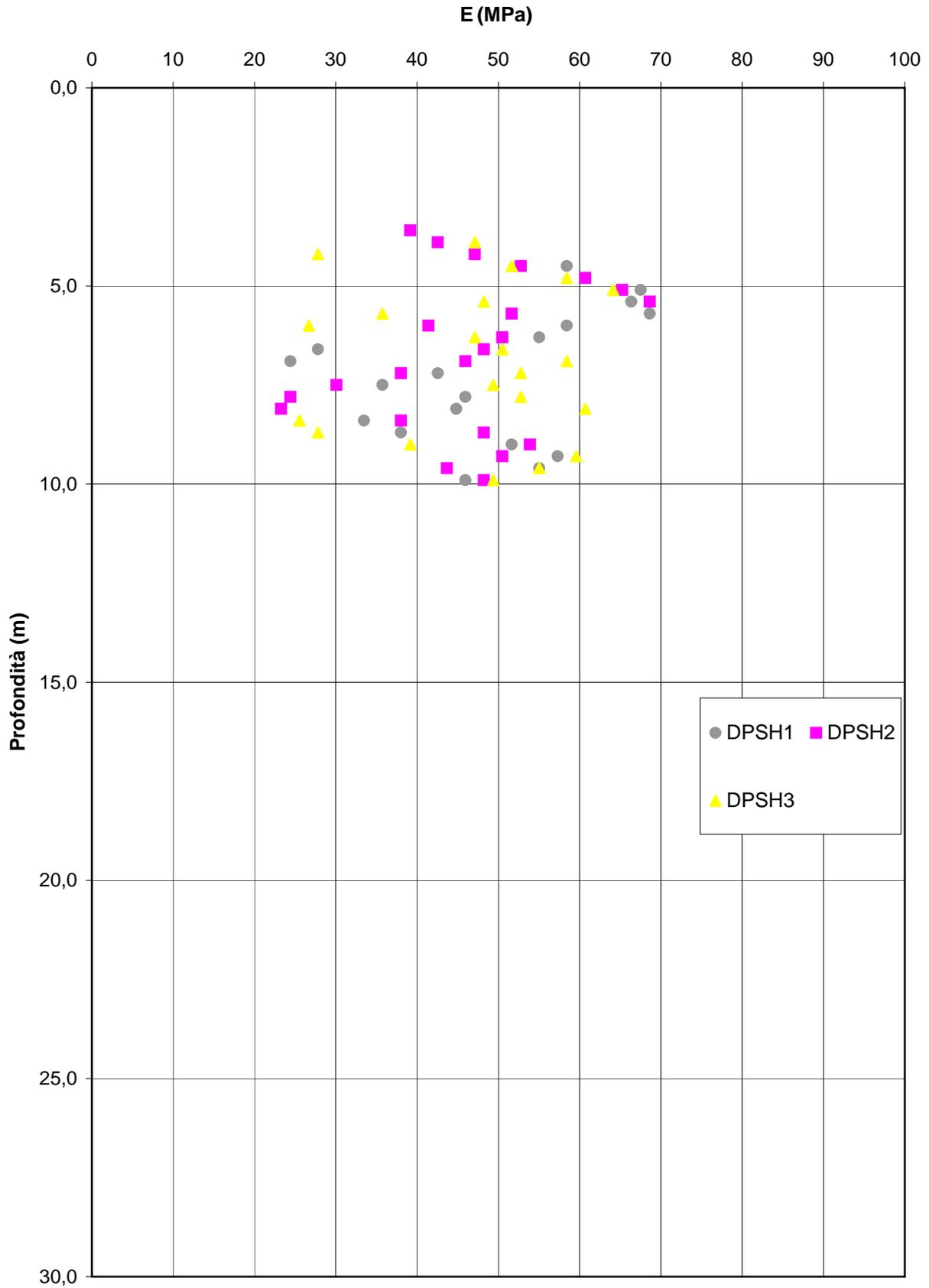
Modulo di Young



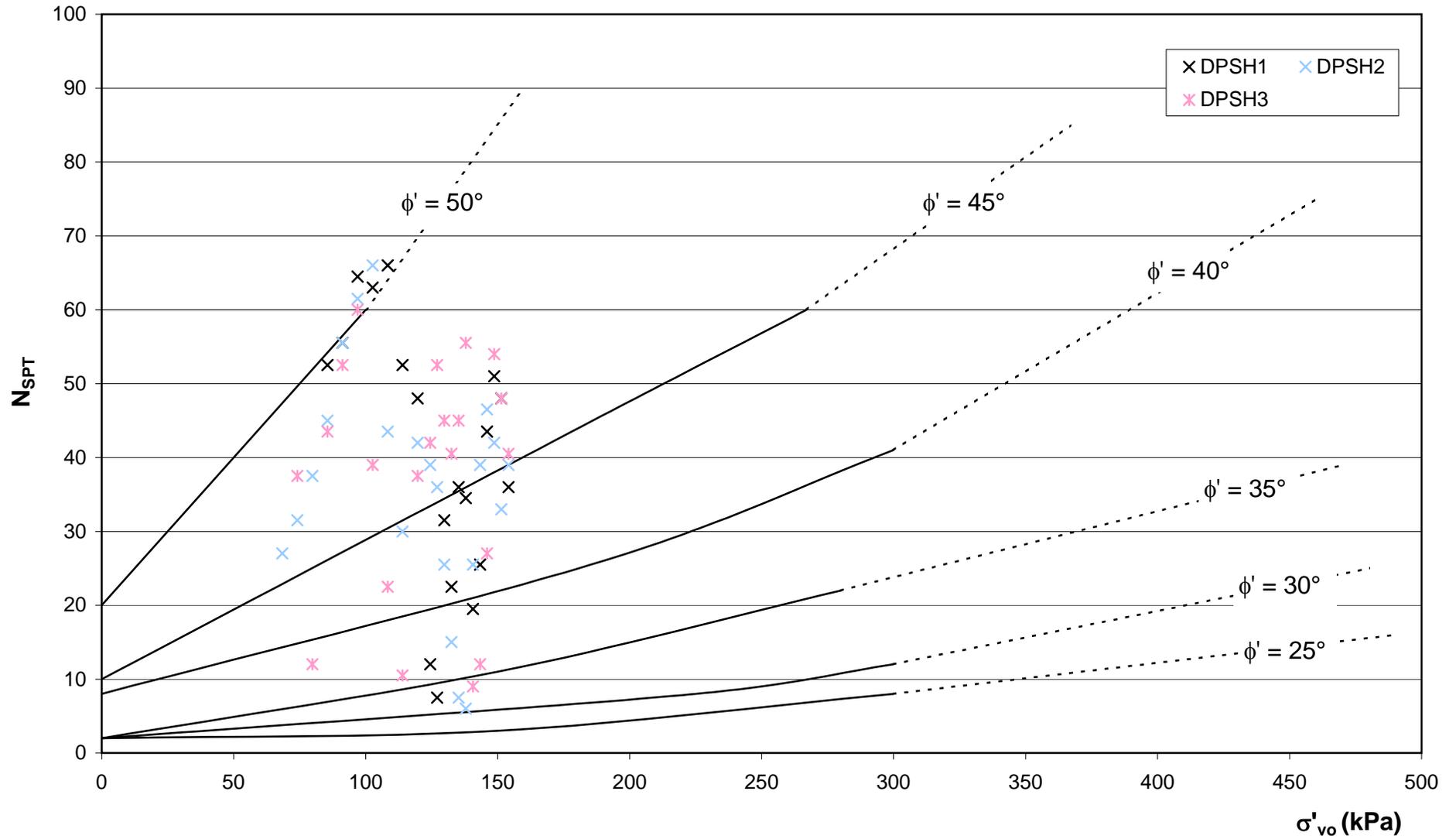
Resistenza non drenata c_u
(da prove DPSH, $c_u = f_1 \times N_{SPT,equiv}$)



Modulo di Young

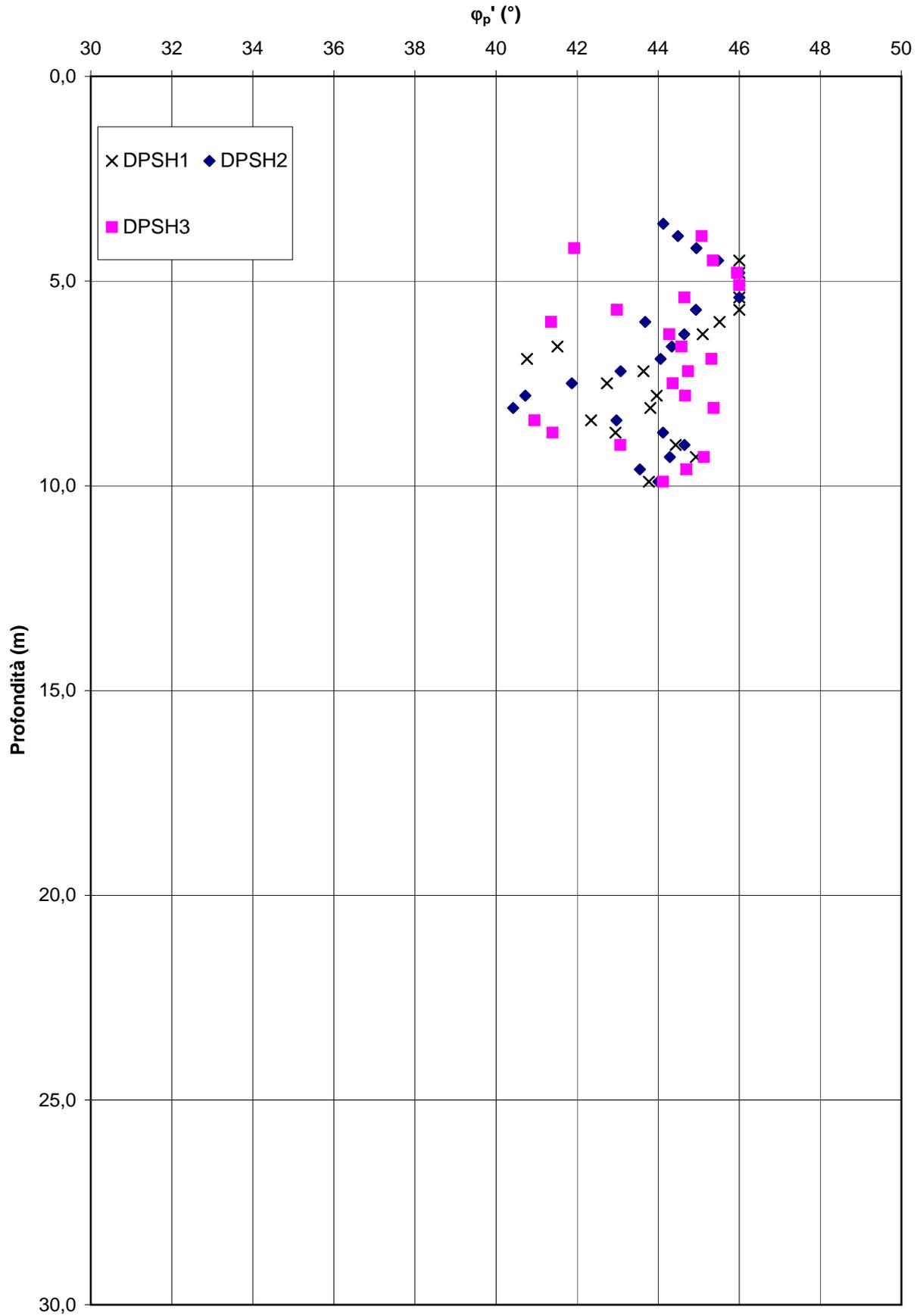


Correlazione $N_{SPT} - \phi'$ (da De Mello, 1971)

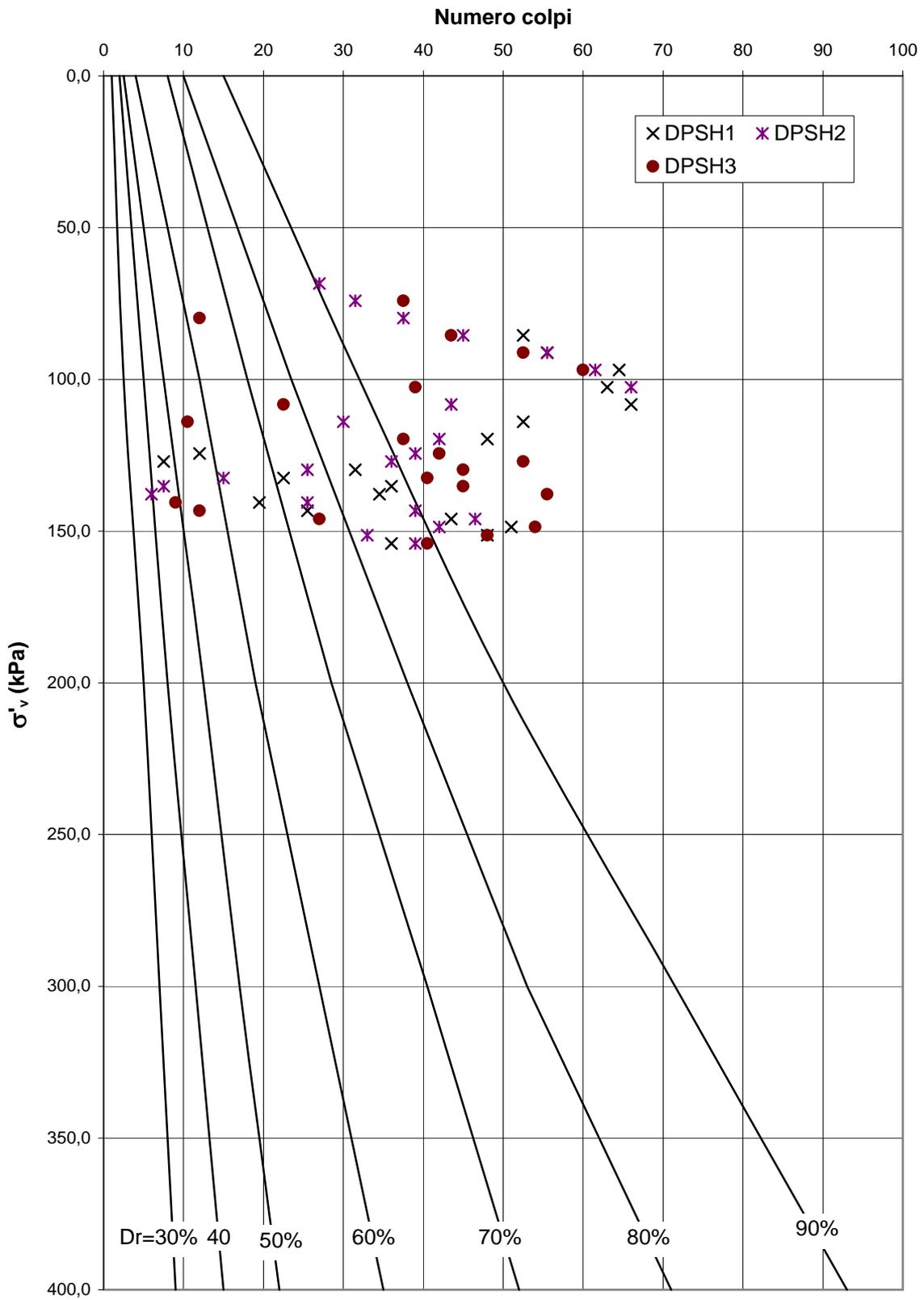


Figura

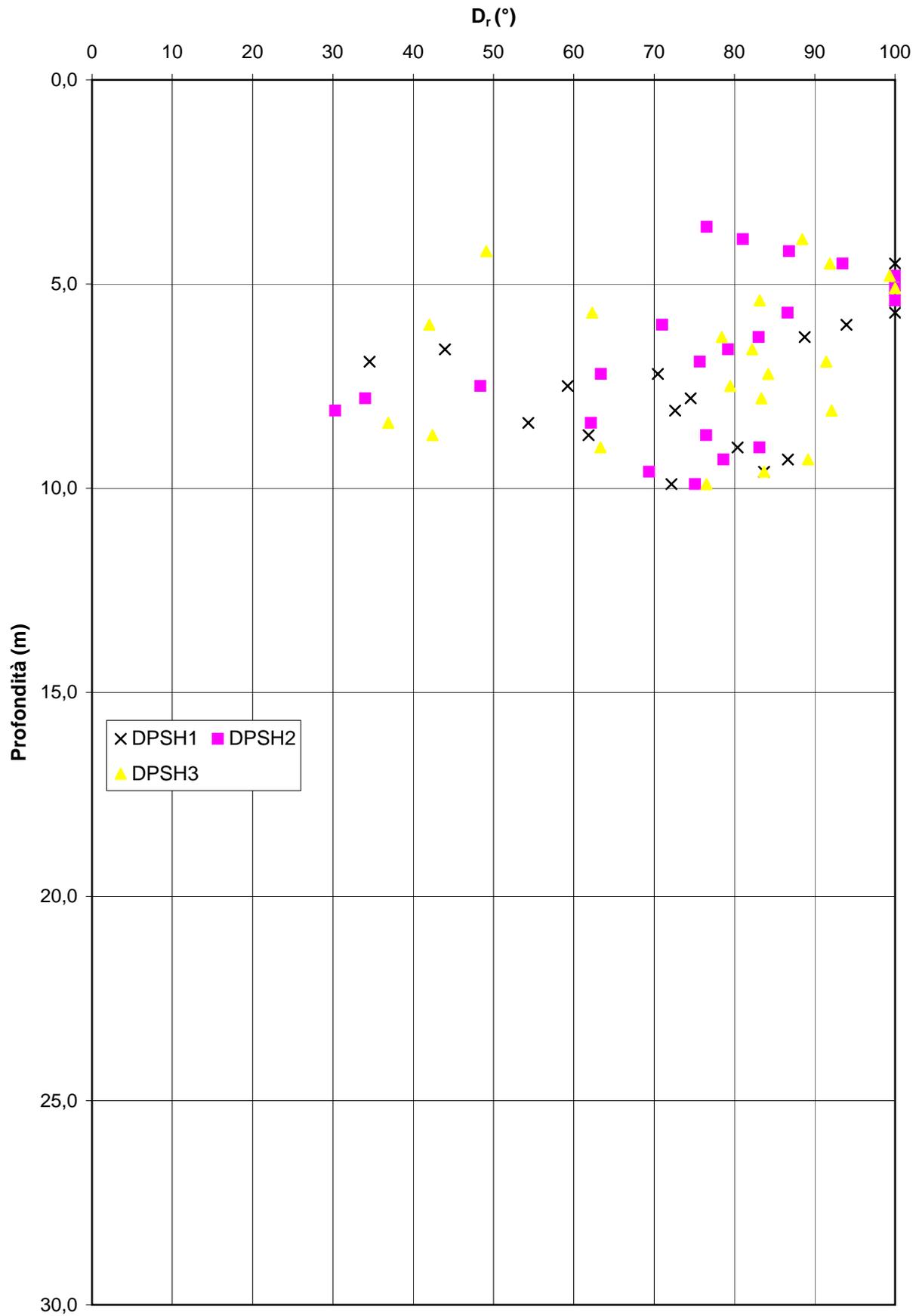
Correlazione N_{SPT} - angolo d'attrito di picco
(da Schmertmann, 1978)



Correlazione N_{SPT} - densità relativa
(da Gibbs e Holtz, 1957)



Correlazione N_{SPT} - densità relativa
(da Skempton, 1986)



```

*****
*
*   CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO   *
*
*****

```

Interporto di Jesi/pali D=600mm
 testa palo a 1 m da p.c. attuale/falda a 4m da p.c. attuale

DATI DI INPUT
 =====

Diametro del palo	(m)	.6
Lunghezza minima del palo	(m)	5
Lunghezza massima del palo	(m)	30
Incremento lunghezza palo	(m)	1
Quota testa palo da piano campagna	(m)	1
FS Portata laterale	(-)	2.5
FS Portata di base	(-)	2.5
Tensione massima nel calcestruzzo	(MPa)	4.5
Peso specifico del palo	(kN/m3)	6
Numero degli strati di terreno	(-)	3
Numero delle falde	(-)	1
Quota 1 ^ falda da p.c.	(m)	4

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

=====

Strato (-)	Z,str (m)	Gnat. (kN/m3)	Geff. (kN/m3)	Z,w (m)	Fi (o)	Delta (o)	Cu,i (kPa)	Cu,f (kPa)
1	4.00	18.50	8.50	4.00	24.0	24.0	0.0	0.0
2	9.00	18.50	8.50	4.00	35.0	35.0	0.0	0.0
3	35.00	18.50	8.50	4.00	38.0	38.0	0.0	0.0

Z,str = Quota fine strato da piano campagna
 Gnat. = Peso specifico del terreno naturale
 Geff. = Peso specifico del terreno immerso
 Z,w = Quota della falda da piano campagna
 Fi = Angolo di resistenza al taglio (per terreni incoerenti)
 Delta = Angolo d'attrito palo-terreno (per terreni incoerenti)
 Cu,i = Coesione non drenata, inizio strato (per terreni coesivi)
 Cu,f = Coesione non drenata, fine strato (per terreni coesivi)

Strato (-)	Terreno tipo (---)	TAU,max (kPa)	Qbase,i (kPa)	Qbase,f (kPa)	Qb,l/Qb,c (-)
1	INCOERENTE	120.0	3500.0	3500.0	3.00
2	INCOERENTE	120.0	3500.0	3500.0	3.00
3	INCOERENTE	120.0	3500.0	3500.0	3.00

TAU,max = Limite superiore dell'adesione laterale palo-terreno
 Qbase,i = Portata di base unitaria, inizio strato
 Qbase,f = Portata di base unitaria, fine strato
 Qb,l/Qb,c = Rapporto tra portata di base limite e critica

Interporto di Jesi/pali D=600mm
 testa palo a 1 m da p.c. attuale/falda a 4m da p.c. attuale

Quota da p.c. (m)	Sigma,v totale (kPa)	Sigma,v efficace (kPa)	Alfa (--)	Beta (--)	Tau,lim (kPa)	qb,cr (kPa)
1.0	18.5	18.5	--	0.22	4.1	--
1.5	27.8	27.8	--	0.22	6.2	--
2.0	37.0	37.0	--	0.22	8.2	--
2.5	46.3	46.3	--	0.22	10.3	3500.0
3.0	55.5	55.5	--	0.22	12.4	3500.0
3.5	64.8	64.8	--	0.22	14.4	3500.0
4.0	74.0	74.0	--	0.22	16.5	3500.0
4.5	83.3	78.3	--	0.35	27.4	3500.0
5.0	92.5	82.5	--	0.35	28.9	3500.0
5.5	101.8	86.8	--	0.35	30.4	3500.0
6.0	111.0	91.0	--	0.35	31.9	3500.0
6.5	120.3	95.3	--	0.35	33.3	3500.0
7.0	129.5	99.5	--	0.35	34.8	3500.0
7.5	138.8	103.8	--	0.35	36.3	3500.0
8.0	148.0	108.0	--	0.35	37.8	3500.0
8.5	157.3	112.3	--	0.35	39.3	3500.0
9.0	166.5	116.5	--	0.35	40.8	3500.0
9.5	175.8	120.8	--	0.39	47.2	3500.0
10.0	185.0	125.0	--	0.39	48.8	3500.0
10.5	194.3	129.3	--	0.39	50.5	3500.0
11.0	203.5	133.5	--	0.39	52.2	3500.0
11.5	212.8	137.8	--	0.39	53.8	3500.0
12.0	222.0	142.0	--	0.39	55.5	3500.0
12.5	231.3	146.3	--	0.39	57.1	3500.0
13.0	240.5	150.5	--	0.39	58.8	3500.0
13.5	249.8	154.8	--	0.39	60.5	3500.0
14.0	259.0	159.0	--	0.39	62.1	3500.0
14.5	268.3	163.3	--	0.39	63.8	3500.0
15.0	277.5	167.5	--	0.39	65.4	3500.0
15.5	286.8	171.8	--	0.39	67.1	3500.0
16.0	296.0	176.0	--	0.39	68.8	3500.0
16.5	305.3	180.3	--	0.39	70.4	3500.0
17.0	314.5	184.5	--	0.39	72.1	3500.0
17.5	323.8	188.8	--	0.39	73.7	3500.0
18.0	333.0	193.0	--	0.39	75.4	3500.0
18.5	342.3	197.3	--	0.39	77.1	3500.0
19.0	351.5	201.5	--	0.39	78.7	3500.0
19.5	360.8	205.8	--	0.39	80.4	3500.0
20.0	370.0	210.0	--	0.39	82.0	3500.0
20.5	379.3	214.3	--	0.39	83.7	3500.0
21.0	388.5	218.5	--	0.39	85.4	3500.0
21.5	397.8	222.8	--	0.39	87.0	3500.0
22.0	407.0	227.0	--	0.39	88.7	3500.0
22.5	416.3	231.3	--	0.39	90.3	3500.0
23.0	425.5	235.5	--	0.39	92.0	3500.0
23.5	434.8	239.8	--	0.39	93.7	3500.0

Interporto di Jesi/pali D=600mm
 testa palo a 1 m da p.c. attuale/falda a 4m da p.c. attuale

Quota da p.c. (m)	Sigma,v totale (kPa)	Sigma,v efficace (kPa)	Alfa (--)	Beta (--)	Tau,lim (kPa)	qb,cr (kPa)
24.0	444.0	244.0	--	0.39	95.3	3500.0
24.5	453.3	248.3	--	0.39	97.0	3500.0
25.0	462.5	252.5	--	0.39	98.6	3500.0
25.5	471.8	256.8	--	0.39	100.3	3500.0
26.0	481.0	261.0	--	0.39	102.0	3500.0
26.5	490.3	265.3	--	0.39	103.6	3500.0
27.0	499.5	269.5	--	0.39	105.3	3500.0
27.5	508.8	273.8	--	0.39	106.9	3500.0
28.0	518.0	278.0	--	0.39	108.6	3500.0
28.5	527.3	282.3	--	0.39	110.3	3500.0
29.0	536.5	286.5	--	0.39	111.9	3500.0
29.5	545.8	290.8	--	0.39	113.6	3500.0
30.0	555.0	295.0	--	0.39	115.2	3500.0
30.5	564.3	299.3	--	0.39	116.9	3500.0
31.0	573.5	303.5	--	0.39	118.6	3500.0
31.5	582.8	307.8	--	0.39	120.0	3500.0
32.0	592.0	312.0	--	0.38	120.0	3500.0
32.5	601.3	316.3	--	0.38	120.0	3500.0
33.0	610.5	320.5	--	0.37	120.0	3500.0
33.5	619.8	324.8	--	0.37	120.0	3500.0
34.0	629.0	329.0	--	0.36	120.0	3500.0
34.5	638.3	333.3	--	0.36	120.0	3500.0
35.0	647.5	337.5	--	0.36	120.0	3500.0

Alfa = $Tau,lim / Cu$
 Beta = $Tau,lim / Sigma,v$ efficace
 Tau,lim = Adesione limite palo-terreno
 qb,cr = Portata unitaria di base critica

Interporto di Jesi/pali D=600mm
 testa palo a 1 m da p.c. attuale/falda a 4m da p.c. attuale

CAPACITA' PORTANTE A COMPRESSIONE - PALO TRIVELLATO D = 600 mm

Lpalo (m)	Qamm (kN)	Ql,u (kN)	Qb,cr (kN)	Wpalo (kN)	Qt,lim (kN)	S,cls (MPa)
5.00	453.3	164.9	989.6	8.5	3133.7	1.60
6.00	476.8	227.7	989.6	10.2	3196.6	1.69
7.00	502.5	296.2	989.6	11.9	3265.0	1.78
8.00	530.4	370.3	989.6	13.6	3339.1	1.88
9.00	563.8	458.1	989.6	15.3	3426.9	1.99
10.00	600.2	553.3	989.6	17.0	3522.1	2.12
11.00	639.1	654.7	989.6	18.7	3623.5	2.26
12.00	680.4	762.4	989.6	20.4	3731.2	2.41
13.00	724.3	876.3	989.6	22.1	3845.1	2.56
14.00	770.7	996.5	989.6	23.8	3965.3	2.73
15.00	819.6	1123.0	989.6	25.4	4091.8	2.90
16.00	871.0	1255.7	989.6	27.1	4224.5	3.08
17.00	924.9	1394.7	989.6	28.8	4363.5	3.27
18.00	981.3	1540.0	989.6	30.5	4508.8	3.47
19.00	1040.2	1691.5	989.6	32.2	4660.3	3.68
20.00	1101.6	1849.2	989.6	33.9	4818.0	3.90
21.00	1165.5	2013.3	989.6	35.6	4982.1	4.12
22.00	1231.9	2183.5	989.6	37.3	5152.3	4.36
23.00	1300.8	2360.1	989.6	39.0	5328.9	4.60

Lpalo = Lunghezza del palo da quota sottoplinto
 Qamm = Portata ammissibile del palo
 Ql,u = Portata laterale ultima
 Qb,cr = Portata di base critica
 Wpalo = Peso proprio del palo
 Qt,lim = Carico limite ultimo totale del palo
 S,cls = Tensione media di compressione sul calcestruzzo

$Qamm = Ql,u/FSL + Qb,cr/FSB - Wpalo$

Capacità portante del singolo palo
D=600 mm

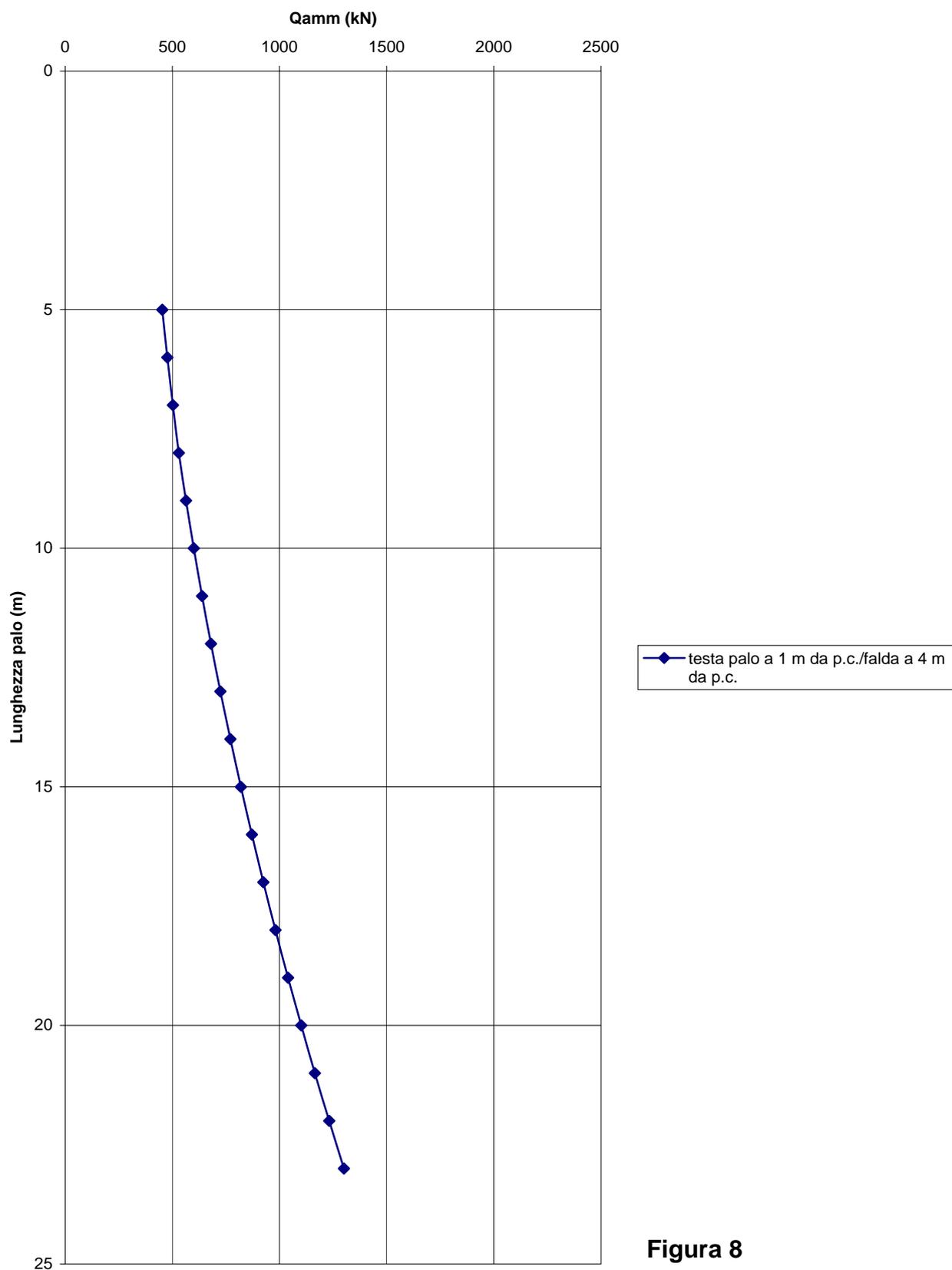


Figura 8

```

*****
*
*   CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO   *
*
*****

```

Interporto di Jesi pali D=800mm
testa palo a 1 m da p.c. attuale/ falda a 4 m da p.c. attuale

DATI DI INPUT
=====

Diametro del palo	(m)	.8
Lunghezza minima del palo	(m)	5
Lunghezza massima del palo	(m)	30
Incremento lunghezza palo	(m)	1
Quota testa palo da piano campagna	(m)	1
FS Portata laterale	(-)	2.5
FS Portata di base	(-)	2.5
Tensione massima nel calcestruzzo	(MPa)	4.5
Peso specifico del palo	(kN/m3)	6
Numero degli strati di terreno	(-)	3
Numero delle falde	(-)	1
Quota 1 ^ falda da p.c.	(m)	4

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

=====

Strato (-)	Z,str (m)	Gnat. (kN/m3)	Geff. (kN/m3)	Z,w (m)	Fi (o)	Delta (o)	Cu,i (kPa)	Cu,f (kPa)
1	4.00	18.50	8.50	4.00	24.0	24.0	0.0	0.0
2	9.00	18.50	8.50	4.00	35.0	35.0	0.0	0.0
3	35.00	18.50	8.50	4.00	38.0	38.0	0.0	0.0

Z,str = Quota fine strato da piano campagna
 Gnat. = Peso specifico del terreno naturale
 Geff. = Peso specifico del terreno immerso
 Z,w = Quota della falda da piano campagna
 Fi = Angolo di resistenza al taglio (per terreni incoerenti)
 Delta = Angolo d'attrito palo-terreno (per terreni incoerenti)
 Cu,i = Coesione non drenata, inizio strato (per terreni coesivi)
 Cu,f = Coesione non drenata, fine strato (per terreni coesivi)

Strato (-)	Terreno tipo (---)	TAU,max (kPa)	Qbase,i (kPa)	Qbase,f (kPa)	Qb,l/Qb,c (-)
1	INCOERENTE	120.0	3500.0	3500.0	3.00
2	INCOERENTE	120.0	3500.0	3500.0	3.00
3	INCOERENTE	120.0	3500.0	3500.0	3.00

TAU,max = Limite superiore dell'adesione laterale palo-terreno
 Qbase,i = Portata di base unitaria, inizio strato
 Qbase,f = Portata di base unitaria, fine strato
 Qb,l/Qb,c = Rapporto tra portata di base limite e critica

Interporto di Jesi pali D=800mm

testa palo a 1 m da p.c. attuale/ falda a 4 m da p.c. attuale

Quota da p.c. (m)	Sigma,v totale (kPa)	Sigma,v efficace (kPa)	Alfa (--)	Beta (--)	Tau,lim (kPa)	qb,cr (kPa)
1.0	18.5	18.5	--	0.22	4.1	--
1.5	27.8	27.8	--	0.22	6.2	3500.0
2.0	37.0	37.0	--	0.22	8.2	3500.0
2.5	46.3	46.3	--	0.22	10.3	3500.0
3.0	55.5	55.5	--	0.22	12.4	3500.0
3.5	64.8	64.8	--	0.22	14.4	3500.0
4.0	74.0	74.0	--	0.22	16.5	3500.0
4.5	83.3	78.3	--	0.35	27.4	3500.0
5.0	92.5	82.5	--	0.35	28.9	3500.0
5.5	101.8	86.8	--	0.35	30.4	3500.0
6.0	111.0	91.0	--	0.35	31.9	3500.0
6.5	120.3	95.3	--	0.35	33.3	3500.0
7.0	129.5	99.5	--	0.35	34.8	3500.0
7.5	138.8	103.8	--	0.35	36.3	3500.0
8.0	148.0	108.0	--	0.35	37.8	3500.0
8.5	157.3	112.3	--	0.35	39.3	3500.0
9.0	166.5	116.5	--	0.35	40.8	3500.0
9.5	175.8	120.8	--	0.39	47.2	3500.0
10.0	185.0	125.0	--	0.39	48.8	3500.0
10.5	194.3	129.3	--	0.39	50.5	3500.0
11.0	203.5	133.5	--	0.39	52.2	3500.0
11.5	212.8	137.8	--	0.39	53.8	3500.0
12.0	222.0	142.0	--	0.39	55.5	3500.0
12.5	231.3	146.3	--	0.39	57.1	3500.0
13.0	240.5	150.5	--	0.39	58.8	3500.0
13.5	249.8	154.8	--	0.39	60.5	3500.0
14.0	259.0	159.0	--	0.39	62.1	3500.0
14.5	268.3	163.3	--	0.39	63.8	3500.0
15.0	277.5	167.5	--	0.39	65.4	3500.0
15.5	286.8	171.8	--	0.39	67.1	3500.0
16.0	296.0	176.0	--	0.39	68.8	3500.0
16.5	305.3	180.3	--	0.39	70.4	3500.0
17.0	314.5	184.5	--	0.39	72.1	3500.0
17.5	323.8	188.8	--	0.39	73.7	3500.0
18.0	333.0	193.0	--	0.39	75.4	3500.0
18.5	342.3	197.3	--	0.39	77.1	3500.0
19.0	351.5	201.5	--	0.39	78.7	3500.0
19.5	360.8	205.8	--	0.39	80.4	3500.0
20.0	370.0	210.0	--	0.39	82.0	3500.0
20.5	379.3	214.3	--	0.39	83.7	3500.0
21.0	388.5	218.5	--	0.39	85.4	3500.0
21.5	397.8	222.8	--	0.39	87.0	3500.0
22.0	407.0	227.0	--	0.39	88.7	3500.0
22.5	416.3	231.3	--	0.39	90.3	3500.0
23.0	425.5	235.5	--	0.39	92.0	3500.0
23.5	434.8	239.8	--	0.39	93.7	3500.0

Interporto di Jesi pali D=800mm
 testa palo a 1 m da p.c. attuale/ falda a 4 m da p.c. attuale

Quota da p.c. (m)	Sigma,v totale (kPa)	Sigma,v efficace (kPa)	Alfa (--)	Beta (--)	Tau,lim (kPa)	qb,cr (kPa)
24.0	444.0	244.0	--	0.39	95.3	3500.0
24.5	453.3	248.3	--	0.39	97.0	3500.0
25.0	462.5	252.5	--	0.39	98.6	3500.0
25.5	471.8	256.8	--	0.39	100.3	3500.0
26.0	481.0	261.0	--	0.39	102.0	3500.0
26.5	490.3	265.3	--	0.39	103.6	3500.0
27.0	499.5	269.5	--	0.39	105.3	3500.0
27.5	508.8	273.8	--	0.39	106.9	3500.0
28.0	518.0	278.0	--	0.39	108.6	3500.0
28.5	527.3	282.3	--	0.39	110.3	3500.0
29.0	536.5	286.5	--	0.39	111.9	3500.0
29.5	545.8	290.8	--	0.39	113.6	3500.0
30.0	555.0	295.0	--	0.39	115.2	3500.0
30.5	564.3	299.3	--	0.39	116.9	3500.0
31.0	573.5	303.5	--	0.39	118.6	3500.0
31.5	582.8	307.8	--	0.39	120.0	3500.0
32.0	592.0	312.0	--	0.38	120.0	3500.0
32.5	601.3	316.3	--	0.38	120.0	3500.0
33.0	610.5	320.5	--	0.37	120.0	3500.0
33.5	619.8	324.8	--	0.37	120.0	3500.0
34.0	629.0	329.0	--	0.36	120.0	3500.0
34.5	638.3	333.3	--	0.36	120.0	3500.0
35.0	647.5	337.5	--	0.36	120.0	3500.0

Alfa = $\text{Tau,lim} / \text{Cu}$

Beta = $\text{Tau,lim} / \text{Sigma,v efficace}$

Tau,lim = Adesione limite palo-terreno

qb,cr = Portata unitaria di base critica

Interporto di Jesi pali D=800mm
 testa palo a 1 m da p.c. attuale/ falda a 4 m da p.c. attuale

CAPACITA' PORTANTE A COMPRESSIONE - PALO TRIVELLATO D = 800 mm

Lpalo (m)	Qamm (kN)	Ql,u (kN)	Qb,cr (kN)	Wpalo (kN)	Qt,lim (kN)	S,cls (MPa)
5.00	776.6	219.9	1759.3	15.1	5497.7	1.54
6.00	807.1	303.7	1759.3	18.1	5581.5	1.61
7.00	840.6	395.0	1759.3	21.1	5672.8	1.67
8.00	877.1	493.7	1759.3	24.1	5771.6	1.74
9.00	920.9	610.8	1759.3	27.1	5888.7	1.83
10.00	968.6	737.7	1759.3	30.2	6015.6	1.93
11.00	1019.7	872.9	1759.3	33.2	6150.8	2.03
12.00	1074.1	1016.5	1759.3	36.2	6294.4	2.14
13.00	1131.9	1168.4	1759.3	39.2	6446.3	2.25
14.00	1193.0	1328.7	1759.3	42.2	6606.6	2.37
15.00	1257.4	1497.3	1759.3	45.2	6775.2	2.50
16.00	1325.2	1674.3	1759.3	48.3	6952.2	2.64
17.00	1396.3	1859.6	1759.3	51.3	7137.5	2.78
18.00	1470.7	2053.3	1759.3	54.3	7331.2	2.93
19.00	1548.5	2255.3	1759.3	57.3	7533.2	3.08
20.00	1629.7	2465.6	1759.3	60.3	7743.5	3.24
21.00	1714.1	2684.3	1759.3	63.3	7962.2	3.41
22.00	1801.9	2911.4	1759.3	66.4	8189.3	3.58
23.00	1893.1	3146.8	1759.3	69.4	8424.6	3.77
24.00	1987.5	3390.5	1759.3	72.4	8668.4	3.95
25.00	2085.3	3642.6	1759.3	75.4	8920.4	4.15
26.00	2186.5	3903.0	1759.3	78.4	9180.9	4.35
27.00	2291.0	4171.8	1759.3	81.4	9449.6	4.56

Lpalo = Lunghezza del palo da quota sottoplinto

Qamm = Portata ammissibile del palo

Ql,u = Portata laterale ultima

Qb,cr = Portata di base critica

Wpalo = Peso proprio del palo

Qt,lim = Carico limite ultimo totale del palo

S,cls = Tensione media di compressione sul calcestruzzo

Qamm = $Ql,u/FSL + Qb,cr/FSB - Wpalo$

Capacità portante del singolo palo
D=800 mm

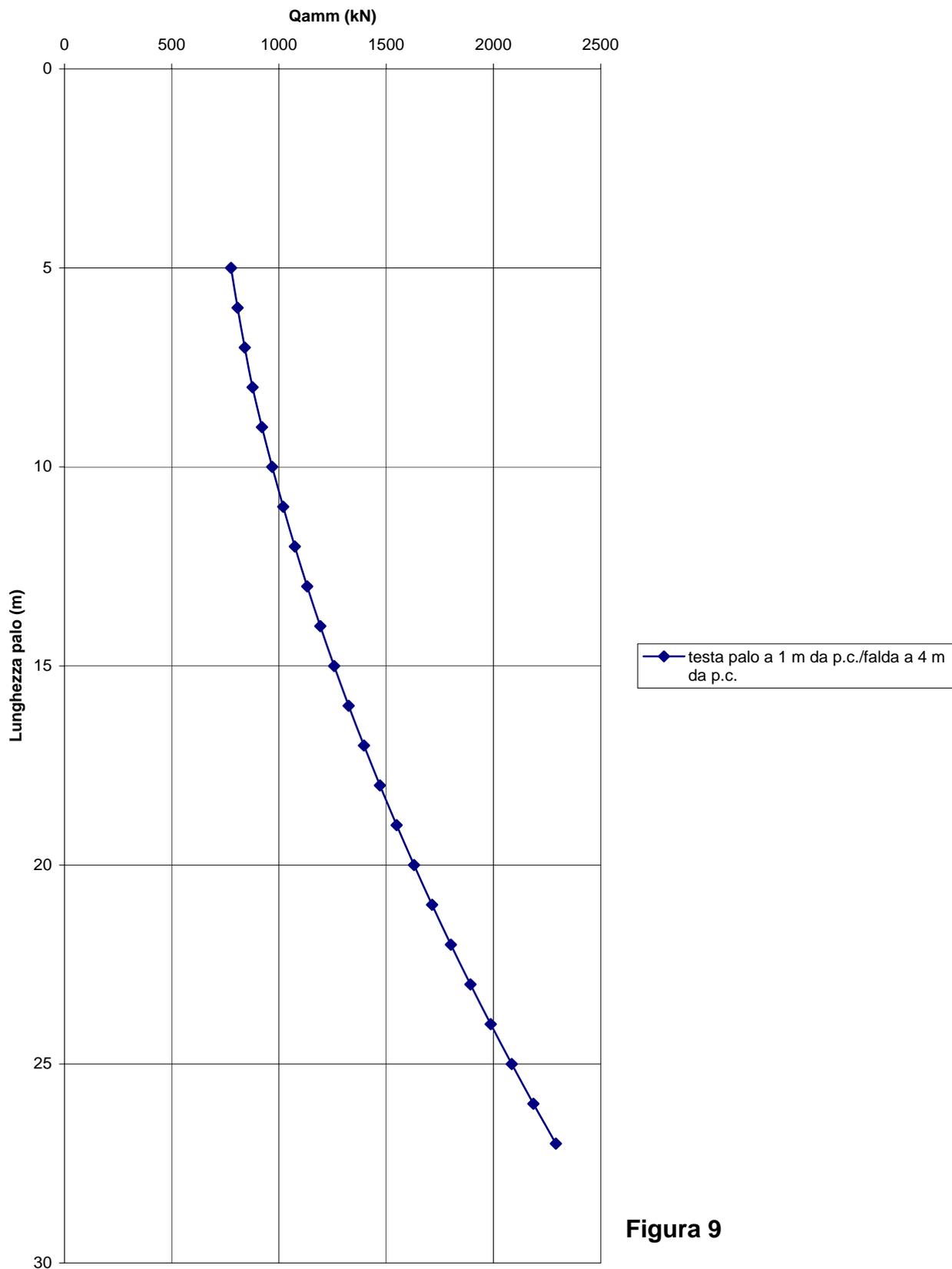


Figura 9