

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA
U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA – CHIETI
LOTTO 2 - TRATTA PM SAN GIOVANNI TEATINO - CHIETI

GEOTECNICA

Lotto 2 – Relazione geotecnica generale

SCALA:

-

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

I A 4 S 0 2 D 2 9 G E G E 0 0 0 6 0 0 1 C

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	CONSEGNA CARATTERIZZANTI	P. Mazzoni	18.12.2018	P.Tascione	18.12.2018	T. Paoletti	18.12.2018	F. Arduini 02.02.2021
B	EMISSIONE ESECUTIVA	E. Lombardo	28.05.2019	L. Eboli	29.05.2019	T. Paoletti	30.05.2019	 ITALFERR S.p.A. Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Dott. Ing. Fabrizio Arduini Ingegnere della Provincia di Roma
C	EMISSIONE ESECUTIVA	E. Lombardo	29.01.2021	P.Tascione	01.02.2021	T. Paoletti	02.02.2021	

File: IA4S02D29GEGE0006001C.doc

n. Elab.: 4-24

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	6
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	7
2.1 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO E DI BASE.....	7
2.2 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO.....	8
2.3 BIBLIOGRAFIA.....	9
3. DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNE DI INDAGINE.....	14
3.1 CAMPAGNA INDAGINI DEL PROGETTO DEFINITIVO (FEBBRAIO-APRILE 2018, NOVEMBRE 2018, GENNAIO 2019, 2020) 15	
4. QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO.....	18
4.1 DESCRIZIONE UNITÀ GEOLOGICHE.....	18
4.2 DESCRIZIONE UNITÀ GEOTECNICHE.....	18
5. PROFILO FREATICO.....	21
6. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	22
6.1 GENERALITÀ.....	22
6.2 INDIVIDUAZIONE DEL TIPO DI TERRENO DA PROVE CPT/CPTU.....	22
6.3 INDIVIDUAZIONE DEL TIPO DI TERRENO DA PROVE DPSH.....	24
6.4 TERRENI COESIVI (LIMI E ARGILLE) SATURI.....	25
6.4.1 <i>Introduzione</i>	25
6.4.2 <i>Stato tensionale iniziale</i>	25
6.4.3 <i>Resistenza al taglio non drenata</i>	27
6.4.4 <i>Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci</i>	28
6.4.5 <i>Caratteristiche di deformabilità</i>	28
6.4.6 <i>Coefficienti di permeabilità</i>	32
6.4.7 <i>Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria</i>	33
6.5 TERRENI INCOERENTI (SABBIE PIÙ O MENO LIMOSE).....	33

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	3 di 254
6.5.1	<i>Introduzione</i>					33
6.5.2	<i>Stato iniziale del deposito</i>					34
6.5.3	<i>Densità relativa</i>					35
6.5.4	<i>Indice dei vuoti iniziale</i>					40
6.5.5	<i>Angolo di resistenza al taglio</i>					40
6.5.6	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>					42
7.	CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' STRATIGRAFICHE					48
7.1	RISULTATI ED INTERPRETAZIONE DELLE PROVE IN SITO					48
7.1.1	<i>Resistenza alla punta da CPTU e SCPTU</i>					50
7.1.2	<i>Numero colpi N_{spt}</i>					58
7.1.3	<i>Numero colpi N₂₀ da DPSH</i>					59
7.1.4	<i>Resistenza alla punta da Pocket Penetrometers</i>					60
7.1.5	<i>Velocità delle onde di taglio da Down-Hole (S12)</i>					67
7.1.6	<i>Velocità delle onde di taglio da MASW</i>					68
7.1.7	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>					75
7.1.8	<i>Caratteristiche di resistenza</i>					117
7.2	RISULTATI ED INTERPRETAZIONE DELLE PROVE DI LABORATORIO					151
7.2.1	<i>Granulometrie e caratteristiche fisiche</i>					152
7.2.2	<i>Caratteristiche di resistenza</i>					162
7.2.3	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>					166
8.	PERMEABILITÀ TERRENI					171
8.1	COEFFICIENTI DI PERMEABILITÀ DI PROGETTO					174
9.	DEFINIZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO					176
9.1	PARAMETRI GEOTECNICI ASSOCIATI ALLE UNITÀ STRATIGRAFICHE					178
10.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TRACCIATO					180
10.1	DA 6+500 A 7+600					182

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	4 di 254
10.1.1	<i>Coesione non drenata</i>					183
10.1.2	<i>Angolo di attrito interno</i>					184
10.1.3	<i>Modulo di Young iniziale</i>					185
10.2	DA 7+600 A 9+100					186
10.2.1	<i>Coesione non drenata</i>					187
10.2.2	<i>Angolo di attrito interno</i>					188
10.2.3	<i>Modulo di Young iniziale</i>					189
10.3	DA 9+100 A 10+250					190
10.3.1	<i>Coesione non drenata</i>					191
10.3.2	<i>Angolo di attrito interno</i>					192
10.3.3	<i>Modulo di Young iniziale</i>					193
10.4	DA 10+250 A 11+200					194
10.4.1	<i>Coesione non drenata</i>					195
10.4.2	<i>Angolo di attrito interno</i>					196
10.4.3	<i>Modulo di Young iniziale</i>					197
10.5	DA 11+200 A FINE LOTTO 2.....					198
10.6	SSE MANOPELLO E PIAZZALE TERNA					199
11.	AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE					200
11.1	PREMESSA					200
11.2	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA.....					201
11.3	STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO.....					202
11.4	ACCELERAZIONE DI RIFERIMENTO SU SUOLO RIGIDO.....					204
11.5	RISPOSTA SISMICA LOCALE.....					206
12.	STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE					209
12.1	GENERALITÀ.....					209
12.2	CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE.....					210

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	5 di 254

12.3	PERICOLOSITÀ SISMICA E MAGNITUDO.....	212
12.4	METODO DI ANALISI.....	212
12.4.1	<i>CRR da correlazioni su prove CPT.....</i>	214
12.4.2	<i>CRR da correlazioni su prove SPT.....</i>	216
12.4.3	<i>Calcolo del fattore di sicurezza.....</i>	220
12.4.4	<i>Calcolo dei cedimenti post-sismici.....</i>	220
12.4.5	<i>Indice di potenziale di liquefazione.....</i>	222
12.5	SINTESI DEL RISULTATO DELLE VERIFICHE A LIQUEFAZIONE	223
	ALLEGATO A.1: VERIFICHE A LIQUEFAZIONE SU PROVE CPT E CPTU	228
	ALLEGATO B.1: VERIFICHE A LIQUEFAZIONE SU PROVE SPT	237
	ALLEGATO C: PROVE DI LABORATORIO E LORO INTERPRETAZIONE.....	250

1. INTRODUZIONE

Il presente documento definisce il modello geotecnico di sottosuolo da adottarsi per il Progetto Definitivo del raddoppio ferroviario della tratta Pescara Porta Nuova – Chieti (Lotto 2), *tratta pm san giovanni teatino – chieti*, realizzato nell'ambito della velocizzazione della linea Roma – Pescara.

Il modello è stato ricostruito a partire dai risultati delle campagne di indagine del 2018 (marzo e novembre). Ad integrazione dei dati ottenuti dalle suddette campagne di indagine sono stati utilizzati anche i dati provenienti dalla successiva campagna di indagine (anno 2020), nel corso della quale sono state eseguite ulteriori sondaggi, CPT e DPSH.

Scopo del documento è la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione, ai fini del calcolo geotecnico delle opere da realizzare nell'ambito del Lotto 2.

Il Lotto 2 del tracciato ferroviario della linea in esame è stato suddiviso in tratte omogenee per stratigrafia e caratteristiche geotecniche. Per ogni tratta sono stati definiti i profili ed i parametri geotecnici di progetto da adottarsi per le verifiche di sicurezza e funzionalità delle opere, riportate nelle specifiche relazioni geotecniche di calcolo.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Documentazione di progetto e di base

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

- [1] Progetto di Fattibilità Tecnico Economica – Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica – (Doc. Rif. – IA4R01R69RGGE0001001A)
- [2] Progetto di Fattibilità Tecnico Economica – Monitoraggio piezometrico – Relazione preliminare– (Doc. Rif. IA4R00R69RHGE0005001A)
- [3] Progetto di Fattibilità Tecnico Economica – Relazione Geofisica – (Doc. Rif. IA4R02R69IGGE0005002A)
- [4] Progetto di Fattibilità Tecnico Economica – ALLEGATI Fase 1 – (Doc. Rif. IA4R02R69SGGE005001A)
- [5] Progetto di Fattibilità Tecnico Economica – Prove di laboratorio sondaggi: S8 – S9 – S10 – S11 – S12 – S13 – S14 – S15 – S16 Fase 1 (Doc. Rif. IA4R02R69PRGE005001A)
- [6] Progetto Definitivo - Relazione Geologica - (Doc. rif. - IA4S02D69RGGE0001001A)
- [7] Progetto Definitivo - Carta e Profilo geologico Tav.1/2 (Doc. rif. – IA4S02D6 9N5GE0001001A)
- [8] Progetto Definitivo - Carta e Profilo geologico Tav.2/2 (Doc. rif. - IA4S02D6 9N5GE0001001A)
- [9] Progetto Definitivo - Carta e Profilo idrogeologico Tav.1/2 (Doc. rif. IA4S02D69N5GE0002001A)
- [10] Progetto Definitivo - Carta e Profilo idrogeologico Tav. 1/2 (Doc. rif. – IA4S02D69N5GE0002002A)
- [11] Progetto Definitivo – Plano-profilo geotecnico - Tav. 1 - (Doc. rif. - IA4S02D29F6GE0006001B)
- [12] Progetto Definitivo - Plano-profilo geotecnico - Tav. 2 - (Doc. rif. - IA4S02D29F6GE0006002B)
- [13] Progetto Definitivo - Plano-profilo geotecnico - Tav. 3 - (Doc. rif.- IA4S02D29F6GE0006003B)
- [14] Progetto Definitivo - Plano-profilo geotecnico - Tav. 4 - (Doc. rif. - IA4S02D29F6GE0006004B)

[15] Progetto Definitivo - Plano-profilo geotecnico - Tav. 5 - (Doc. rif. - IA4S02D29F6GE0006005B)

2.2 Normativa e standard di riferimento

Si riporta di seguito l'elenco delle normative a cui si è fatto riferimento per la stesura della presente relazione:

- [16] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30.
- [17] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”
- [18] RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21.12.2018- “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”.
- [19] RFI DTC INC CS LG IFS 001 A del 21.12.2011 – “Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra”.
- [20] RFI DTC SI SP IFS 001 C del 21.12.2018- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi”– RFI.
- [21] 2008/217/CE - “Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario transeuropeo ad alta velocità (20/12/2007)”.
- [22] 2011/275/CE - “Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario transeuropeo convenzionale (26/04/2011)”.
- [23] UNI EN 1997-1 : Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [24] UNI EN 1998-5 : Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [25] AGI (1977) Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.
- [26] AGI (2005) Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida.

2.3 Bibliografia

- [27] Andrus, RD, NP Mohanan, P Piratheepan, BS Ellis, and TL Holzer (2007). Predicting shear-wave velocity from cone penetration resistance, Proc., 4th Inter. Conf. on Earthq. Geotech. Eng., Thessaloniki, Greece.
- [28] Baldi G., Jamiolkowski M., Lo Presti D.C.F., Manfredini G., Rix G.J. (1989) "Italian experiences in assessing shear wave velocity from CPT and SPT" Earthquake Geotechnical Engineering, Proc. of Discussion Session on Influence of Local Conditions on Seismic Response, 12th Int. Conf. on S.M.F.E., Rio de Janeiro, Brasil, pp. 157-168.
- [29] Balmer G. (1952) "A general analytical solution for Mohr's envelope" ASTM, 52.
- [30] Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique 36 , n° 1.
- [31] Boulanger, R. W. and Idriss, I. M. (2004). State normalization of penetration resistances and the effect of overburden stress on liquefaction resistance, in Proceedings, 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, and 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, D. Doolin et al., eds., Stallion Press, Vol. 2, pp. 484–91.
- [32] Burland, J.B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. Géotechnique 40, n° 3, 329-378.
- [33] Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.
- [34] Cubrinowski M., Ishihara K. (1999) "Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils" Soils and Foundations, vol. 39, n° 5, pp. 61-71.
- [35] Durgunoglu H.T., Mitchell J.K. (1975) "Static penetration resistance of soils, I -Analyses, II - Evaluation of the theory and interpretation for practice" ASCE Specialty Conference on in Situ Measurements of Soil Properties, Raleigh NC, V.I..
- [36] Elson W.K. (1984) "Design of laterally-loaded piles" CIRIA Report 103.

- [37] Fahey M. (1992) "Shear modulus of cohesionless soil: variation with stress and strain level" Canadian Geotechnical Journal, n°30.
- [38] Hegazy, YA and Mayne, PW. (1995) "Statistical correlations between VS and cone penetration data for different soil types," Proc., International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT '95, Linkoping, Sweden, 2, Swedish Geotechnical Society, 173-178.
- [39] Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. (2008), "Soil liquefaction during earthquakes", MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA.
- [40] Ishihara, K. and Yoshimine, M., (1992), Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes: Soils and Foundations, 32(1), p.173-188.
- [41] Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" Proceedings In-situ 2001, Bali.
- [42] Iwasaki T., Tokida K., Tatsuoka F., Watanabe S., Yasuda S. and Sado H. (1982). "Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods", Vol III, Proc. 3rd Intl. Conf. on Microzonation, Seattle, pp. 1319-1330.
- [43] Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) "New correlations of penetration tests for design practice" Proceedings of I International Symposium on Penetration Testing, ISOPT I, Orlando.
- [44] Ladd C.C., Foot R. (1974) "A new design procedure for stability of soft clays" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol.100, n° 7.
- [45] Ladd C.C., Foot R., Ishihara K., Schlosser F., Poulos H.G. (1977) "Stress deformation and strength characteristics" S.O.A. Report, Proc. IX Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Tokyo, Vol. 2.
- [46] Lo Presti D.C.F. (1989) "Proprietà dinamiche dei terreni" Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, 14th Ciclo, Comportamento dei terreni e delle fondazioni in campo dinamico.
- [47] Marchetti S. (1985) "On the field determination of k_0 in sand" Discussion Session 2A, 11th ICSMFE, S. Francisco.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	11 di 254

- [48] Matlock, H., Reese, L.C. (1960). "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, V.86, No.SM5, pp.63-91.
- [49] Mayne, P.W., G.J. Rix, (1995). Correlation between shear wave velocity and cone tip resistance in natural clays, Soils and Foundations, vol. 35, n. 2, 107-110.
- [50] Mayne, P. W., (2006), In-situ test calibrations for evaluating soil parameters, Overview paper, Characterization and Engineering Properties of Natural Soils II (Proc. Singapore Workshop), Taylor & Francis Group, London, United Kingdom.
- [51] Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.
- [52] Rocchi G.F. (2003) "Correlazione empirica tra coefficiente di permeabilità, indice dei vuoti e caratteristiche di plasticità in argille e limi" Documento interno Studio Geotecnico Italiano.
- [53] Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971), "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 97(9), pp.1249-1273.
- [54] Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1982), "Ground motions and soil liquefaction during earthquakes", Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA.
- [55] Seed, R.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F., Chung, L.M. (1985), "The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 111(12), pp.1425-1445.
- [56] Simpson B., Calabresi G., Sommer H., Wallays M. (1979) "Design parameters for stiff clays" General Report, Proc. 7th ECSMFE, Brighton.
- [57] Skempton A.W. (1986) "Standard Penetration Test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation" Geotechnique 36, n° 3.
- [58] Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" CIRIA Report 113.
- [59] Sonmez H. (2003), "Modification to the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction prone area (Inegol, Turekey)", Environ. Geology, vol 44, n° 7, pp. 862-871.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	12 di 254

- [60] Stroud M.A. (1974) “The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks” Proceedings ESOPT I.
- [61] Stroud M.A. (1988) “The Standard Penetration Test – Its application and interpretation” Penetration Testing in UK, Proceedings of the Geotechnical Conference organized by ICE, Birmingham.
- [62] Sykora, D. E., Stokoe K. H. (1983). Correlations of in situ measurements in sands of shear wave velocity. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 20: 125 – 136.
- [63] Tokimatsu K., Yoshimi Y. (1983) “Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content” *Soils and Foundations* 23, n° 4.
- [64] Vucetic M., Dobry R. (1991) “Effect of soil plasticity on cyclic response” *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 117, n° 1, pp. 89-107.
- [65] Yoshimine M., Nishizaki H., Amano K. and Hosono Y. (2006). “Flow deformation of liquefied sand under constant shear load and its application to analysis of flow slide in infinite slope”. *Soil dynamics and earthquake Eng.*, vol. 26, pp. 253-264.
- [66] Youd T.D. (1972) “Factors controlling maximum and minimum density of sands” *Proceedings of Symposium on Eval. Dens.*, ASTM STP 523.
- [67] Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, L.W.D., Harder, L.F. Jr., Hynes, M.H., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson, W.F. III, Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B. and Stokoe, K.H. II (2001), “Liquefaction Resistance of Soil: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 127, n° 10, pp.817-833
- [68] Convenzione INGV-DPC 2004 – 2006, Progetto S1, Proseguimento della assistenza al DPC per il completamento e la gestione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 e progettazione di ulteriori sviluppi, Coordinatore: Carlo Meletti (INGV). Sito web: <http://esse1.mi.ingv.it/>.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	13 di 254

- [69] Rovida A., Locati M., Camassi R., Lolli B., Gasperini P. (eds), 2016. CPTI15, the 2015 version of the Parametric Catalogue of Italian Earthquakes. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi:<http://doi.org/10.6092/INGV.IT-CPTI15>. Sito web: <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/>
- [70] Meletti C., Galadini F., Valensise G., Stucchi M., Basili R., Barba S., Vannucci G., Boschi E.; 2008. A seismic source model for the seismic hazard assessment of the Italian territory. *Tectonophysics*, 450(1), 85-108. DOI:10.1016/j.tecto.2008.01.003
- [71] Rovida, A., Camassi, R., Gasperini P. e Stucchi, M. (a cura di), 2011. CPTI11, la versione 2011 del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani. Milano, Bologna, <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI>, DOI: 10.6092/INGV.IT-CPTI11.
- [72] Robertson P.K. and Wride C.E. (1998). "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test". *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, 35(3), pp. 442-459.

3. DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNE DI INDAGINE

Nel presente capitolo viene fornita la sintesi delle indagini in sito e di laboratorio effettuate.

L'area oggetto del presente lavoro è stata investigata dalla campagna di indagini geognostiche del progetto definitivo eseguite tra febbraio e aprile 2018 e completate nel novembre 2018; i risultati ottenuti hanno permesso di definire il modello geotecnico dell'area.

La campagna di indagini è stata condotta da I.M.O.S s.r.l per conto di Italferr; nell'ambito del Lotto 2 sono stati eseguiti 7 sondaggi geognostici a carotaggio continuo con profondità comprese tra i 30 e i 40 metri dal piano campagna, 1 prova penetrometrica statica con punta piezoconica CPTU fino a profondità di 20 metri e una prova penetrometrica dinamica DPSH. Lungo ogni verticale indagata sono state eseguite delle prove in situ (di tipo SPT, Pocket Penetrometer e di permeabilità Lefranc) e prelevati campioni di terreno indisturbati e rimaneggiati; successivamente sono stati installati i piezometri Casagrande in 4 fori di sondaggio mentre un foro è stato strumentato per poter effettuare le prove sismiche Down Hole.

Nell'area in oggetto sono stati realizzati anche 7 stendimenti di sismica per indagini MASW, 1 stendimento di sismica a rifrazione (SRT), 6 stendimenti acquisiti mediante metodologia geoelettrica (ERT), 1 prova Down-Hole e 2 prove penetrometriche sismiche con punta piezoconica S-CPTU fino a profondità di 16 metri da parte di DIMMS CONTROL.

Nell'arco del 2020 sono stati inoltre eseguiti 3 sondaggi e 5 CPT a cura di Sonedile Srl.

Sui campioni indisturbati, di qualità idonea, sono state eseguite prove di classificazione (limiti di Atterberg e granulometria), prove di taglio diretto, prove edometriche, prove di rigonfiamento, prove triassiali UU e CIU e CID.

Di seguito si riportano i dettagli sulla campagna di indagini geognostiche.

3.1 Campagna indagini del Progetto Definitivo (Febbraio-Aprile 2018, novembre 2018, Gennaio 2019, 2020)

Indagini in sito:

- n. 10 sondaggi a carotaggio continuo spinti sino a profondità variabile tra i 30 e i 50 metri;
- n. 6 prova penetrometrica statica con punta piezoconica (CPT/CPTU) spinta sino a profondità di 23 metri da piano campagna;
- n. 4 prove penetrometriche sismiche con punta piezoconica (SCPTU) spinte sino a profondità di 30 metri;
- rilievo stratigrafico e geomeccanico dei litotipi attraversati;
- n. 13 prove di permeabilità di tipo Lefranc;
- installazione nei fori di sondaggio di piezometri a tubo aperto e Casagrande;
- n. 75 prove penetrometriche in foro tipo SPT nei 10 fori di sondaggio (punta aperta con prelievo di campioni rimaneggiati);
- n. 1 prova penetrometrica dinamica DPSH;
- prove con Pocket penetrometers;
- prove geofisiche (6 prove MASW, 2 indagini geoelettriche ERT e 2 indagini sismiche a rifrazione SRT).

Prove di laboratorio:

- prelievo di n. 42 campioni indisturbati durante la perforazione, con l'esecuzione di:
 - descrizione e prove di classificazione;
 - prova di taglio diretto (TD);
 - prova edometrica (EDO);
 - prove di rigonfiamento;

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	16 di 254

- prove di compressione triassiale consolidate drenate (TX-CID) non drenate (TXCIU) e non consolidate non drenate (TXUU);
- prelievo di n. 8 campioni rimaneggiati da cassetta catalogatrice con l'esecuzione di:
 - descrizione e prove di classificazione;
 - prelievo di n. 14 campioni rimaneggiati da SPT con l'esecuzione di descrizione e prove di classificazione.

Per il dettaglio delle prove si rimanda ai Doc. Rif. [3], Doc. Rif [4], Doc. Rif e [5].

Di seguito si riporta l'elenco dei sondaggi e delle indagini eseguite.

Tabella 1: Sondaggi e prove in sito della campagna di indagine del Progetto definitivo (Lotto 2).

Anno	Sondaggio/CPT	Quota	Prof.	SPT	Lefranc	Piezometri TA/ Casagrande	Campioni indisturbati Shelby/Osterberg	Campioni rimaneggiati
		(m s.l.m.)	(m)					
2018	S 9	21.00	30.00	5	1	-	3	6
2018	S 10	31.39	30.00	5	1	1	4	-
2018	S 11	24.00	40.00	8	1	1	4	-
2018	S 12	31.00	40.00	7	1	-	3	1
2018	S 14	33.42	30.00	5	1	1	3	2
2018	S 15	29.59	30.00	5	1	-	3	4
2018	S 16	33.37	30.00	5	1	1	4	3
2018	CPTU_07	33.00	19.95	-	-	-	-	-
2018	SCPTU_13	29	15.00	-	-	-	-	-
2018	SCPTU_14	28	16.00	-	-	-	-	-
2018	DPSH_8	43.00	18.20	-	-	-	-	-
2018	MASW_6	21.00	-	-	-	-	-	-
2018	MASW_7	32.00	-	-	-	-	-	-
2018	MASW_8	15.00	-	-	-	-	-	-
2018	MASW_9	32.00	-	-	-	-	-	-
2018	MASW_10	32.00	-	-	-	-	-	-
2018	MASW_11	42.00	-	-	-	-	-	-
2018	MASW_11bis	35.00	-	-	-	-	-	-
2020	2SD2_int	19.70	45.00	10	2	1	6	2

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	17 di 254

2020	2SD3_int	36.47	50.00	12	2	1	6	2
2020	2SD4_int	36.48	50.00	13	2	1	6	2
2020	CPT5	37.50	20.40	-	-	-	-	-
2020	CPT6	28.70	12.00	-	-	-	-	-
2020	CPT8	28.80	22.20	-	-	-	-	-
2020	CPT9	31.50	23.20	-	-	-	-	-
2020	CPT10	35.90	18.40	-	-	-	-	-

4. QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

4.1 Descrizione unità geologiche

Dal punto di vista geologico, i terreni che caratterizzano il tratto in esame ricadono nella fascia collinare-costiero abruzzese nella piana alluvionale del F. Pescara, posta ad Est della catena appenninica, dove affiorano i termini marini, che caratterizzano i rilievi collinari, e i continentali che si sono depositati a partire dal Pliocene fino all'Olocene, nella piana fluviale.

Dalle indicazioni stratigrafiche dei sondaggi realizzati nelle due campagne geognostiche tra Febbraio-Aprile e integrazioni tra Ottobre-Novembre 2018 (Doc. Rif. [6]), nell'area si intercettano prevalentemente depositi limosi-argillosi ricchi di materiale torboso (in alcuni casi anche tronchi), con intercalazioni di livelli limosi-sabbiosi, con alla base, per quasi tutta la tratta, si imposta un livello ghiaioso-sabbioso, tali litologie sono riconducibili in letteratura ai depositi alluvionali terrazzati Quaternari del Sintema Valle Majelama - Subsintema di Chieti Scalo (sigla CARG "AVM", ISPRA 2010). I depositi alluvionali terrazzati hanno uno spessore di 20/30 metri.

Alla base dei depositi Quaternari si intercettano la presenza di litologie costituite principalmente da argille e argille marnose grigio - azzurre e argille siltose avana sottilmente stratificate con rari livelli e strati sabbiosi, appartenenti da bibliografia alla "Formazione di Mutignano" (sigla CARG "FMTa", ISPRA 2010).

Per i dettagli si rimanda al Doc. Rif. [6] e Doc. Rif. [7] e [8].

4.2 Descrizione unità geotecniche

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

Argille limose: argille limose a tratti con presenza di una bassa frazione sabbiosa (A,L2), spesso con presenza di livelli torbosi o tracce di materiale organico. Generalmente di colore grigio scuro. Sono caratterizzate da bassi valori di N_{spt} (generalmente inferiori a 10) e bassi valori di pocket penetrometers (da 0.4 a 0.7 kg/cm²).

Limi e limi argillosi: limi argillosi a tratti debolmente sabbiosi (A,L1, L,A1) o caratterizzati da una frazione sabbiosa più elevata (L,A2) spesso con presenza di resti vegetali e di frammenti fossili conchigliari, specialmente se superficiali. L'unità A,L1 si ritrova nei primi metri di profondità del deposito e si presenta come un materiale di medio-alta consistenza, con valori dei pocket penetrometers variabili da 2 a 3 kg/cm²; l'unità L,A2 si incontra mediamente tra i 15 e i 25 metri di profondità ed è caratterizzata da parametri di resistenza inferiori rispetto ad A,L1 ma crescenti con la profondità, come evidenziato dai risultati delle prove in sito. La parte più profonda dei depositi alluvionali è costituita dall'unità L,A1, prevalentemente limosa o limoso-argillosa che costituisce la parte più consistente dell'intero deposito di terrazzi fluviali.

Limi sabbiosi: limi sabbiosi a tratti debolmente argillosi, L(S) o argillosi L(S,A). Anche in questo caso spesso con presenza di resti vegetali e di frammenti fossili conchigliari, specialmente se superficiali. Si tratta di limi debolmente addensati, mediamente consistenti. Sono caratterizzati da resistenze medie variabili a seconda della profondità del deposito, con SPT mediamente tra 15 e 30 colpi/30 cm e resistenze alla punta da prove CPTU comprese tra 2 e 5 Mpa nel caso dell'unità L(S) e 5÷10 Mpa nel caso dell'unità L(S,A).

Sabbie e ghiaie: sabbie medio-grosse e ghiaie eterometriche (G,S) presenti lungo tutto il profilo come strato sovrastante la formazione marnosa più profonda. Sono caratterizzate da resistenze medio - alte, con valori di pocket penetrometers fino a 3.5 kg/cm² .

Torbe: incontrate localmente, all'interno delle altre formazioni, in tracce segnalate nella descrizione dei sondaggi. Si tratta prevalentemente di torbe e materiali organici di colore grigio scuro, talvolta con presenza di legno. Spesso molto compatte. Tali materiali non sono stati caratterizzati da un punto di vista geotecnico anche perché la loro localizzazione da un punto di vista stratigrafico è estremamente variabile, e difficilmente localizzabile anche dalle fotografie delle cassette. Si è tenuto conto della presenza di questi livelli nella caratterizzazione degli strati che li contengono definendo opportunamente i parametri geotecnici ad essi associati, includendo il risultato di prove edometriche realizzate su campioni in cui sono presenti livelletti di torba.

Marne: Argille limoso-marnose o marnose (M) di colore grigio-azzurro che costituiscono il substrato più consistente alla base dei depositi limosi e limoso-argillosi. Sono caratterizzate da resistenze elevate con valori di Cu fino a 400 kPa.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	20 di 254

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

In particolare, seguendo lo schema proposto anche da un punto di vista idrogeologico, l'orizzonte stratigrafico è stato suddiviso in strati la cui successione individuata a partire da piano campagna e riportata in Tabella 2, rappresenta un riferimento spesso variabile nell'area in oggetto a causa della forte alternanza di strati di materiale diverso nei primi 15-20 metri del deposito.

Tabella 2: Successione stratigrafica di riferimento del Lotto 2

Unità geotecnica	Materiale	Descrizione materiale
A,L1	L,A; L(A)[S]	Argilla limosa o limo argilloso deb. sabbioso
A,L2	A(L); L(A)	Argilla limosa o limo argilloso
L(S,A)	L(A),S; L(S),A	Limo argilloso con sabbia o limo sabbioso con argilla
L(S)	L(S); L(S)[A]	Limo sabbioso o limo sabbioso deb. argilloso
G,S	S; S(G); G(S); G	Sabbia o sabbia ghiaiosa
L,A2	L(A); L(A)[S]; L(A),S	Limo argilloso o limo argilloso debolmente sabbioso o limo argilloso con sabbia
L,A1	L(A); L(A)[S]	Limo argilloso o limo argilloso debolmente sabbioso
M	A(M); M	Argilla marnosa o marna

Vista la prevalenza di materiali coesivi o semi-coesivi, la caratterizzazione stratigrafica è stata eseguita basandosi prevalentemente sulle prove CPT (dove disponibili), sulle prove con pocket penetrometer e sui risultati, laddove disponibili, delle prove penetrometriche standard (SPT) effettuate in corrispondenza dei fori di sondaggio, integrate con le prove di laboratorio (soprattutto prove edometriche, prove triassiali, e prove di taglio diretto) per valutare i parametri geotecnici sia in condizioni drenate che in condizioni non drenate.

Le unità più tipicamente granulari sono state caratterizzate attraverso parametri geotecnici in condizioni drenate definiti a partire dai risultati di prove penetrometriche standard (SPT) effettuate in corrispondenza dei fori di sondaggio, oltre alle prove triassiali drenate laddove eseguite su tali materiali.

5. PROFILO FREATICO

Il livello di falda assunto in questa sede è stato definito principalmente sulla base delle letture piezometriche effettuate nel periodo compreso tra maggio 2018 e dicembre 2020 nei 7 sondaggi attrezzati con piezometri a tubo aperto e Casagrande, eseguiti nell'ambito delle campagne geognostiche 2018 e 2020. In Tabella 3 sono riportati i dettagli riguardo la fenestrazione, spesso effettuata su gran parte del foro.

Per la stima del livello di falda lungo il Lotto 2 sono stati interpolati i valori massimi delle letture piezometriche disponibili nell'area di interesse. Da tali dati si evince che il livello di falda sia altamente variabile da un massimo di 21.6 m da p.c. in corrispondenza del sondaggio S10 ad un minimo di 4.6 m da p.c. in corrispondenza del sondaggio 2SD2_int.

Nel sondaggio 2SD3_int non è stata rilevata la presenza di falda nel periodo Giugno – Dicembre 2020. In prossimità dei sondaggi S15 ed S16 è stata, inoltre, rilevata una falda sospesa ad una profondità variabile tra 1.7 e 4.3 m da p.c, come meglio chiarito nel Doc. Rif. [14]. In generale la falda si attesta ad una quota media di circa 20 m sul livello del mare, a conferma di quanto rilevato anche nel corso delle perforazioni di sondaggio. A tale livello, per la definizione della falda di progetto da adottare per le verifiche geotecniche, si aggiunge un delta pari a circa 0.5 m dovuto alle oscillazioni stagionali.

Le indicazioni sulle profondità della falda di progetto sono inserite esplicitamente nel profilo geotecnico e nelle schede geotecniche per tratte omogenee riportate al punto 10.

Tabella 3: Dati monitoraggio piezometrico (Lotto 2)

Sondaggio	Tipologia	Profondità da p.c.	Tratto fenestrato		Min. valori da p.c.	Max. valori da p.c.
			da [m]	a [m]		
S 10	Piezometro T.A.	30.00	6.00	24.00	21.50	21.15
S 11	Piezometro T.A.	21.00	2.00	21.00	12.53	12.15
S 14	Piezometro T.A.	30,00	9.00	24.00	19.70	19.30
S 16	Piezometro T.A.	30.00	24.00	30.00	16.91	16.91
2SD2_int	Piezometro Casagrande	24.00	-	-	4.90	4.60
2SD3_int	Piezometro Casagrande	22.00	-	-	-	-
2SD4_int	Piezometro Casagrande	14.00	-	-	11.20	11.08

6. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

6.1 Generalità

I criteri di interpretazione delle indagini geotecniche, di seguito descritti, tengono conto del fatto che lungo il tracciato autostradale in esame sono stati rinvenuti fundamentalmente depositi limoso – argillosi e limoso – sabbiosi, localmente sabbiosi.

Dal punto di vista dei criteri di caratterizzazione geotecnica sono state distinte due tipologie di materiale:

- materiali a grana fine (limi e argille più o meno sabbioso);
- materiali a grana grossa (sabbie più o meno limose e/o argillose);

L'individuazione del tipo di materiale, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, è fatta principalmente sulla base della descrizione stratigrafica dei sondaggi, delle prove penetrometriche statiche CPT e laddove disponibili, delle prove di laboratorio sui campioni di terreno. Sono stati, inoltre, utilizzati i risultati ottenuti dalla prova DPSH, dopo aver trasformato il numero di colpi N_{20} in N_{SPT} equivalente, i dati dei pocket penetrometers e i risultati in termini di velocità delle onde di taglio (V_s) da prove geofisiche SCPTU e MASW.

6.2 Individuazione del tipo di terreno da prove CPT/CPTU

Nell'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPT e CPTU si farà riferimento alle seguenti quantità:

q_c = resistenza di punta;

q_t = resistenza di punta corretta;

f_s = resistenza di attrito sul manicotto laterale;

u_2 = pressione interstiziale immediatamente dietro il cono.

Nel caso delle prove CPT non viene misurata la pressione interstiziale; pertanto in prima approssimazione si assumerà $q_t = q_c$, essendo q_c la resistenza di punta misurata.

Nel caso delle prove CPTU viene misurata anche la pressione interstiziale u_2 immediatamente dietro il cono; possono quindi essere ricavate le seguenti quantità:

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	23 di 254

$$q_t = q_c + (1-\alpha) \cdot u_2$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{vo}}$$

$$Q_T = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma_{vo}'}$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} \cdot 100$$

essendo:

α = rapporto delle aree del penetrometro statico;

u_0 = pressione idrostatica;

σ_{vo} = pressione verticale totale geostatica

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica.

Nella letteratura tecnica sono state sviluppate in passato numerose correlazioni che a partire dai valori delle quantità indicate precedentemente permettono di risalire al tipo di materiale attraversato dalla prova (vedi ad esempio Robertson & Campanella, 1984, Robertson et al., 1986; Olsen & Farr, 1986; Searle, 1979 per quanto riguarda le prove CPT e Robertson & Campanella, 1986 per quanto riguarda le prove CPTU).

Attualmente le correlazioni più utilizzate sono quelle proposte da Robertson (1990) (vedi anche Lunne et al., 1997), riportate nella Figura 1.

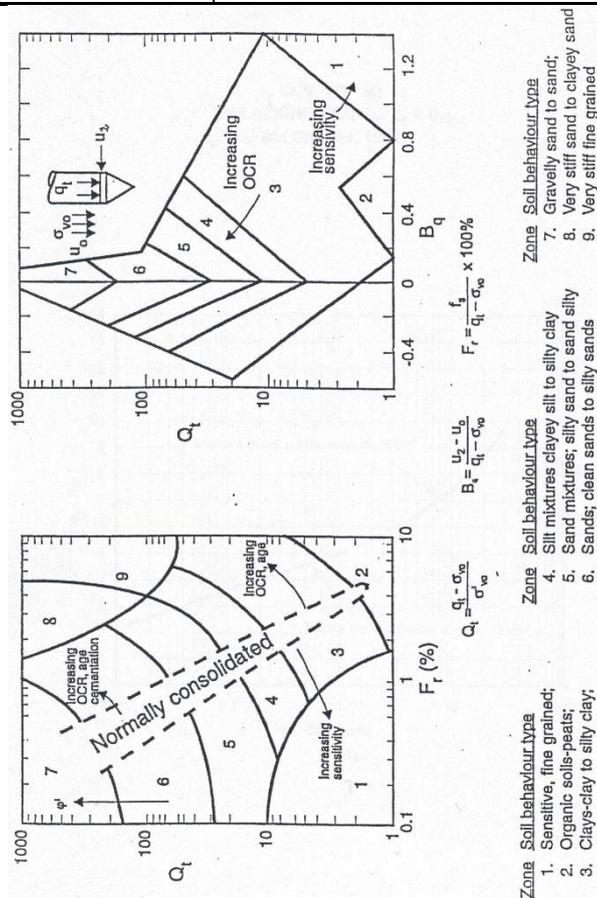


Figura 1: Correlazioni per la definizione del materiale attraversato dalle prove CPT/CPTU (Robertson, 1990)

La prima correlazione è applicabile alle prove CPT e alle prove CPTU e sfrutta le quantità F_r e Q_T ; nel caso delle prove CPT i valori di F_r e Q_T possono essere ricavati in prima approssimazione sostituendo q_c a q_t .

La seconda correlazione è applicabile alle prove CPTU e sfrutta le quantità β_q e Q_T .

6.3 Individuazione del tipo di terreno da prove DPSH

I risultati della prova DPSH verranno interpretati per poter ricavare il numero di colpi N_{spt} equivalente, data la consistenza delle correlazioni presenti in letteratura che legano i parametri di resistenza e deformabilità al n. di colpi N_{spt} .

A tale scopo, il numero di colpi N_{20} viene moltiplicato per la quantità

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{SPT} è quella riferita alla prova SPT. Al coefficiente β_t è possibile attribuire una variazione in funzione della granulometria del materiale in cui viene eseguita la prova, come segue:

$$\beta_t = 1.5 \div 2 \text{ (ghiaie)}$$

$$\beta_t = 2 \div 2.8 \text{ (sabbie)}$$

$$\beta_t = 2.8 \div 4 \text{ (limi e argille)}$$

6.4 Terreni coesivi (limi e argille) saturi

6.4.1 Introduzione

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

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

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

6.4.2 Stato tensionale iniziale

La valutazione dello stato tensionale iniziale verrà fatta sulla base:

- di quanto desumibile dagli studi di carattere geologico;

- dell'interpretazione delle prove edometriche di laboratorio.

In particolare, nel caso dei materiali a grana fine saturi sotto falda, lo stato tensionale in sito sarà stimato sulla base dei risultati in termini di grado di sovraconsolidazione ($GSC = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$), essendo σ_{vmax}' la pressione di preconsolidazione desumibile dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande e σ_{vo}' la pressione verticale efficace geostatica.

Il coefficiente di spinta del terreno a riposo k_0 sarà stimato sulla base della seguente espressione:

$$k_0 = (1 - \sin \varphi') \cdot \sqrt{GSC}$$

essendo:

φ' = angolo di resistenza al taglio.

Per completezza e ove appropriato, la pressione di preconsolidazione σ_{vmax}' ed il grado di sovraconsolidazione $GSC = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$ verranno determinati anche sulla base delle seguenti espressioni (vedi Ladd & Foot, 1974; Ladd et al. 1977):

$$(GSC)^{0.85} = \frac{\frac{c_u}{\sigma_{vo}'}}{\left(\frac{c_u}{\sigma_{vo}'}\right)_{NC}}$$

dove:

$$\left(\frac{c_u}{\sigma_{vo}'}\right)_{NC} \cong 0.30 \text{ (Chandler et al., 2004)}$$

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate in compressione e carico determinata con prove di laboratorio o con l'interpretazione delle prove CPT o SPT in accordo a quanto descritto nel paragrafo 6.4.3;

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica.

6.4.3 Resistenza al taglio non drenata

6.4.3.1 Premesse di carattere generale

La resistenza al taglio non drenata c_u di materiali saturi sotto falda verrà valutata facendo riferimento principalmente ai risultati delle prove di laboratorio e all'interpretazione delle prove penetrometriche CPTu

Ove appropriato, i risultati ottenuti saranno commentati anche sulla base del confronto con quelli ottenibili dagli indici di resistenza “pocket penetrometer” registrati sui campioni prelevati e dalle elaborazioni delle prove SPT.

Come noto la resistenza al taglio non drenata è funzione delle tensioni efficaci di consolidazione e del percorso di carico; in questa sede si farà riferimento a prove di laboratorio e a correlazioni empiriche per l'interpretazione delle prove CPT e SPT che forniscono valori di c_u corrispondenti a tensioni efficaci di consolidazione pari a quelle geostatiche e a percorsi di carico caratteristici di prove triassiali di compressione e carico.

6.4.3.2 Prove di laboratorio

Nella definizione della resistenza al taglio non drenata da prove di laboratorio si farà principalmente riferimento, laddove presenti, a prove condotte su campioni indisturbati di buona qualità del tipo triassiali non consolidate-non drenate (TX-UU) eseguite con pressioni in cella maggiori di quelle verticali totali geostatiche.

le prove TX-CIU sono state utilizzate per conferma dei valori ottenuti dalle altre prove.

6.4.3.3 Valutazione di c_u da prove CPT

La resistenza al taglio non drenata c_u , associabile a condizioni triassiali di compressione, verrà stimata sulla base delle seguenti espressioni (vedi ad esempio Lunne et al., 1985).

$$c_u \approx \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_k} \quad \text{da prove CPT}$$

$$c_u = \frac{q_T - U}{N_{KE}} \quad \text{da prove CPTU}$$

essendo:

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	28 di 254

$$14 \leq N_k \leq 16$$

$$N_{KE} = 18 - 15.45 \cdot B_q \quad (\text{per } B_q < 1.15)$$

σ_{vo} = pressione verticale totale

q_c = resistenza di punta

q_t = resistenza di punta corretta.

6.4.3.4 Valutazione di c_u da prove SPT

La resistenza al taglio non drenata di materiali saturi sotto falda, associabile a quella di prove triassiali di compressione e carico, consolidate alle tensioni efficaci geostatiche, verrà stimata adottando la correlazione empirica proposta da Stroud (1974) (vedi anche Clayton, 1995). In base a tale correlazione risulta quanto segue:

$$c_u \cong (4,5 \div 5,5) \cdot N_{SPT} \quad (\text{kPa})$$

Si sottolinea che tale approccio risulta leggermente meno attendibile di quello basato sui risultati delle prove CPT e come tale ha avuto un peso minore nella stima di C_u .

6.4.3.5 Valutazione di c_u da prove con Pocket Penetrometers

La resistenza al taglio non drenata di materiali saturi sotto falda verrà stimata dividendo per 2 la resistenza alla punta misurata in corso di perforazione.

6.4.4 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

I parametri di resistenza di picco in termini di sforzi efficaci verranno determinati, laddove possibile, sulla base dei risultati delle prove di laboratorio disponibili: taglio diretto (TD) e triassiali consolidate non drenate TX-CIU .

6.4.5 Caratteristiche di deformabilità

6.4.5.1 Moduli elastici iniziali

6.4.5.1.1 *Generalità*

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	29 di 254

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

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

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m³

ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0.15 ÷ 0.20

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

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata direttamente dalle prove geofisiche “down hole” e “cross hole”; in alternativa i moduli di taglio iniziali G_0 possono essere stimati pari a 1000 volte la resistenza al taglio non drenata c_u (vedi ad esempio Simpson et al., 1979).

6.4.5.1.2 Moduli elastici iniziali da prove CPT/CPTU

Una prima stima dei moduli di elasticità iniziali da prove CPT/CPTU può essere fatta utilizzando la correlazione empirica proposta da Mayne & Rix (1993) secondo la quale:

$$G_o = \frac{99.5 \cdot (p_a)^{0.305} \cdot (q_t)^{0.685}}{e_o^{1.13}}$$

essendo:

G_o = modulo di taglio iniziale

p_a = pressione atmosferica nella stessa unità di misura di G_o e di q_t

q_t = resistenza di punta del penetrometro statico corretta

e_o = indice dei vuoti iniziale.

6.4.5.2 Moduli elastici “operativi” in condizioni drenate

Il comportamento dei terreni a grana fine risulta non lineare; i moduli elastici risultano infatti funzione sia della pressione efficace media corrente 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.

In generale saranno seguite le seguenti regole:

Opere di sostegno e di fondazione su terreni sovraconsolidati meccanicamente con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell’opera collocati all’interno della superficie di plasticizzazione primaria del materiale.

In tali situazioni le deformazioni plastiche indotte dalle variazioni tensionali sono relativamente contenute e l’utilizzo di modelli costitutivi elastici o elastici non lineari può essere ritenuto accettabile.

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo elastico-non lineari, i dati di ingresso per le analisi sono essenzialmente:

- I moduli elastici iniziali di cui al paragrafo 6.4.5.1.
- Curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto misurate in laboratorio o ricavabili dalla letteratura tecnica. Tipiche curve di degrado del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione di taglio γ indotto, proposte da Vucetic & Dobry (1991), sono riportate nella Figura 2. In alternativa alle curve di degrado indicate nelle Figura 2 possono essere adottate le espressioni (leggi iperboliche) riportate nel caso dei materiali a grana grossa.

Va tuttavia rilevato che la procedura suddetta, associata all’utilizzo delle curve di degrado del modulo di Figura 2, risulta rigorosamente applicabile in problemi di scarico e/o di scarico e ricarico tensionale; nel caso di problemi di “primo carico”, caratterizzati da incrementi di tensione rispetto alla condizione geostatica potrebbe condurre ad una sottostima degli spostamenti.

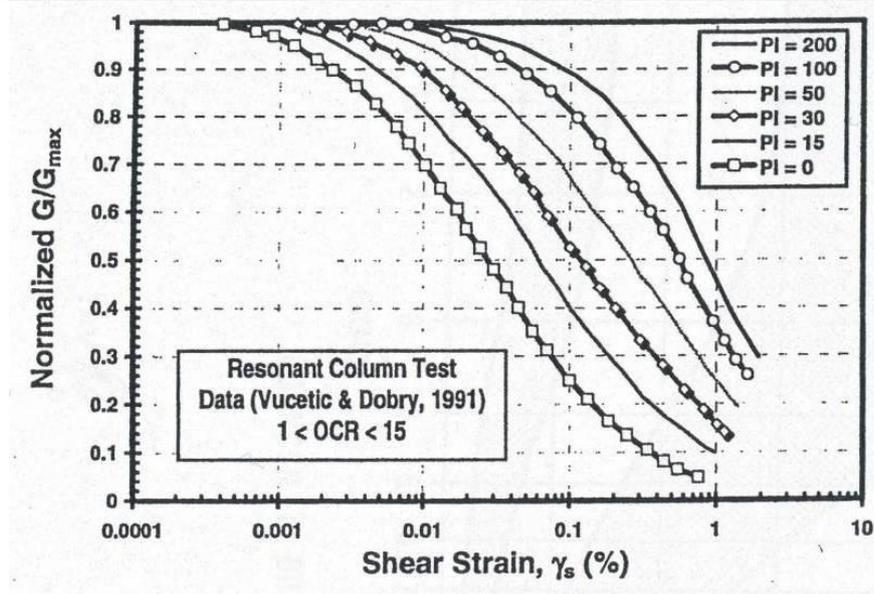


Figura 2: Curve sperimentali del rapporto G/G_{max} da prove di colonna risonante ciclica (Vucetic & Dobry, 1991)

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici i moduli di Young “operativi” E_{op} saranno convenzionalmente assunti pari a:

- E_{op1} pari a $1/10-1/12 E_0$ o $(150\div 200)\cdot c_u$ o quanto desumibile dai risultati delle prove edometriche nel caso di problemi di “primo carico” (esempio fondazioni dirette, profonde e rilevati);
- E_{op2} pari a $1/5\cdot E_0$ o $(400\div 500)\cdot c_u$ nel caso di problemi di scarico e/o di scarico-ricarico (esempio: fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non).

Caso di opere di fondazione con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell’opera collocati all’esterno della superficie di plasticizzazione del terreno.

Nelle analisi si farà necessariamente riferimento a modelli costitutivi elasto-plastici ed ai risultati delle prove edometriche ad incremento di carico (ED-IL) in termini di coefficienti di compressione (C_c e C_r).

6.4.5.3 Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960)

Nel caso del progetto di pali di fondazione il modulo di reazione orizzontale “operativo”, nel caso di ricorso a calcoli semplificati lineari, può essere assunto pari a (vedi ad esempio Elson (1984):

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	32 di 254

$$E_s = 400 \cdot c_u$$

(kPa)

essendo:

c_u = resistenza al taglio non drenata di materiali saturi sotto falda, determinata secondo i criteri di cui al paragrafo 6.4.3.

6.4.6 Coefficienti di permeabilità

Nella definizione delle caratteristiche di permeabilità si farà riferimento ai risultati:

- Di prove di laboratorio (edometri) in corrispondenza di pressioni verticali efficaci pari a quelle geostatiche, ovvero in corrispondenza di indici dei vuoti pari a quelli iniziali e_o .
- Dell'applicazione di correlazioni empiriche applicabili a condizioni di pressioni verticali efficaci pari a quelle geostatiche; verranno applicate ad esempio le seguenti correlazioni empiriche proposte da Feng (1991) e da Rocchi (2003):

$$k_v = 6.54 \cdot 10^{-9} \cdot \left(\frac{e_o \cdot \frac{A}{IP}}{A+1} \right)^4$$

$$\log \frac{e_o}{e_L} = 1.22 + 0.19 \cdot \log k_v$$

essendo:

e = indice dei vuoti iniziale

e_L = indice dei vuoti corrispondente al limite liquido

k_v = coefficiente di permeabilità verticale corrente in cm/sec

$A = IP/CA$ = attività

IP = indice di plasticità (non espresso in percento).

- Delle prove di permeabilità tipo Lefranc in foro i cui risultati sono riportati al Paragrafo 8

Si rileva che anche i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dalla prove in foro si riferiscono a pressioni verticali efficaci pari a quelle geostatiche, ovvero ad indici dei vuoti pari a quelli iniziali e_o .

La variazione del coefficiente di permeabilità con l'indice dei vuoti corrente, potrà essere stimata sulla base della seguente espressione:

$$\log k = \log k_0 - \frac{e_0 - e}{C_k}$$

essendo:

k = coefficiente di permeabilità corrente

k_0 = coefficiente di permeabilità corrispondente all'indice dei vuoti iniziale e_0

e = indice dei vuoti corrente

e_0 = indice dei vuoti iniziale

$$C_k = 0.5 \cdot e_0.$$

I valori ricavabili dalle prove edometriche si riferiscono a direzioni di flusso verticali, ovvero a coefficienti di permeabilità in direzione verticale k_v . Inoltre essi si riferiscono a volumi estremamente ridotti e quindi non completamente rappresentativi della permeabilità dei terreni in sito;

I valori ricavabili dalle prove in foro si riferiscono a direzioni di flusso verosimilmente più prossime a quelle orizzontali, ovvero a coefficienti di permeabilità in direzione orizzontale k_h .

6.4.7 Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria

I coefficienti di consolidazione primaria c_v e secondaria c_{α} , utilizzabili nell'ambito di teorie di consolidazione convenzionali e a problemi di flusso principalmente nella direzione verticale, saranno ricavati dalle prove di laboratorio (edometri).

6.5 Terreni incoerenti (sabbie più o meno limose)

6.5.1 Introduzione

In questa sede si intendono a grana grossa quei materiali caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a $\cong 50\%$.

In conseguenza del fatto che in tali materiali risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in sito

(mediante correlazioni empiriche) e delle prove di classificazione di laboratorio effettuate su campioni rimaneggiati in accordo ai criteri descritti nei paragrafi successivi.

Si rileva che le correlazioni empiriche riportate nei paragrafi seguenti sono rigorosamente applicabili ove è ragionevole ritenere che le prove interpretate siano avvenute in condizioni drenate, ovvero nei seguenti casi:

- Terreni sopra falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a $\cong 50\%$.
- Terreni sotto falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a $\cong 35\div 40\%$.

6.5.2 Stato iniziale del deposito

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988) ogni analisi geotecnica richiede la conoscenza dello stato iniziale del deposito in termini di:

- Tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale;
- Pressioni interstiziali;
- Macrostruttura;
- Indice dei vuoti iniziale e_0 e densità relativa D_r .

Le tensioni geostatiche e la storia tensionale possono essere ricavate con una certa approssimazione dagli studi di carattere geologico.

Le pressioni interstiziali possono essere ricavate sulla base della strumentazione (piezometri) messa in opera e dagli studi di carattere idrogeologico.

La macro struttura del deposito può essere ricavata dall'analisi delle cassette catalogatrici e da osservazioni in sito su fronti di scavo, cave, etc..

L'indice dei vuoti in sito (e_0) e la densità relativa (D_r) possono essere ricavate con una certa approssimazione dall'interpretazione delle prove penetrometriche statiche e dinamiche e dalle prove geofisiche in foro di sondaggio come riportato nei paragrafi successivi.

Come noto, la densità relativa D_r è definita dal seguente rapporto:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e_o}{e_{\max} - e_{\min}}$$

essendo:

e_{\max} = indice dei vuoti massimo del materiale (-)

e_{\min} = indice dei vuoti minimo del materiale (-)

e_o = indice dei vuoti in sito del materiale (-)

La valutazione di e_{\max} ed e_{\min} sarà effettuata in laboratorio facendo riferimento alle seguenti procedure:

- ASTM D4253 e D4254 per i materiali sabbiosi;
- Kokusho & Tanaka (1994) per i materiali ghiaiosi.

6.5.3 Densità relativa

6.5.3.1 Densità relativa dalle prove penetrometriche statiche in sabbia, CPT

In sabbie silicee, non cementate, la densità relativa D_r può essere legata alla resistenza di punta del penetrometro statico q_c in base alla seguente legge (vedi ad esempio Garizio, 1997; Jamiolkowski et al., 2001):

$$D_r = \frac{1}{C_2} \cdot \ln \left[\frac{q_c}{C_0 \cdot (\sigma_{\text{oct}}')^{C_1}} \right]$$

essendo:

$$\sigma_{\text{oct}}' = \frac{1 + 2 \cdot k_o}{3} \cdot \sigma_{vo}' = \text{pressione verticale efficace}$$

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	36 di 254

media esistente in sito (kPa)

σ_{vo}' = pressione verticale efficace esistente in sito (kPa)

$(k_o)_{nc}$ = 0.5 = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati (-)

$(k_o)_{sc}$ = $0.5 \cdot (GSC)^{0.5}$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati (-)

GSC = grado di sovraconsolidazione (-)

q_c = resistenza di punta del penetrometro statico (kPa)

D_r = densità relativa (-)

C_0 , C_1 e C_2 = coefficienti empirici funzione delle dimensioni medie delle particelle riportati in Tabella 4 (-)

Tabella 4: Coefficienti empirici C_0 , C_1 e C_2 (Harman, 1976; Villet & Mitchell 1981; Baldi et al., 1983; Baldi et al., 1986; Jamiolkowski et al., 1988; Rocchi, 1994)

Tipo di sabbia	D_{50} (mm)	C_0 (-)	C_1 (-)	C_2 (-)
Fine	0.20÷0.25	110	0.59	2.95
Media	0.40÷0.55	205	0.51	2.91
grossa	1.00÷2.00	234	0.48	3.30

6.5.3.2 Densità relativa dalle prove penetrometriche dinamiche in sabbia, SPT In sabbia

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

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	37 di 254

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

essendo:

A, B = costanti empiriche indicate in Tabella 5.

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

(K_o)_{nc} = 1-sinφ' = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati (-)

(k_o)_{sc} = (K_o)_{nc} · (GSC)^{0.5} = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovra consolidati (-)

GSC = grado di sovra consolidazione (-)

D_r = densità relativa (-)

Tabella 5: Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)

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

In questa sede, ove non specificato espressamente, si assumeranno valori di A e B corrispondenti alle sabbie medie.

In sabbie e ghiaie

Nelle sabbie e ghiaie la determinazione della densità relativa D_r risulta meno agevole che nelle sabbie per i seguenti ordini di problemi:

Per motivi esecutivi il campionatore standard a punta aperta deve essere spesso sostituito con quello a punta conica; in linea di principio non è detto che i risultati ottenibili con il campionatore standard a punta aperta in termini di numero di colpi/30 cm risultino uguali a quelli conseguiti con la punta conica e quindi possano essere interpretati direttamente con le correlazioni empiriche di letteratura sviluppate per la prova SPT con campionatore standard a punta aperta.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	38 di 254

Causa la presenza della ghiaia spesso vengono raggiunte condizioni di rifiuto che non necessariamente sono indice di elevati gradi di addensamento.

Per il superamento delle difficoltà in questa sede si opererà come segue:

- Ove possibile, nell'ambito della stessa formazione sabbioso-ghiaiosa, verrà fatto un confronto tra i risultati delle prove SPT eseguite con il campionatore standard a punta aperta e quelle eseguite con la punta conica; in base a tale confronto si valuterà la possibilità di trasformare i risultati ottenuti con la punta conica in valori N_{SPT} equivalenti con il campionatore standard. Ove tale confronto non sia possibile, i valori N_{SPT} misurati con la punta conica verranno equiparati ai valori N_{SPT} ottenibili con il campionatore standard.
- Ove possibile ad ogni valore N_{SPT} verrà associato:
 - il corrispondente valore misurato di D_{50} (D_{50} = diametro delle particelle corrispondente al 50% di passante);
 - un valore di D_{50} ipotizzato sulla base di curve granulometriche disponibili a quote superiori ed inferiori a quella della profondità di prova.

In mancanza di dati granulometrici puntuali, l'interpretazione dei valori N_{SPT} , in accordo al metodo descritto al successivo punto, verrà effettuata facendo riferimento ad un valore di D_{50} medio stimato.

Nel caso di raggiungimento delle condizioni di rifiuto, l'interpretazione geotecnica del dato sperimentale verrà effettuata facendo riferimento ad un valore N_{SPT} calcolato come segue:

- $N_{SPT} = 100$ se le condizioni di rifiuto sono raggiunte nel primo tratto di 15 cm o nel secondo tratto di 15 cm
- $N_{SPT} = N_2 + \frac{50}{a} \cdot 15 \leq 100$ se le condizioni di rifiuto sono raggiunte nel terzo tratto di 15 cm

essendo (a) l'affondamento misurato (in centimetri) per un numero di colpi pari a 50.

Verranno inoltre scartati i valori (troppo bassi o troppo alti) che si scostano decisamente dalla linea di tendenza caratteristica.

L'interpretazione dei valori N_{SPT} verrà fatta in accordo al metodo proposto da Cubrinowski & Ishihara (1999) per materiali normalmente consolidati, caratterizzati da un coefficiente di spinta a

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	39 di 254

riposo k_0 dell'ordine di $0,4 \div 0,5$, successivamente esteso da Ishihara et al. (2001) anche al caso dei terreni sovraconsolidati; tale metodo utilizza la seguente espressione:

$$D_r = \left\{ \frac{(N_{SPT})_{78\%} \cdot \left(0,23 + \frac{0,06}{D_{50}}\right)^{1,7}}{9} \cdot \left(\frac{98}{\sigma'_{vo}}\right)^{1/2} \cdot \left(\frac{k_{o,NC}}{k_{o,SC}}\right)^{1/2} \right\}^{1/2}$$

essendo:

D_r = densità relativa (-)

$(N_{SPT})_{78\%}$ = numero di colpi/30 cm associabile ad un'energia trasferita alle aste pari al 78% di quella teorica (-)

D_{50} = diametro delle particelle corrispondente al 50% di passante (mm)

σ'_{vo} = pressione verticale efficace geostatica (kPa)

$k_{o,NC}$ = coefficiente di spinta a riposo di terreni normalmente consolidati (-)

$k_{o,SC}$ = coefficiente di spinta a riposo di terreni sovraconsolidati (-)

Si rileva che l'espressione sopra indicata è applicabile al caso di:

- Energia trasferita alle aste pari al 78%. L'esperienza acquisita nelle indagini eseguite in Italia ha mostrato che mediamente l'energia trasferita alle aste è inferiore al 78% e pari mediamente al 60%; nell'applicazione della formula, il valore N_{SPT} misurato, assunto pari a $(N_{SPT})_{60\%}$, viene pertanto corretto in base alla seguente equazione:

$$(N_{SPT})_{78\%} = (N_{SPT})_{60\%} \cdot \frac{60}{78}$$

- Resistenze ottenute con il campionatore standard nelle sabbie e con il campionatore LPT, di diametro maggiore rispetto a quello standard, nel caso delle ghiaie.

In questa sede, in mancanza di prove con il campionatore LPT, l'applicazione della formula in presenza di terreni sabbioso-ghiaiosi ($D_{50} \geq 1$ mm) verrà fatta senza apportare alcuna correzione

ai valori N_{SPT} misurati (vedi su tale aspetto Clayton, 1995; Skempton, 1986; Tokimatsu & Yoshimi, 1983).

6.5.4 Indice dei vuoti iniziale

6.5.4.1 Indice dei vuoti iniziale dalle prove geofisiche in foro

In presenza di terreni saturi una stima della porosità (n), e quindi dell'indice dei vuoti iniziale e_0 , può essere fatta a partire dalle misure delle velocità delle onde di taglio V_s e di compressione V_p utilizzando la seguente espressione, suggerita da Foti et al. (2002):

$$n = \frac{\rho^S - \sqrt{(\rho^S)^2 - \frac{4 \cdot (\rho^S - \rho^F) \cdot K^F}{V_p^2 - 2 \left(\frac{1 - \nu^{SK}}{1 - 2 \cdot \nu^{SK}} \right) \cdot V_s^2}}}{2 \cdot (\rho^S - \rho^F)}$$

essendo:

ν^{SK} = rapporto di Poisson dello scheletro solido = 0.15÷0.25

ρ^S = densità delle particelle di terreno = 2.65÷2.7 t/m³

ρ^F = densità del fluido interstiziale = 1 t/m³

K^F = modulo di compressibilità volumetrica del fluido interstiziale = 2.25 x10⁶ kPa.

6.5.5 Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio di picco φ' verrà determinato facendo riferimento al metodo proposto da Bolton (1986) in base al quale:

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

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

essendo:

φ' = angolo di resistenza al taglio di picco riferito a pressioni $\sigma_{ff}' = 272$ kPa (°)

Q = coefficiente che dipende dalla composizione mineralogica e

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	41 di 254

dalla forma delle particelle, assunto pari a 10

$$p_f' = 1,4 \cdot \sigma_{ff}' \quad (\text{vedi Jamiokowski et al. 1988}) \quad (\text{kPa})$$

$\sigma_{ff}' =$ tensione efficace normale alla superficie di rottura = 272 kPa

$m =$ costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti a rottura (vedi Tabella 6)

$\varphi_{cv}' =$ angolo di resistenza al taglio a volume costante o di stato critico $(^\circ)$

$D_r =$ densità relativa $(-)$

I valori di D_r utilizzati per definire l'angolo di resistenza al taglio, sono quelli determinati dalle prove SPT.

Tabella 6: Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

Condizioni di rottura	$m(\cdot)$
Prova triassiale di compressione ($\sigma_2' = \sigma_3'$)	3
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 resistenza al taglio φ_{cv}' sono ricavabili da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative o, in assenza di queste ultime, ipotizzabili in base a quanto indicato nella Tabella 7 (vedi ad esempio Youd, 1972; Stroud, 1988).

Tabella 7: Valori dell'angolo di resistenza al taglio 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 delle ghiaie a spigoli arrotondati si può assumere mediamente $\varphi_{cv}' = 34^\circ \div 36^\circ$.

In questa sede l'interpretazione delle prove, riportata nei successivi capitoli, verrà effettuata in accordo al metodo di Bolton (1986), assumendo cautelativamente, in considerazione del generalmente elevato contenuto di fine (limi e argille):

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	42 di 254

$\varphi_{cv}' = 30^\circ$ per le sabbie

$\varphi_{cv}' = 33^\circ$ per le sabbie e ghiaie

$m = 3.$

Tali valori sono stati confrontati con i risultati delle prove di laboratorio TX-CID e sono stati ritenuti ragionevolmente conservativi e pertanto utilizzati nella definizione dei parametri di resistenza delle unità geotecniche di progetto.

6.5.6 Caratteristiche di deformabilità

6.5.6.1 Moduli elastici iniziali

Generalità

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

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

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m^3

ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0,15 ÷ 0,20

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

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata direttamente da prove geofisiche “down hole” e “cross hole” o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT come descritto nel punto successivo.

G₀ da prove CPT

I moduli di elasticità iniziali da prove CPT in sabbia possono essere ricavati utilizzando la correlazione proposta da Baldi et al. (1989) e da Bellotti et al. (1989) o quella di Mayne & Rix (1993), applicabili con ragionevole approssimazione sia a terreni normalmente consolidati che a terreni sovraconsolidati.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	43 di 254

In particolare nel caso presente si è operato in accordo a Rix & Stokoe (1992) secondo cui vale la seguente espressione:

$$G_0 = q_c \cdot 1634 \cdot \left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{v0}}} \right)^{-0.75}$$

Nella tabella e nell'espressione sopra riportate i simboli rappresentano le seguenti quantità:

σ'_{v0} = pressione verticale efficace esistente in sito (kPa)

q_c = resistenza di punta del penetrometro statico (kPa)

G_0 = modulo di taglio iniziale (kPa)

G₀ da prove SPT

La velocità delle onde di taglio da prove SPT in sabbie e ghiaie normalmente consolidate, silicee non cementate, può essere ricavata sulla base alla correlazione proposta da Ohta & Goto (1978) (vedi anche Baldi et al. 1989); in base a tale correlazione vale quanto segue:

$$V_s = C \cdot (N_{SPT})_{60\%}^{0.171} \cdot (z)^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \text{ (m/sec)}$$

essendo:

$C = 67,3$

z = profondità dal p.c. in metri

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi la Tabella 8)

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi la Tabella 9)

Con:

Tabella 8: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A
(funzione dell'epoca geologica del deposito)

f_A	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

Tabella 9: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G (funzione della composizione granulometrica del deposito)

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

Dai valori della velocità delle onde di taglio V_s si ottiene il modulo di taglio iniziale G_0 secondo quanto segue:

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

ρ = Densità del materiale

6.5.6.2 Moduli elastici “operativi”

Generalità

Il comportamento dei terreni a grana grossa risulta non lineare; 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-non lineari, i dati di ingresso per le analisi sono:

- I moduli elastici iniziali di cui al paragrafo 6.5.6.1.
- Curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione indotto. Tipiche curve di degrado del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione γ indotto, tratte da Lo Presti (1989), sono riportate nella Figura 3

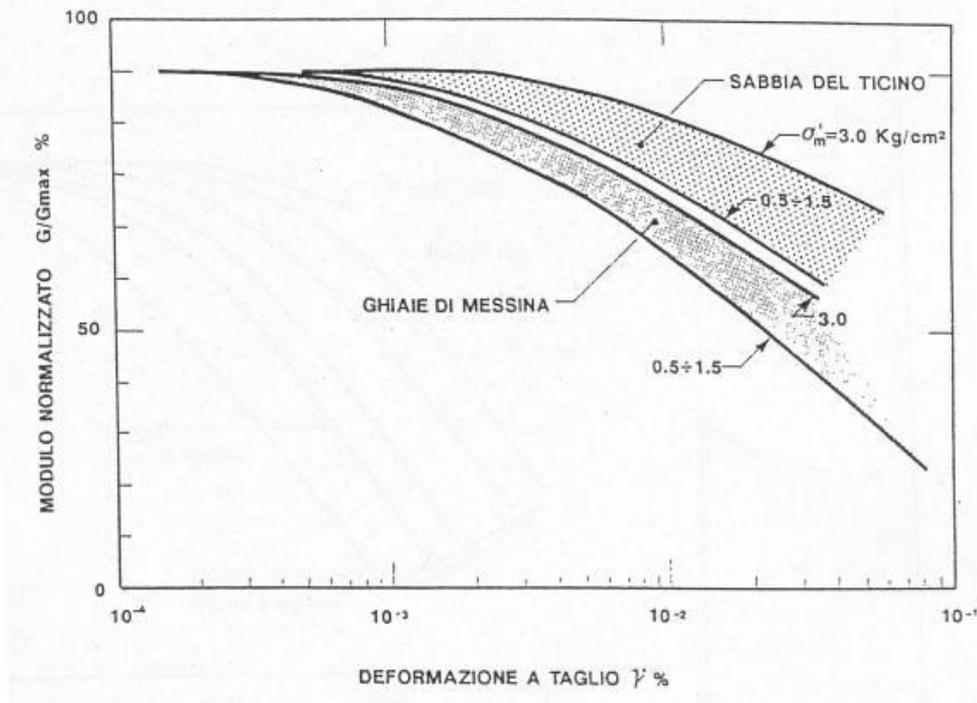


Figura 3: Degradato del modulo G per terreni incoerenti

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”:

- Nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young “operativi” E_{op1} sono pari a circa $(1/6 \div 1/10) \cdot E_0$ o, in alternativa, pari a quelli desumibili dalle correlazioni empiriche riportate successivamente; per tali strutture in terra possono essere infatti ammessi cedimenti totali e differenziali maggiori di quelli delle fondazioni profonde e dirette;
- Nell’analisi di fondazioni profonde e dirette i moduli di Young “operativi” E_{op2} sono pari a circa $(1/3 \div 1/5) \cdot E_0$, 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).

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	46 di 254

- o 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÷3.

Moduli elastici “operativi” E_{op1} da prove CPT in sabbia

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988) una stima dei moduli elastici “operativi” può essere fatta utilizzando le seguenti espressioni:

$$(E_{25'}) = E_{op1} = (3-D_r) \cdot q_c \quad \text{nel caso dei terreni normalmente consolidati}$$

$$(E_{25'}) = E_{op1} = (15-10 \cdot D_r) \cdot q_c \quad \text{nel caso dei terreni sovraconsolidati}$$

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

q_c = resistenza di punta del penetrometro statico.

Moduli elastici “operativi” E_{op1} da prove SPT in sabbia e ghiaia

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988) per la stima dei moduli elastici operativi da prove SPT valgono le seguenti espressioni:

$$E_{op1} = E'_{25} = (10,5 - 3,5 \cdot D_r) \cdot N_{SPT} / 10 \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso dei terreni normalmente consolidati}$$

$$E_{op1} = E'_{25} = (52,5 - 35 \cdot D_r) \cdot N_{SPT} / 10 \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso dei terreni sovraconsolidati}$$

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.

Si rileva che nel caso di materiali ghiaioso-sabbiosi e per valori di densità relativa D_r inferiori a 50% le espressioni suddette conducono ad una sottostima dei valori di E_{25}' .

6.5.6.3 Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960)

Nel progetto delle fondazioni profonde su pali i moduli di reazione orizzontale iniziali (E_{si}) alla Matlock & Reese (1960), utili per definire la parte iniziale delle curve p-y, verranno valutati in accordo alla seguente espressione:

$$E_{si} = k_{hi} \cdot z \text{ (kPa)}$$

essendo:

k_{hi} = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale, riportato nella Tabella 10 (vedi Reese et al, 1974 e Elson, 1984) (kN/m^3)

z = profondità dal piano campagna originario.

Tabella 10: Gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale secondo Reese et al. (1974) (vedi anche Elson (1984))

D_r (%)	K_{hi} (kN/m^3)
35%	6000 ÷ 10000
50%	12000 ÷ 17000
70%	20000 ÷ 25000

7. CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' STRATIGRAFICHE

Nel capitolo precedente sono presentati i metodi di interpretazione adottati per definire i parametri di progetto da utilizzare per il dimensionamento delle opere. Nel presente capitolo sono riportati i risultati delle prove condotte e la loro interpretazione sulla base dei criteri precedentemente illustrati. Il risultato delle interpretazioni in termini di parametri geotecnici di progetto sono riportati al termine del presente capitolo e poi più in dettaglio al successivo capitolo 10 suddivisi in schede relative ai tratti e alle opere che interessano il tracciato in esame.

La caratterizzazione si è basata, come già detto, sui risultati sia delle prove in sito che di laboratorio, con particolare riferimento ai risultati delle prove penetrometriche statiche SPT e CPTU, dei pocket penetrometers e delle prove di laboratorio.

In particolare risultati e loro interpretazione sono riportati nei paragrafi seguenti e, per le prove di laboratorio nell'Allegato C al presente documento.

7.1 Risultati ed interpretazione delle prove in sito

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

- Risultati prove CPTU (resistenza alla punta) (da CPTU-07)
- Risultati prove SCPTU (resistenza alla punta) (da SCPTU-13 a SCPTU-14)
- Risultati prove SPT (N_{SPT})
- Risultati prove DPSH (N_{20})
- Risultati dei pocket penetrometers
- Velocità delle onde di taglio V_s da MASW
- Velocità delle onde di taglio V_s da Down-Hole (S12)
- Modulo di Young iniziale E_0 da CPTU, SCPTU, SPT e DPSH e da V_s misurate da MASW e Down-Hole

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	49 di 254

- Modulo di Young operativo E_{op1} da CPTU, SCPTU, SPT e da Vs misurate da MASW e Down-Hole (calcolato da curve di degrado e confrontato con Jamiolkowski per terreni incoerenti)
- Coesione non drenata da CPTU (da CPTU-07) (calcolata in accordo a Lunne)
- Coesione non drenata da SCPTU (da SCPTU-13 a SCPTU-14) (calcolata in accordo a Lunne)
- Coesione non drenata da SPT e DPSH (calcolata in accordo a Stroud)
- Coesione non drenata da Pocket Penetrometers
- Densità relativa da CPTU (da CPTU-07) (calcolato in accordo a Garizio)
- Densità relativa da SCPTU (da SCPTU-13 a SCPTU-14) (calcolato in accordo a Garizio)
- Densità relativa da SPT e DPSH (calcolato in accordo a Skempton e Cobrinowski e Ishihara)
- Rapporto di sovraconsolidazione, OCR, da CPTU (CPTU-07)
- Rapporto di sovraconsolidazione, OCR, da SCPTU (da SCPTU-13 a SCPTU-14)
- Angolo di resistenza al taglio da CPTU (CPTU-07) (calcolato da D_r da CPTU solo per sabbie in accordo a Bolton)
- Angolo di resistenza al taglio da SCPTU (da SCPTU-13 a SCPTU-14) (calcolato da D_r da SCPTU solo per sabbie in accordo a Bolton)
- Angolo di resistenza al taglio da SPT e DPSH (calcolato da D_r da SPT solo per sabbie in accordo a Bolton).

7.1.1 Resistenza alla punta da CPTU e SCPTU

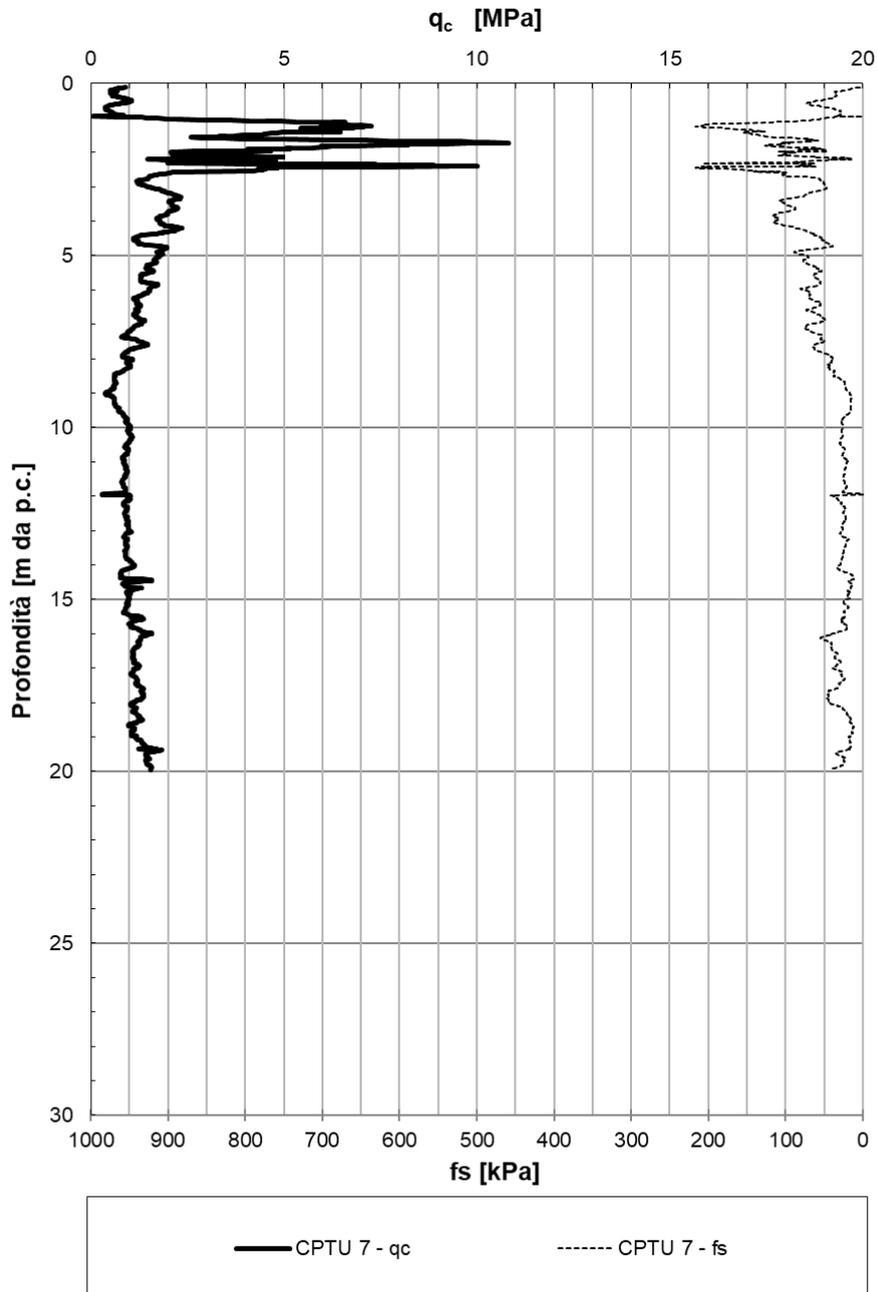


Figura 4: q_c da CPTU-07

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	51 di 254

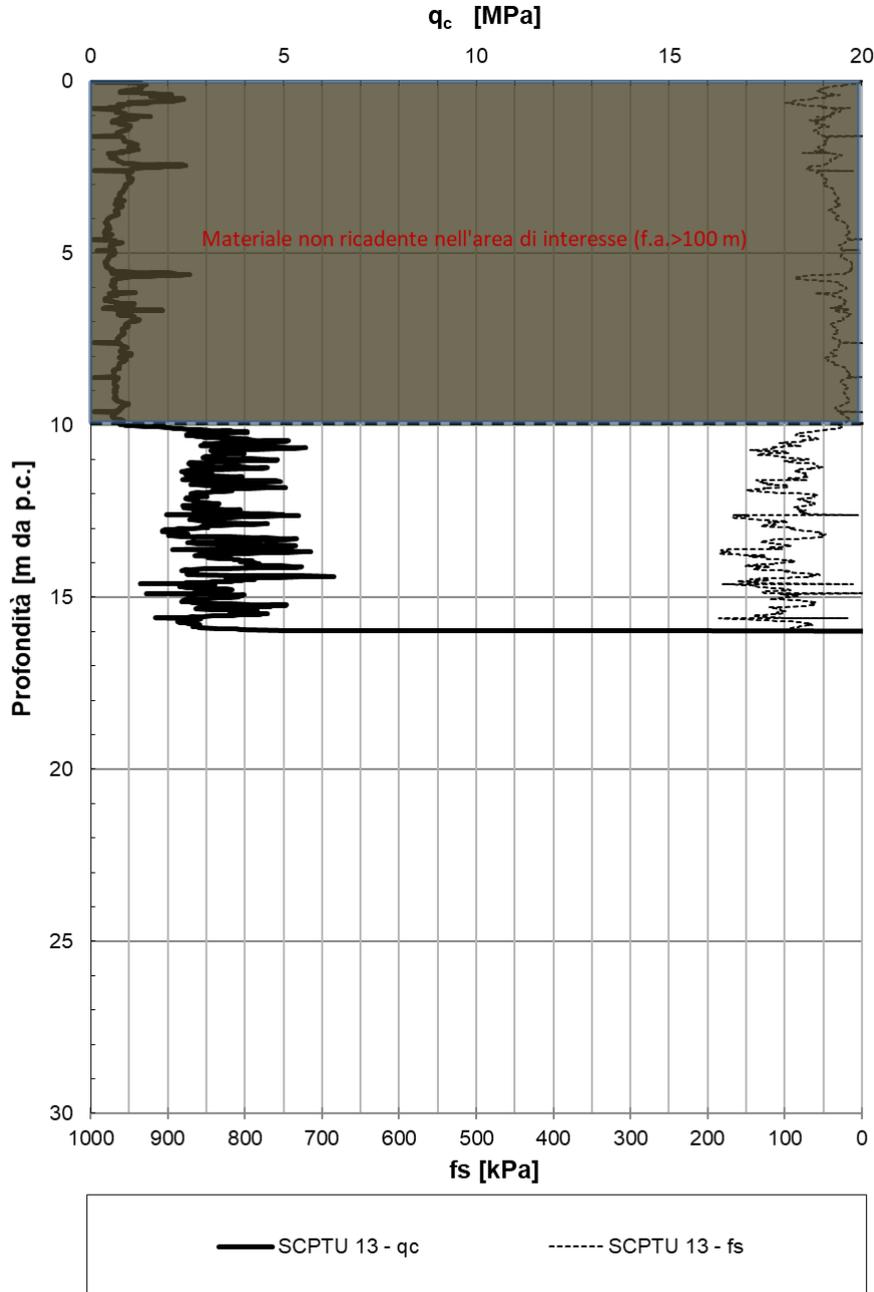


Figura 5: q_c da SCPTU-13

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	52 di 254

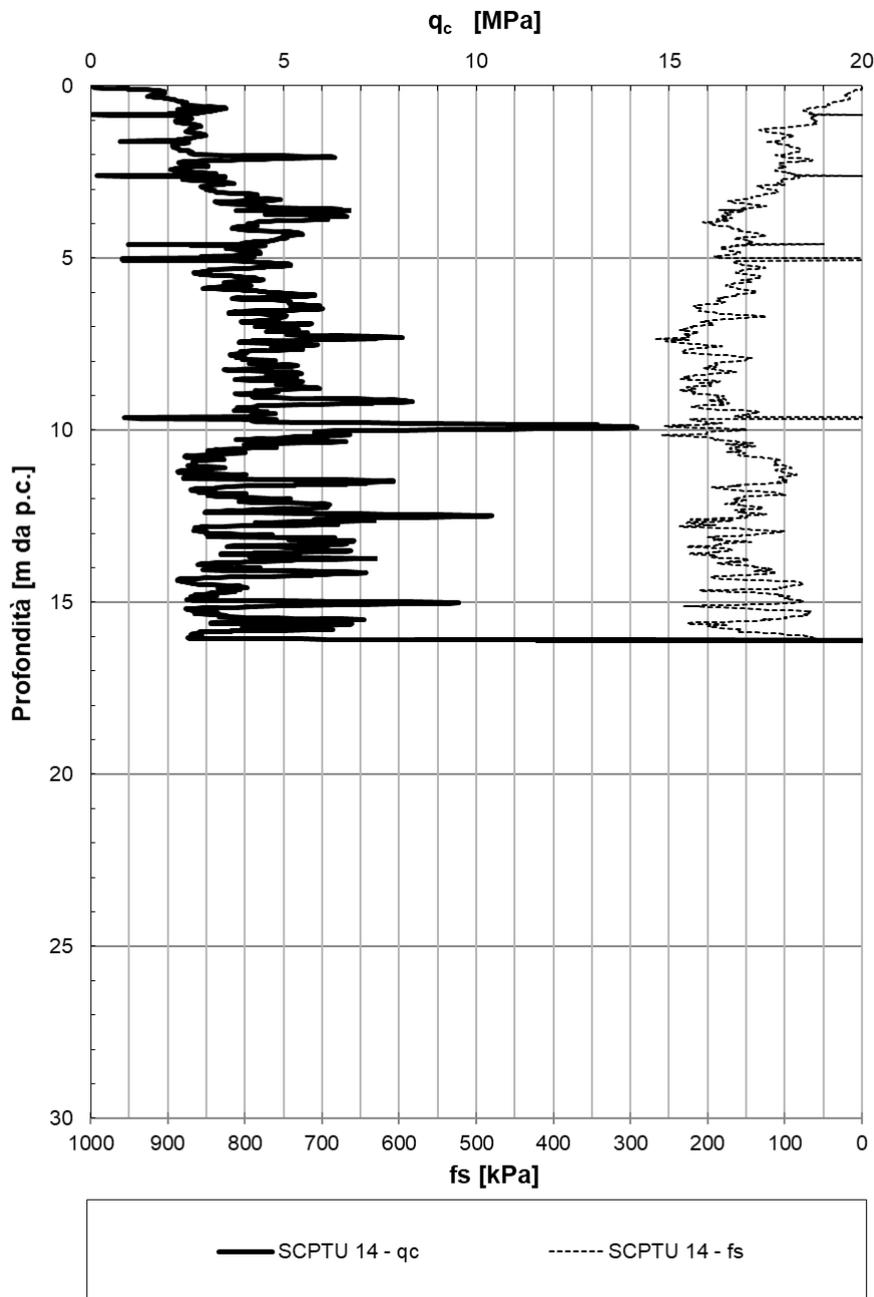


Figura 6: q_c da SCPTU-14

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	53 di 254

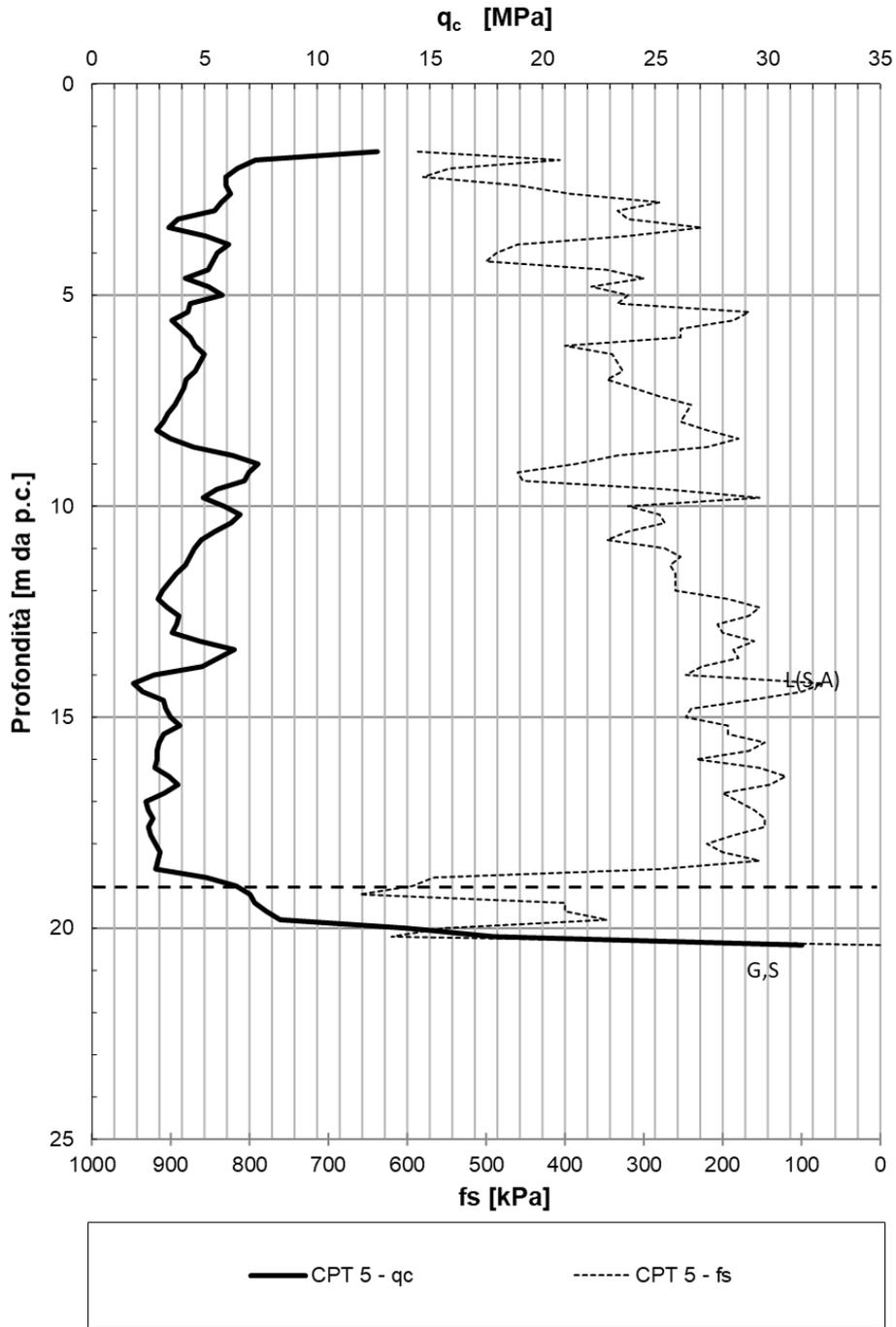


Figura 7: q_c da CPT5

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	54 di 254

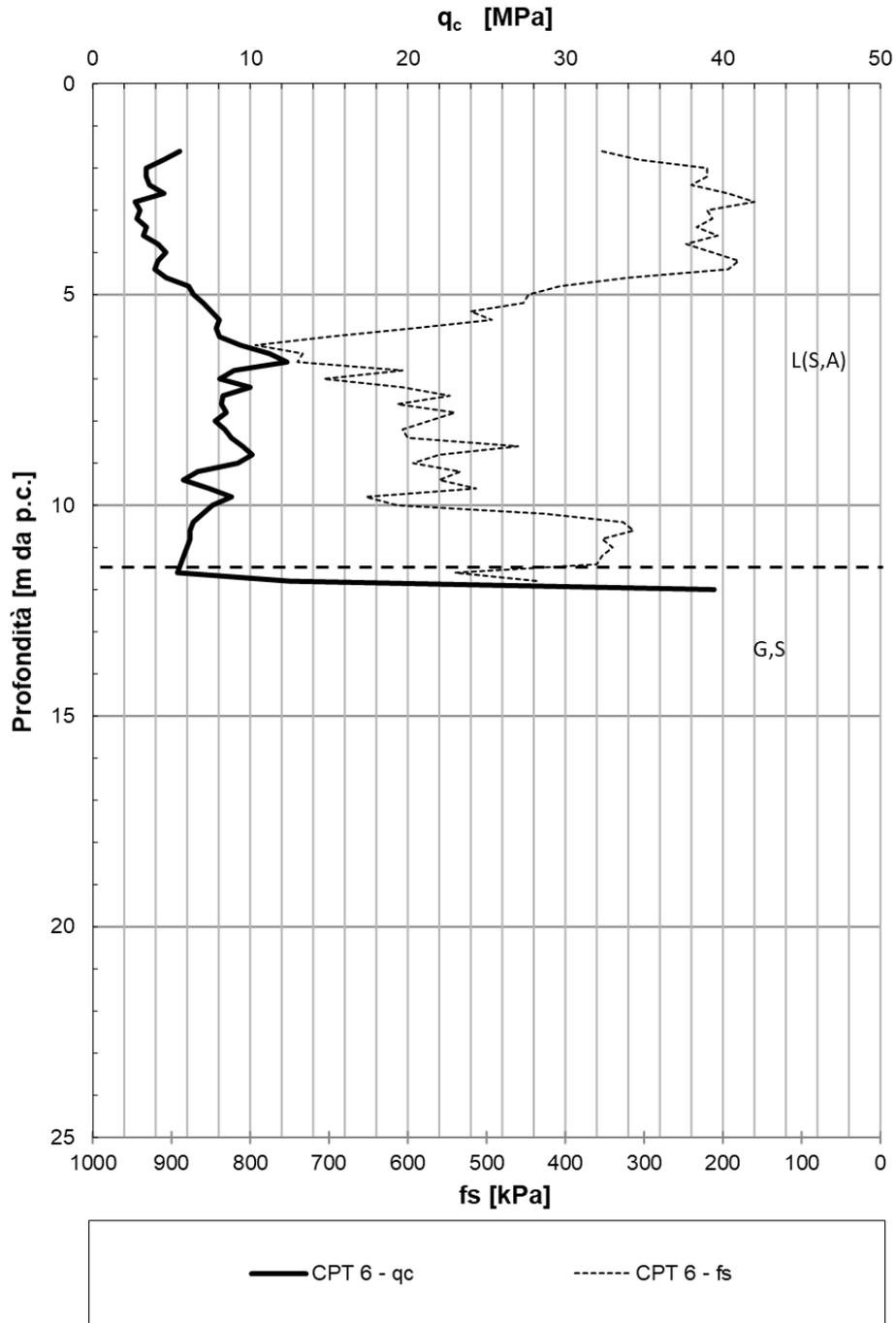


Figura 8: q_c da CPT6

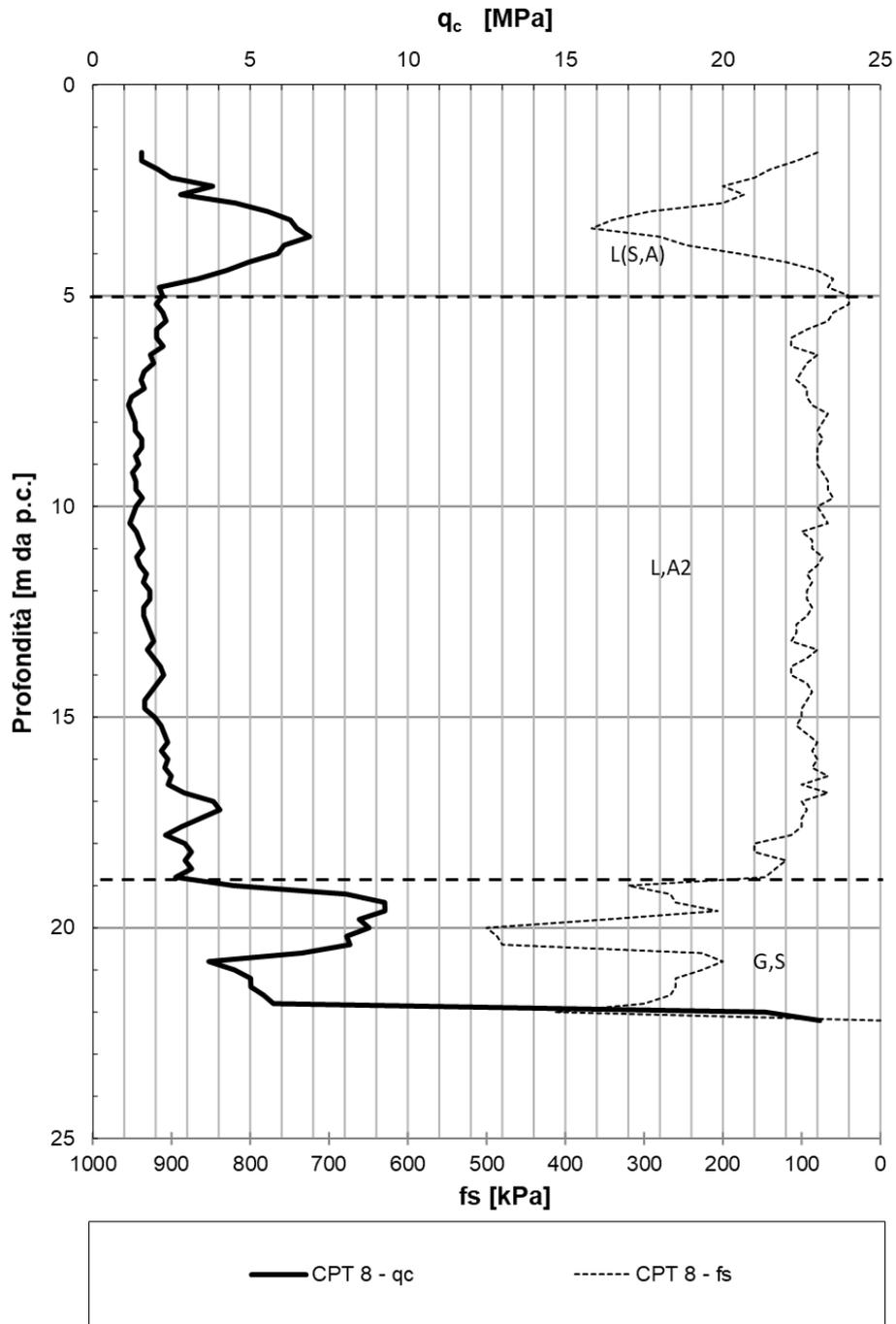


Figura 9: q_c da CPT8

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	56 di 254

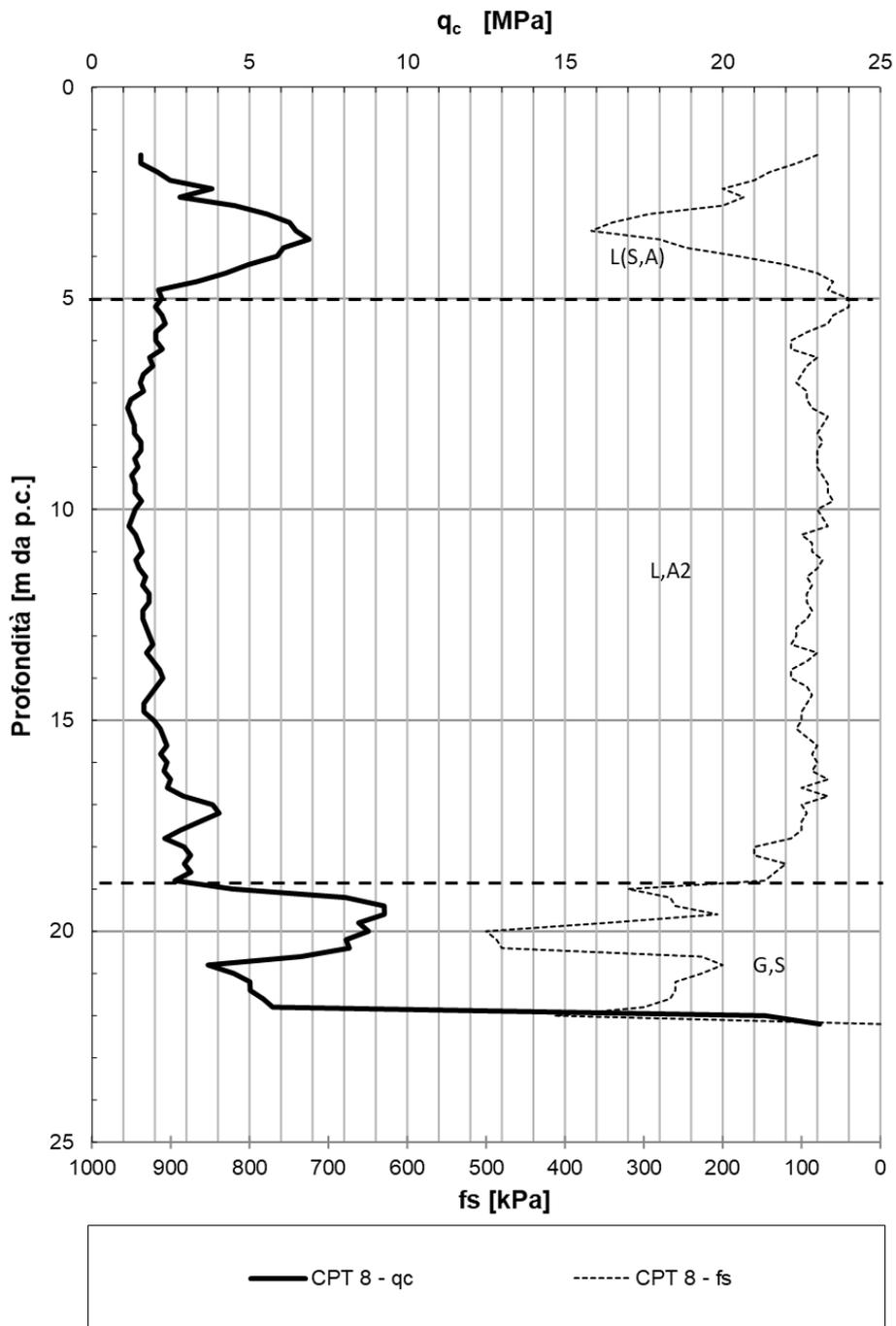


Figura 10: q_c da CPT9

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	57 di 254

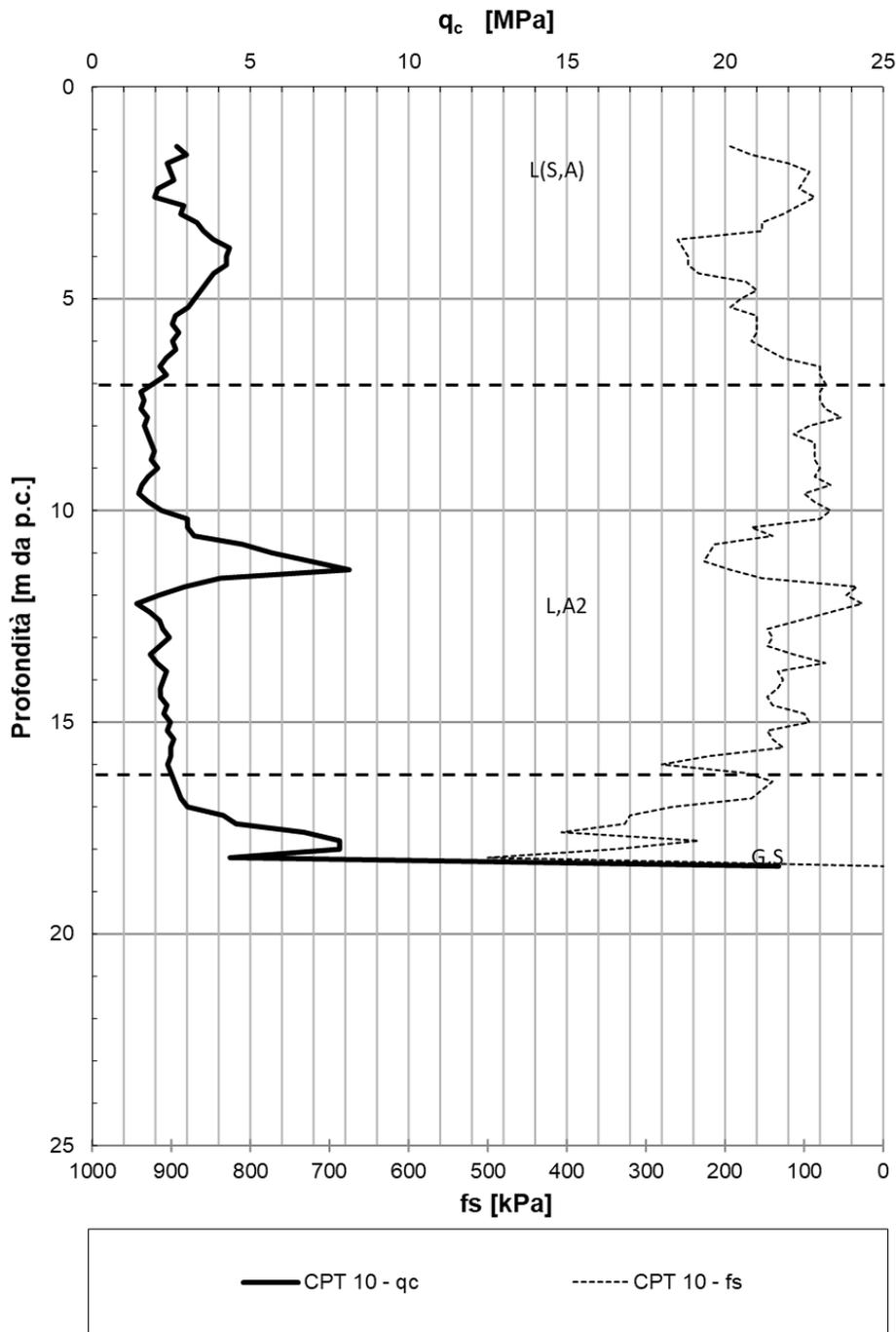


Figura 11: q_c da CPT10

7.1.2 Numero colpi N_{spt}

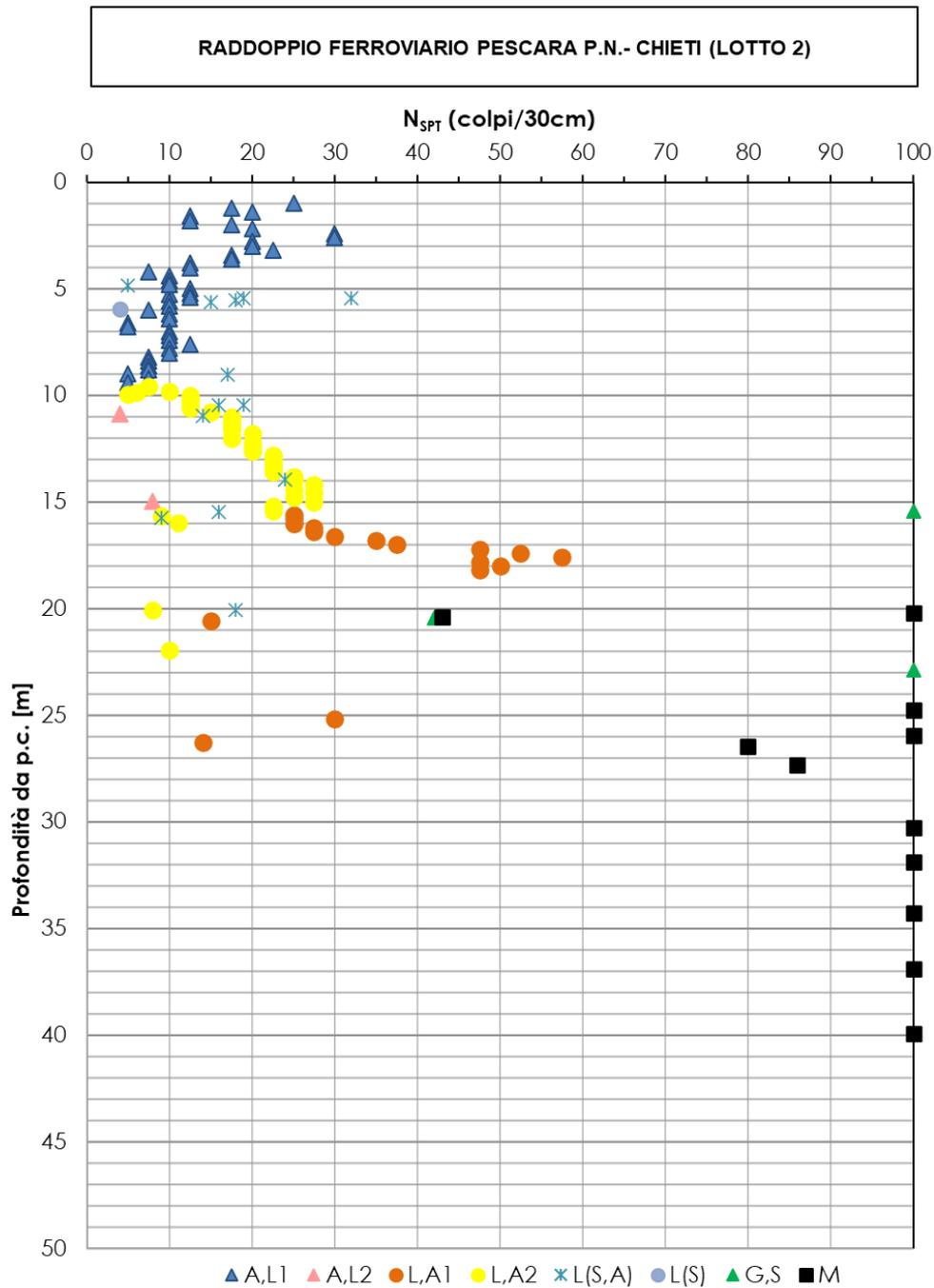


Figura 12: N_{spt}

7.1.3 Numero colpi N_{20} da DPSH

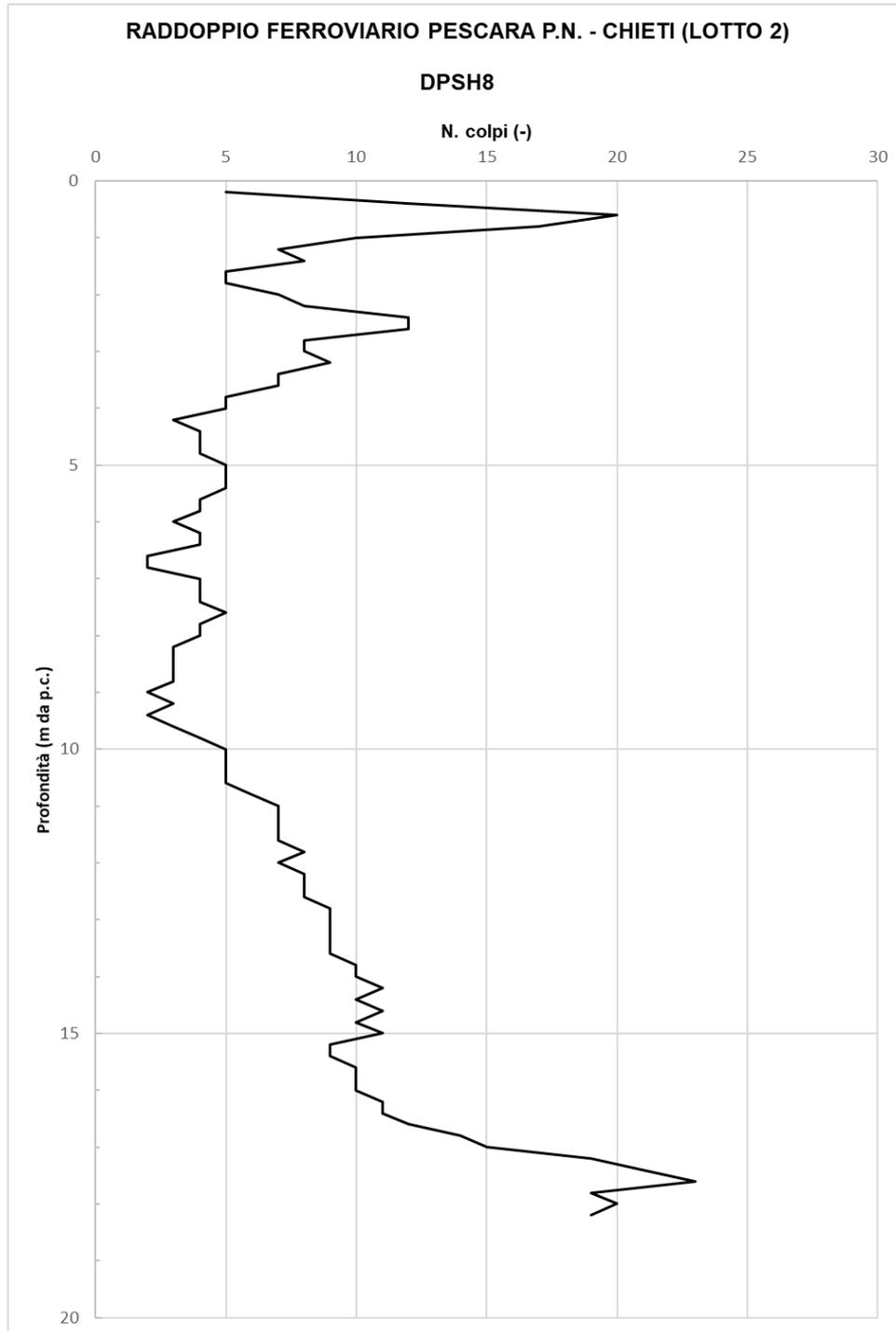


Figura 13: N_{20} da DPSH

7.1.4 Resistenza alla punta da Pocket Penetrometers

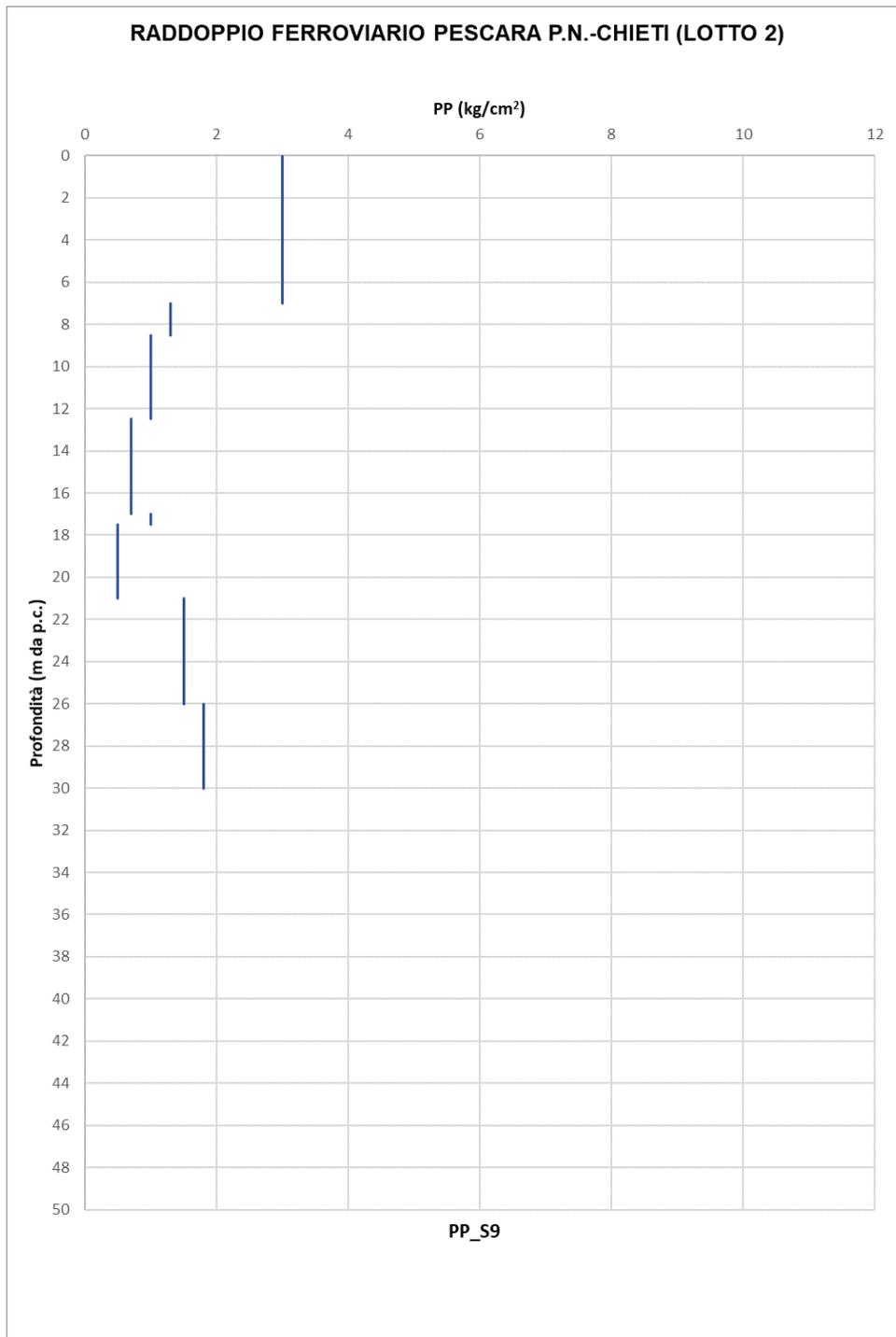


Figura 14: Pocket Penetrometer da S9

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	61 di 254

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

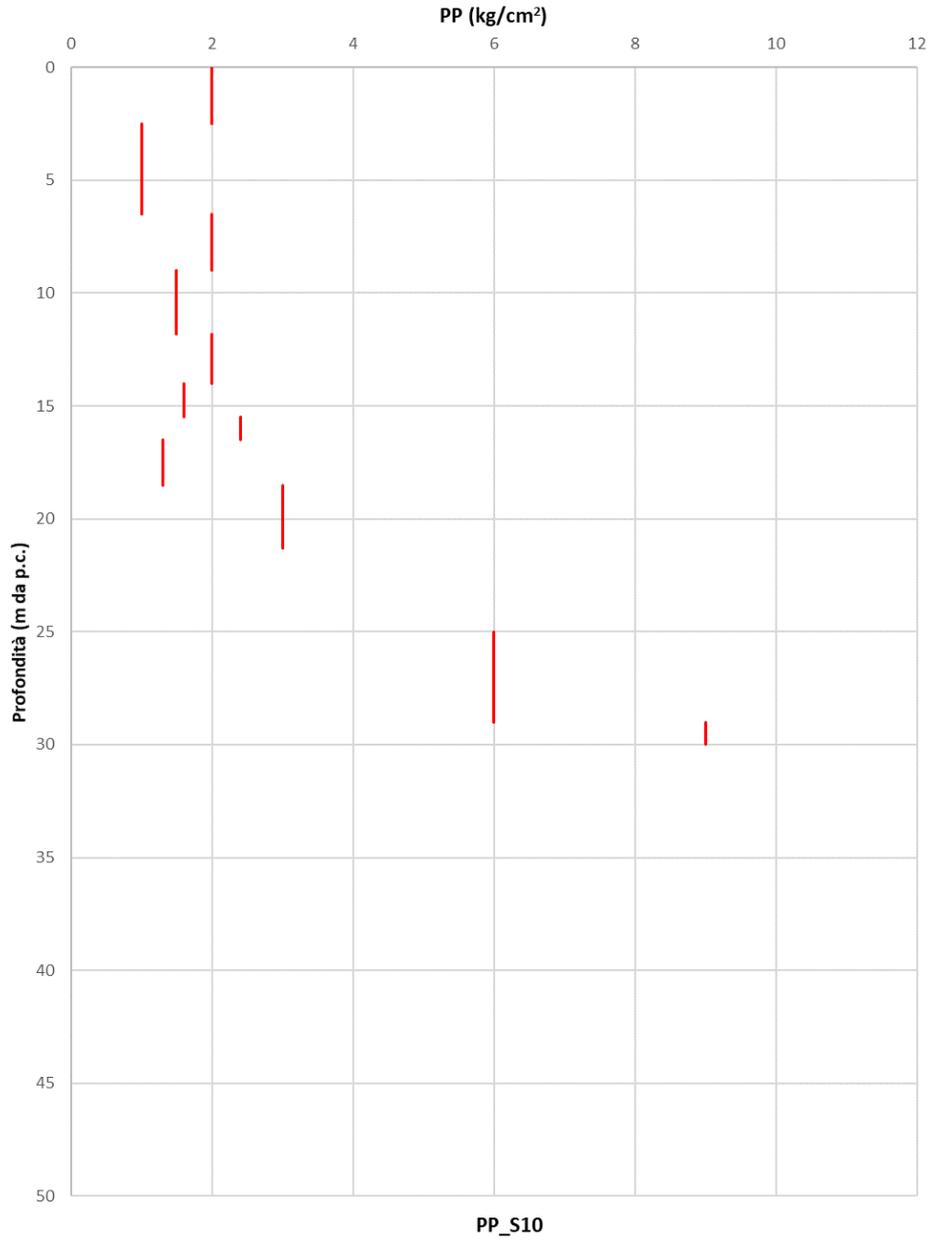


Figura 15: Pocket Penetrometer da S10

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	62 di 254

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

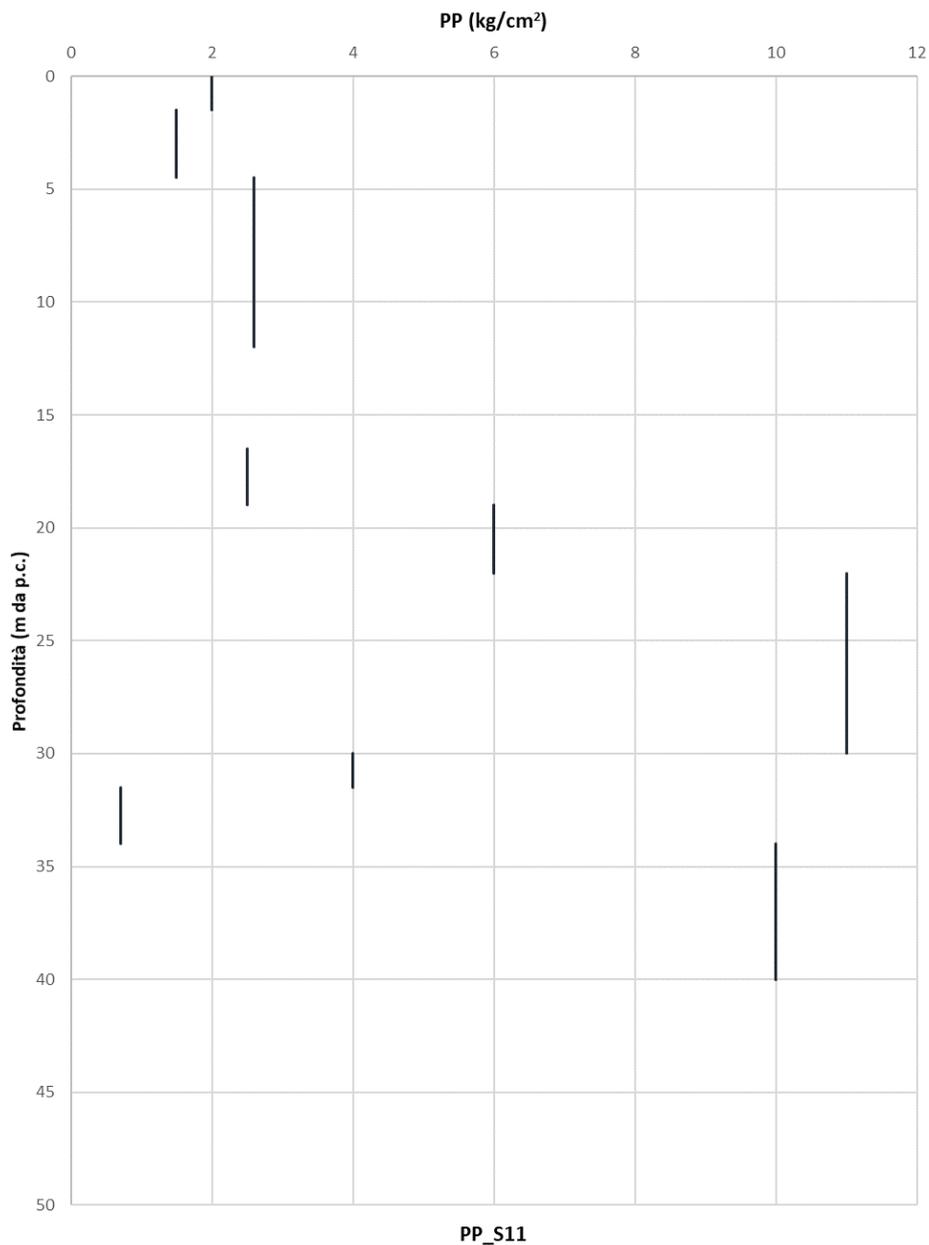


Figura 16: Pocket Penetrometer da S11

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	63 di 254

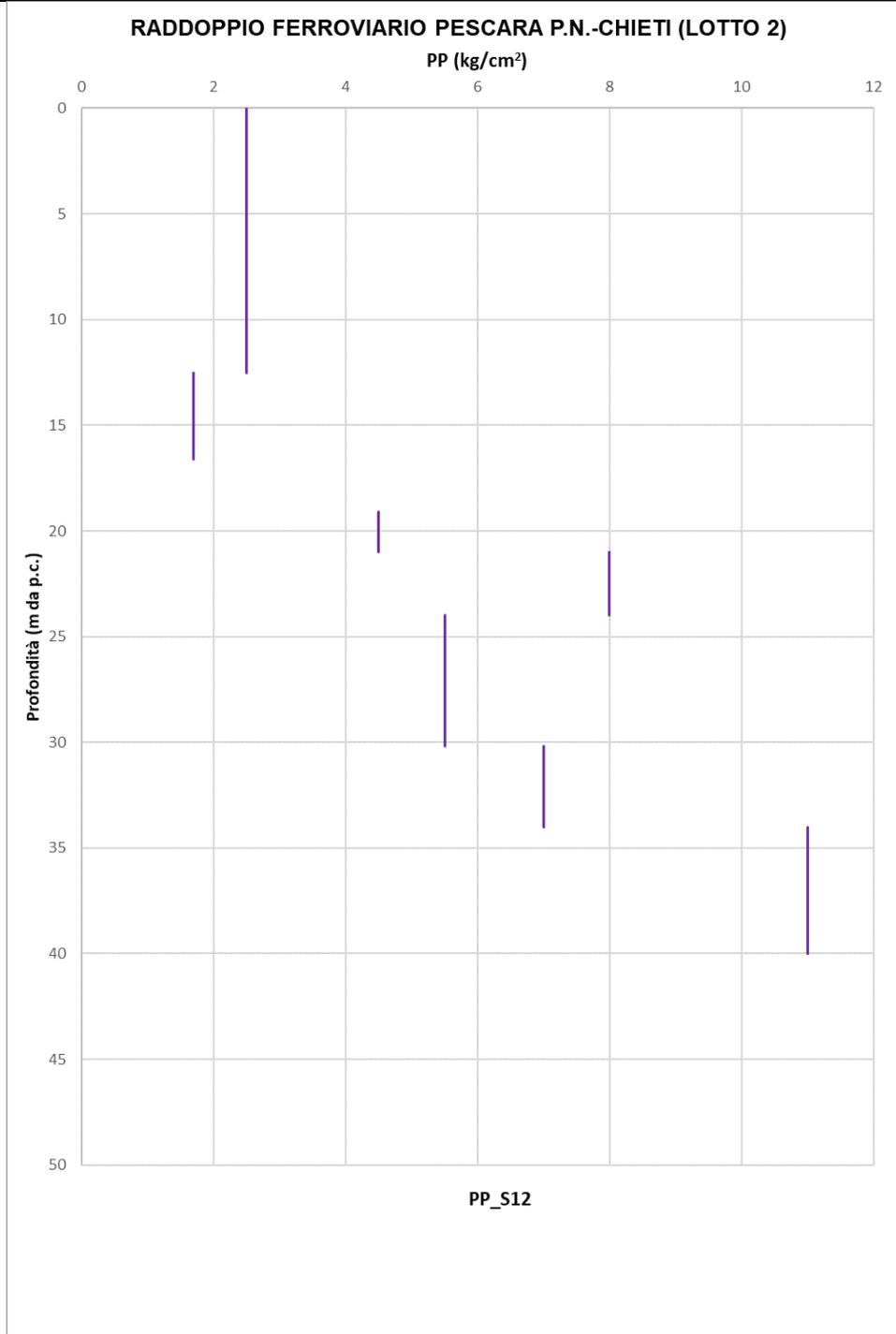


Figura 17: Pocket Penetrometer da S12

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	64 di 254

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

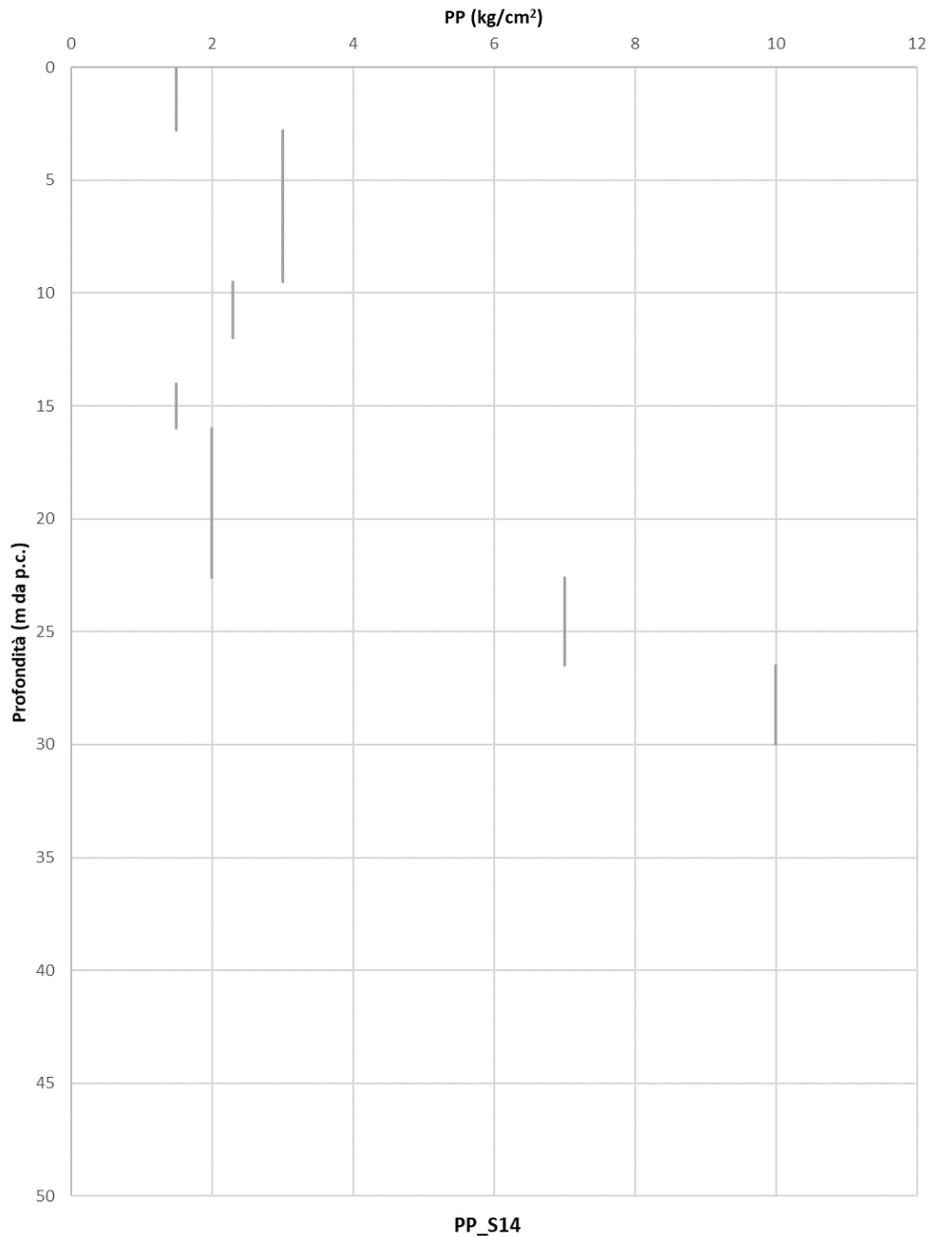


Figura 18: Pocket Penetrometer da S14

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	65 di 254

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

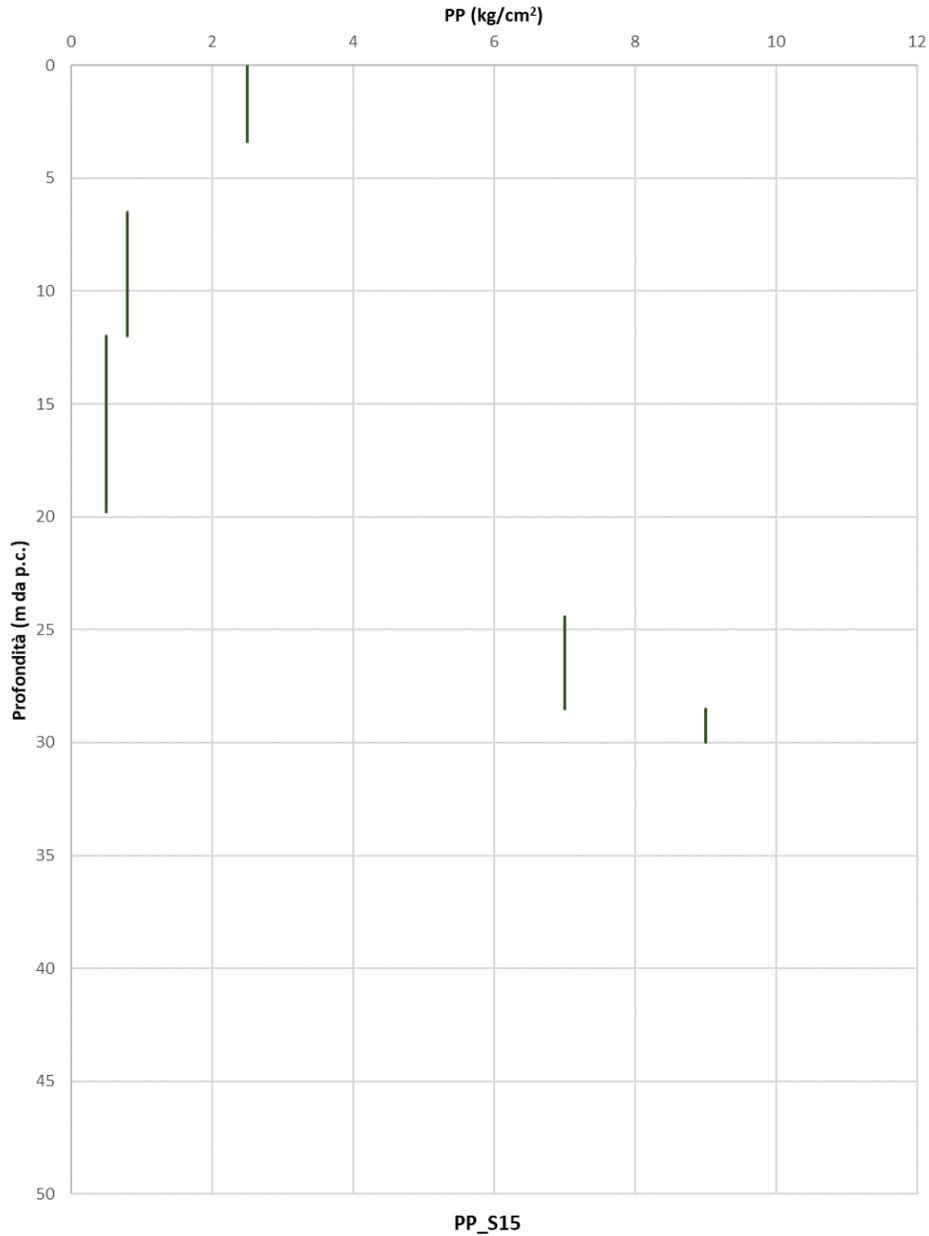


Figura 19: Pocket Penetrometer da S15

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	66 di 254

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

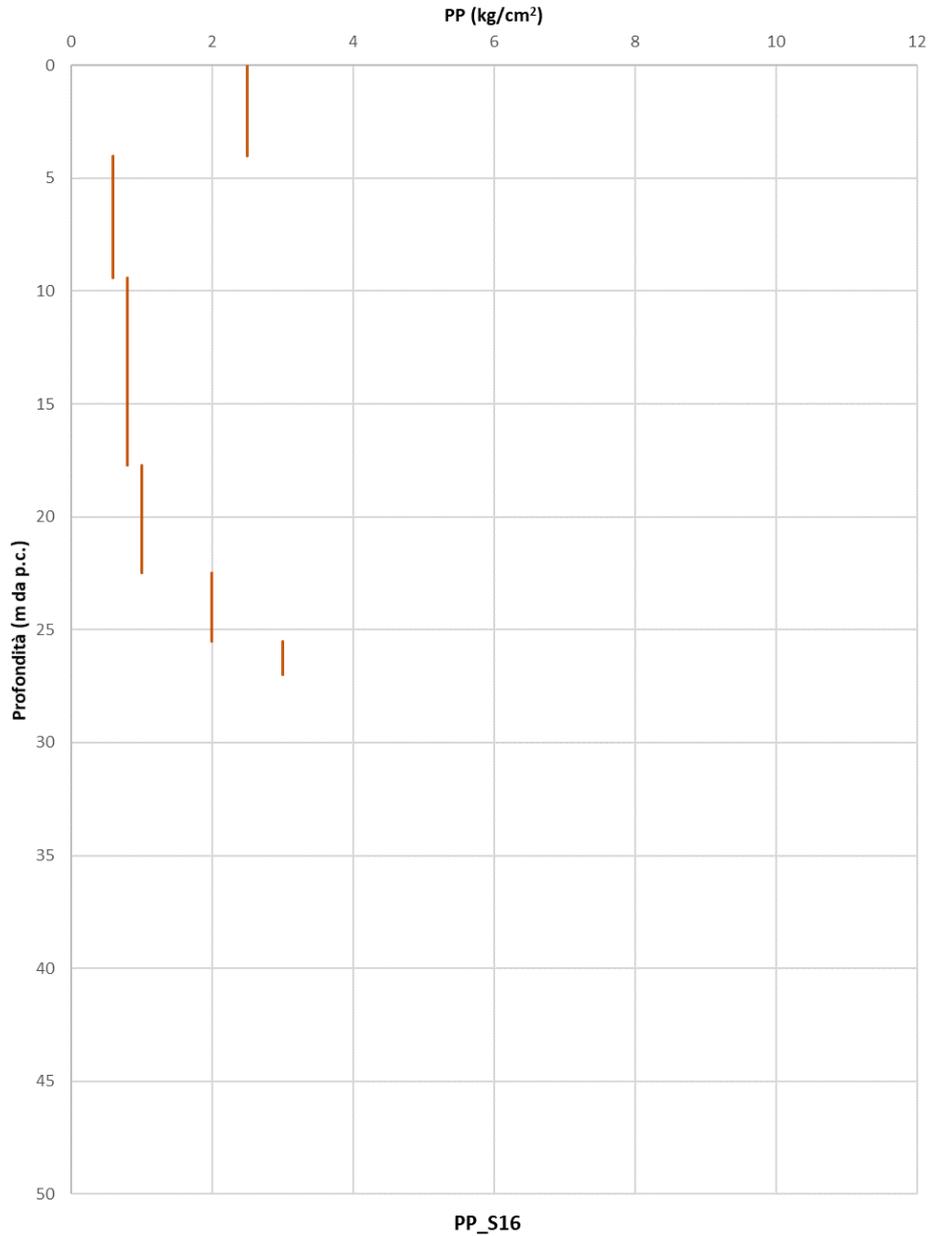


Figura 20: Pocket Penetrometer da S16

7.1.5 Velocità delle onde di taglio da Down-Hole (S12)

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (Lotto 2)

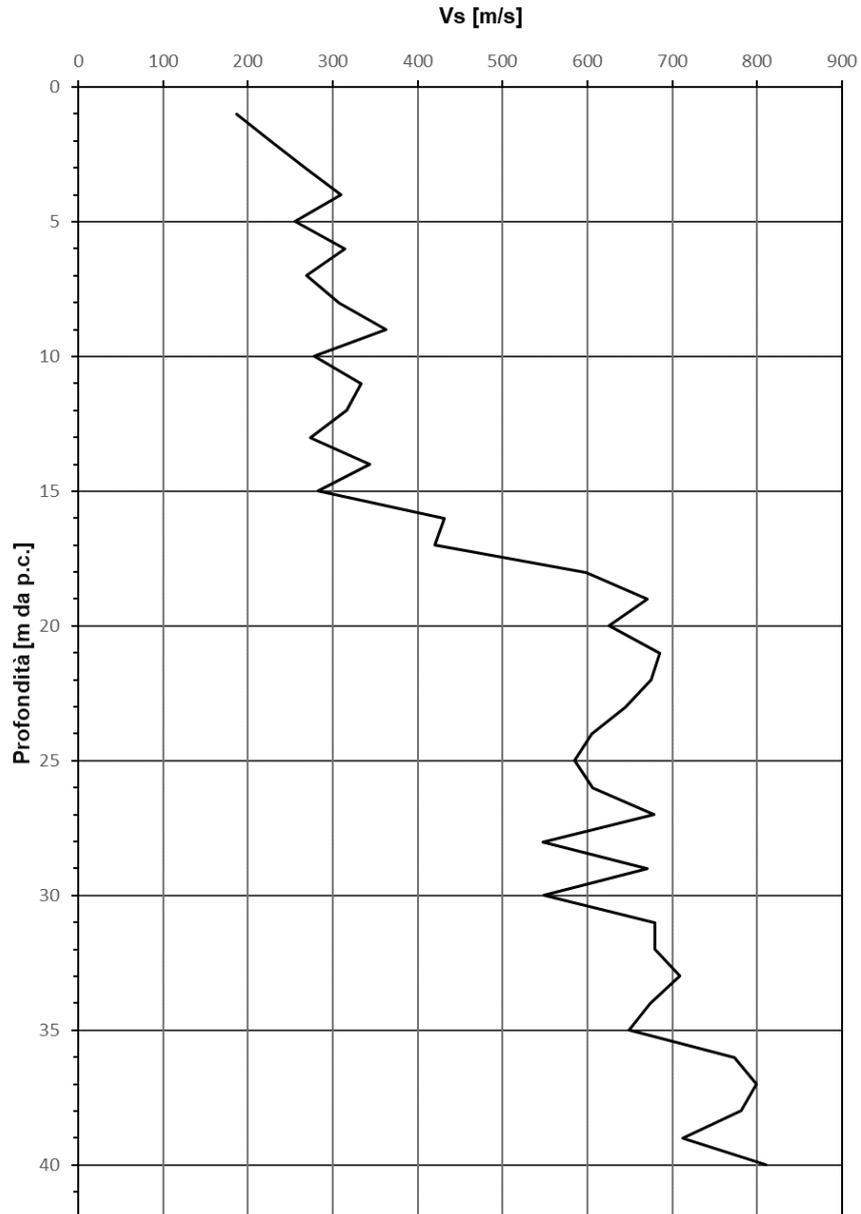


Figura 21: Vs da Down-Hole (S12)

7.1.6 Velocità delle onde di taglio da MASW

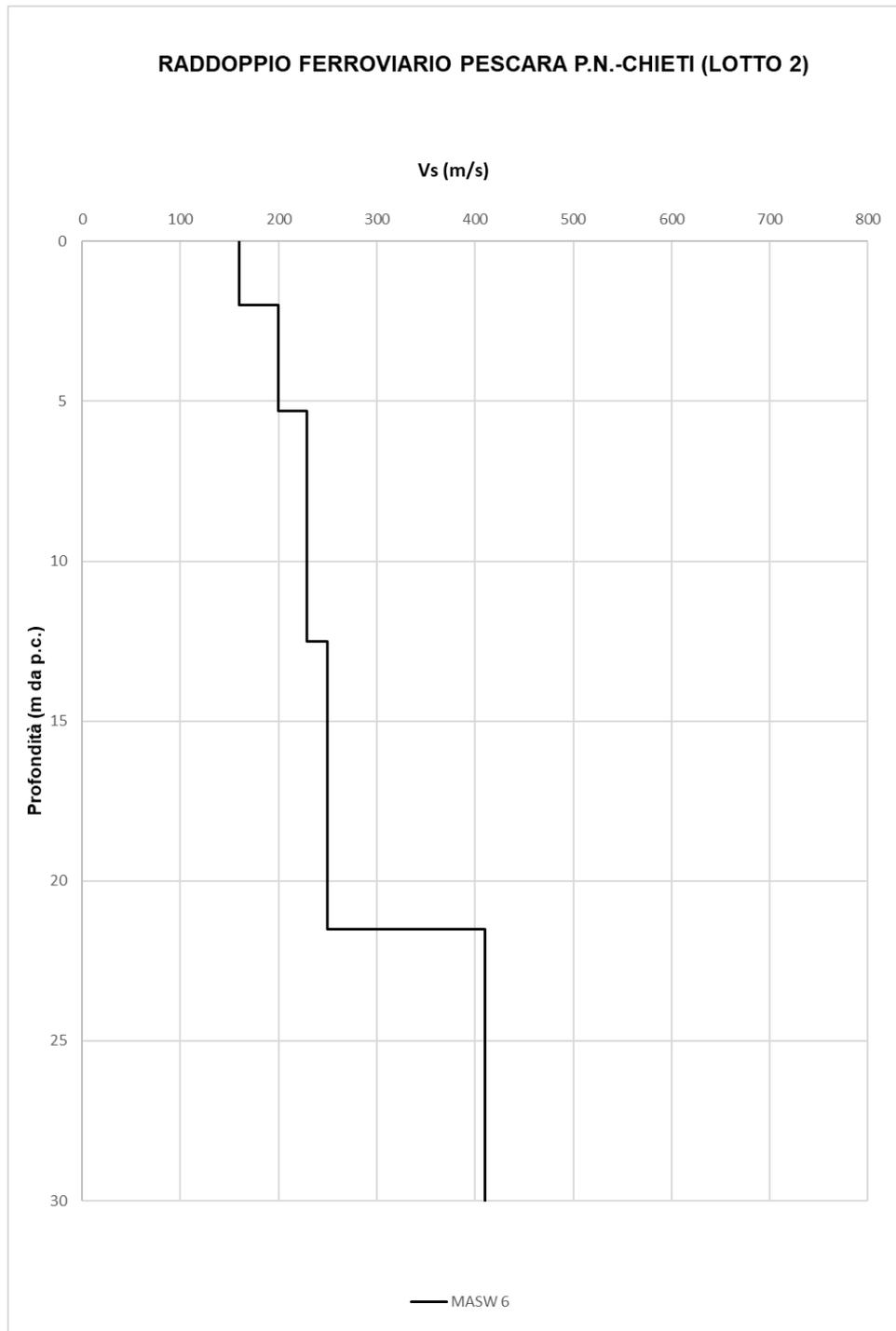


Figura 22: Vs da MASW-06

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

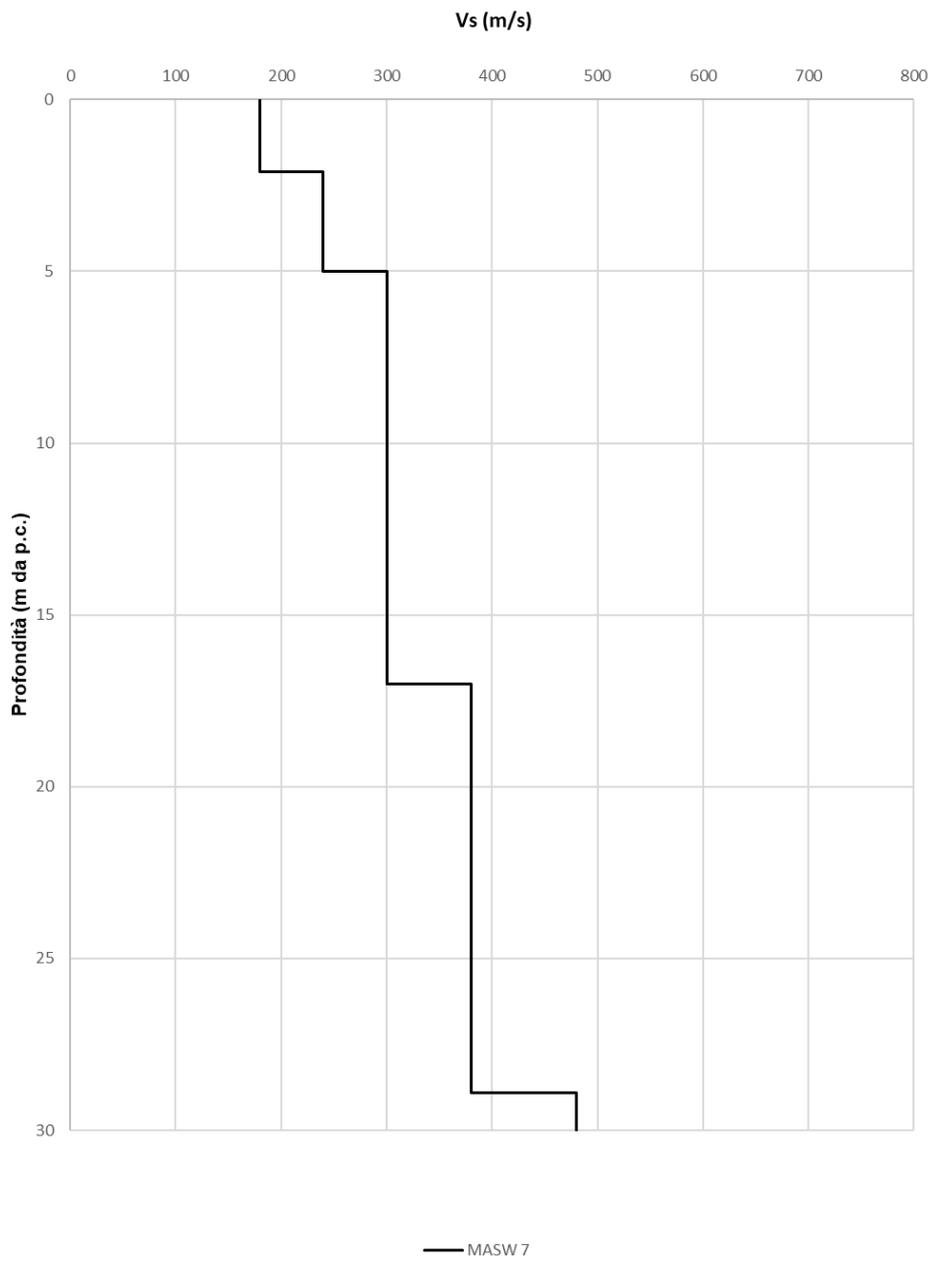


Figura 23: Vs da MASW-07

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	70 di 254

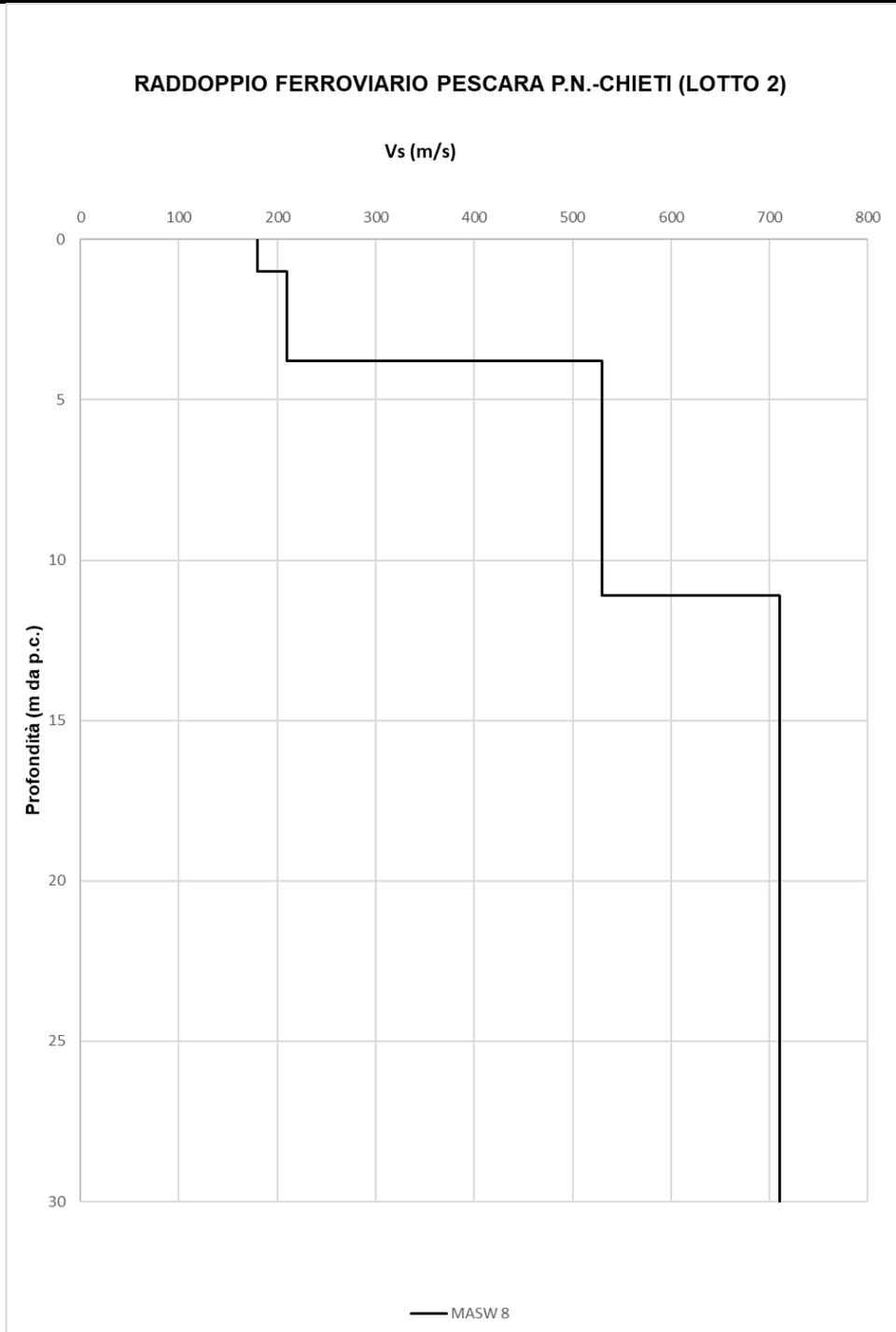


Figura 24: Vs da MASW-08

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

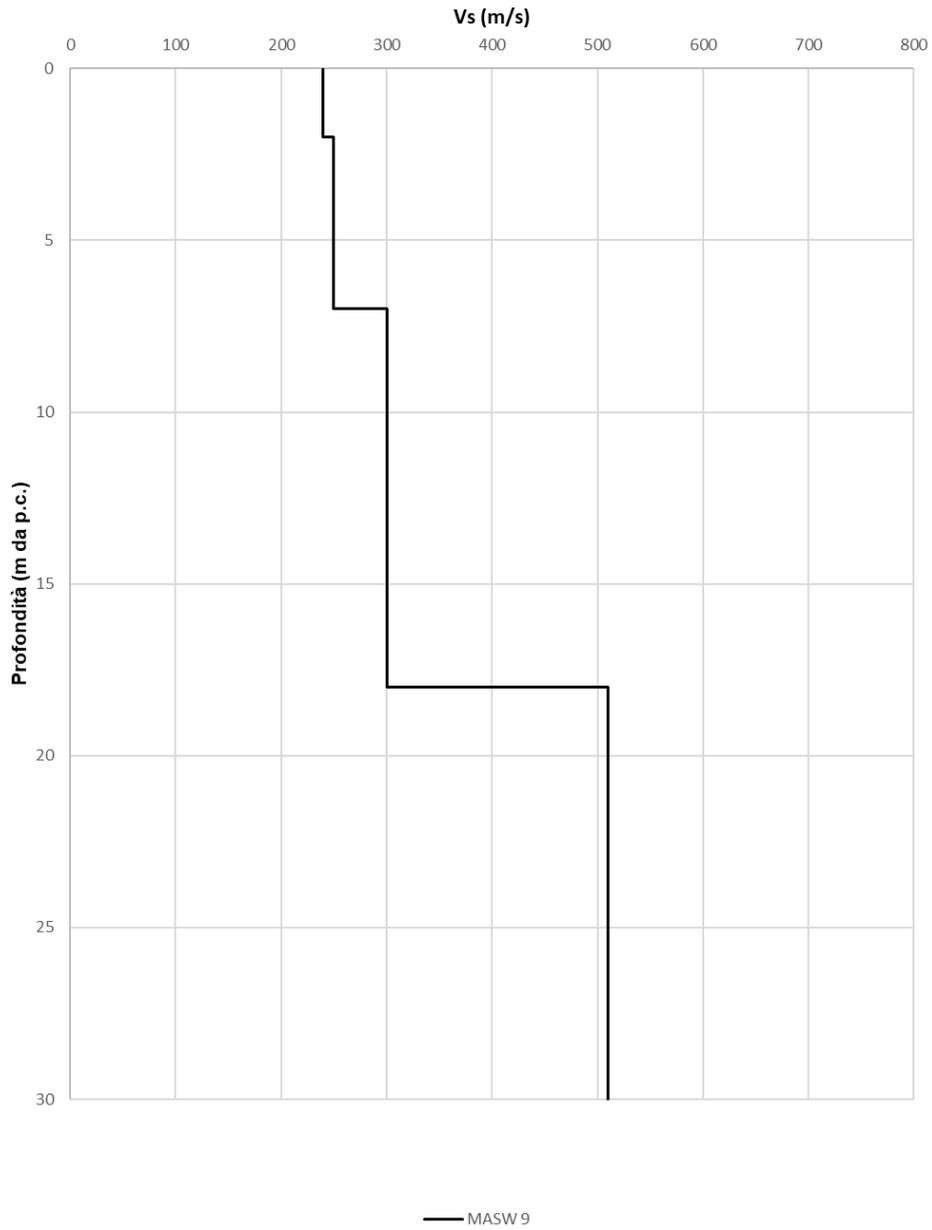


Figura 25: Vs da MASW-09

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

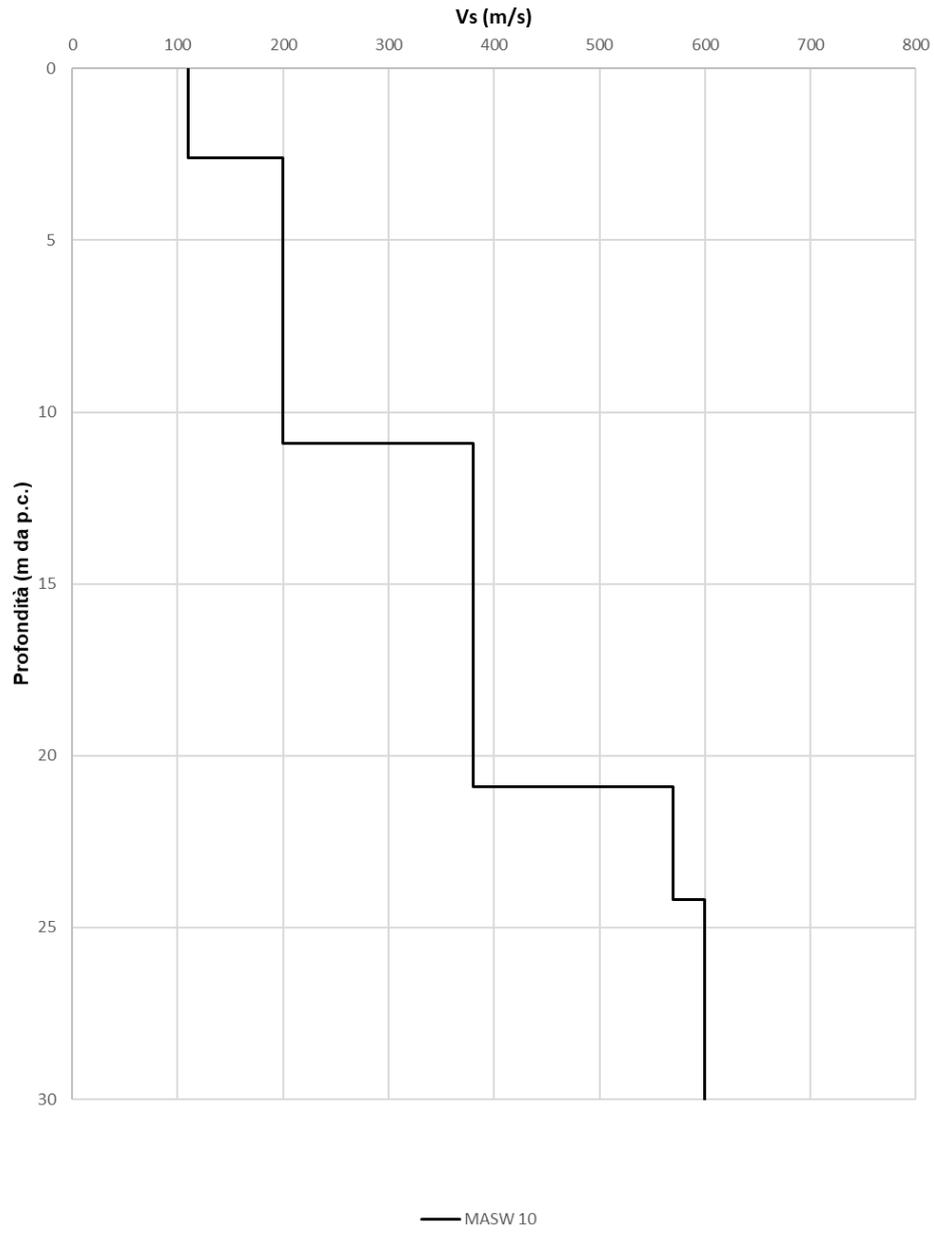


Figura 26: Vs da MASW-10

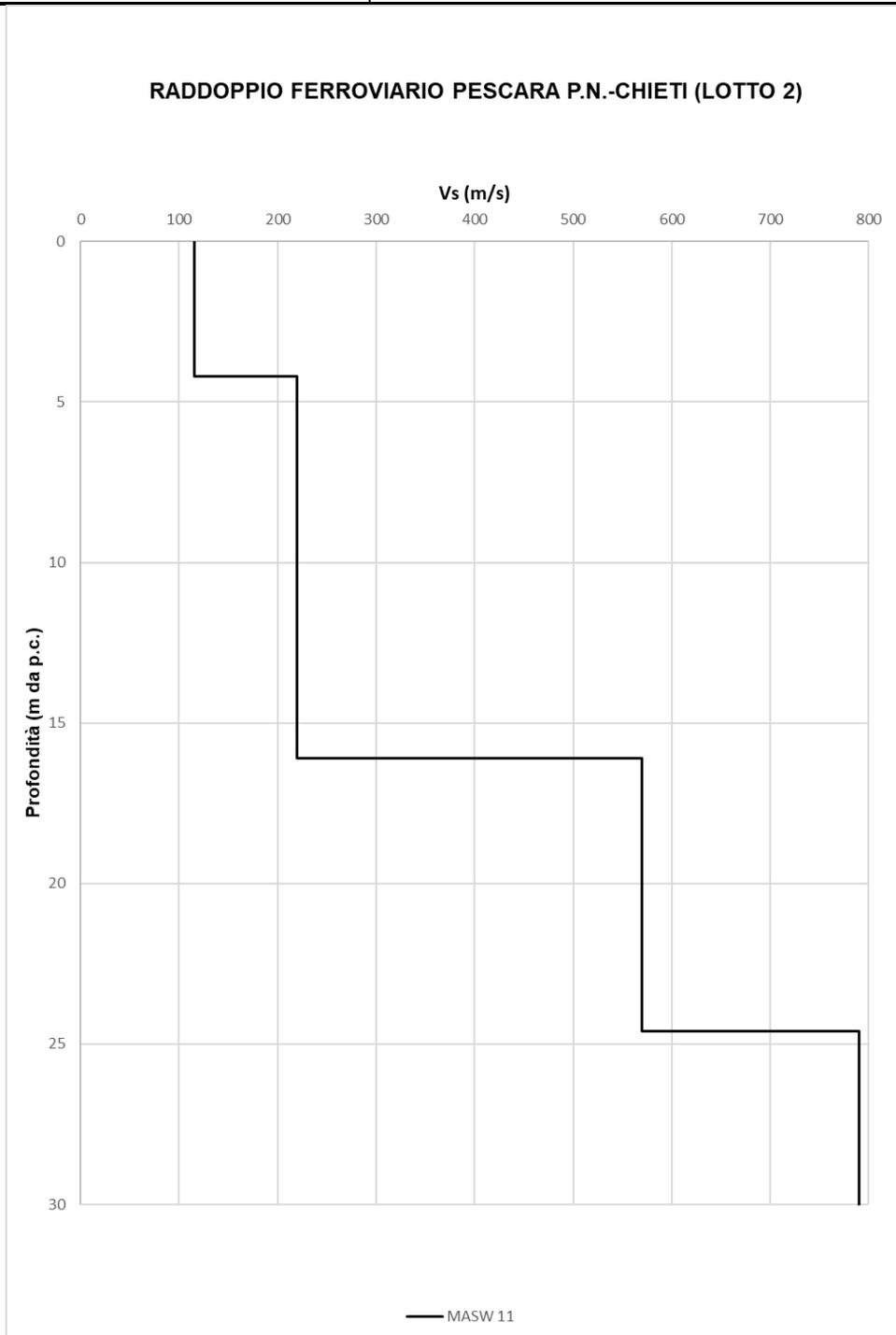


Figura 27: Vs da MASW-11

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

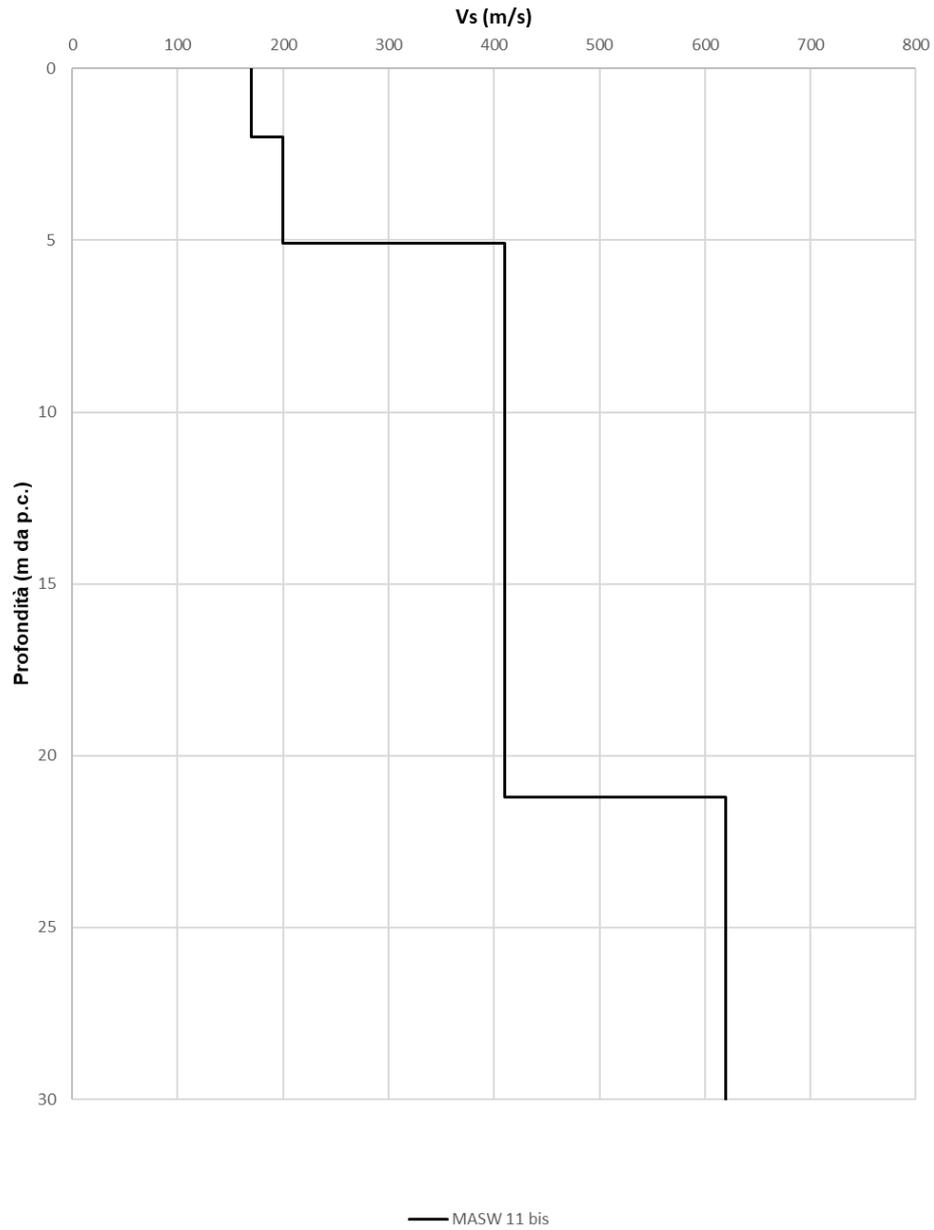


Figura 28: Vs da MASW-11bis

7.1.7 Caratteristiche di deformabilità

7.1.7.1 Rapporto di sovraconsolidazione (OCR) da CPTU e SCPTU

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

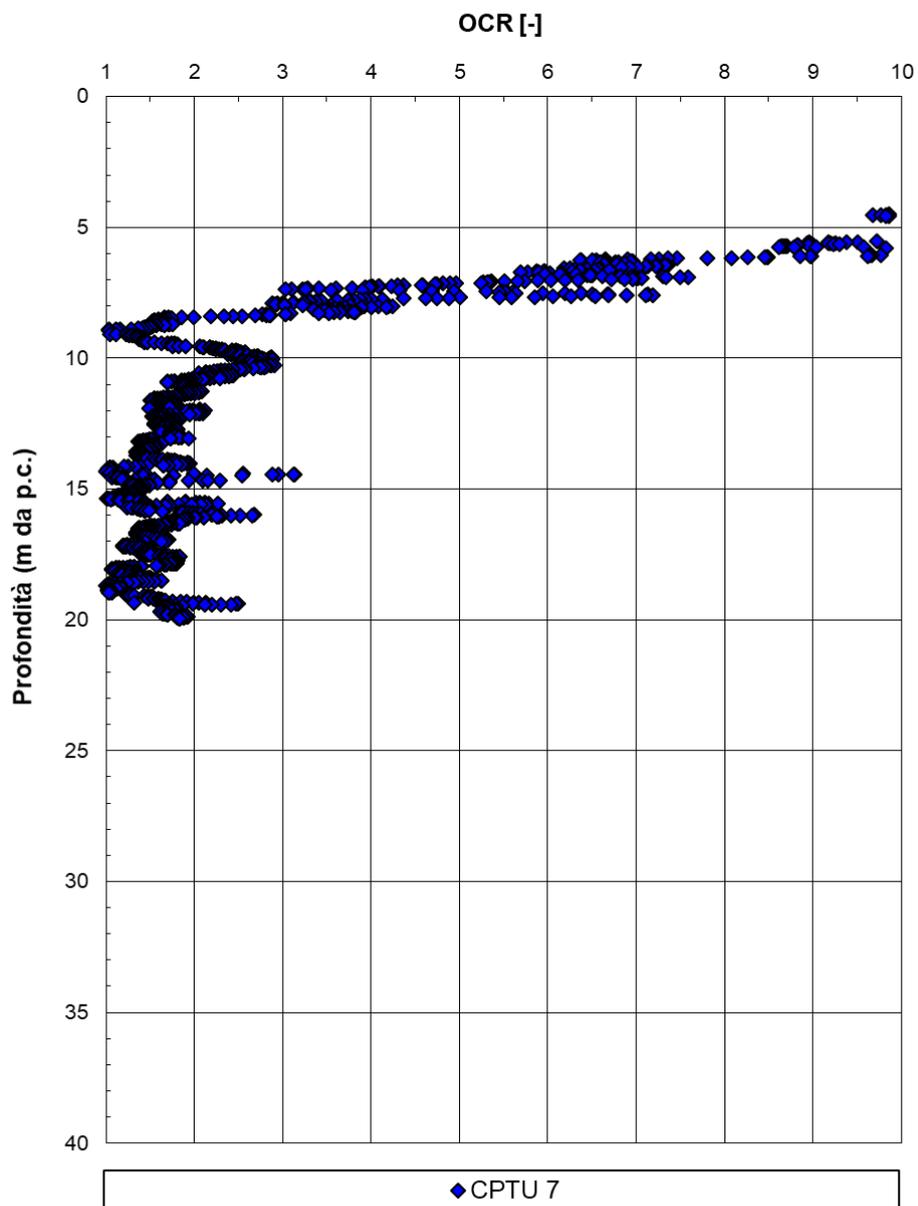


Figura 29: OCR da CPTU-07

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

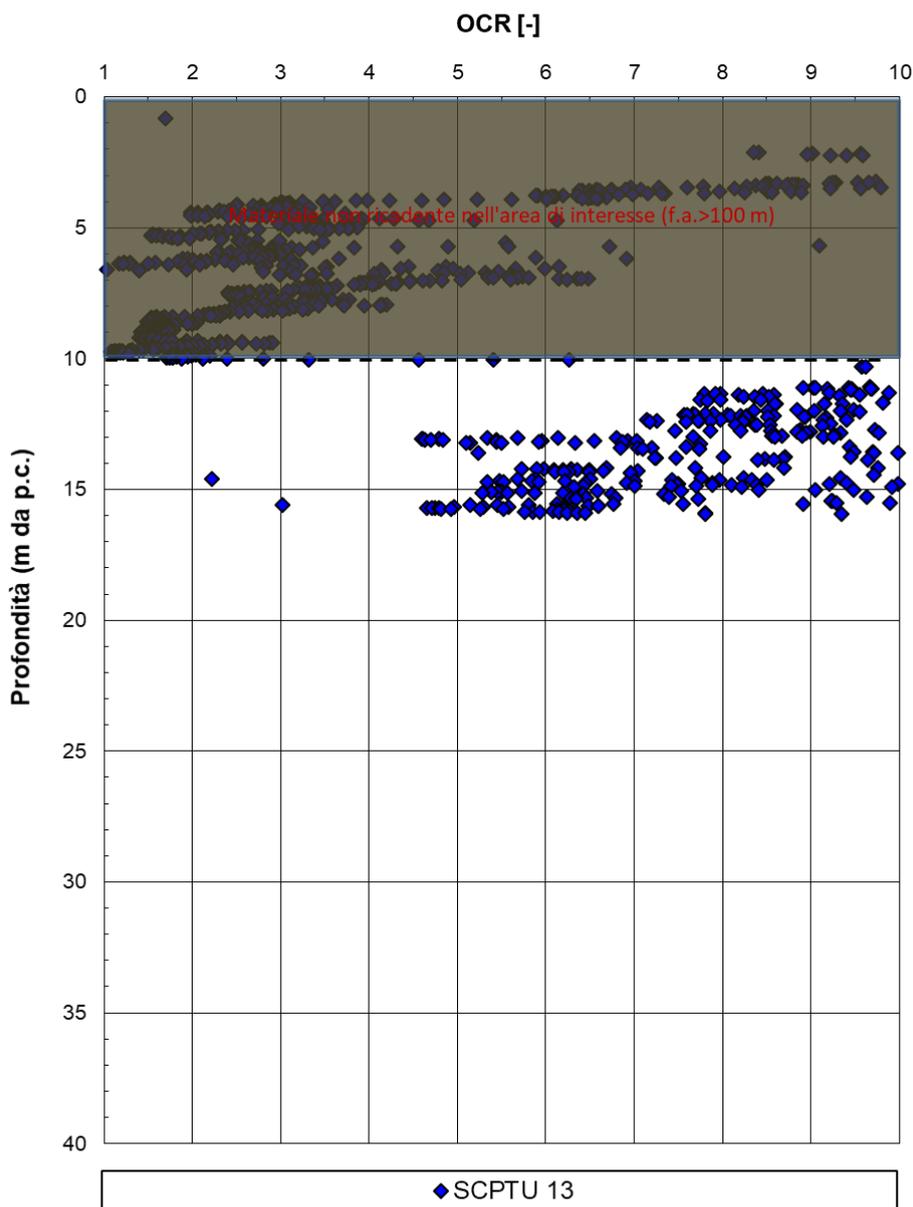


Figura 30: OCR da SCPTU-13

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

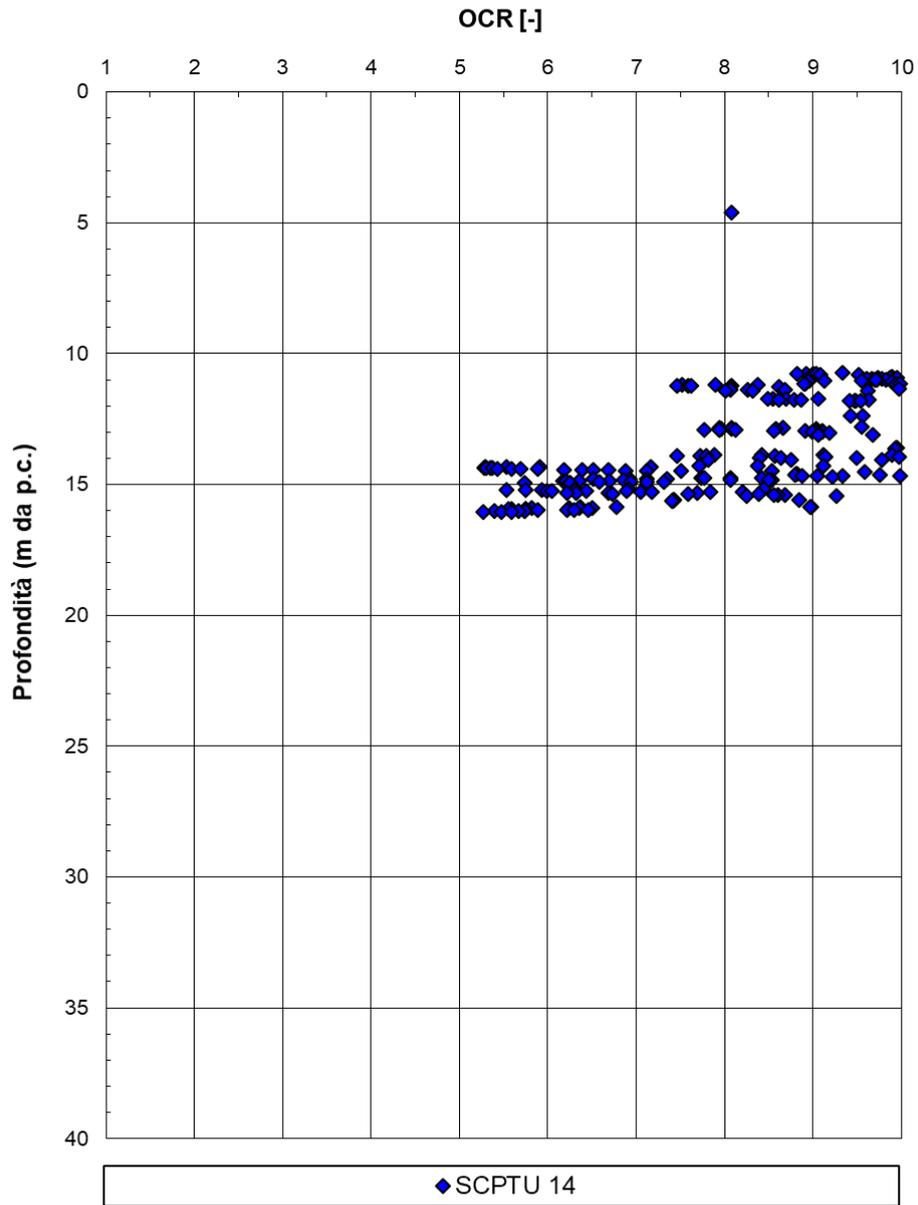


Figura 31: OCR da SCPTU-14

NUOVO COLLEG. FERROVIARIO AEROPORTO DI VENEZIA

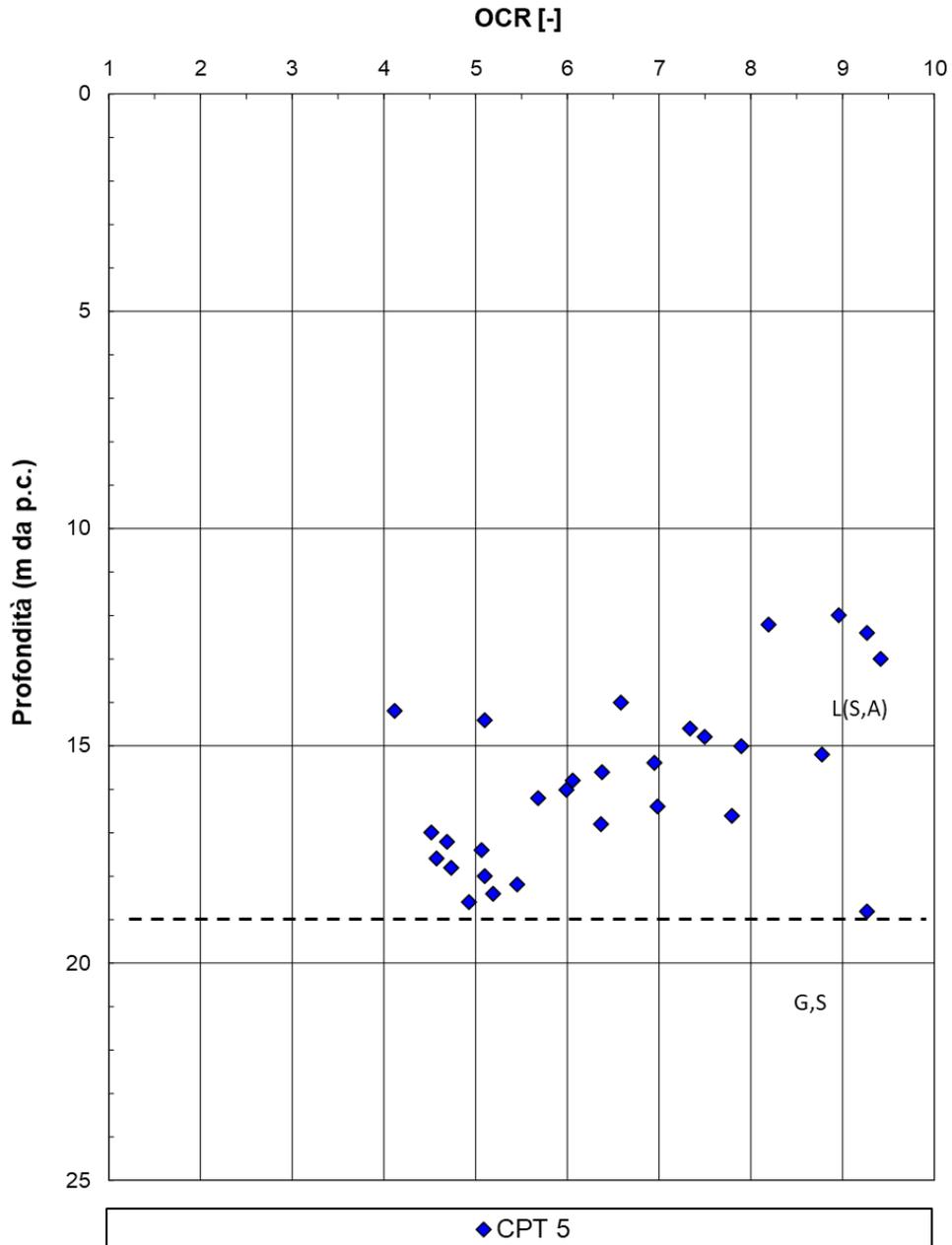


Figura 32: OCR da CPT5

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 1)

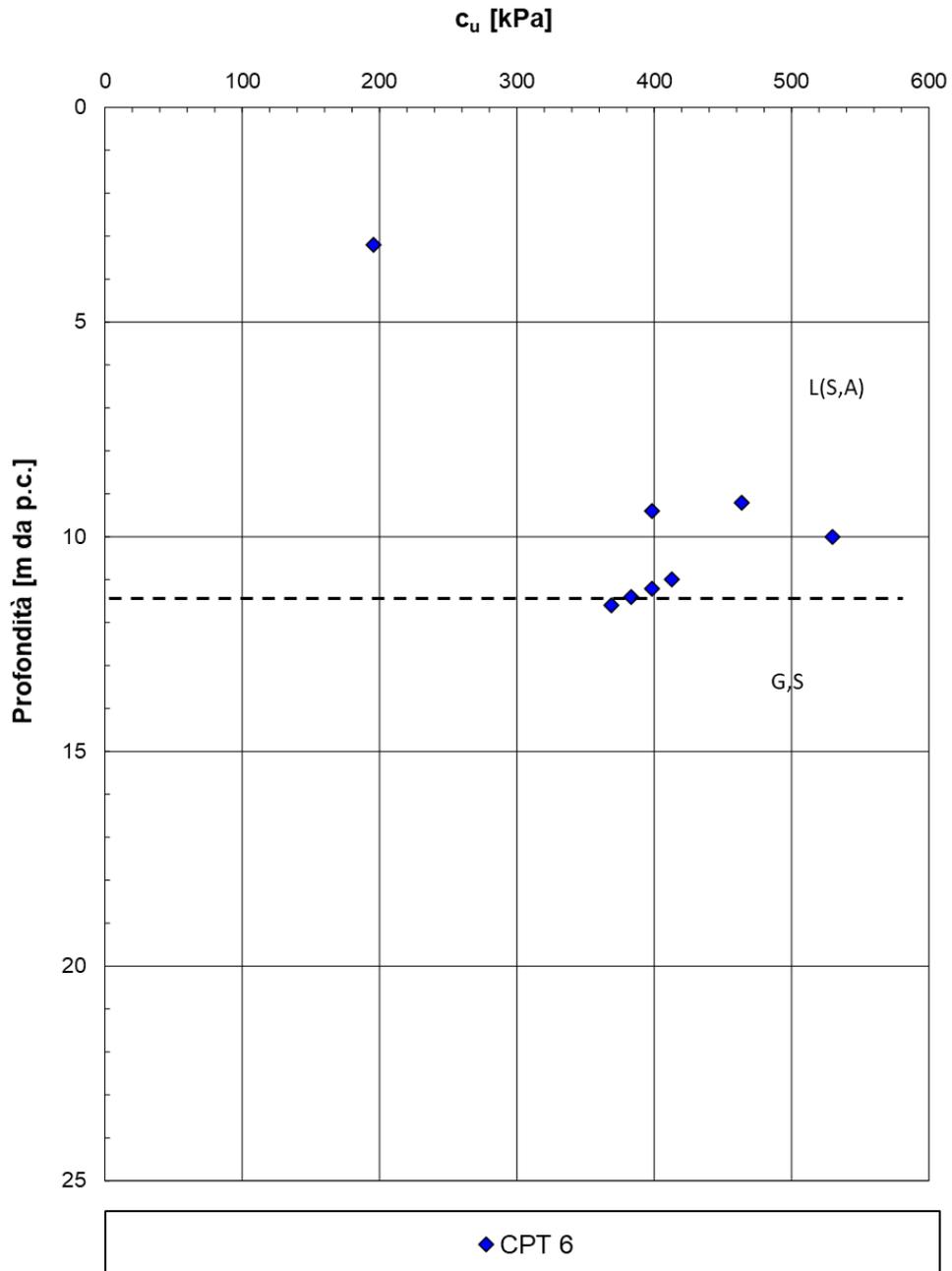


Figura 33: OCR da CPT6

NUOVO COLLEG. FERROVIARIO AEROPORTO DI VENEZIA

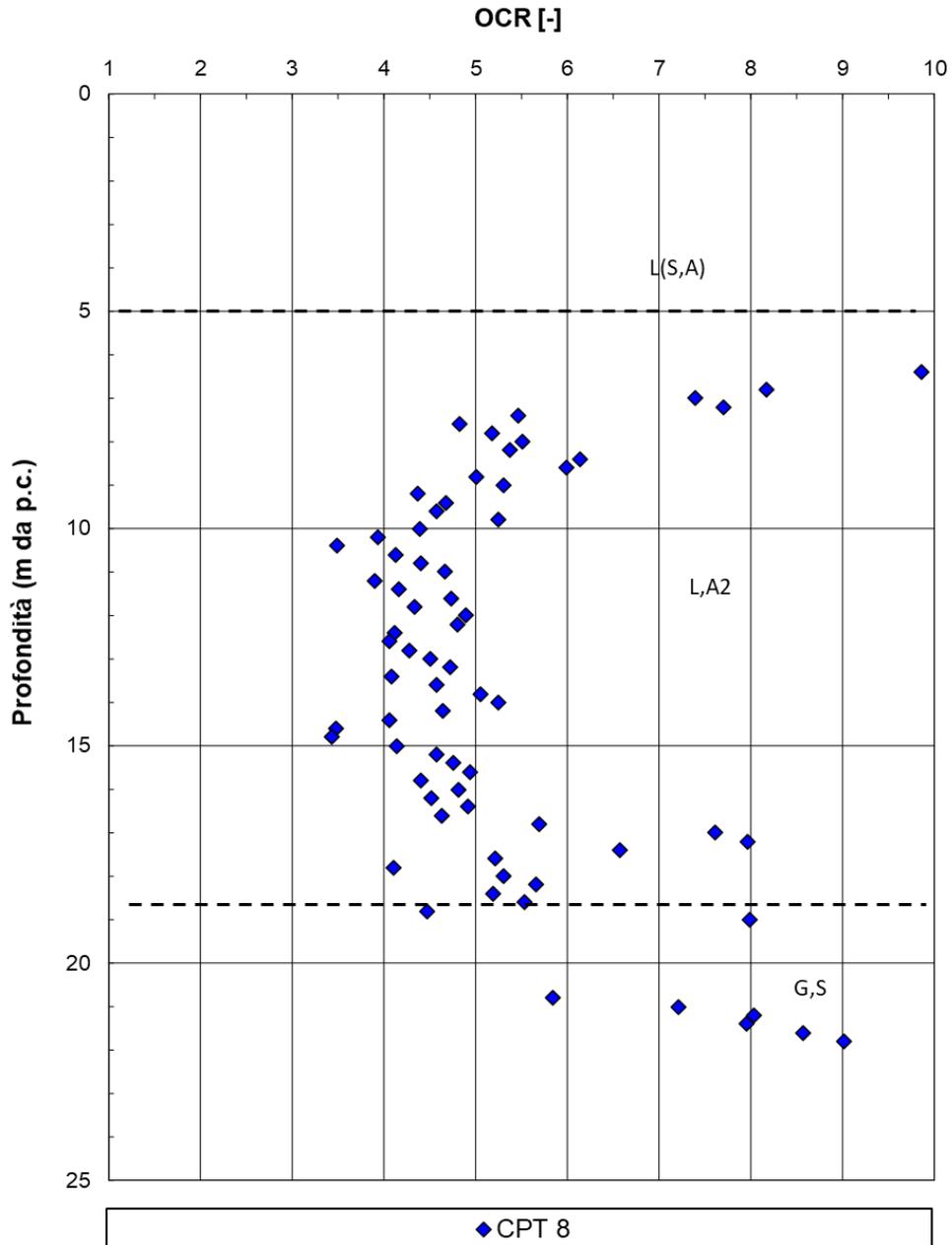


Figura 34: OCR da CPT8

NUOVO COLLEG. FERROVIARIO AEROPORTO DI VENEZIA

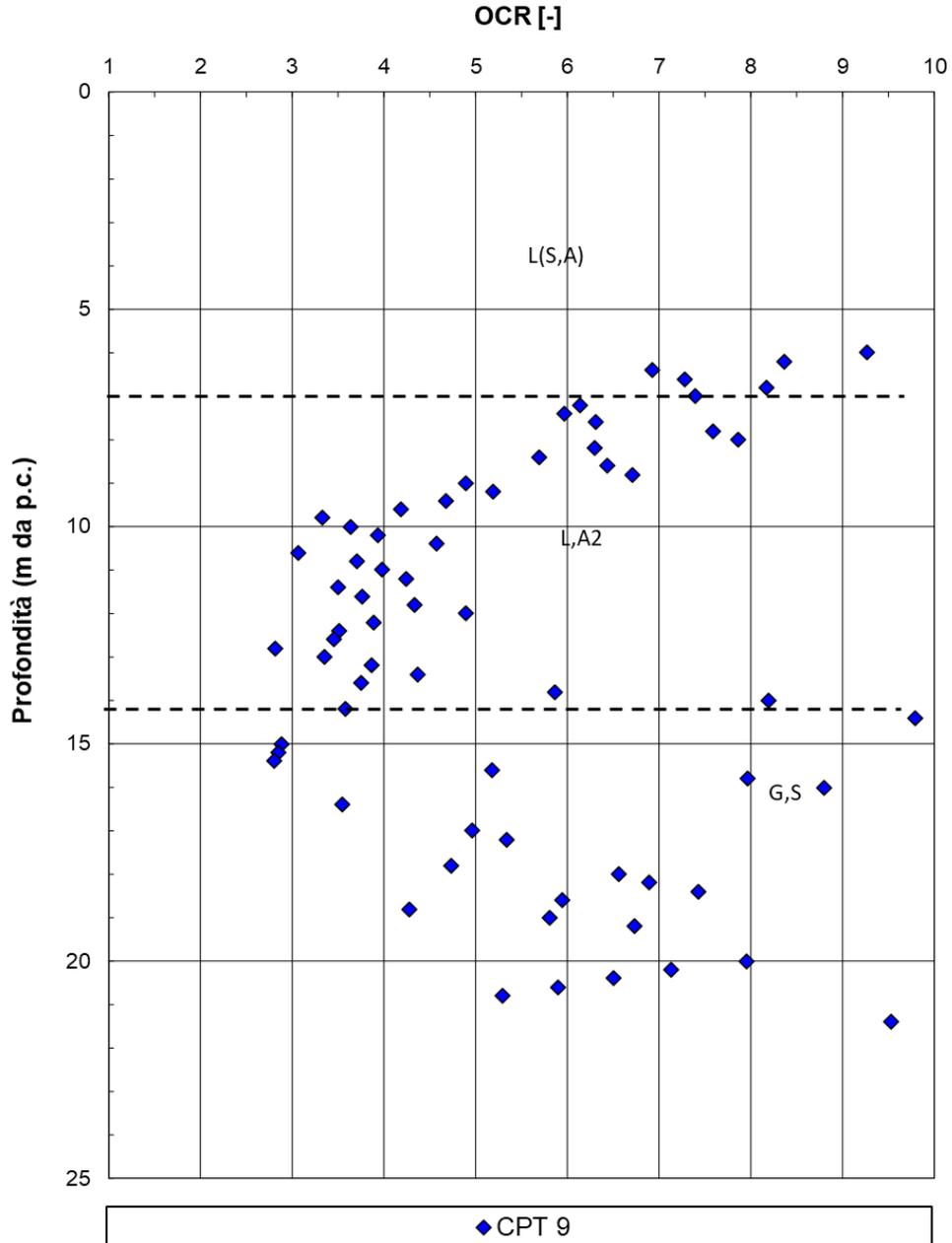


Figura 35: OCR da CPT9

NUOVO COLLEG. FERROVIARIO AEROPORTO DI VENEZIA

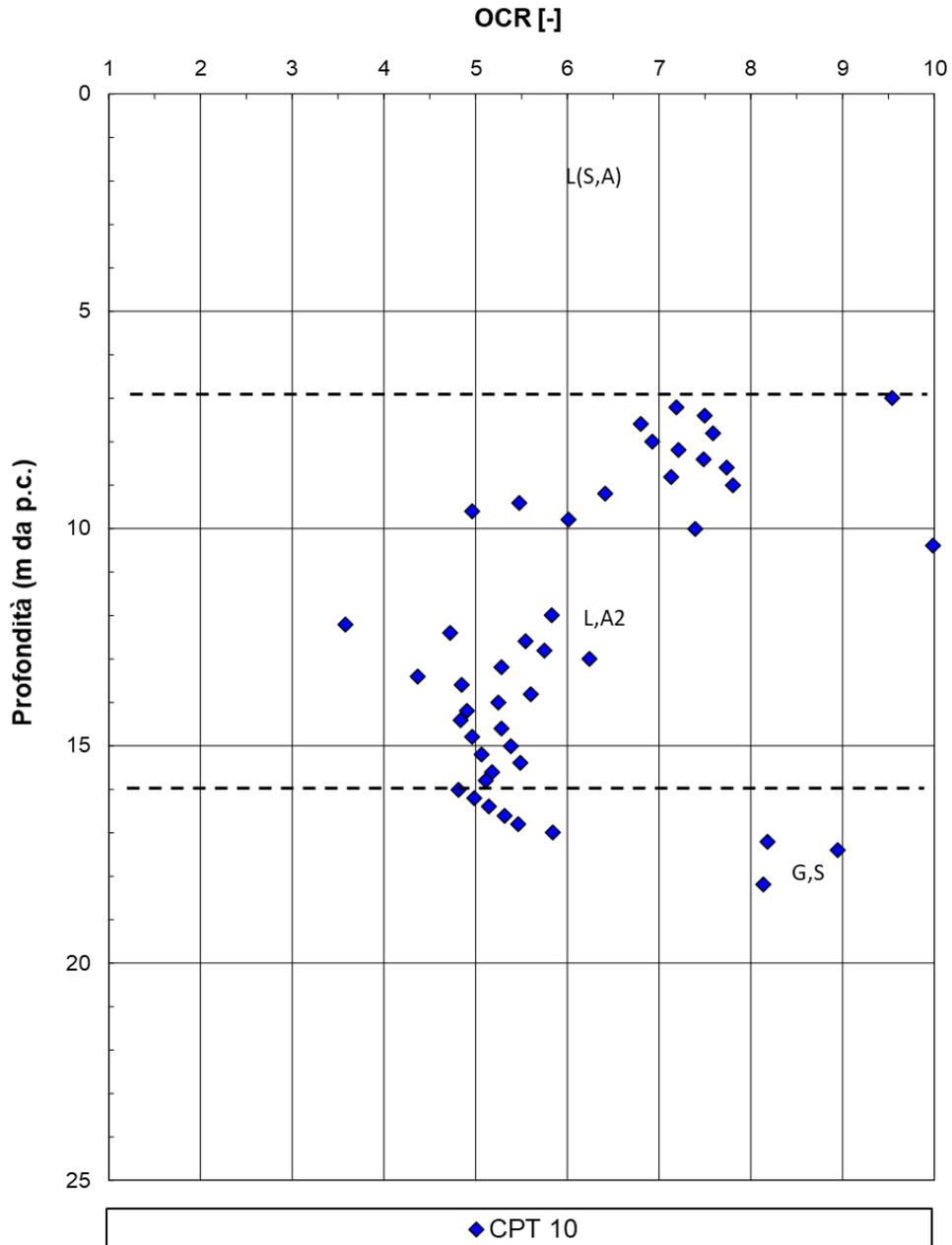


Figura 36: OCR da CPT10

7.1.7.2 Modulo di Young iniziale E_0 da SPT e DPSH

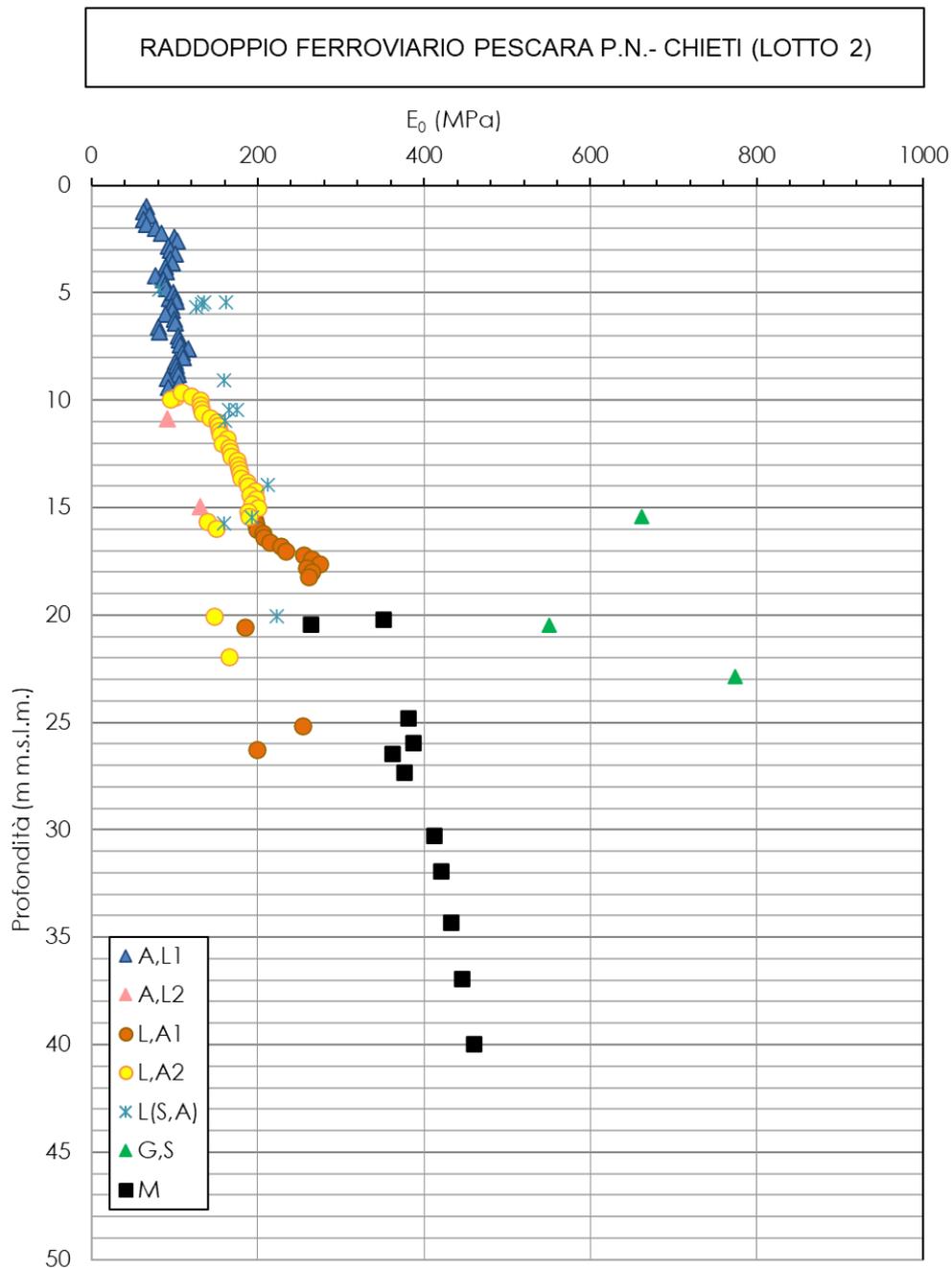


Figura 37: Modulo di Young iniziale da SPT e DPSH

7.1.7.3 Modulo di Young iniziale E_0 da CPTU e SCPTU

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

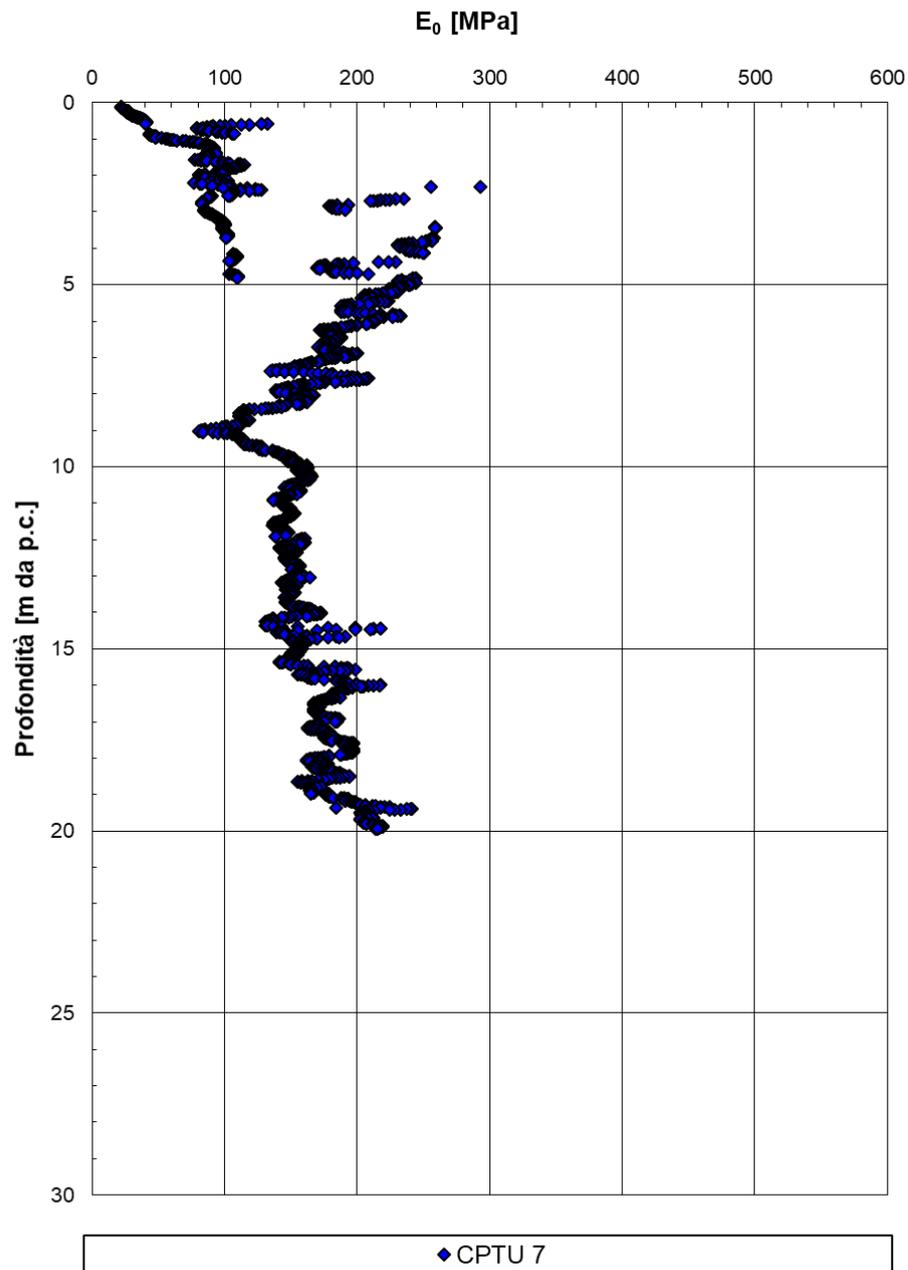


Figura 38: Modulo di Young iniziale da CPTU-07

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

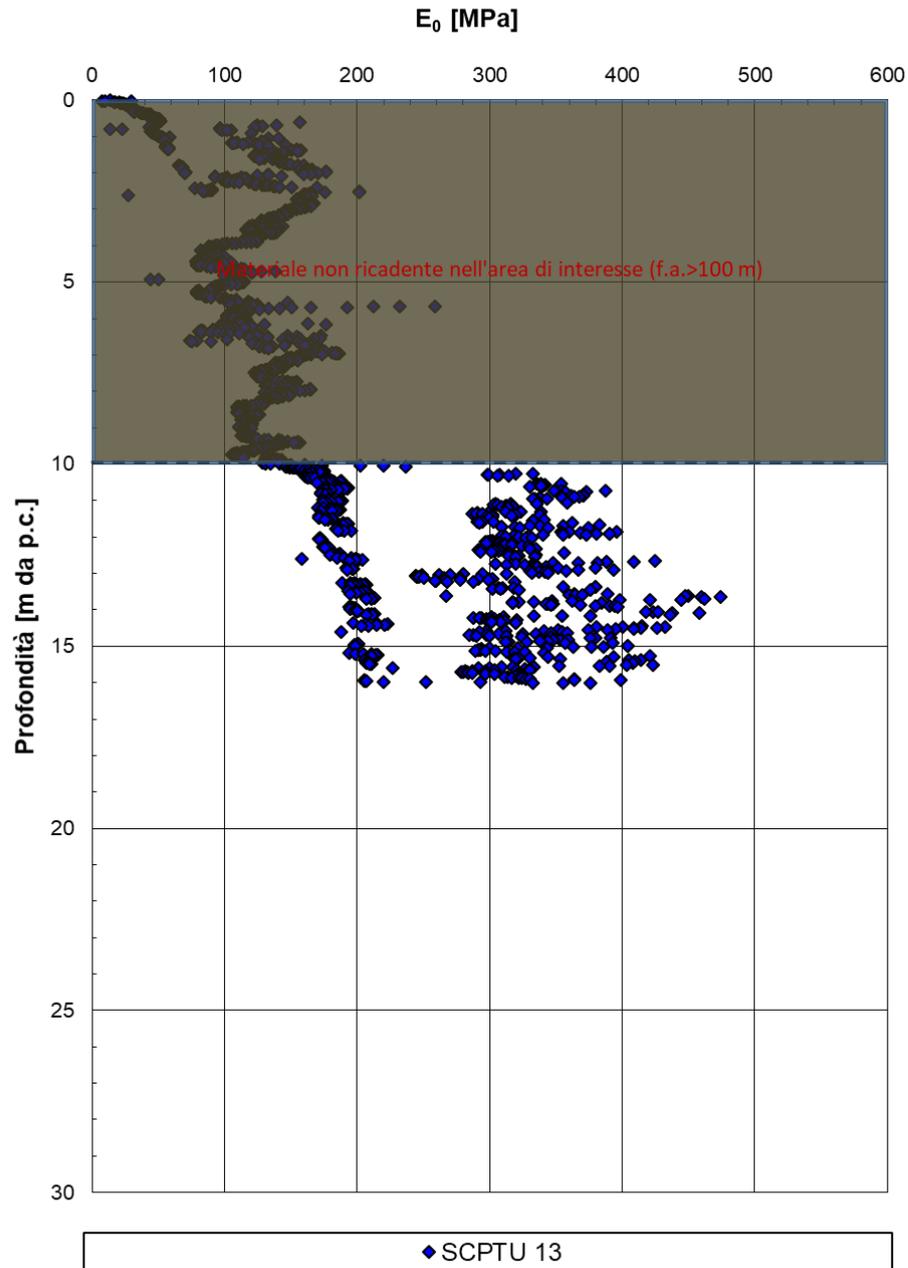


Figura 39: Modulo di Young iniziale da SCPTU-13

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

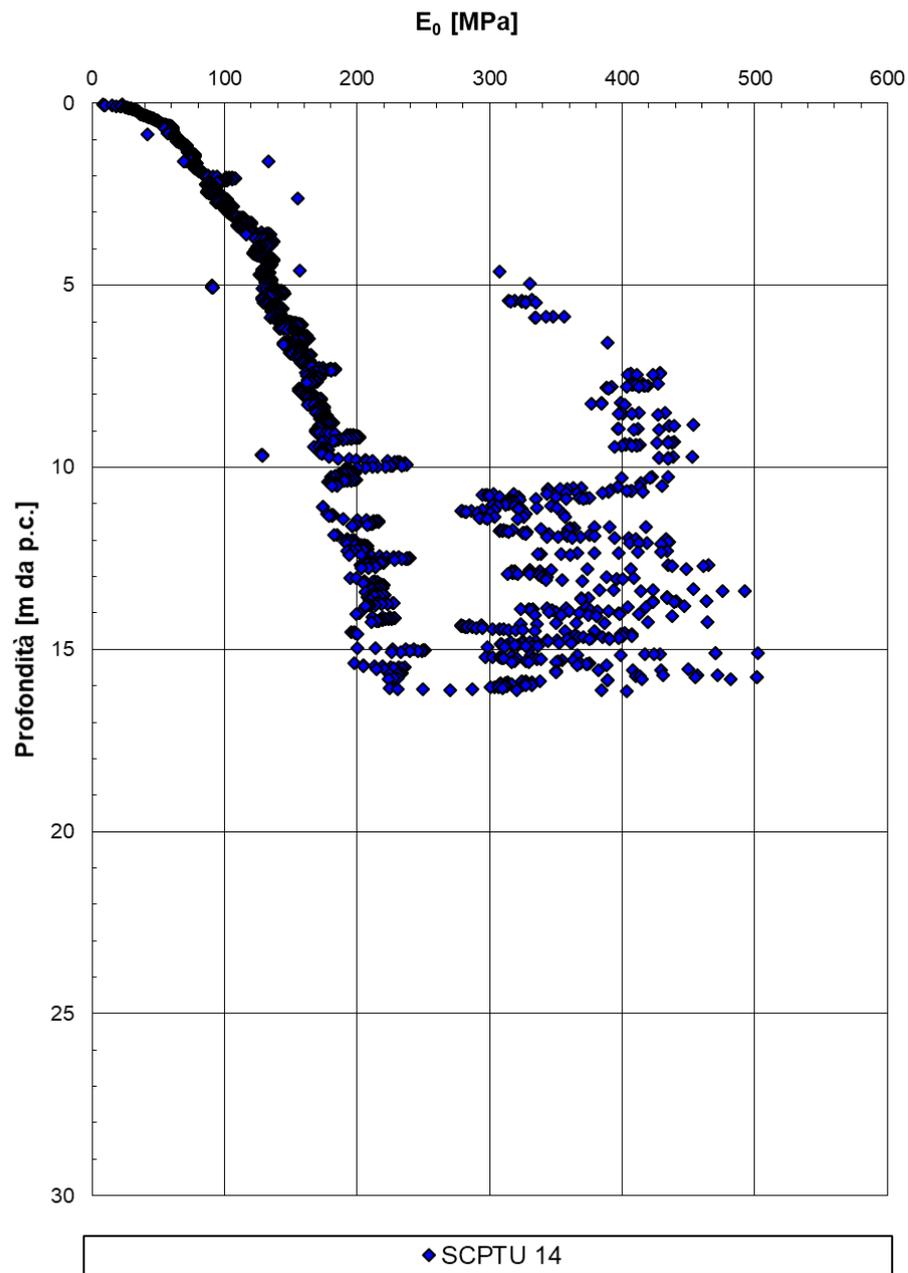


Figura 40: Modulo di Young iniziale da SCPTU-14

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	87 di 254

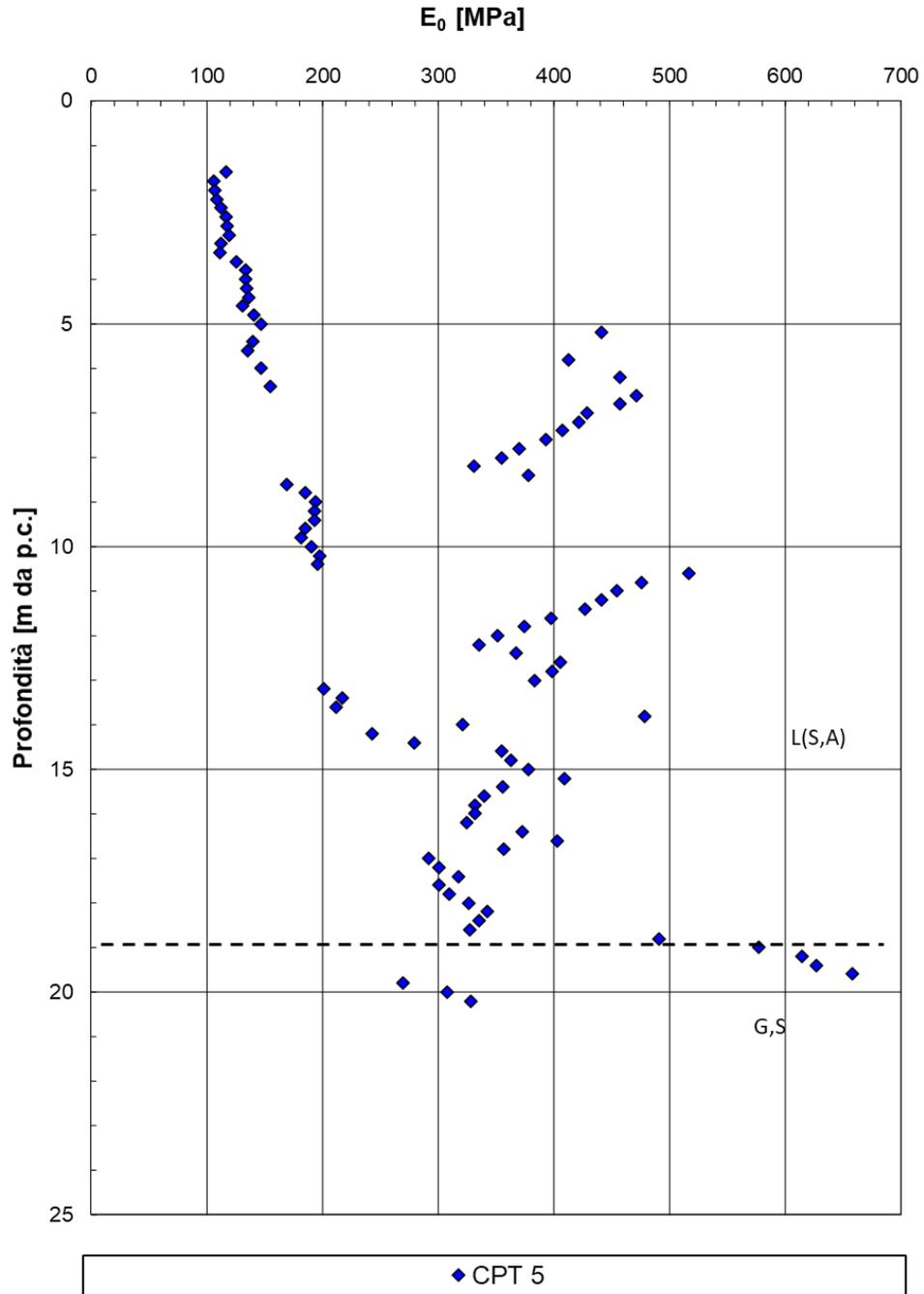


Figura 41: Modulo di Young iniziale da CPT5

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	88 di 254

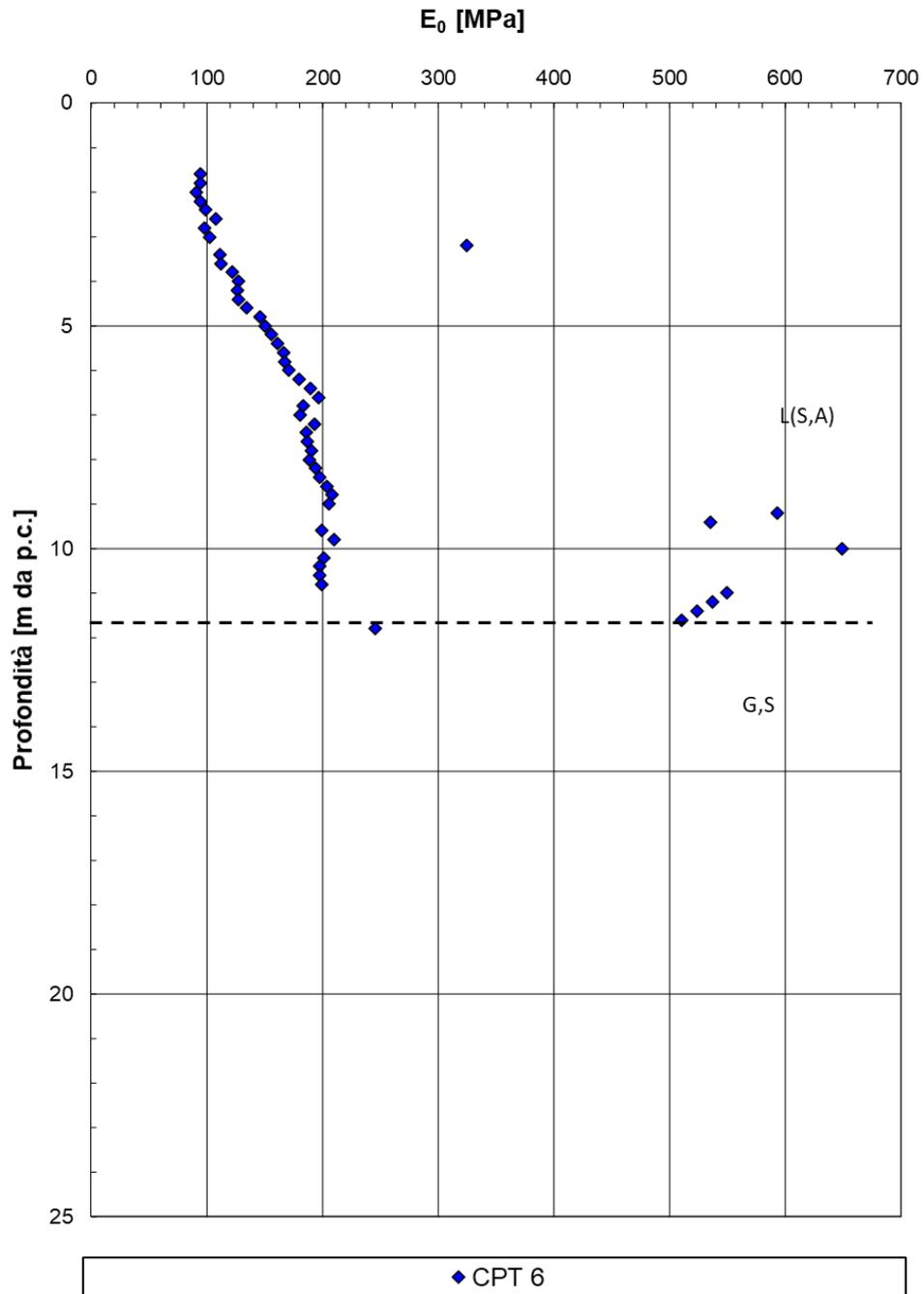


Figura 42: Modulo di Young iniziale da CPT6

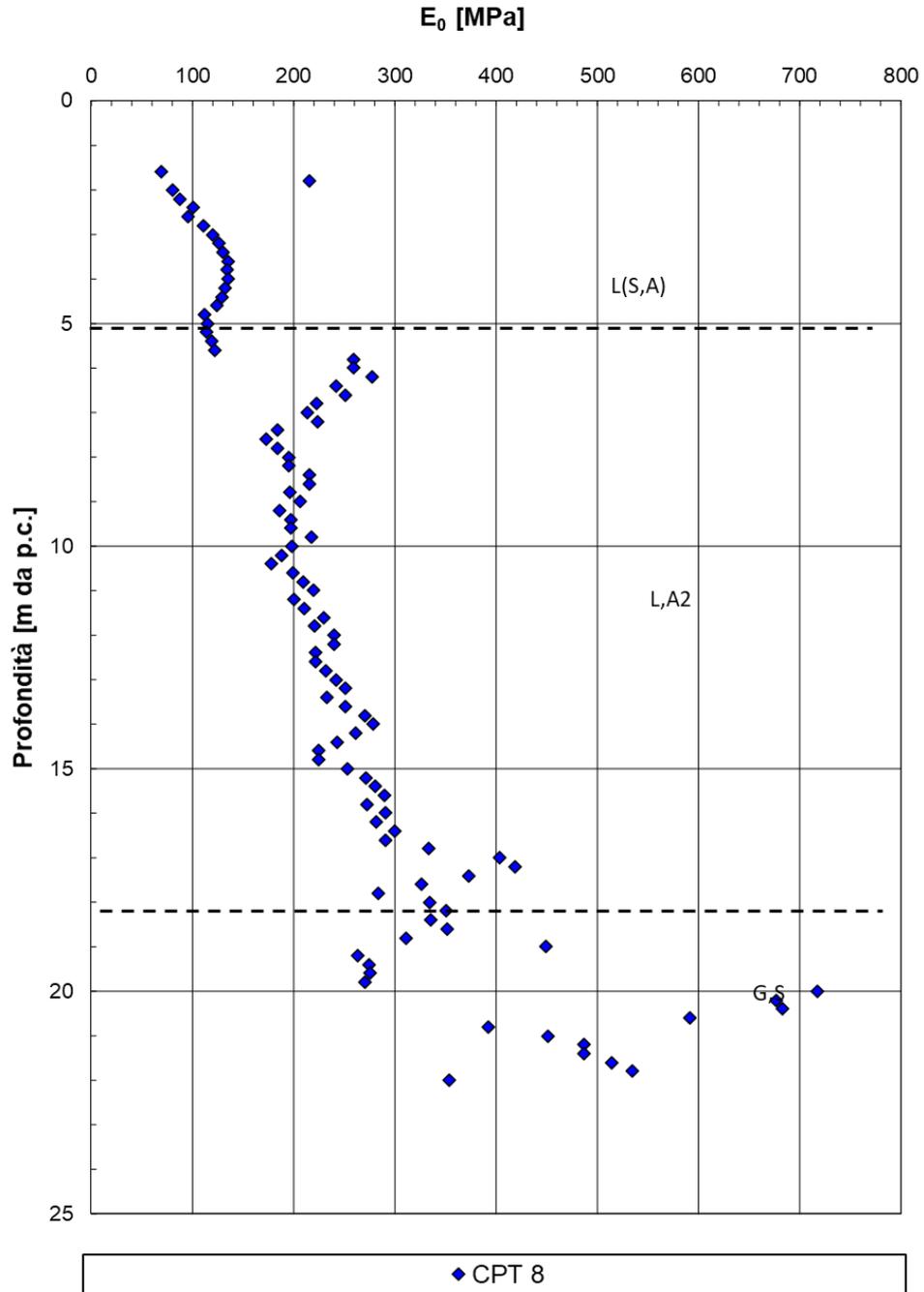


Figura 43: Modulo di Young iniziale da CPT8

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	90 di 254

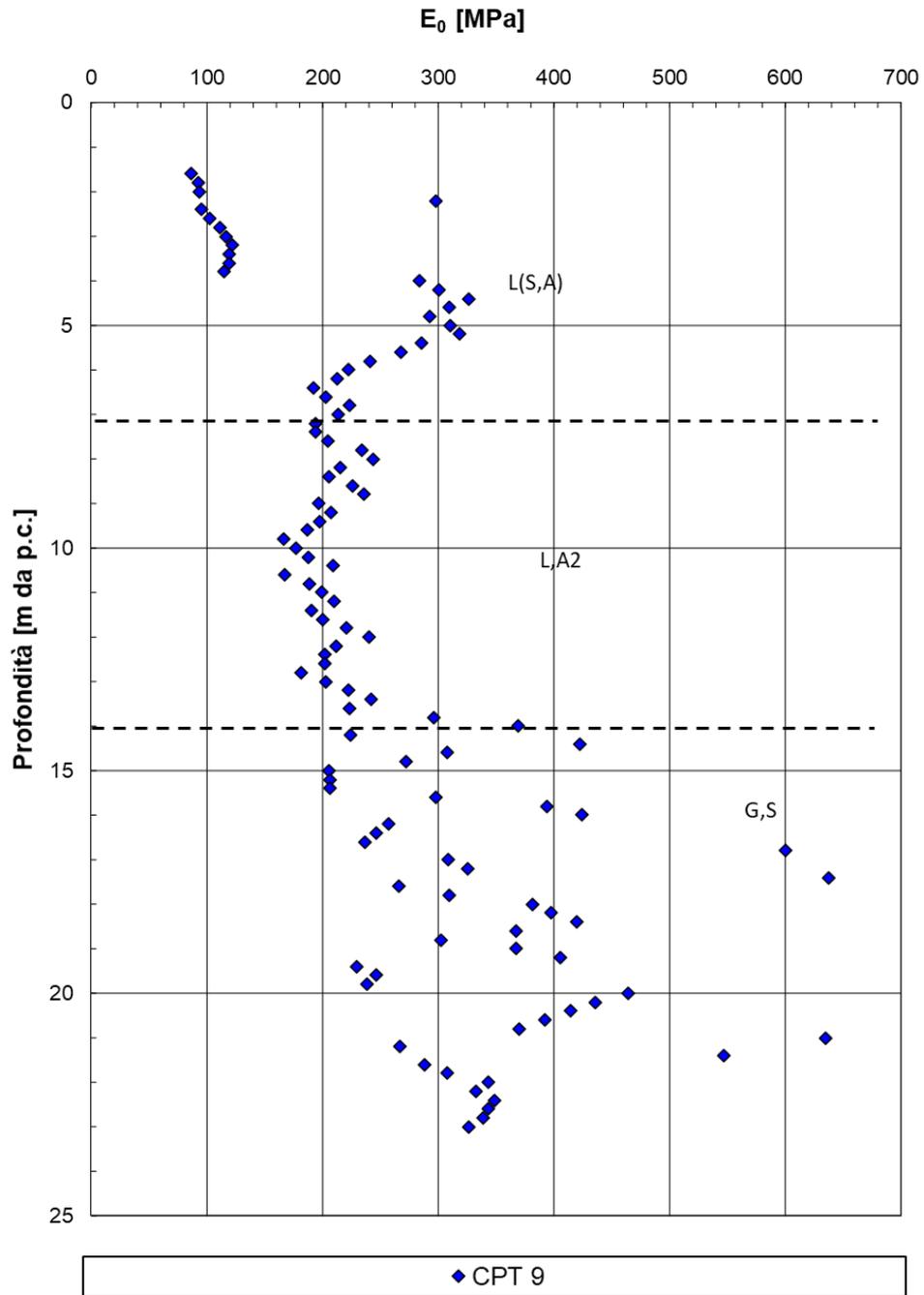


Figura 44: Modulo di Young iniziale da CPT9

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	91 di 254

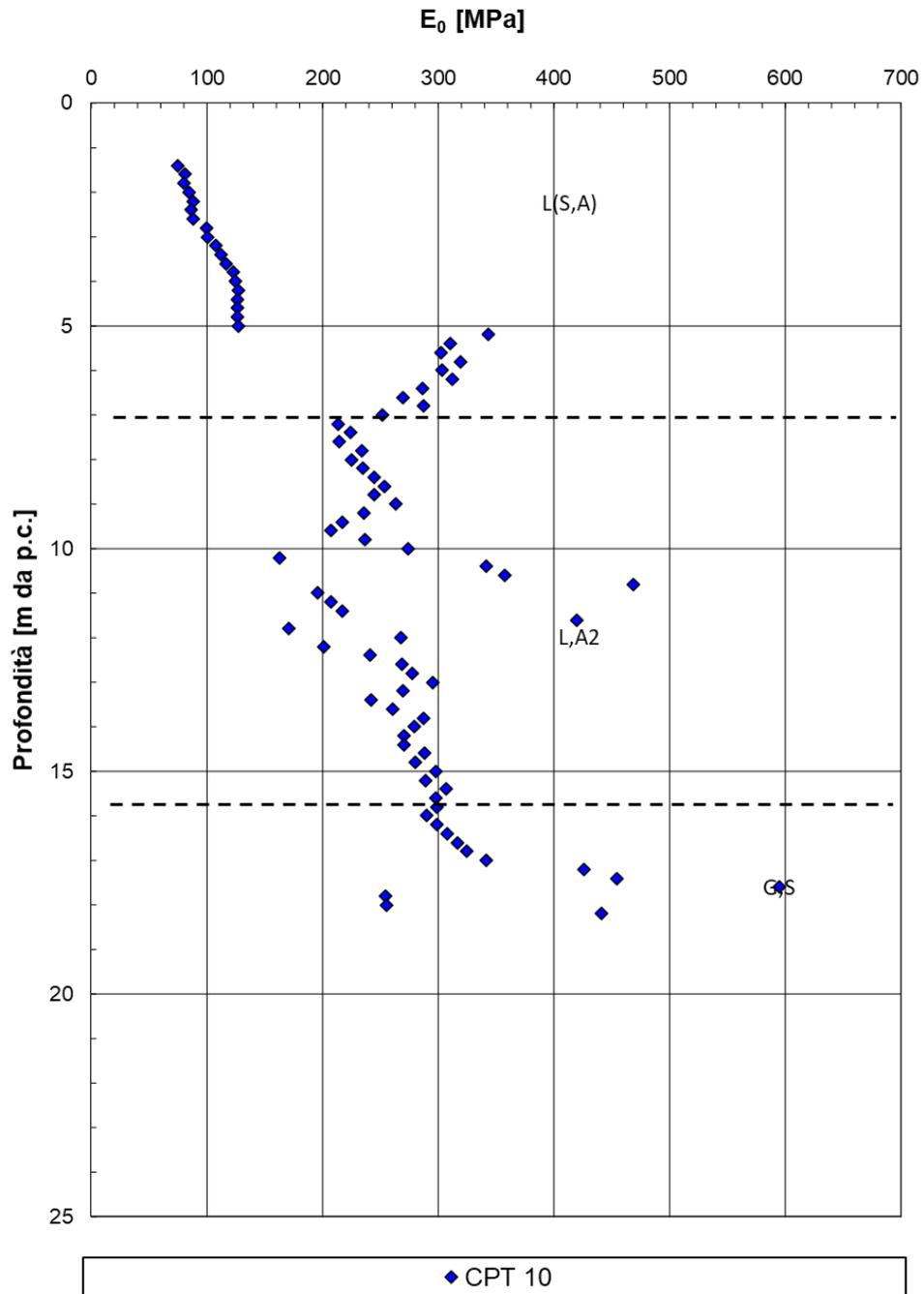


Figura 45: Modulo di Young iniziale da CPT10

7.1.7.4 Modulo di Young iniziale E_0 da Vs di MASW e Down-Hole

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.- CHIETI (LOTTO 2)

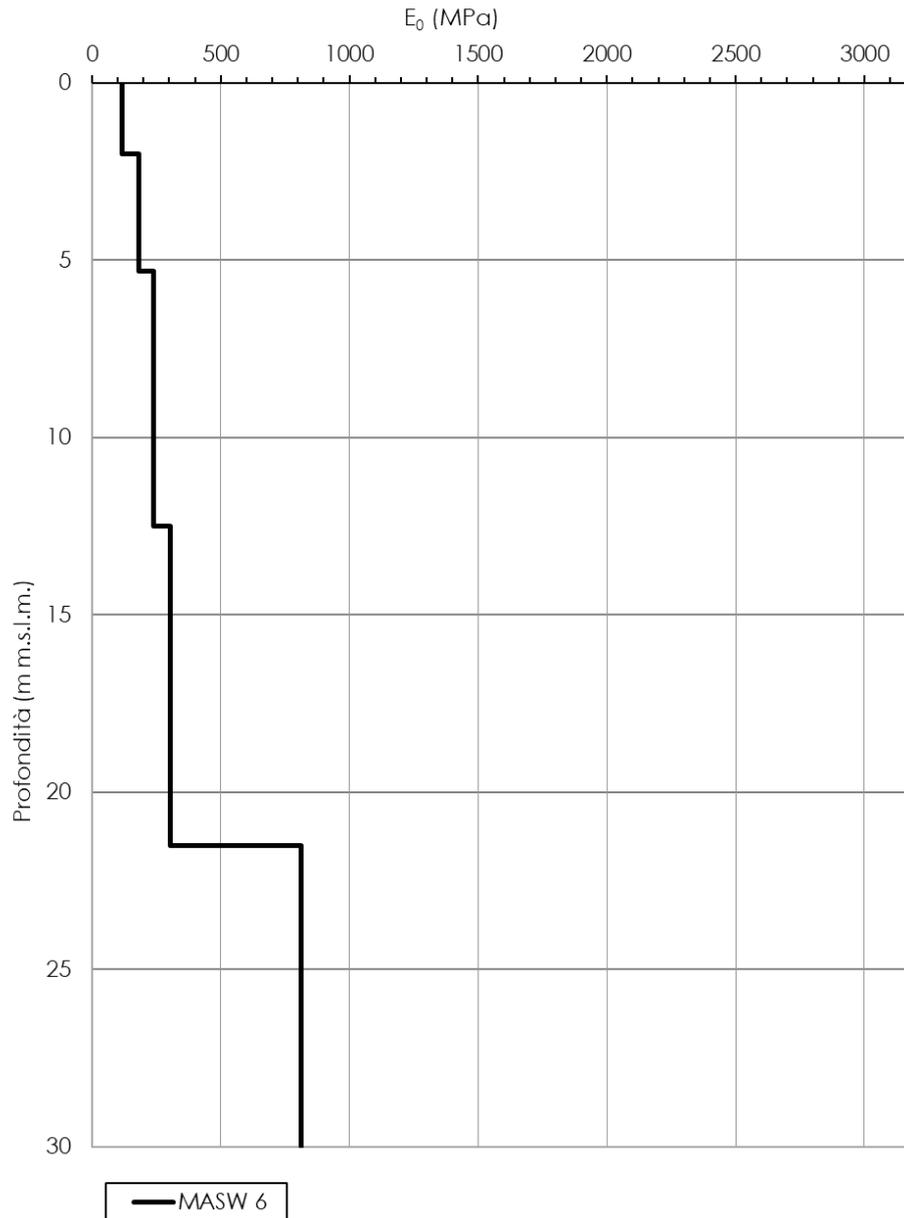


Figura 46: Modulo di Young iniziale da Vs di MASW-06

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	93 di 254

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.- CHIETI (LOTTO 2)

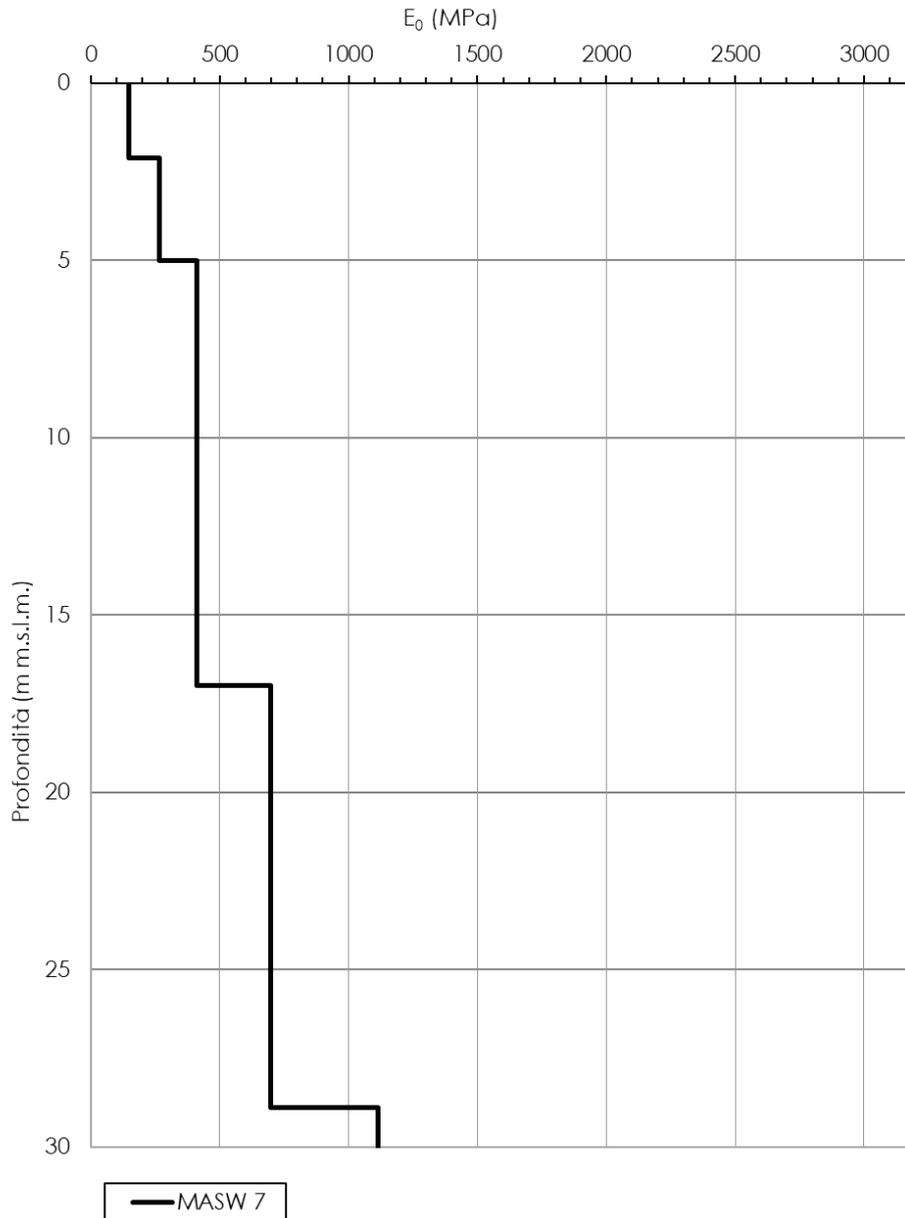


Figura 47: Modulo di Young iniziale da Vs di MASW-07

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.- CHIETI (LOTTO 2)

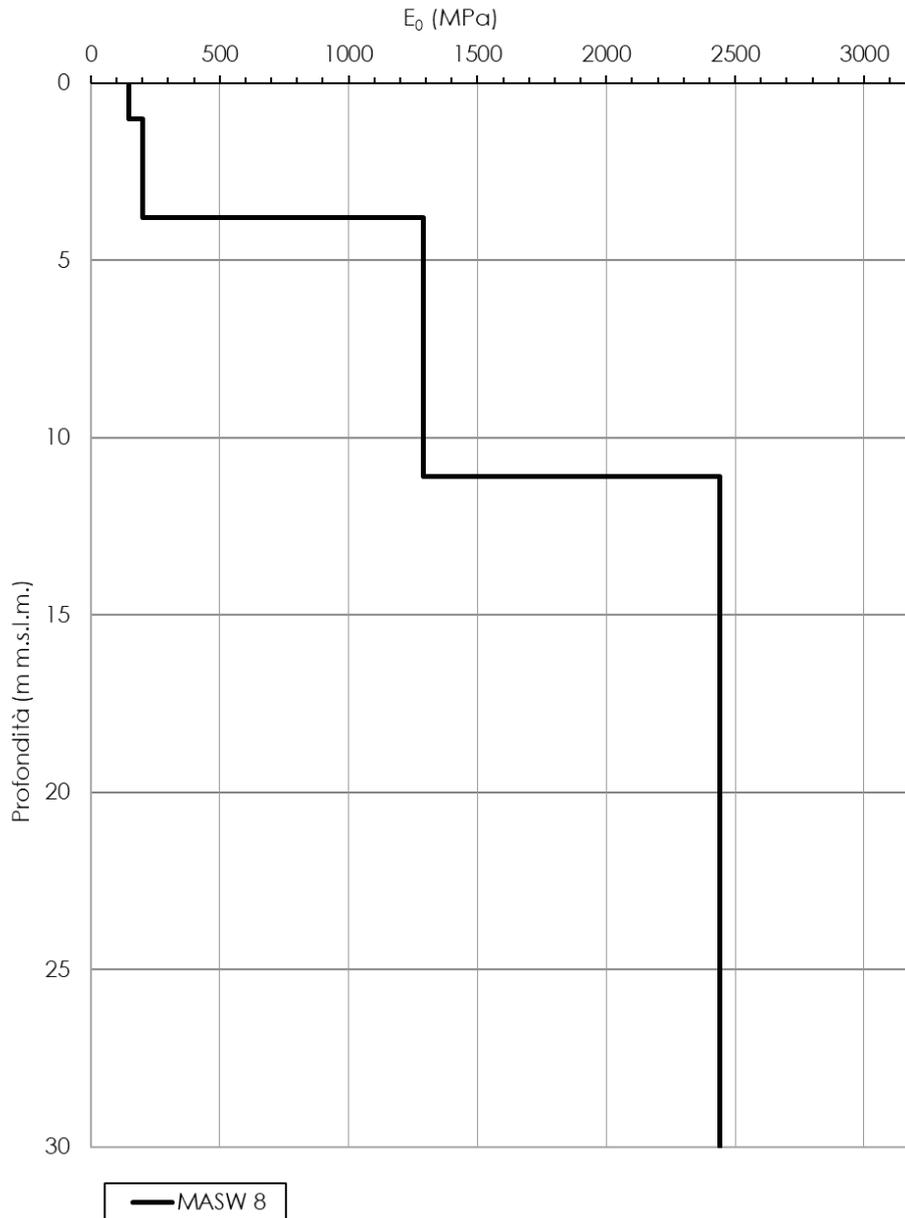


Figura 48: Modulo di Young iniziale da Vs di MASW-08

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	95 di 254

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.- CHIETI (LOTTO 2)

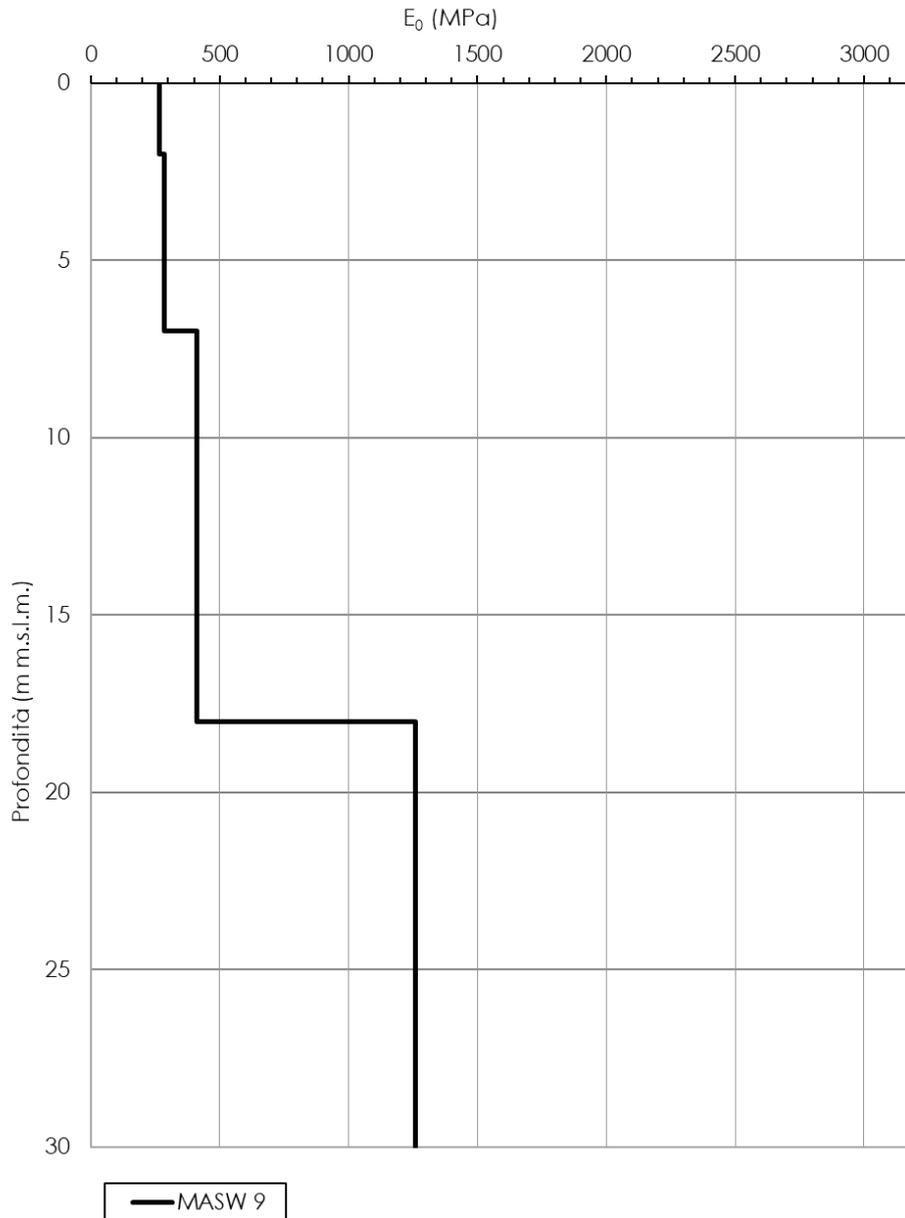


Figura 49: Modulo di Young iniziale da Vs di MASW-09

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	96 di 254

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.- CHIETI (LOTTO 2)

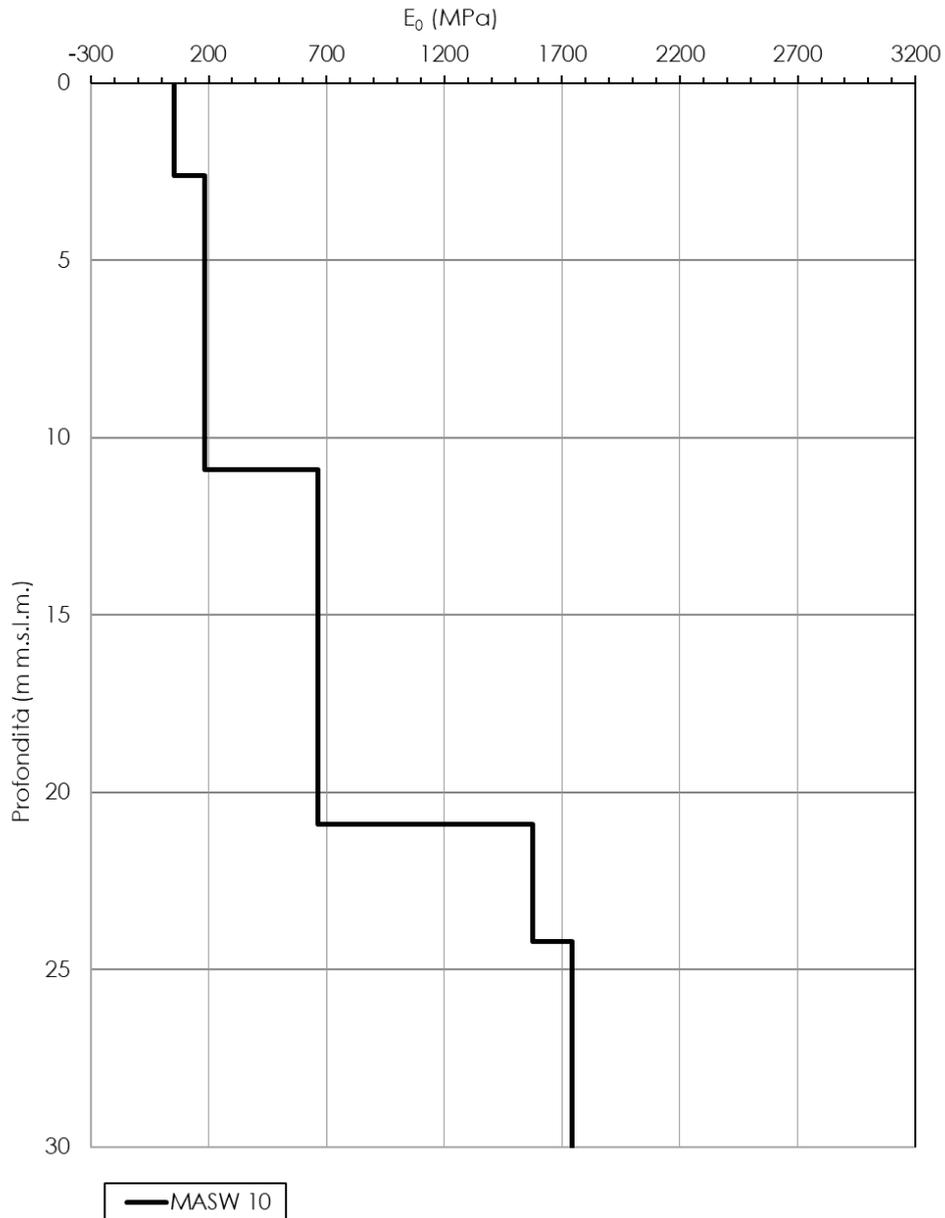


Figura 50: Modulo di Young iniziale da Vs di MASW-10

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.- CHIETI (LOTTO 2)

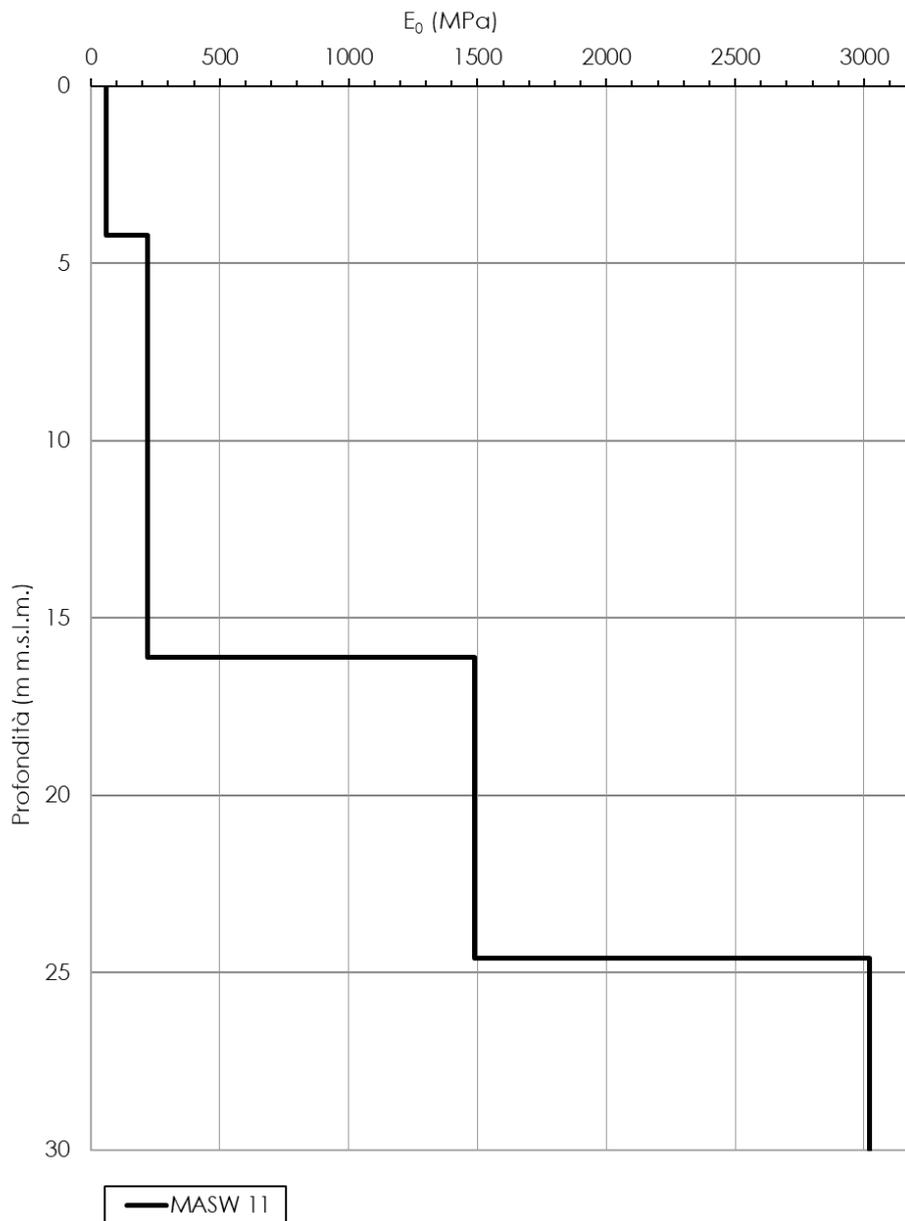


Figura 51: Modulo di Young iniziale da Vs di MASW-11

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	98 di 254

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.- CHIETI (LOTTO 2)

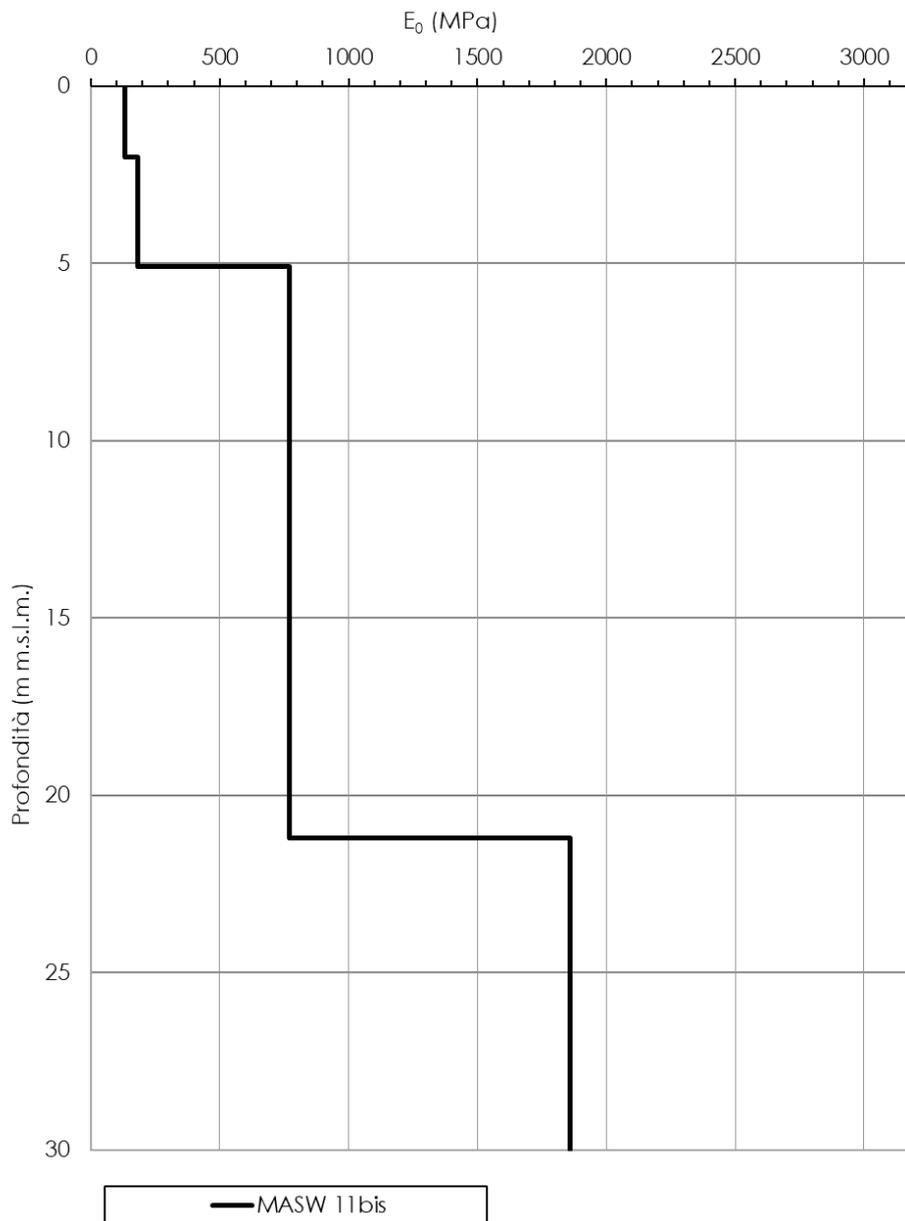


Figura 52: Modulo di Young iniziale da Vs di MASW-11bis

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.- CHIETI (LOTTO 2)

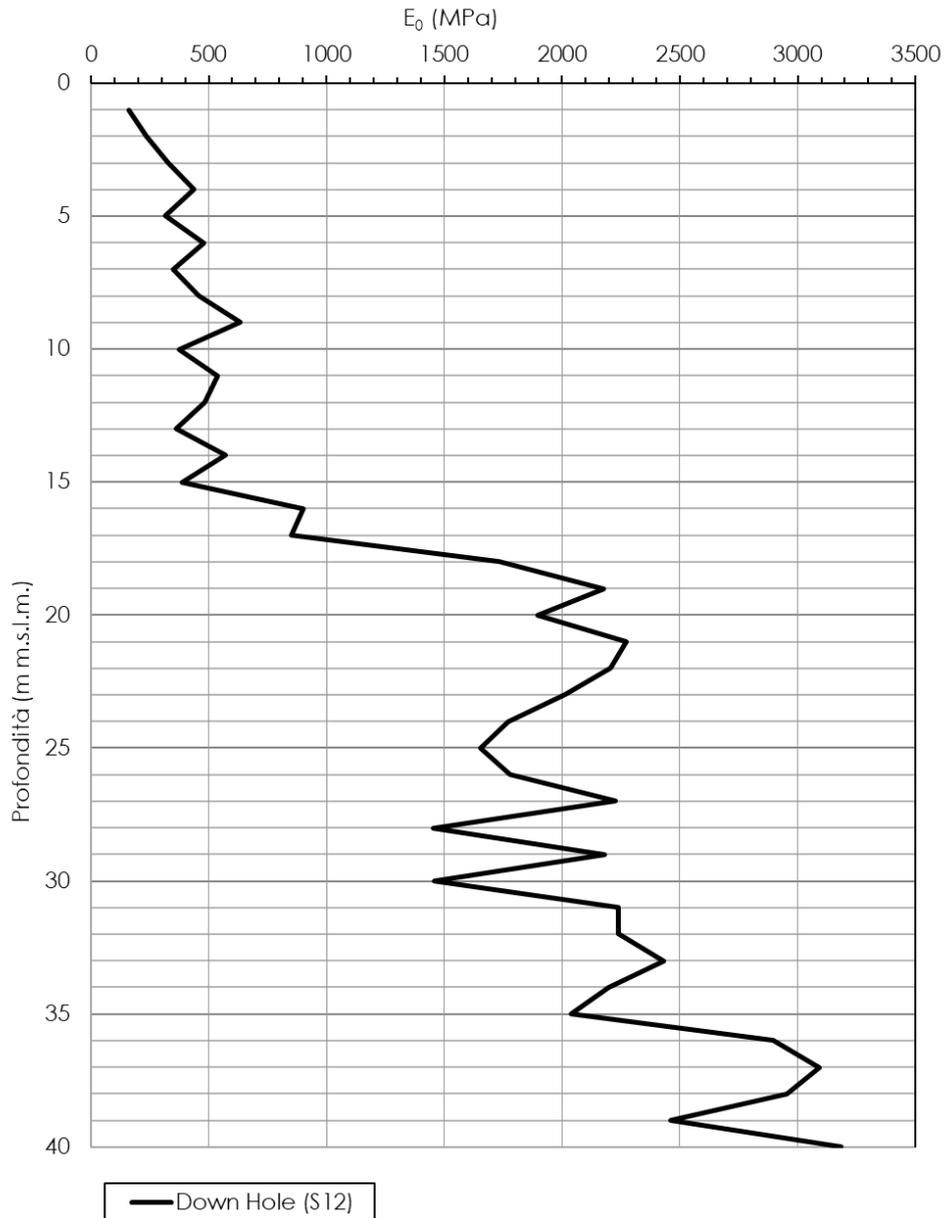


Figura 53: Modulo di Young iniziale da Vs di Down-hole

7.1.7.5 Modulo di Young operativo E_{op1} da SPT e DPSH

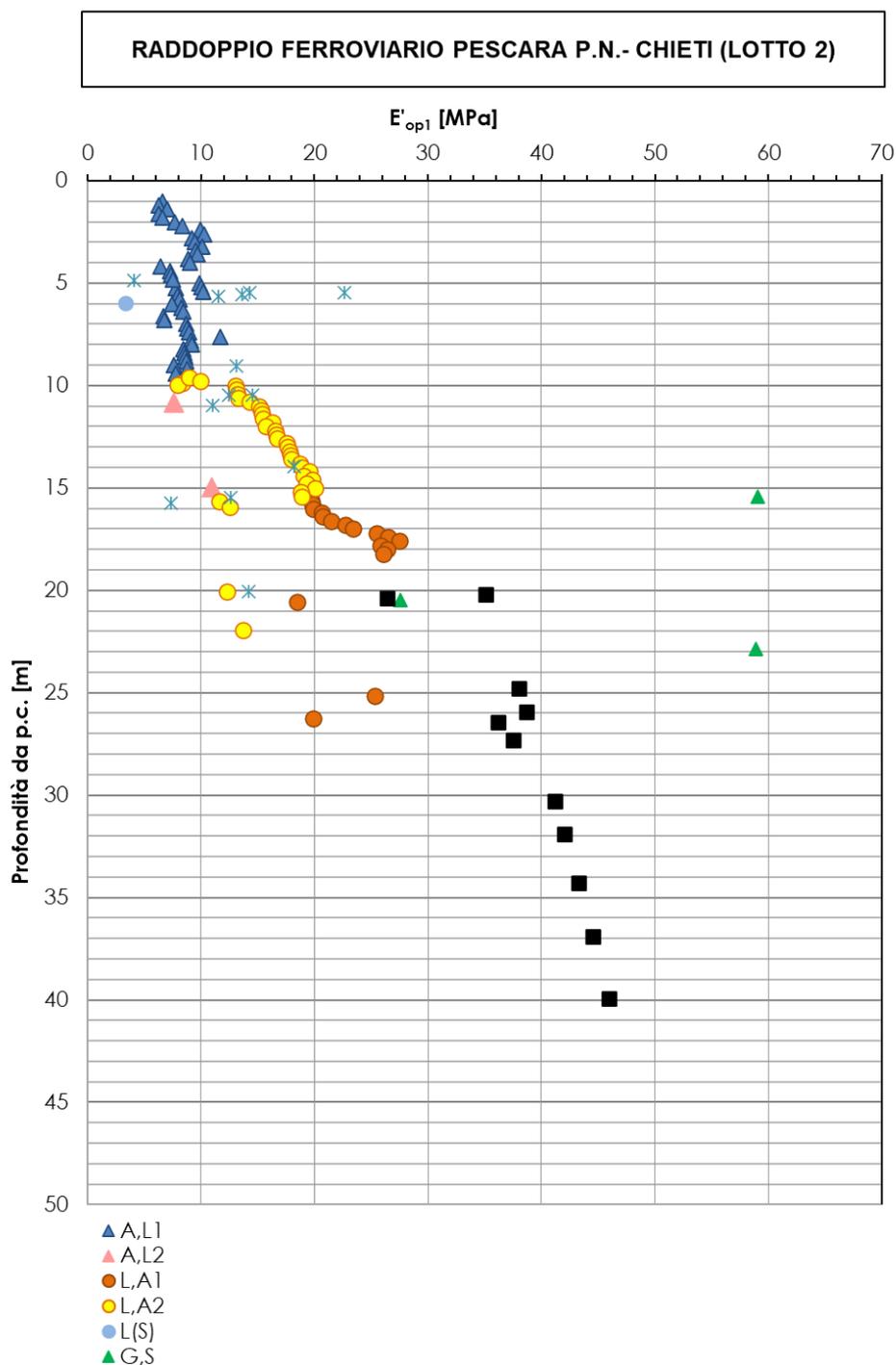


Figura 54: Modulo di Young operativo E_{op1} da SPT e DPSH

7.1.7.6 Modulo di Young operativo E_{op1} da CPTU e SCPTU

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

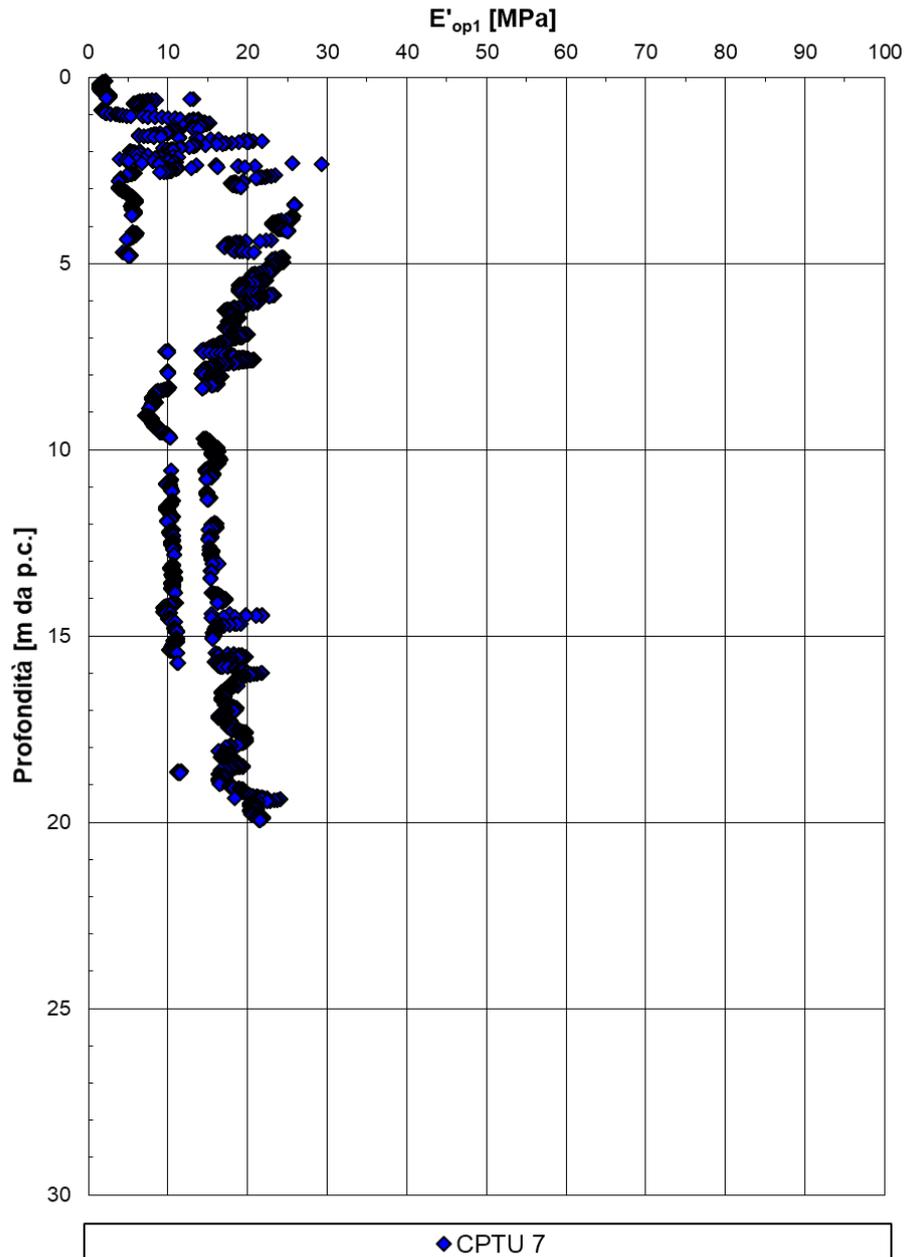


Figura 55: Modulo di Young operativo da CPTU-07

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

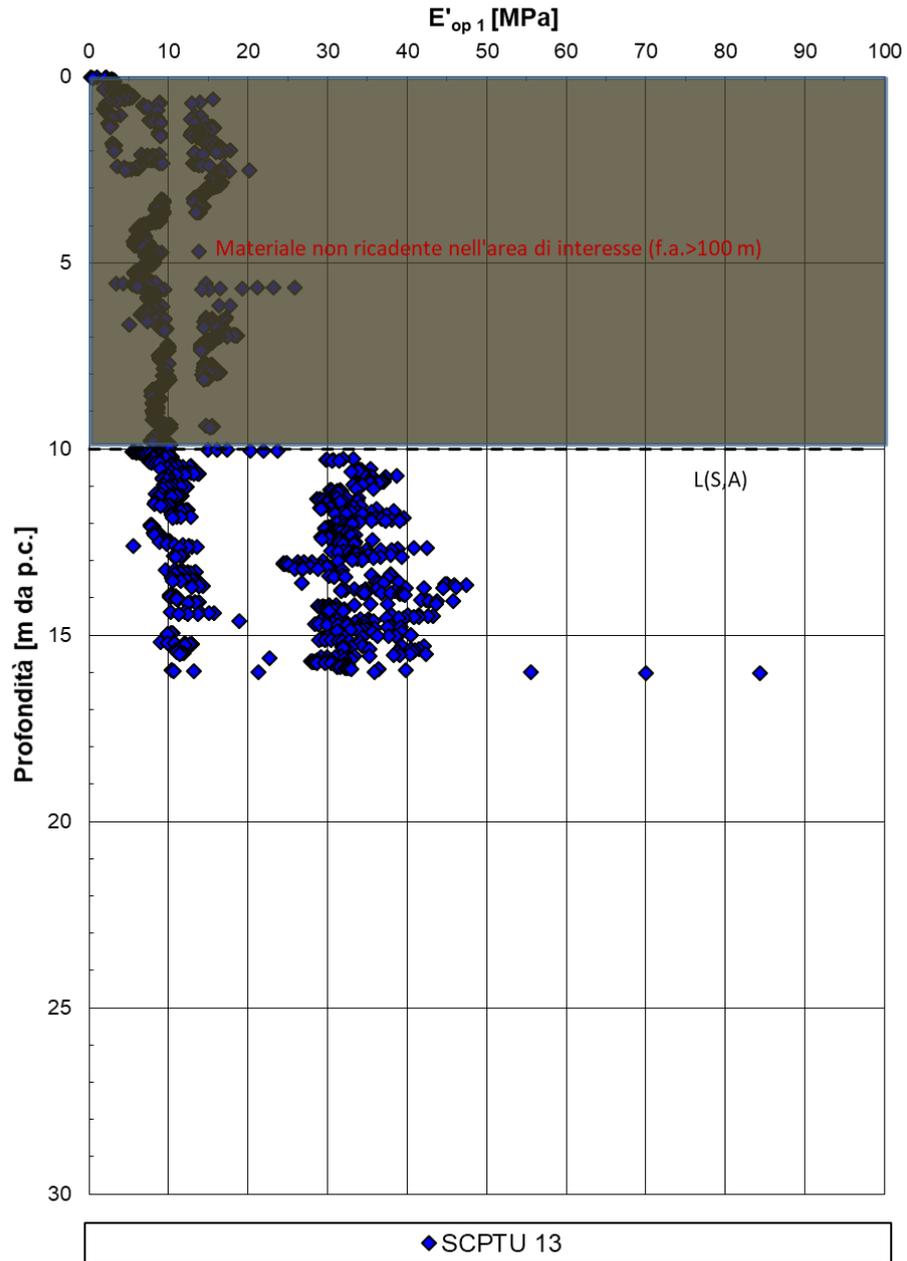


Figura 56: Modulo di Young operativo da SCPTU-13

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

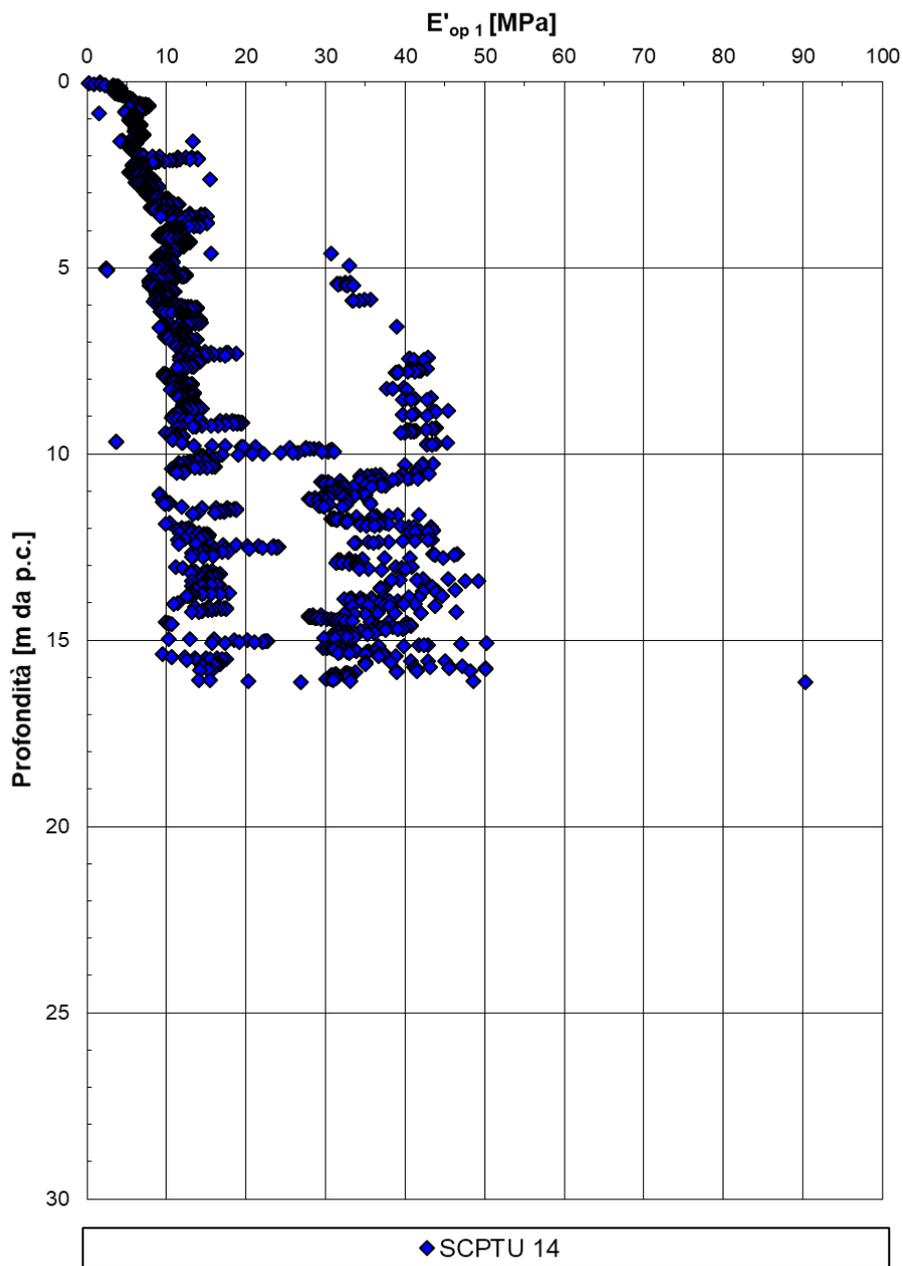


Figura 57: Modulo di Young operativo da SCPTU-14

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	104 di 254

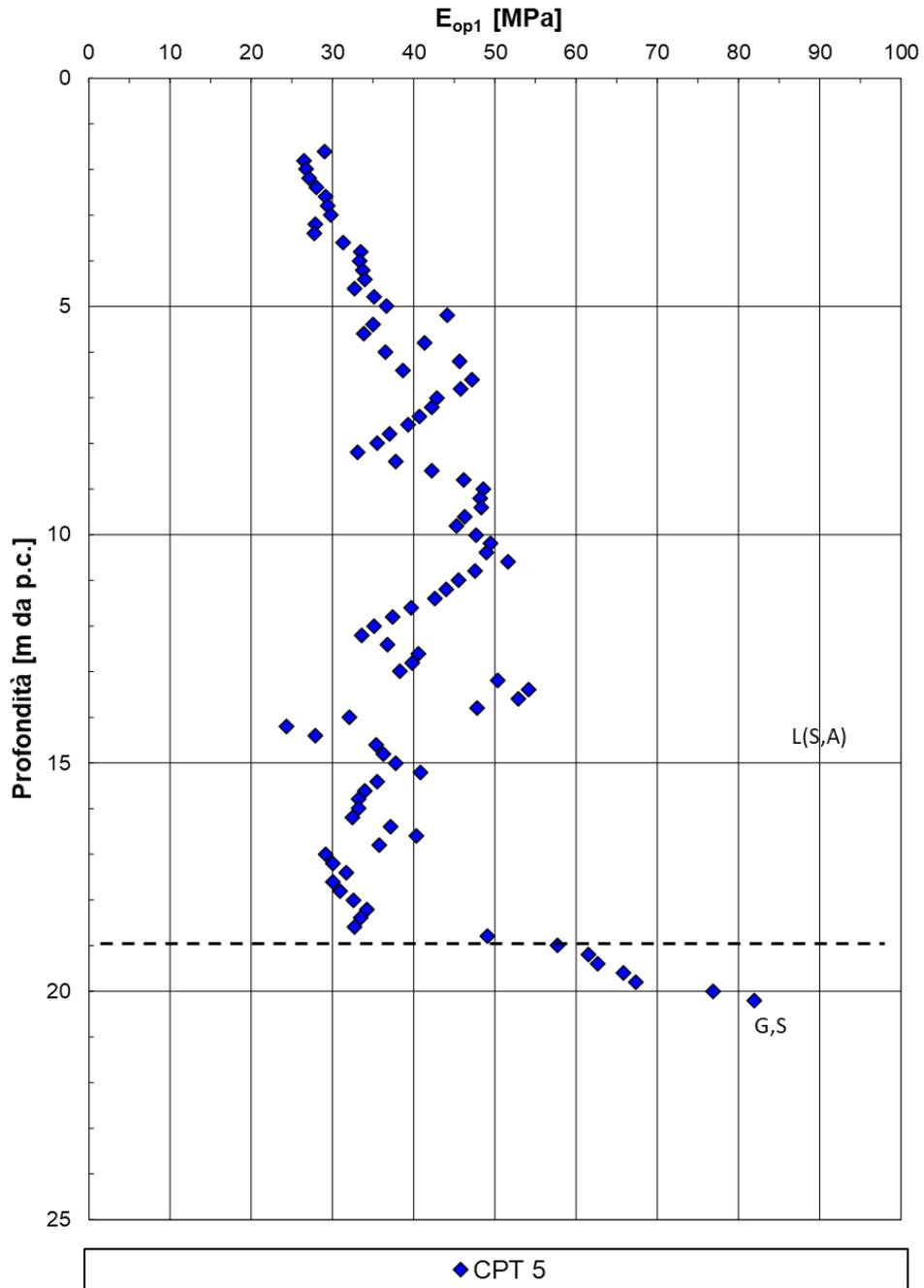


Figura 58: Modulo di Young operativo da CPT5

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	105 di 254

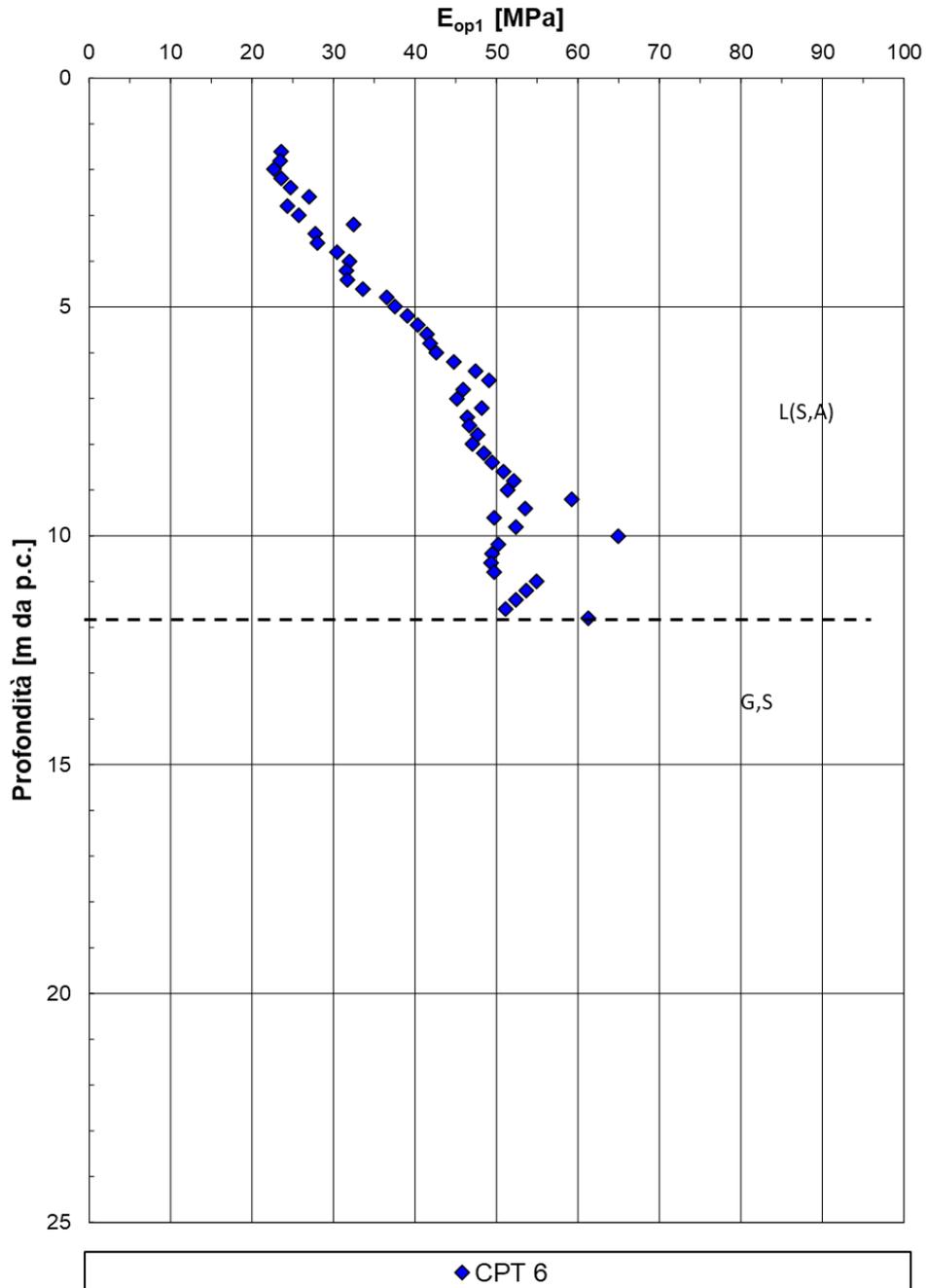


Figura 59: Modulo di Young operativo da CPT6

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	106 di 254

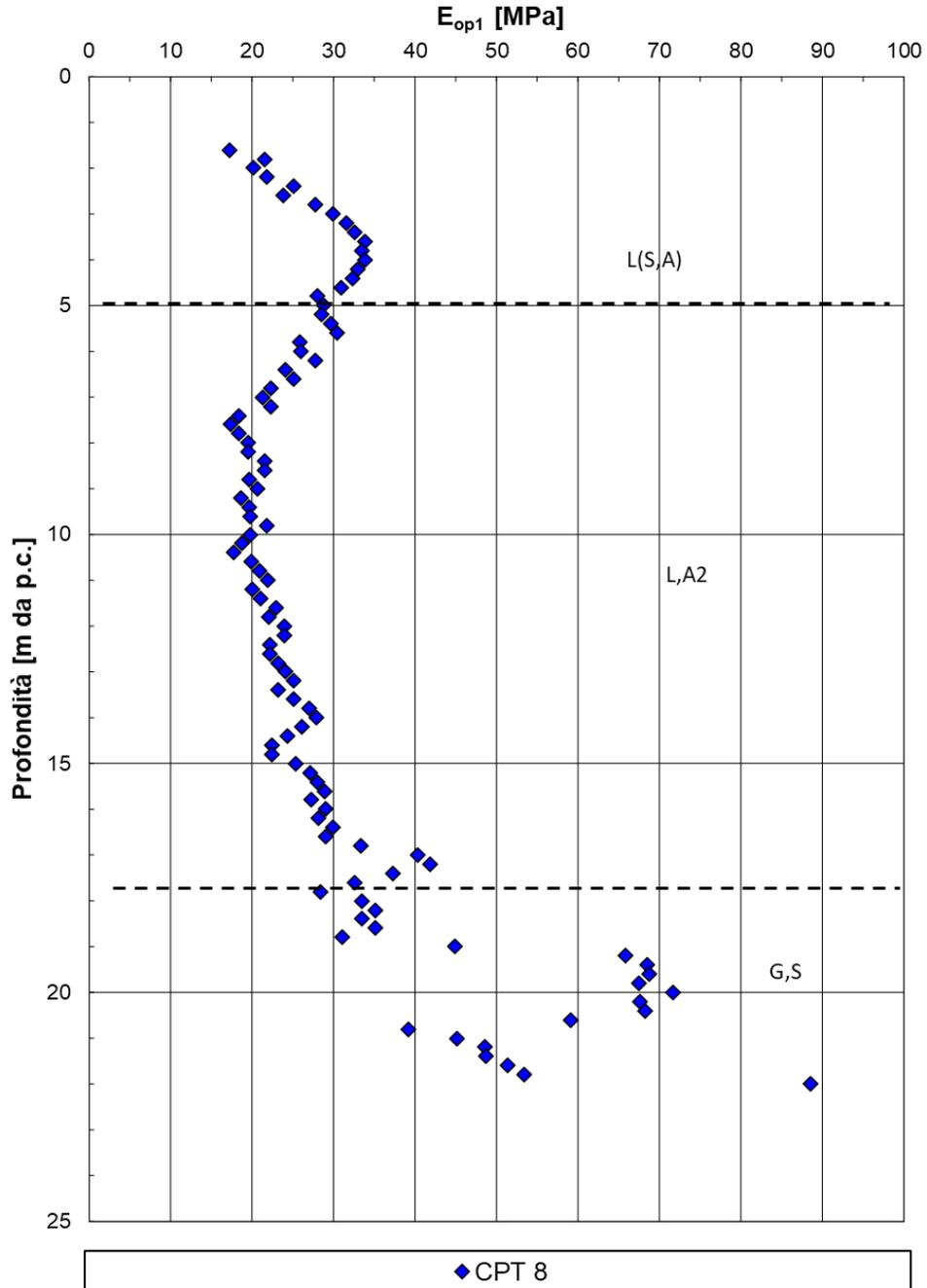


Figura 60: Modulo di Young operativo da CPT8

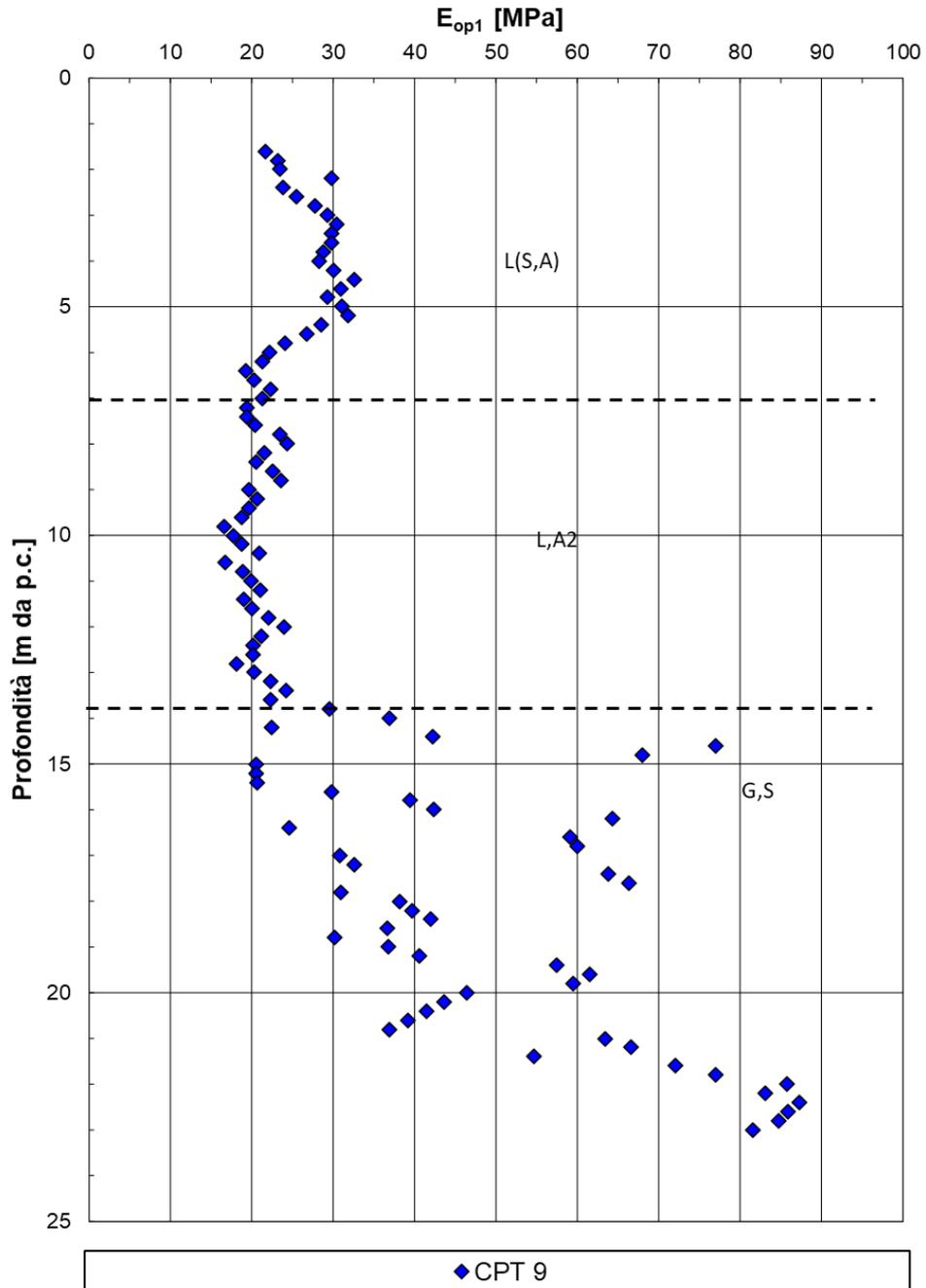


Figura 61: Modulo di Young operativo da CPT9

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	108 di 254

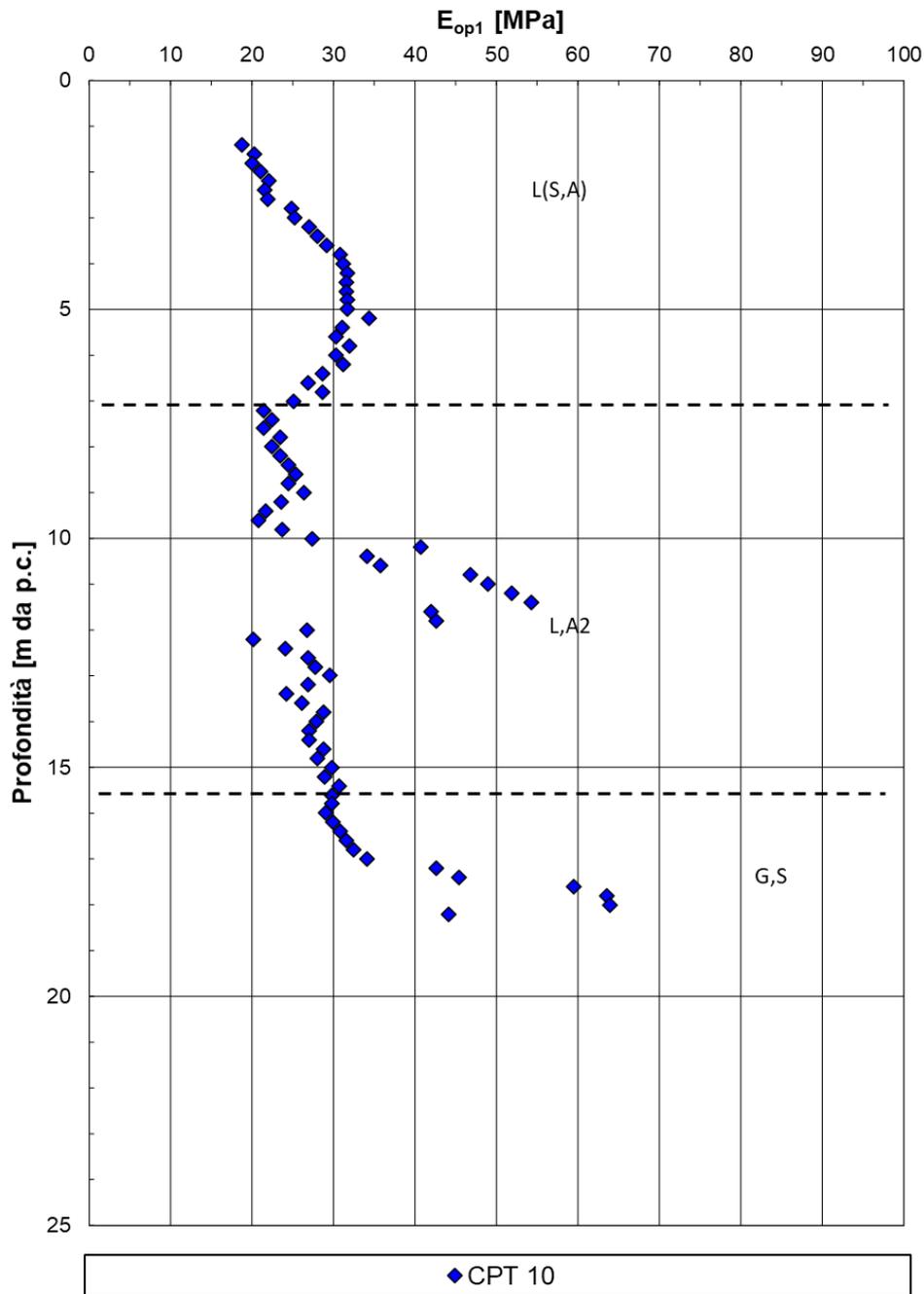


Figura 62: Modulo di Young operativo da CPT10

7.1.7.7 Modulo di Young operativo E_{op1} da Vs di MASW e Down-Hole

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.- CHIETI (LOTTO 2)

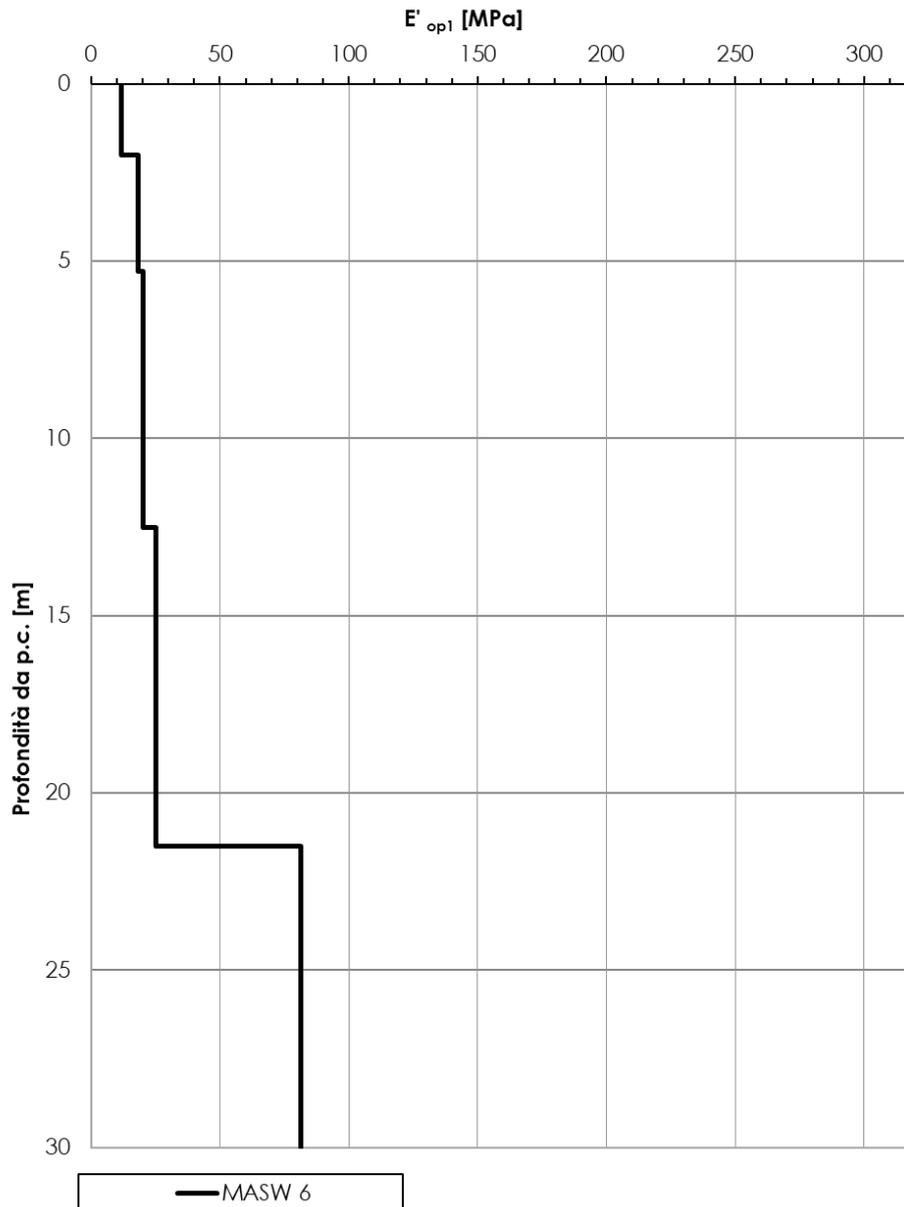


Figura 63: Modulo di Young operativo da Vs di MASW-06

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.- CHIETI (LOTTO 2)

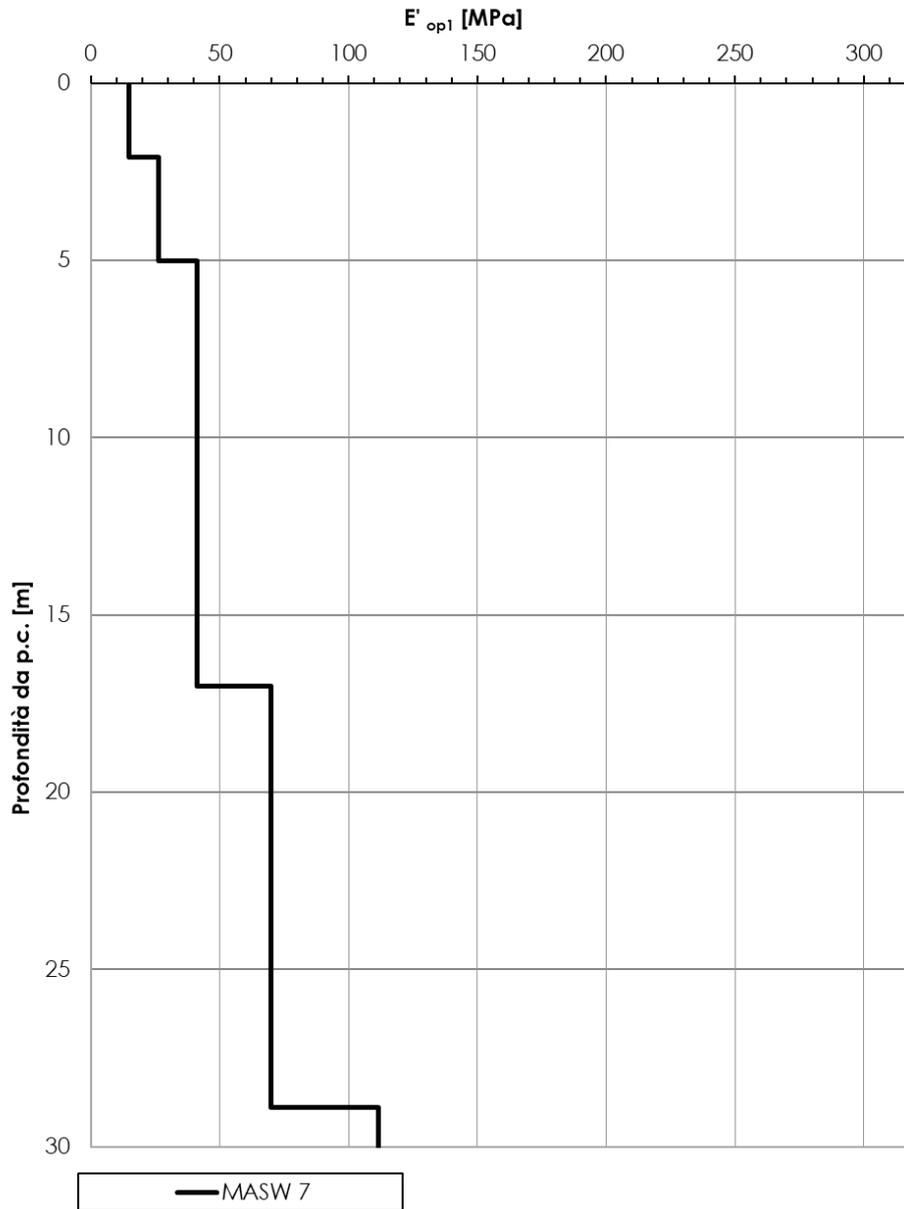


Figura 64: Modulo di Young operativo da Vs di MASW-07

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.- CHIETI (LOTTO 2)

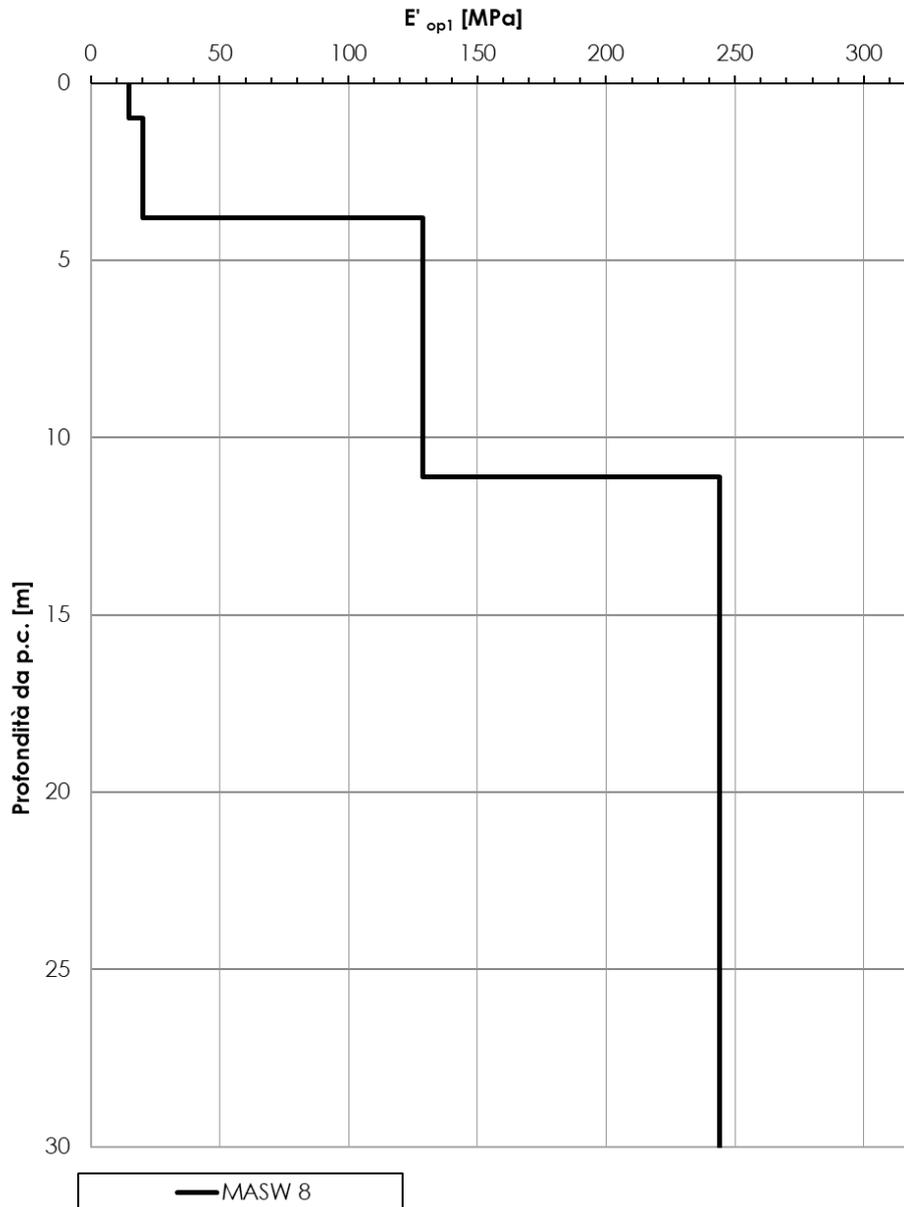


Figura 65: Modulo di Young operativo da Vs di MASW-08

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.- CHIETI (LOTTO 2)

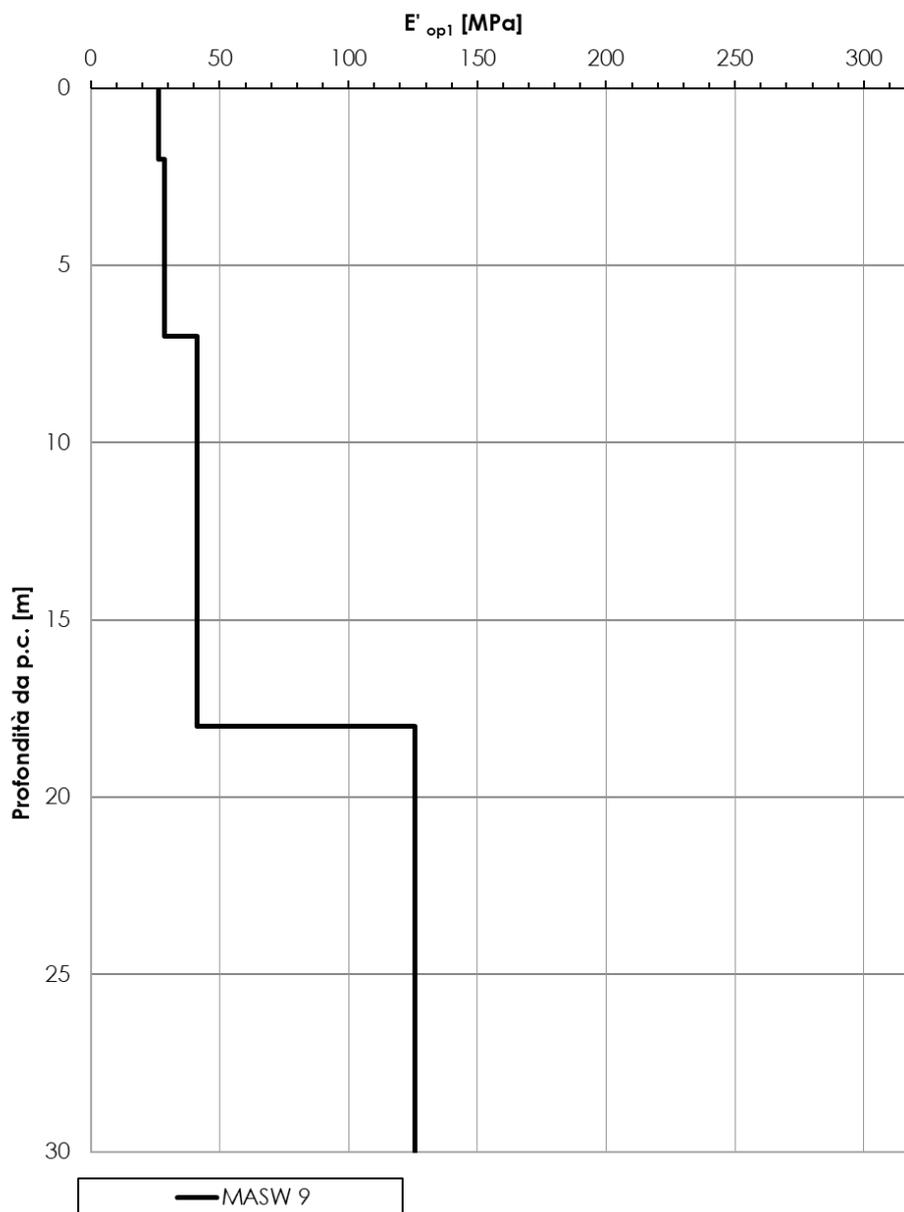


Figura 66: Modulo di Young operativo da Vs di MASW-09

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.- CHIETI (LOTTO 2)

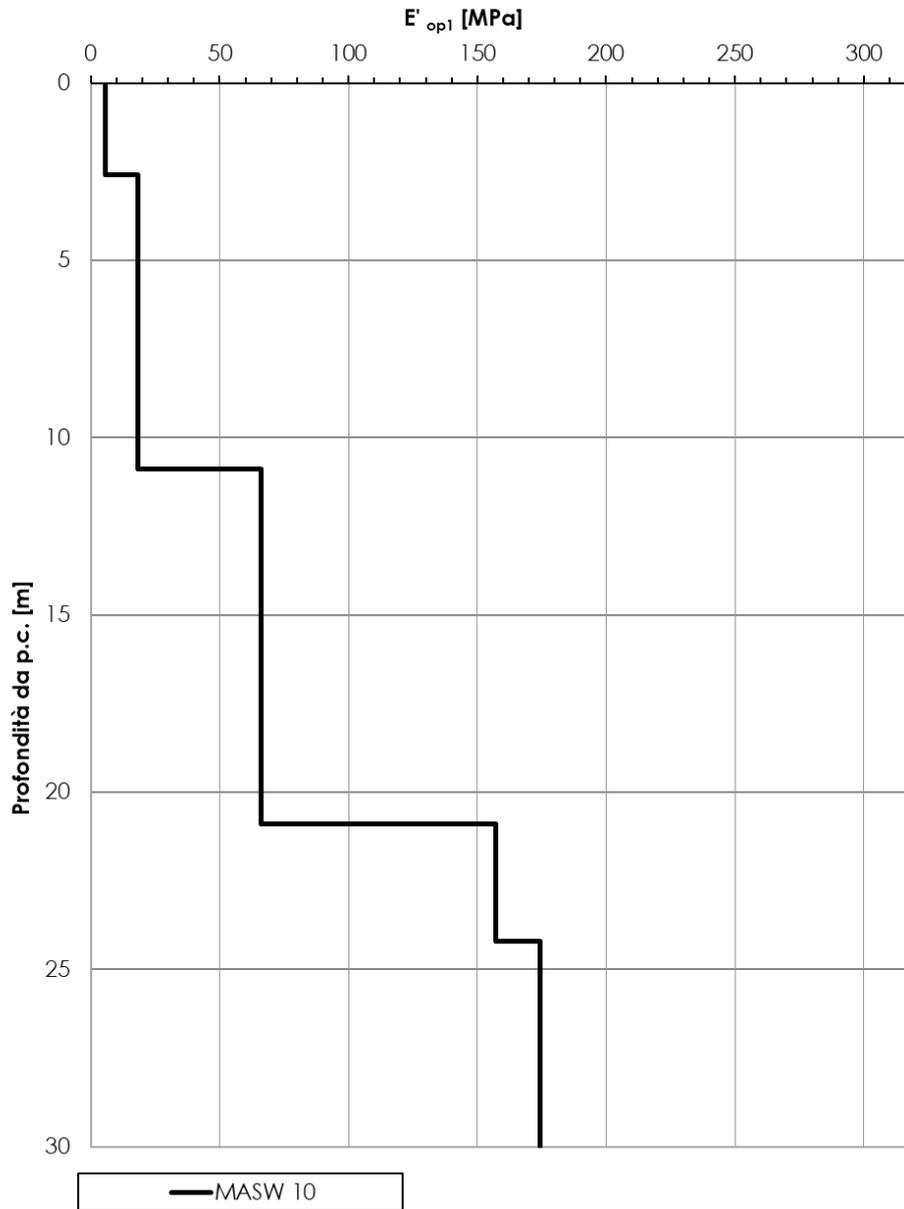


Figura 67: Modulo di Young operativo da Vs di MASW-10

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.- CHIETI (LOTTO 2)

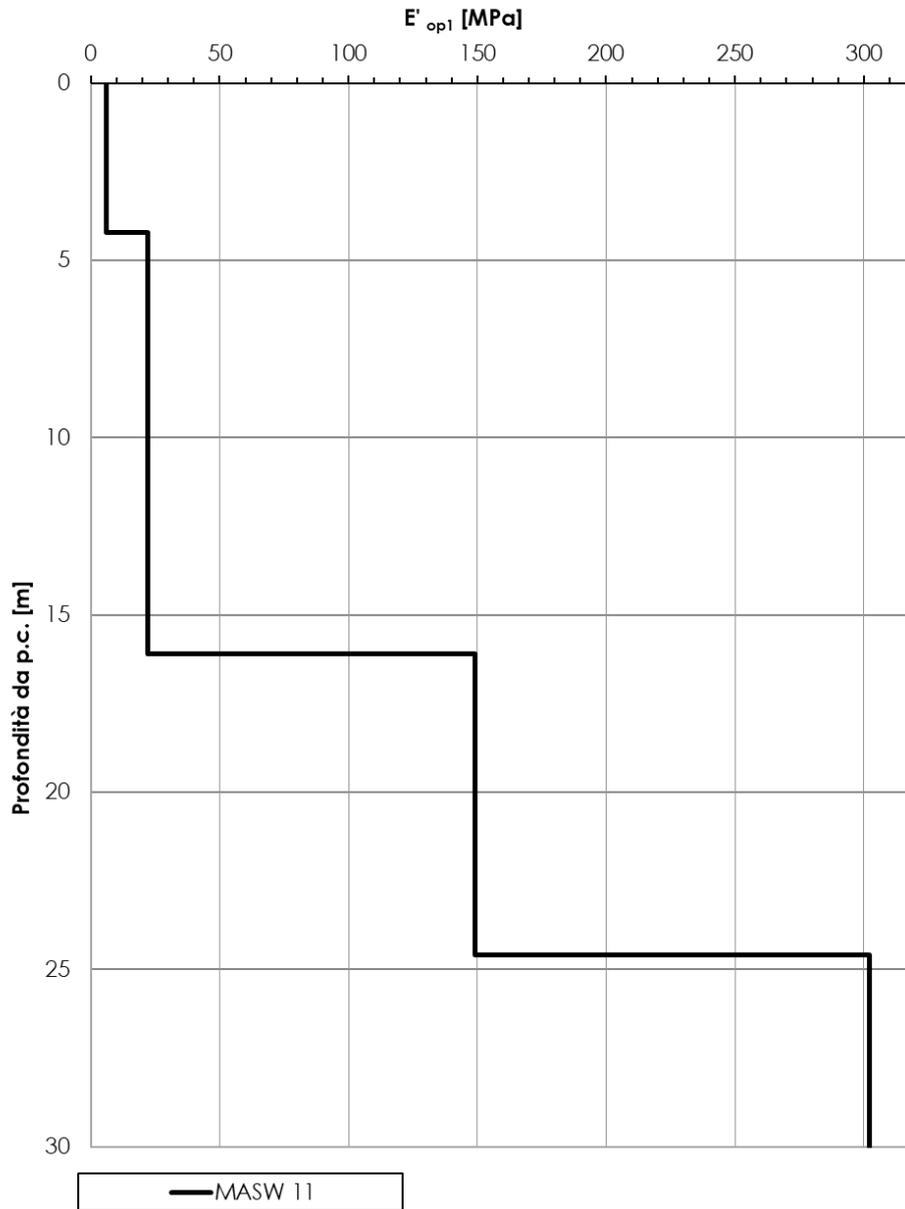


Figura 68: Modulo di Young operativo da Vs di MASW-11

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.- CHIETI (LOTTO 2)

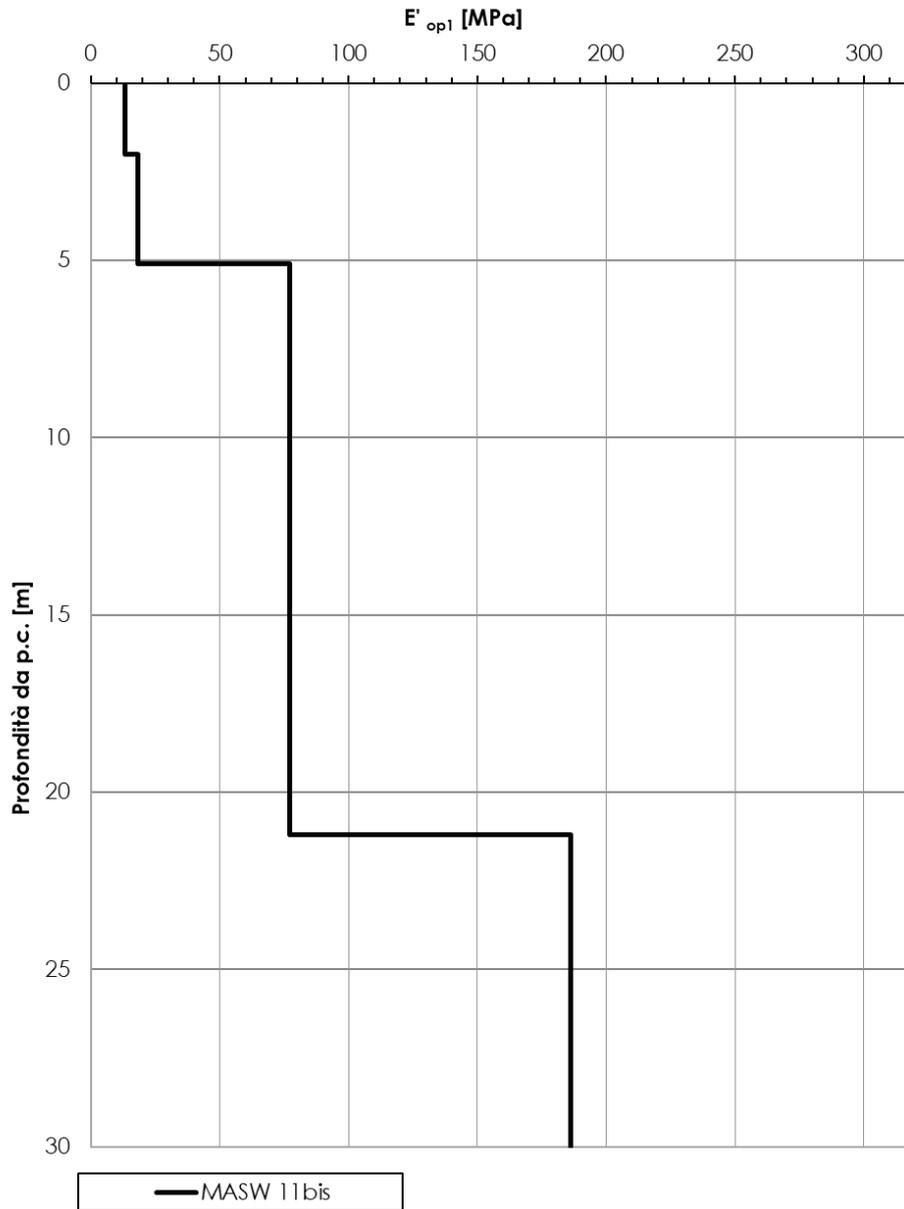


Figura 69: Modulo di Young operativo da Vs di MASW-11bis

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.- CHIETI (LOTTO 2)

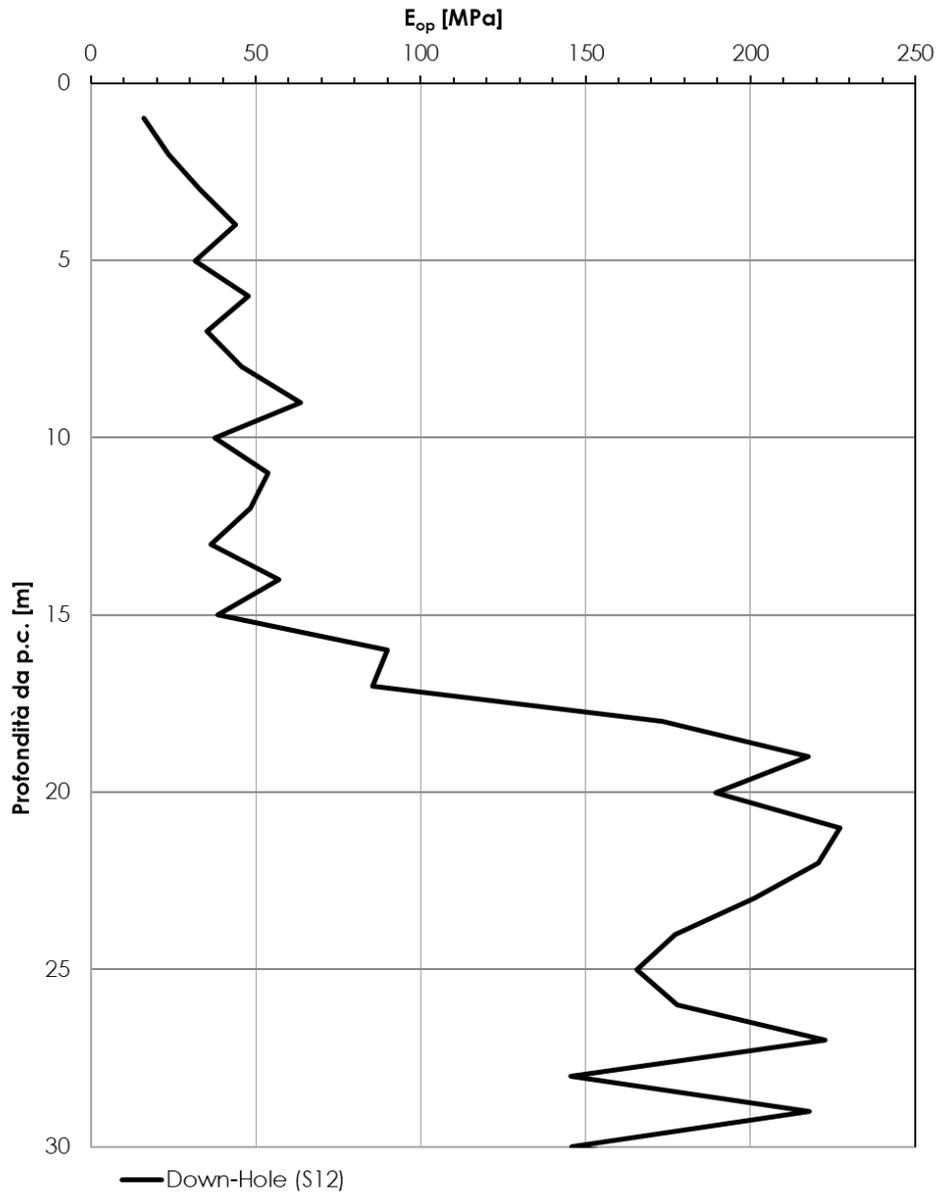


Figura 70: Modulo di Young operativo da Vs di Down hole

7.1.8 Caratteristiche di resistenza

7.1.8.1 Terreni coesivi: coesione non drenata da SPT e DPSH

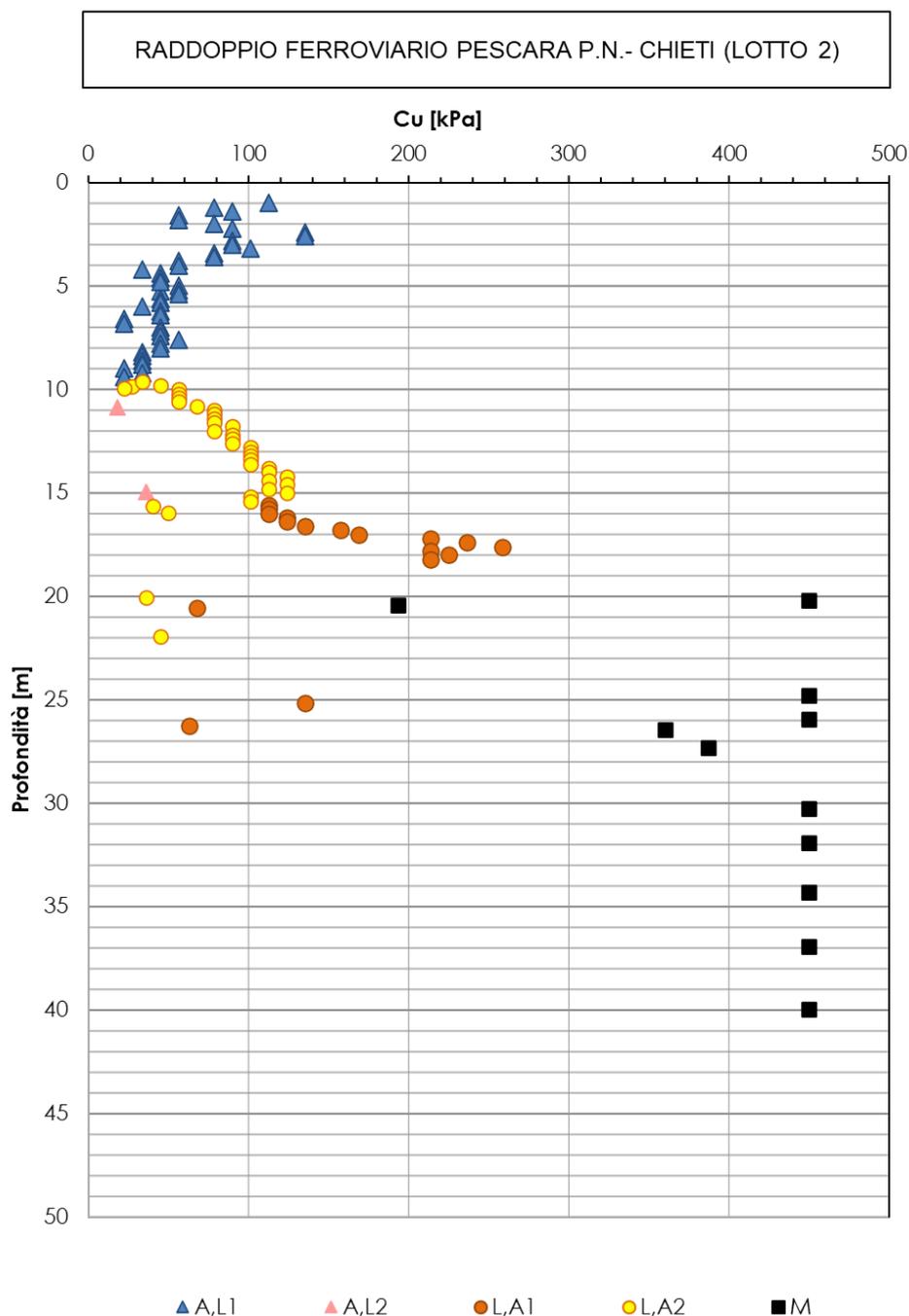


Figura 71:: Coesione non drenata da SPT

7.1.8.2 Terreni coesivi: coesione non drenata da CPTU e SCPTU

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

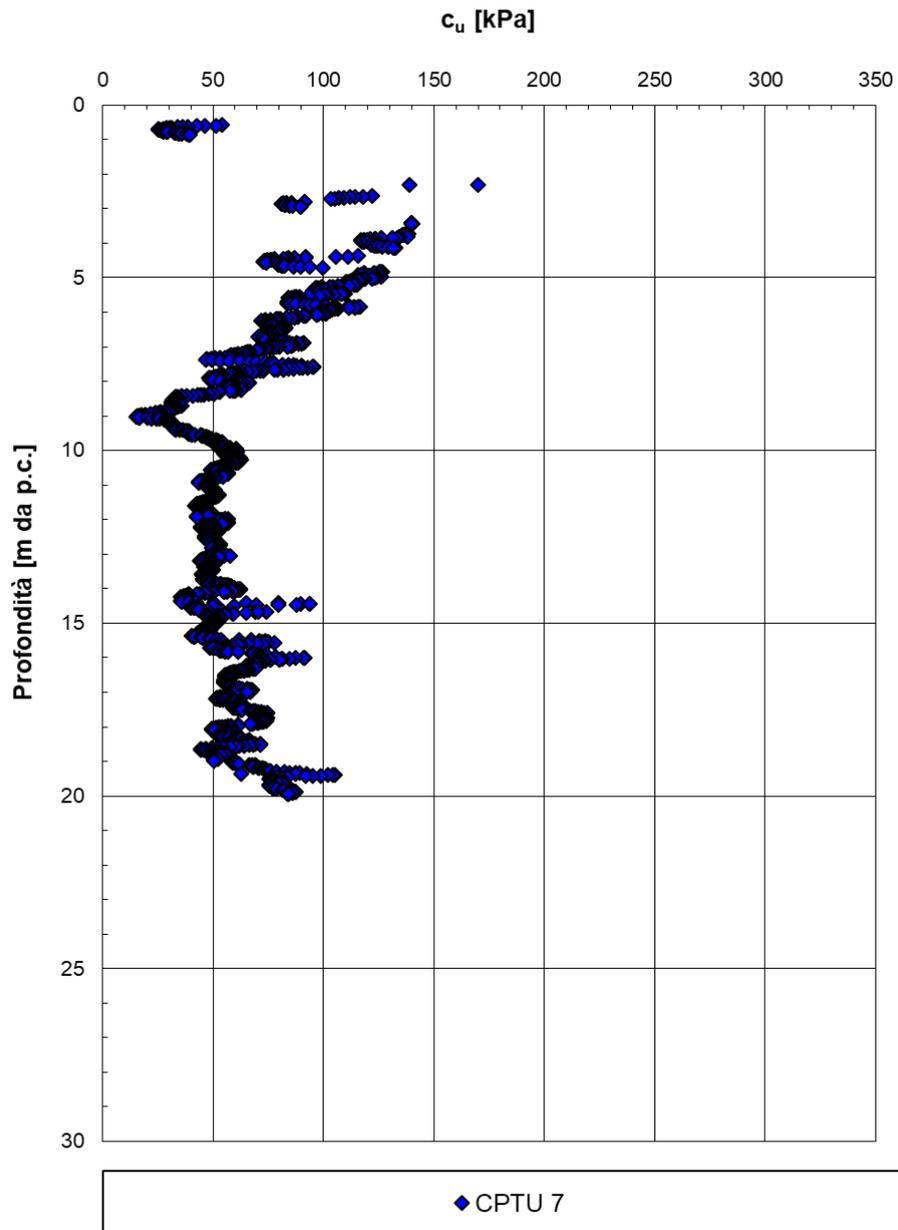


Figura 72:: Coesione non drenata da CPTU-07

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

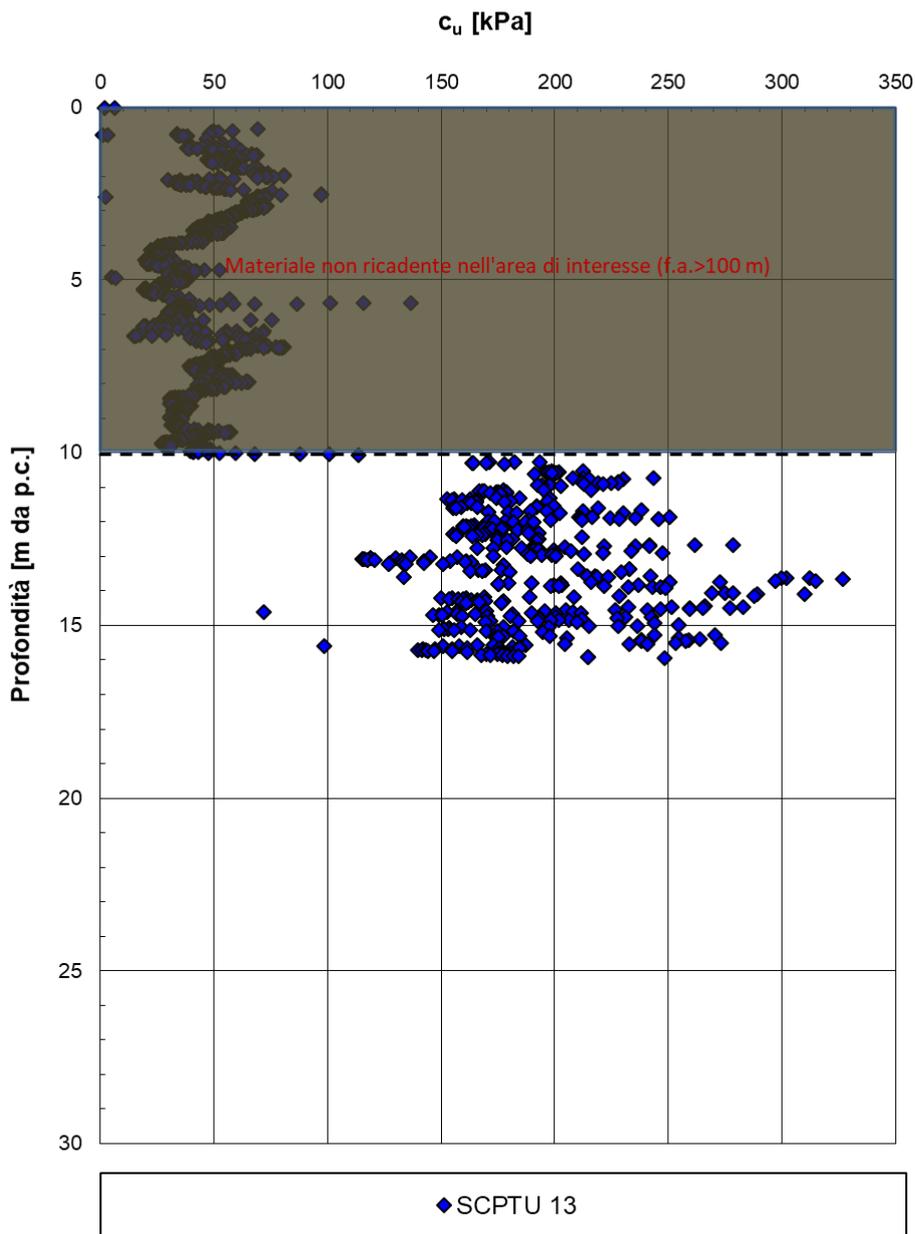


Figura 73:: Coesione non drenata da SCPTU-13

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

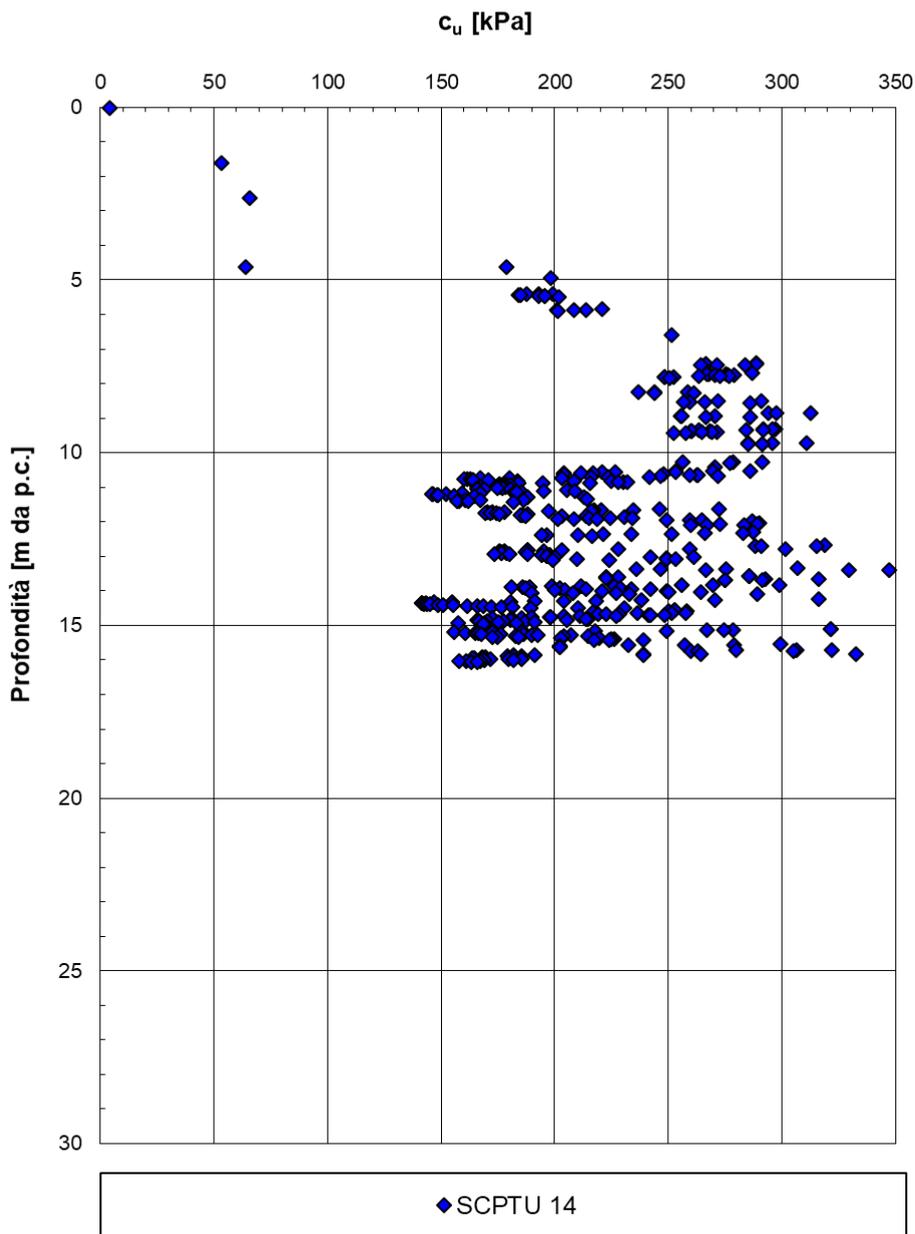


Figura 74:: Coesione non drenata da SCPTU-14

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	121 di 254

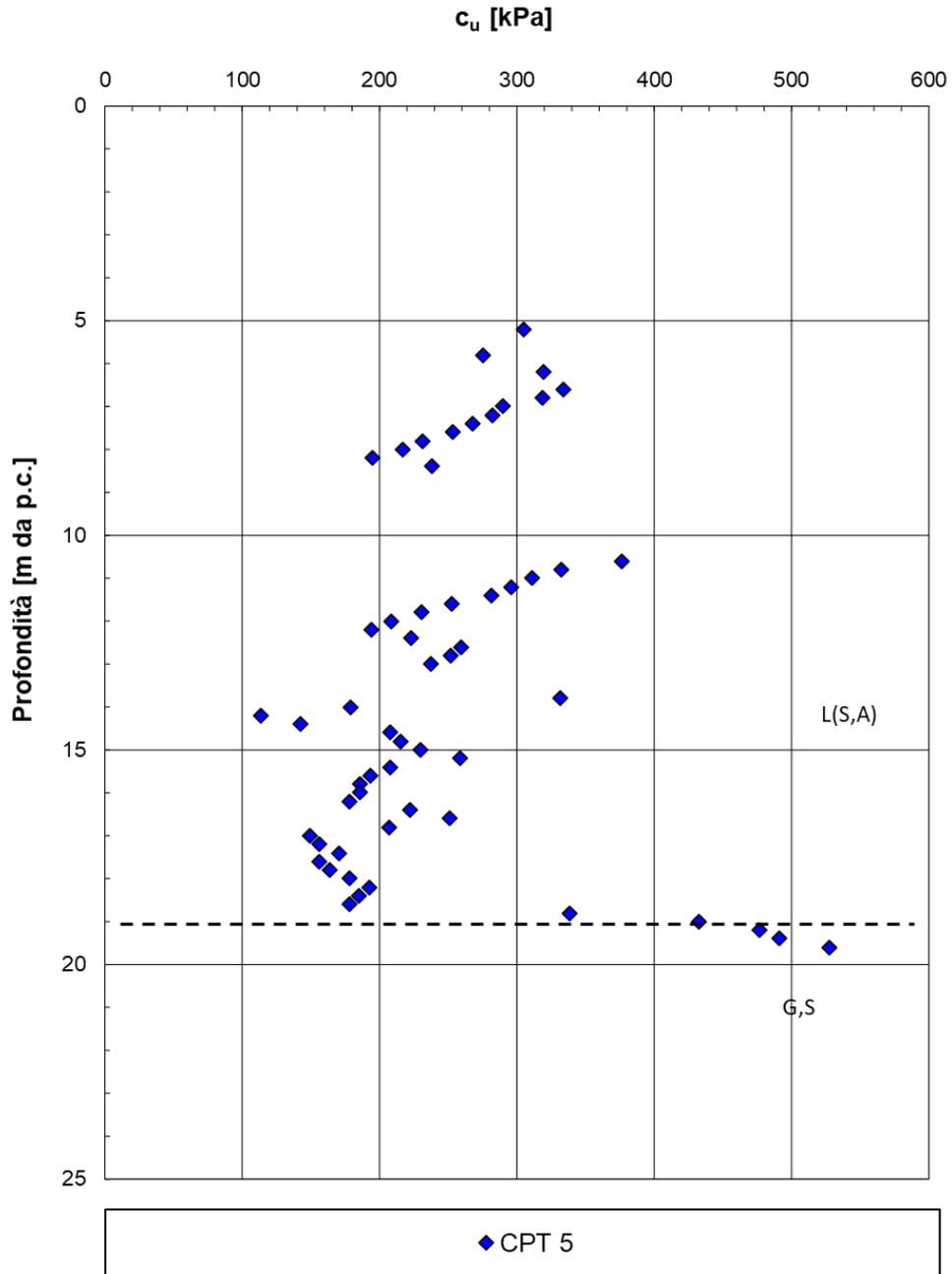


Figura 75:: Coesione non drenata da CPT5

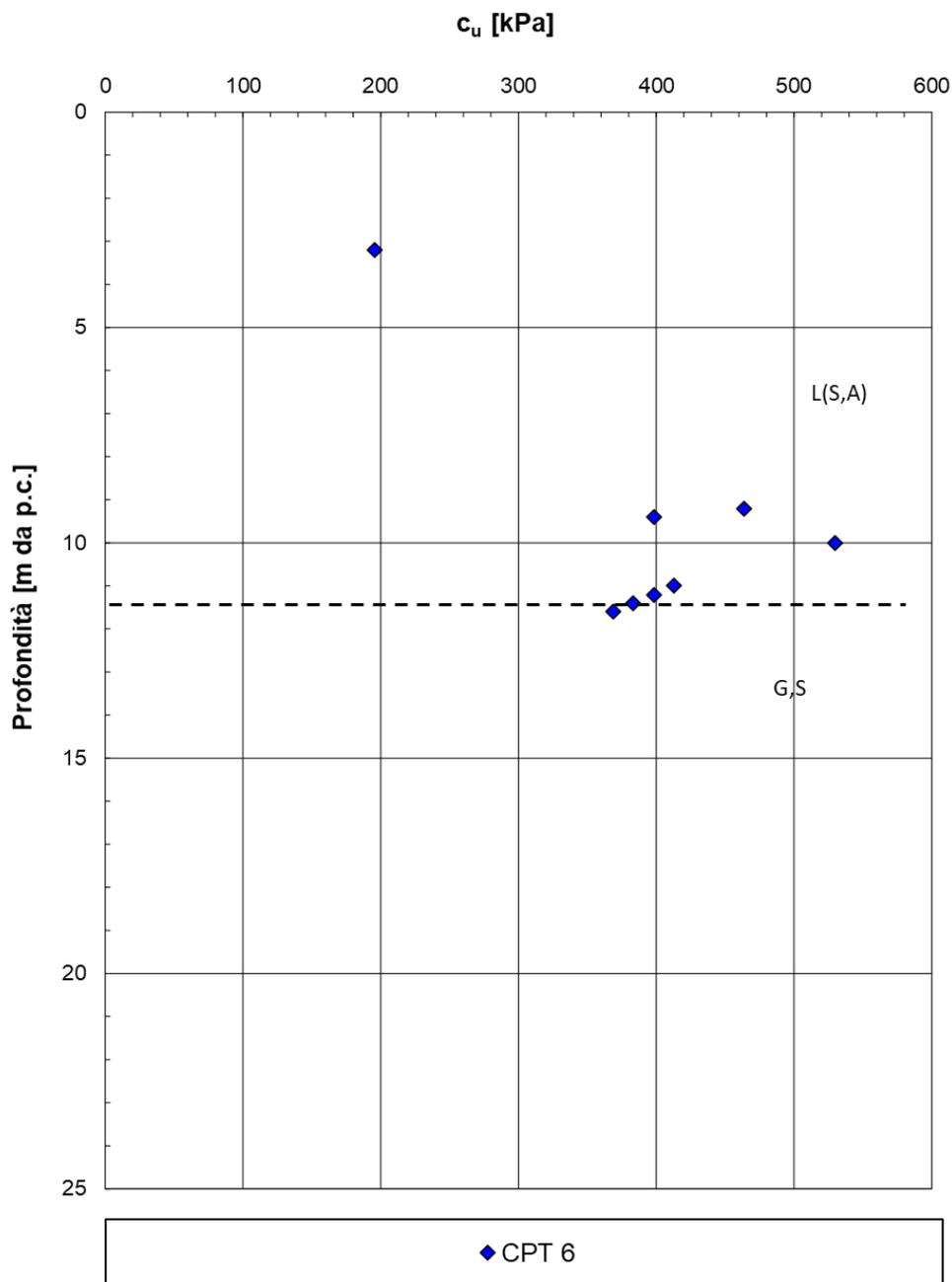


Figura 76.: Coesione non drenata da CPT6

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	123 di 254

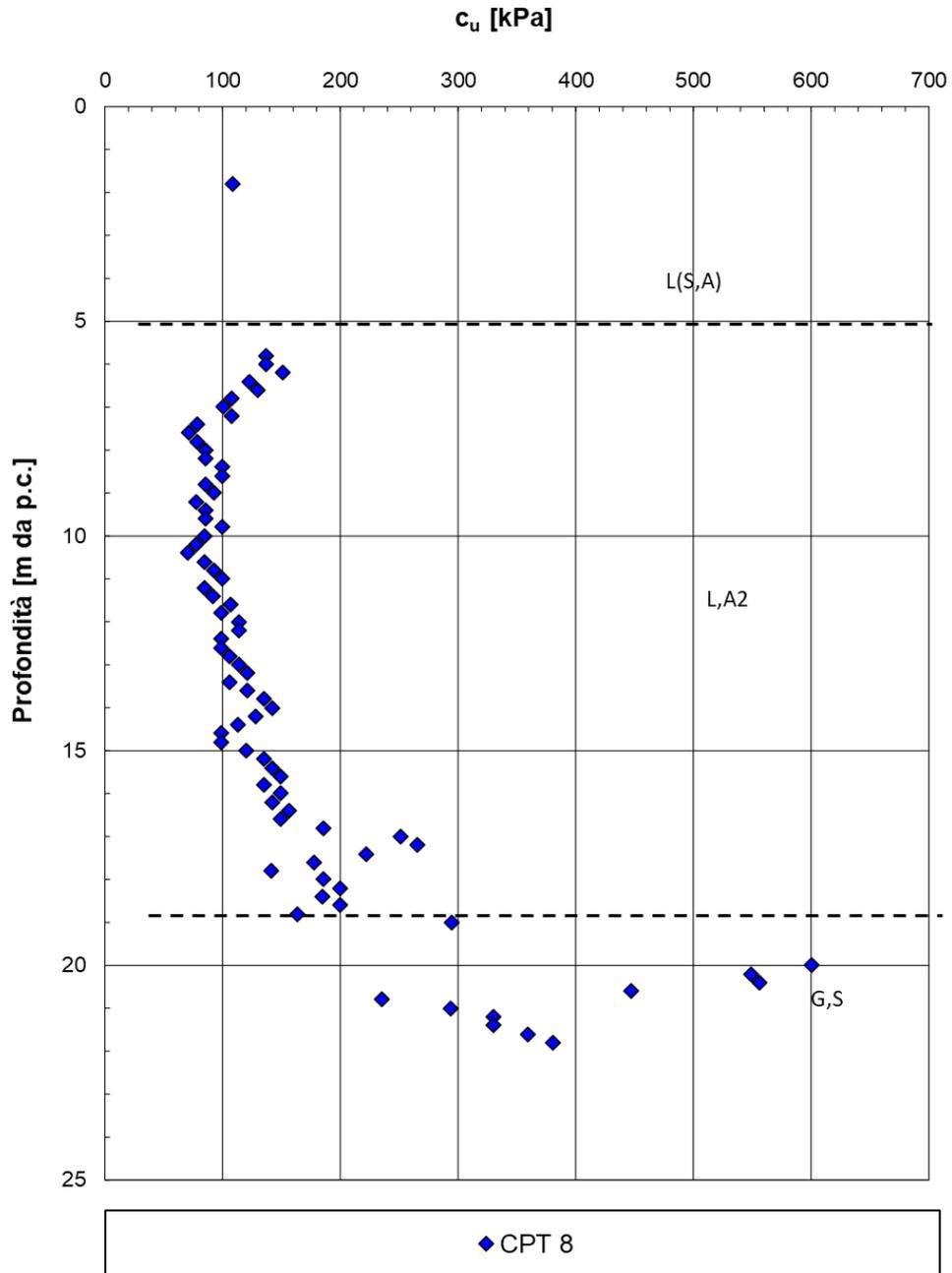


Figura 77:: Coesione non drenata da CPT8

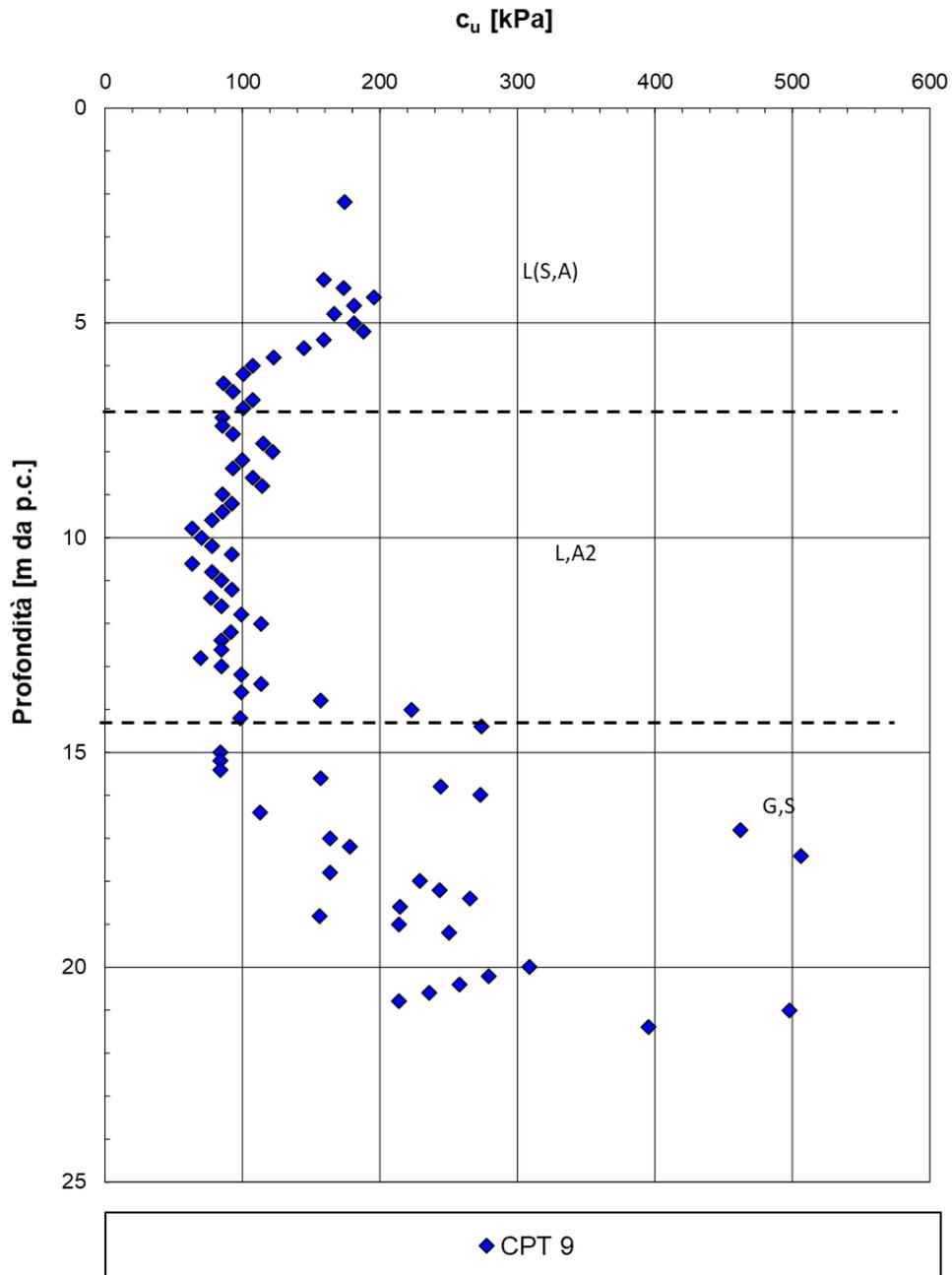


Figura 78.: Coesione non drenata da CPT9

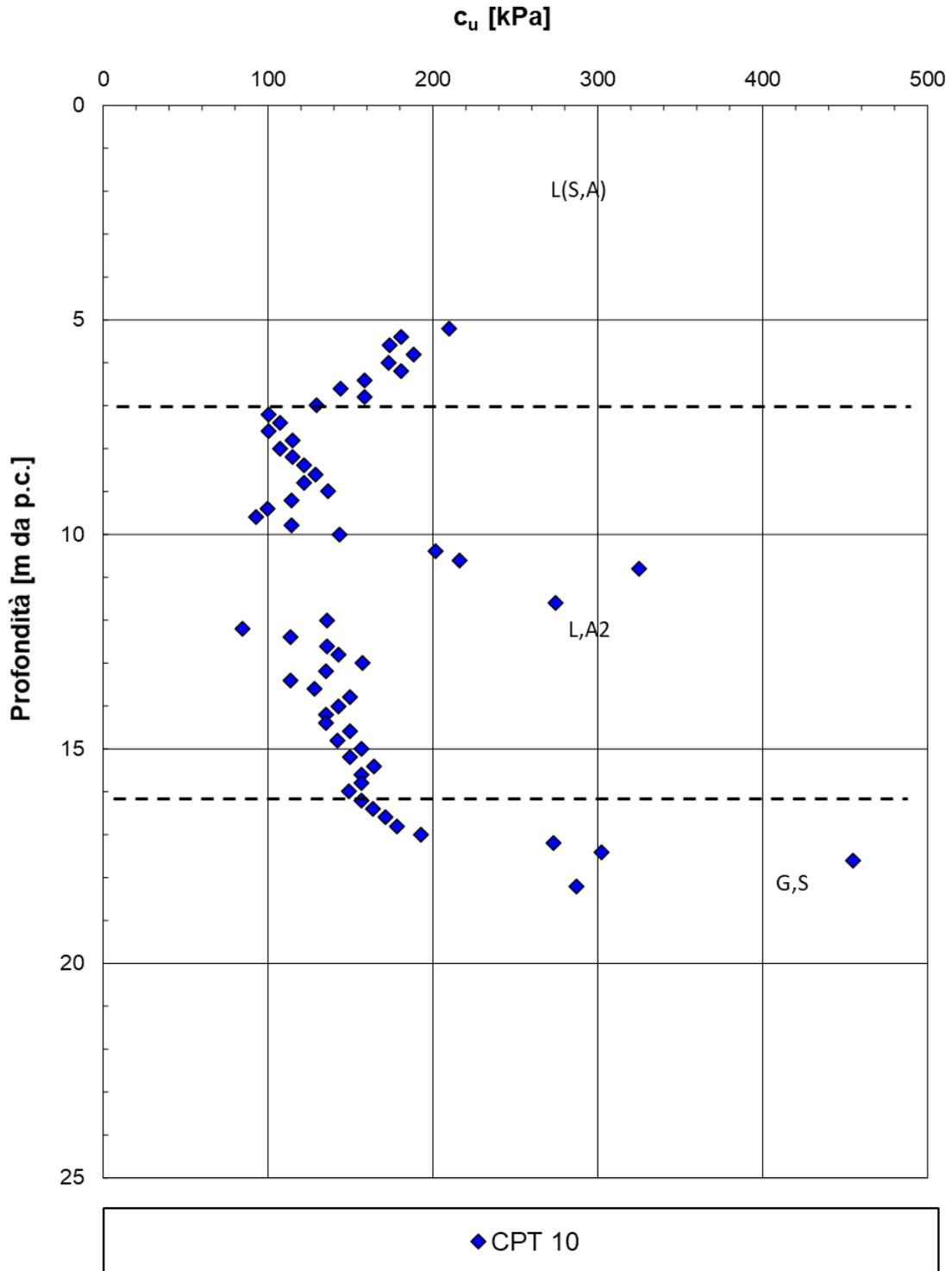


Figura 79.: Coesione non drenata da CPT10

7.1.8.3 Terreni coesivi: coesione non drenata da Pocket penetrometers

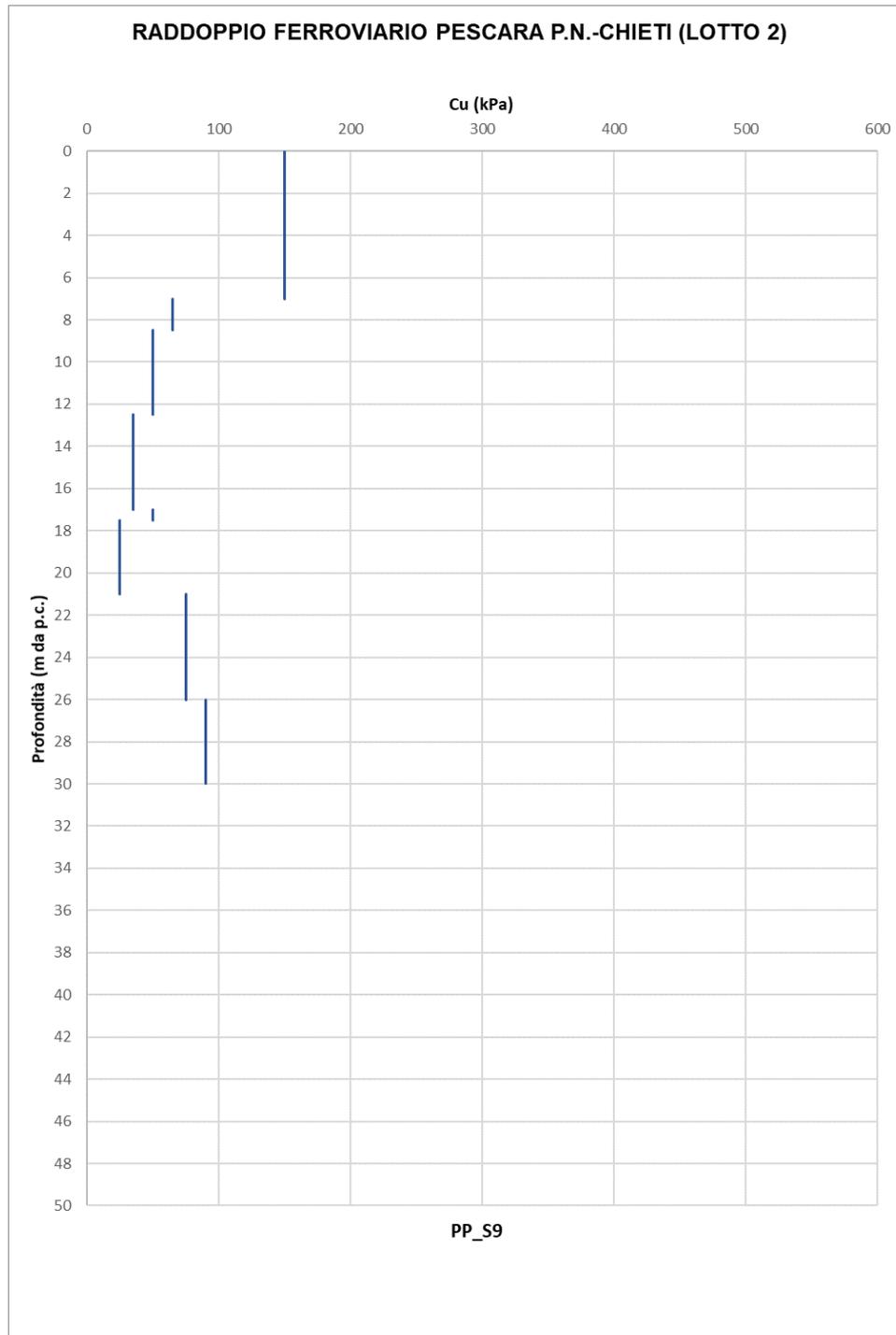


Figura 80: Coesione non drenata da Pocket penetrometer in S9

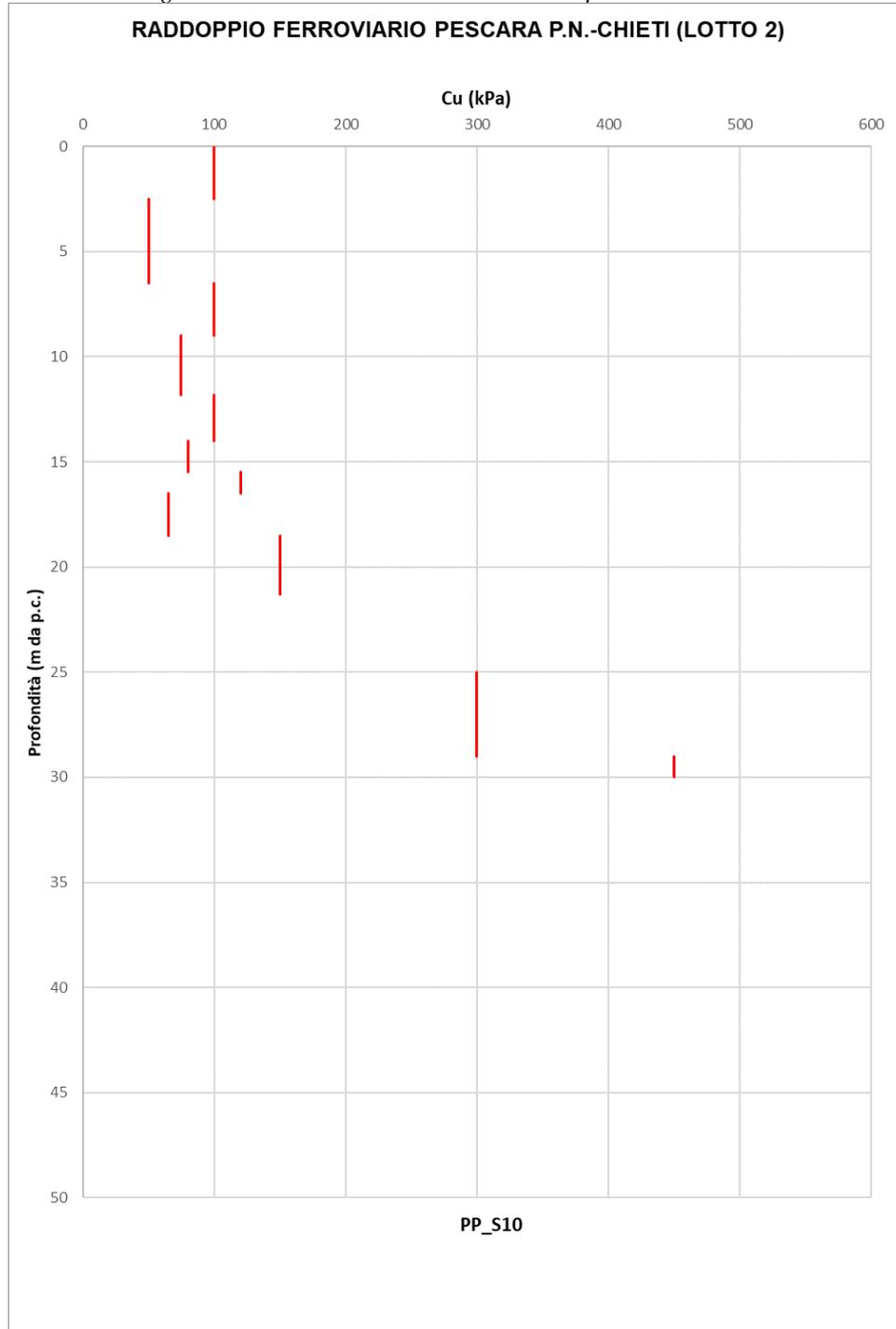


Figura 81: Coesione non drenata da Pocket penetrometer in S10

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	128 di 254

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

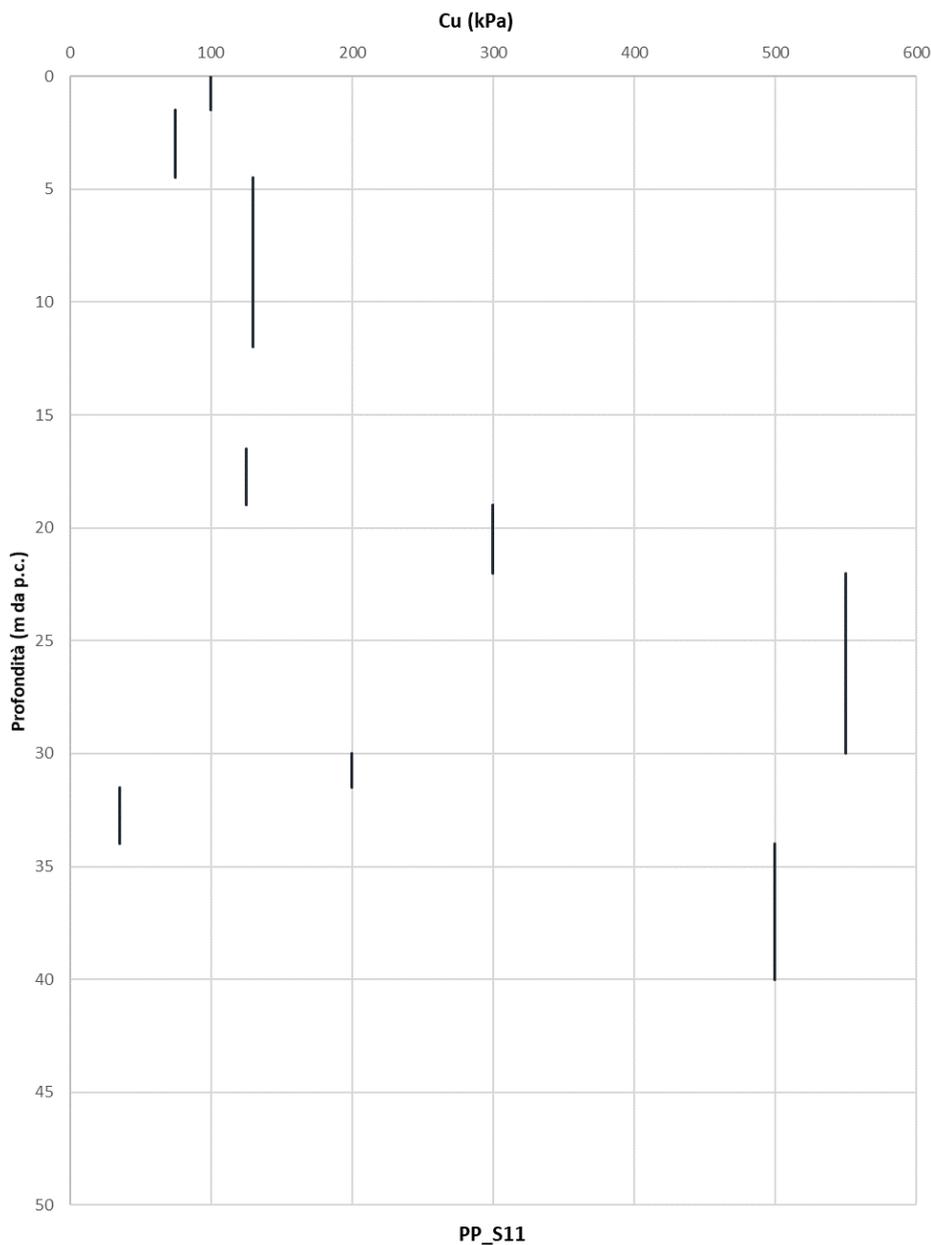


Figura 82: Coesione non drenata da Pocket penetrometer in S11

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	129 di 254

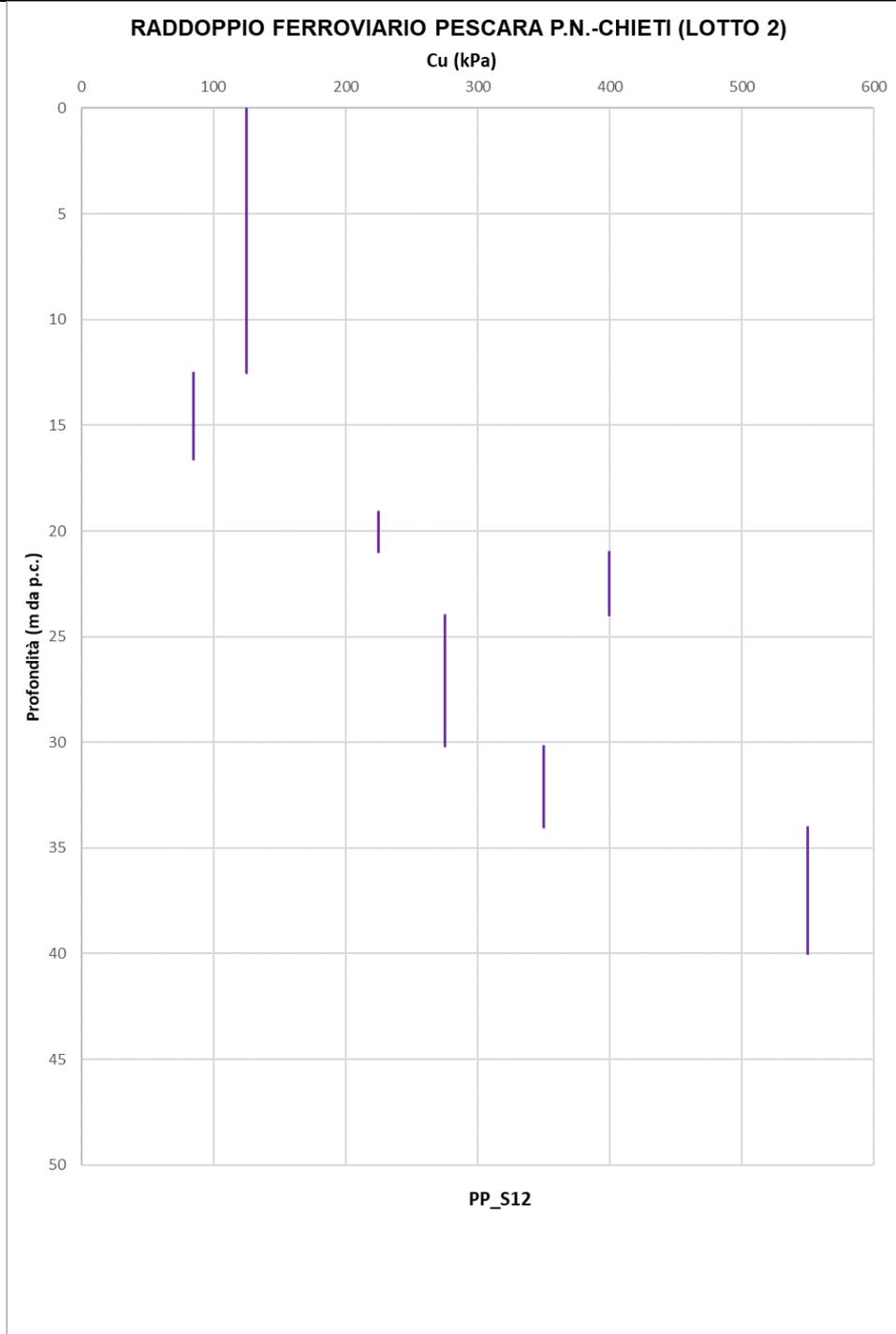


Figura 83: Coesione non drenata da Pocket penetrometer in S12

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	130 di 254

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

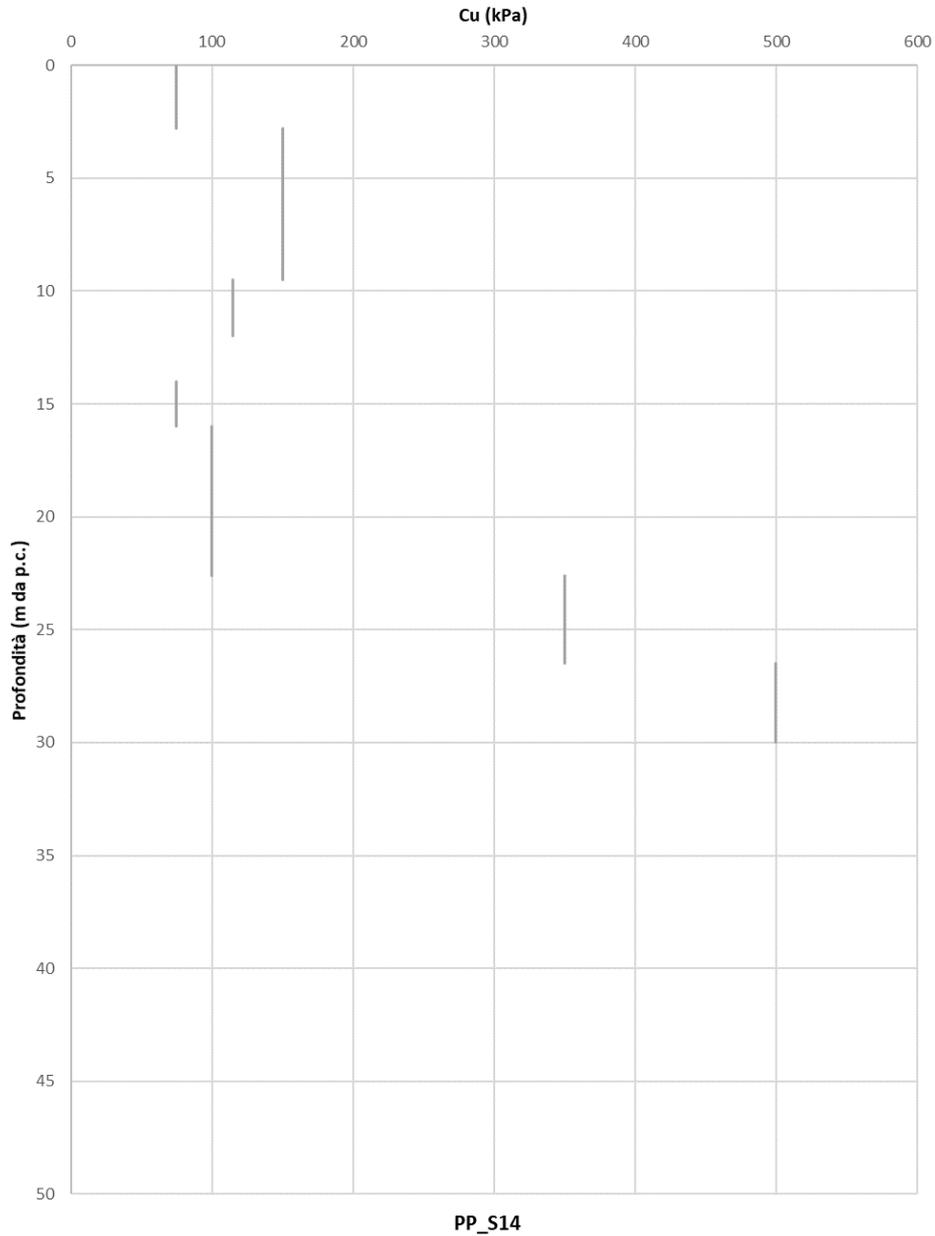


Figura 84: Coesione non drenata da Pocket penetrometer in S14

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	131 di 254

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

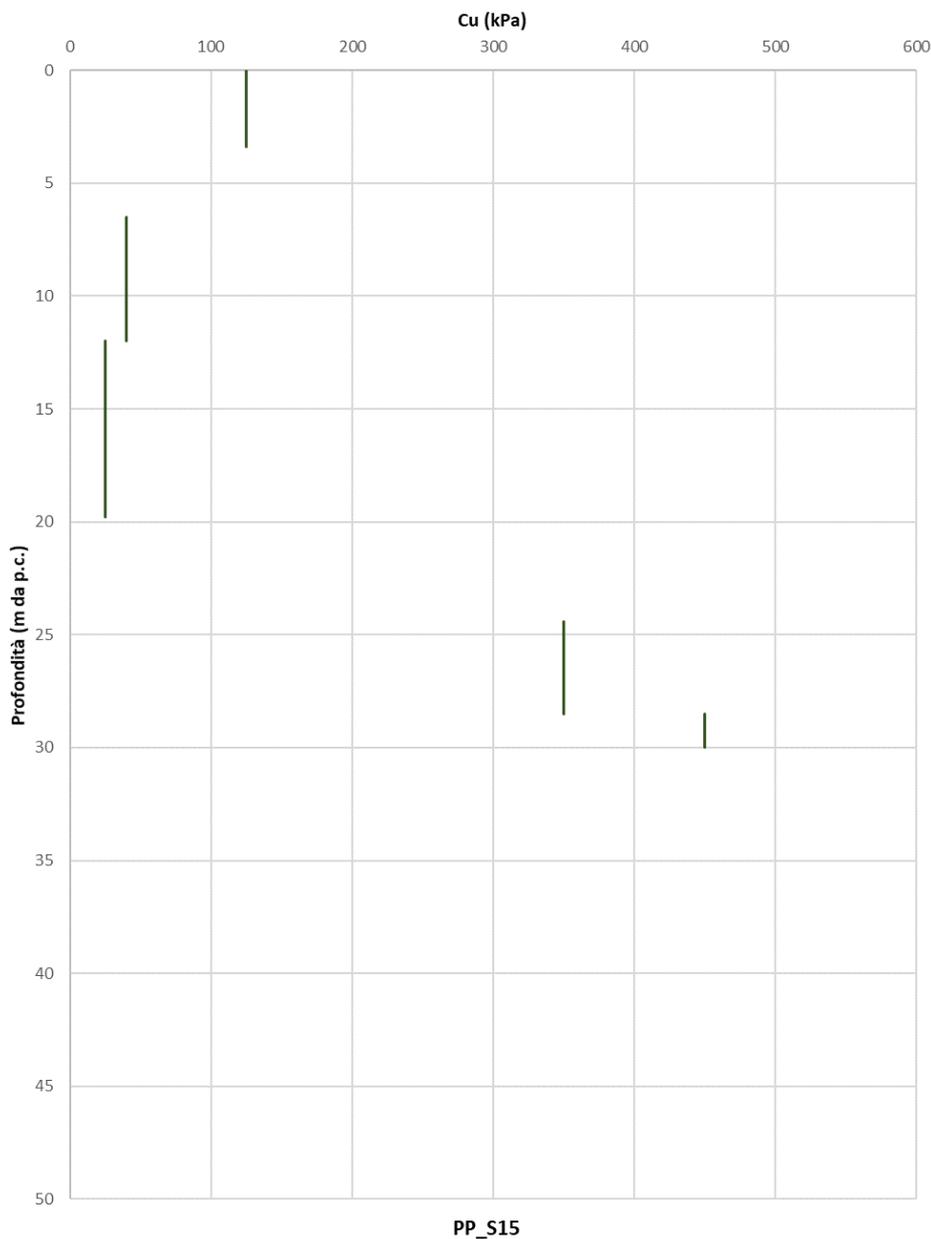


Figura 85: Coesione non drenata da Pocket penetrometer in S15

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	132 di 254

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

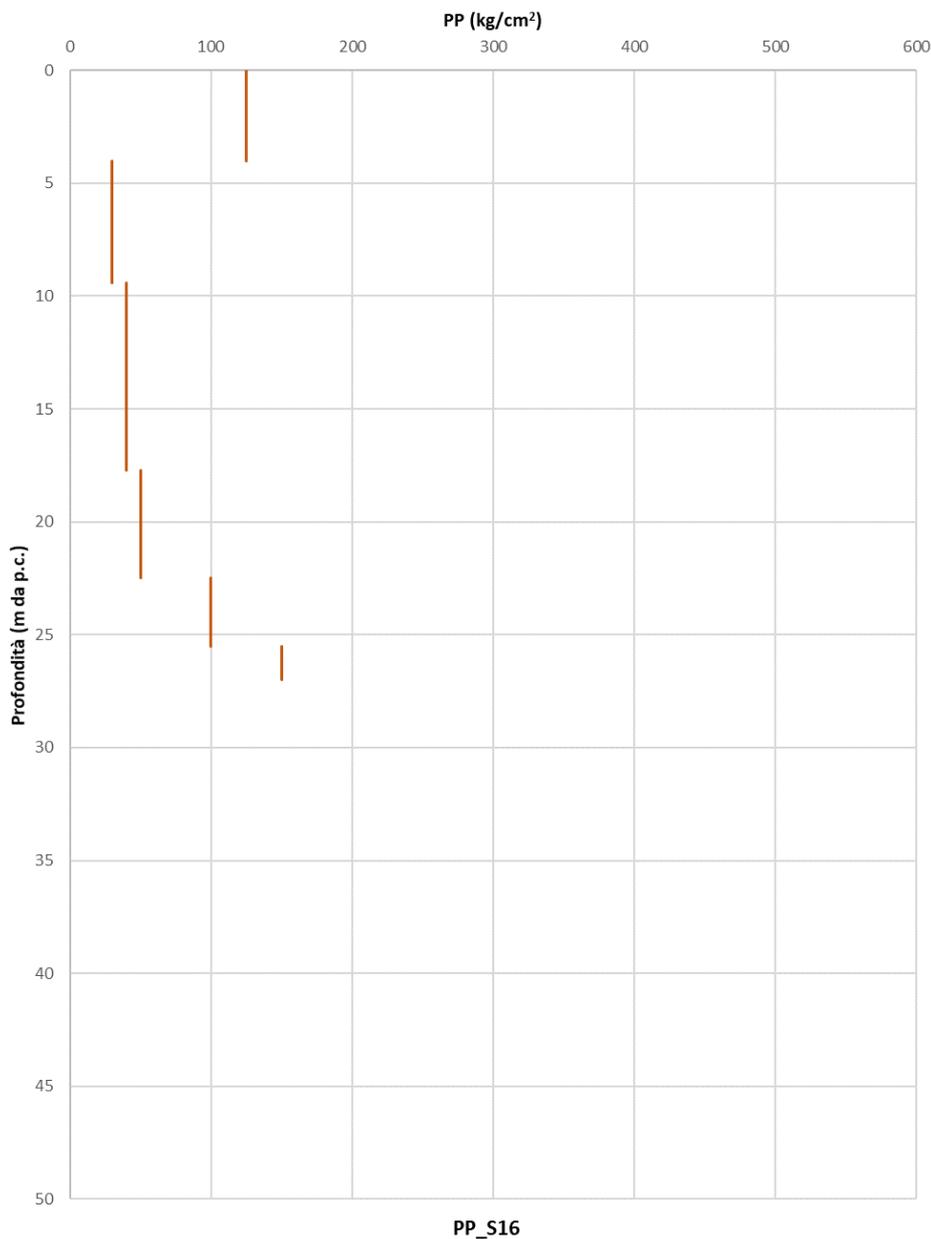


Figura 86: Coesione non drenata da Pocket penetrometer in S16

7.1.8.4 Terreni incoerenti: densità relativa da SPT e DPSH

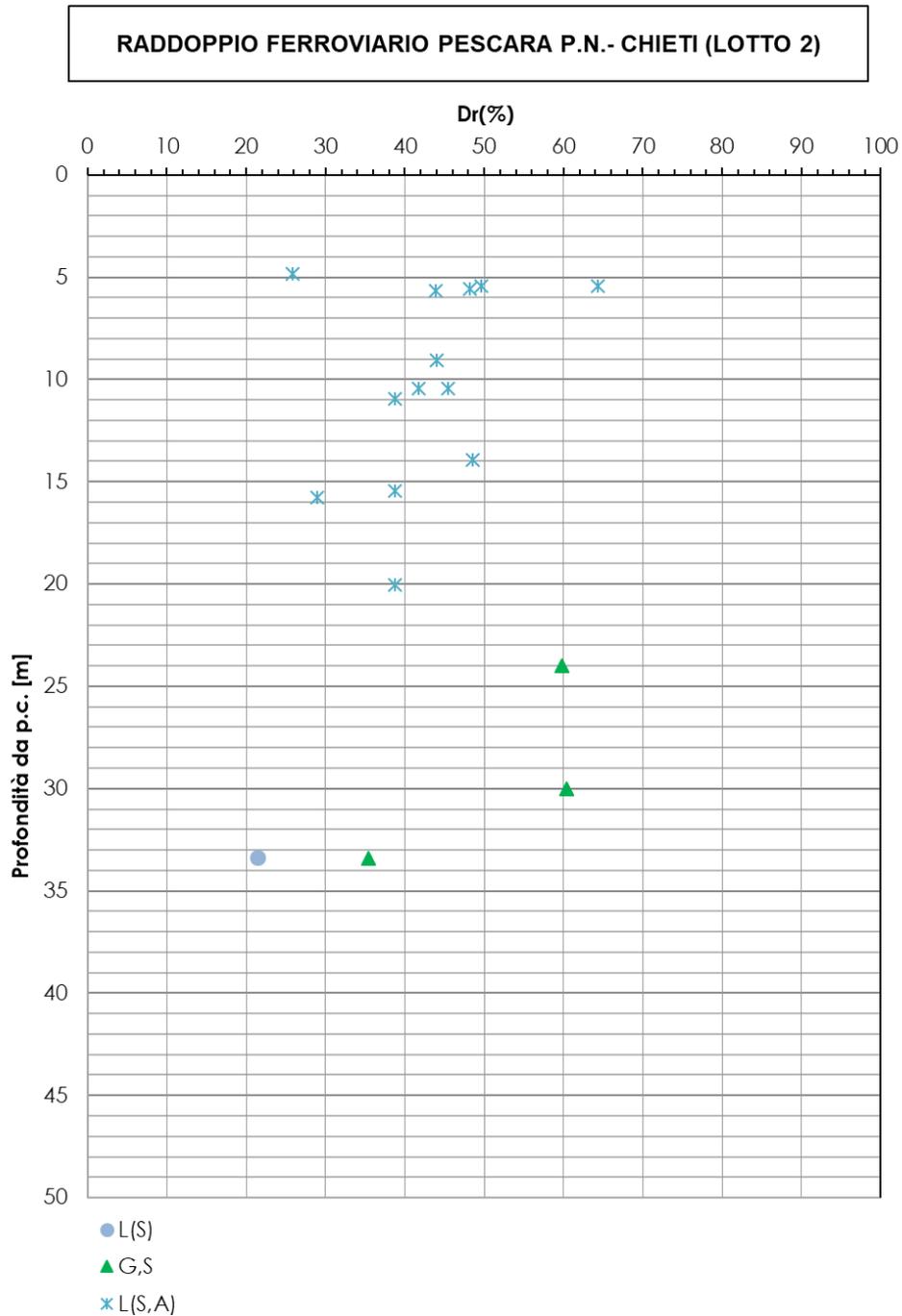


Figura 87: Densità relativa da SPT e DPSH

7.1.8.5 Terreni incoerenti: densità relativa da CPTU e SCPTU

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

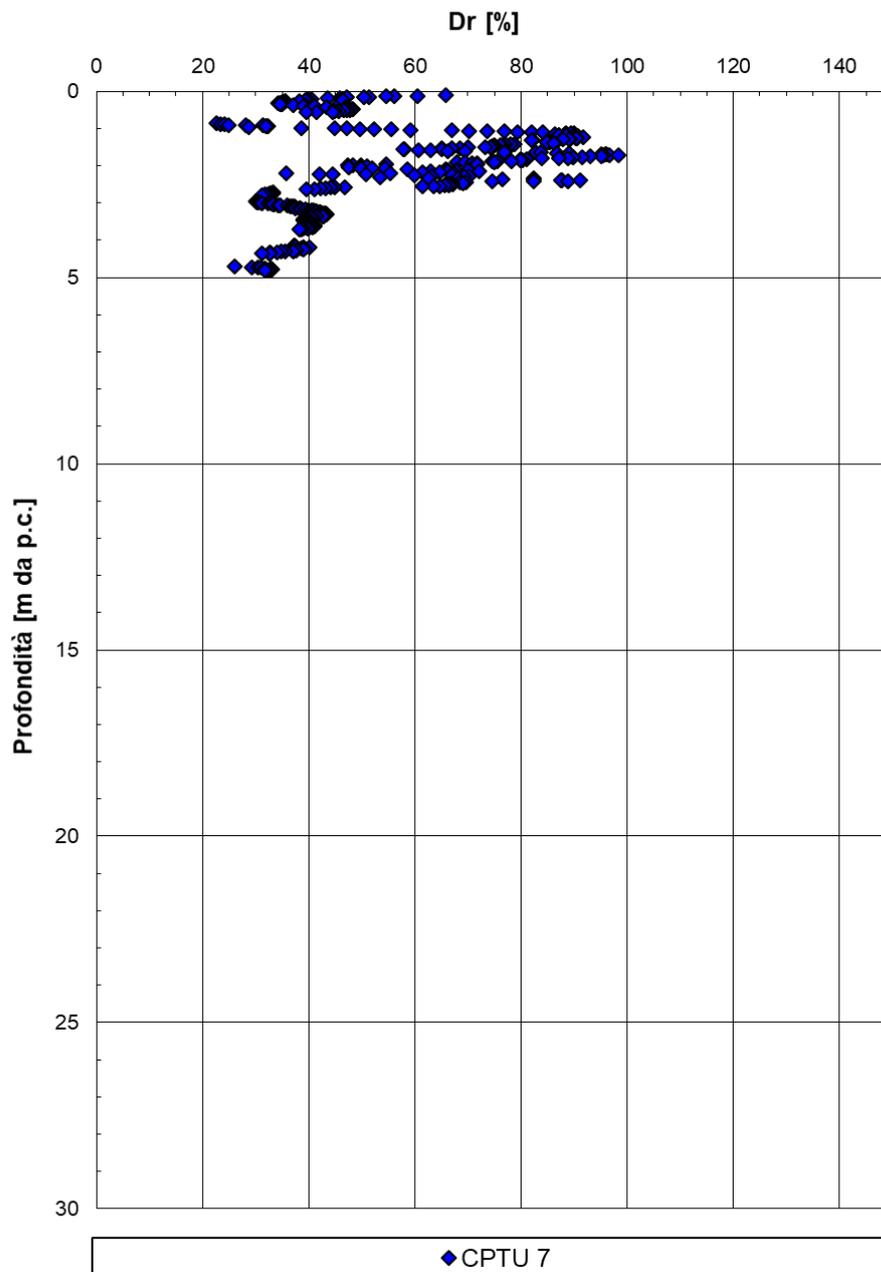


Figura 88: Densità relativa da CPTU-07

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

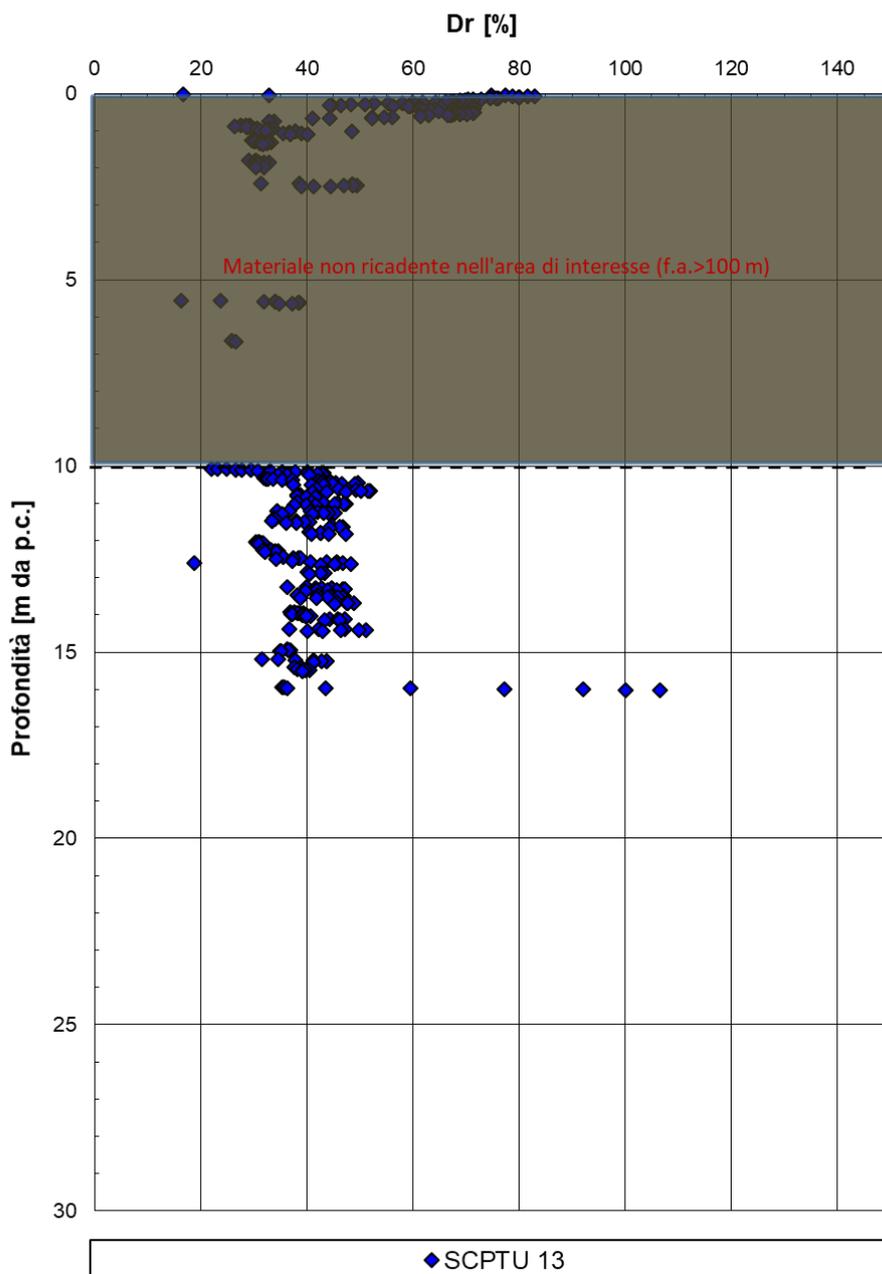


Figura 89: Densità relativa da SCPTU-13

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

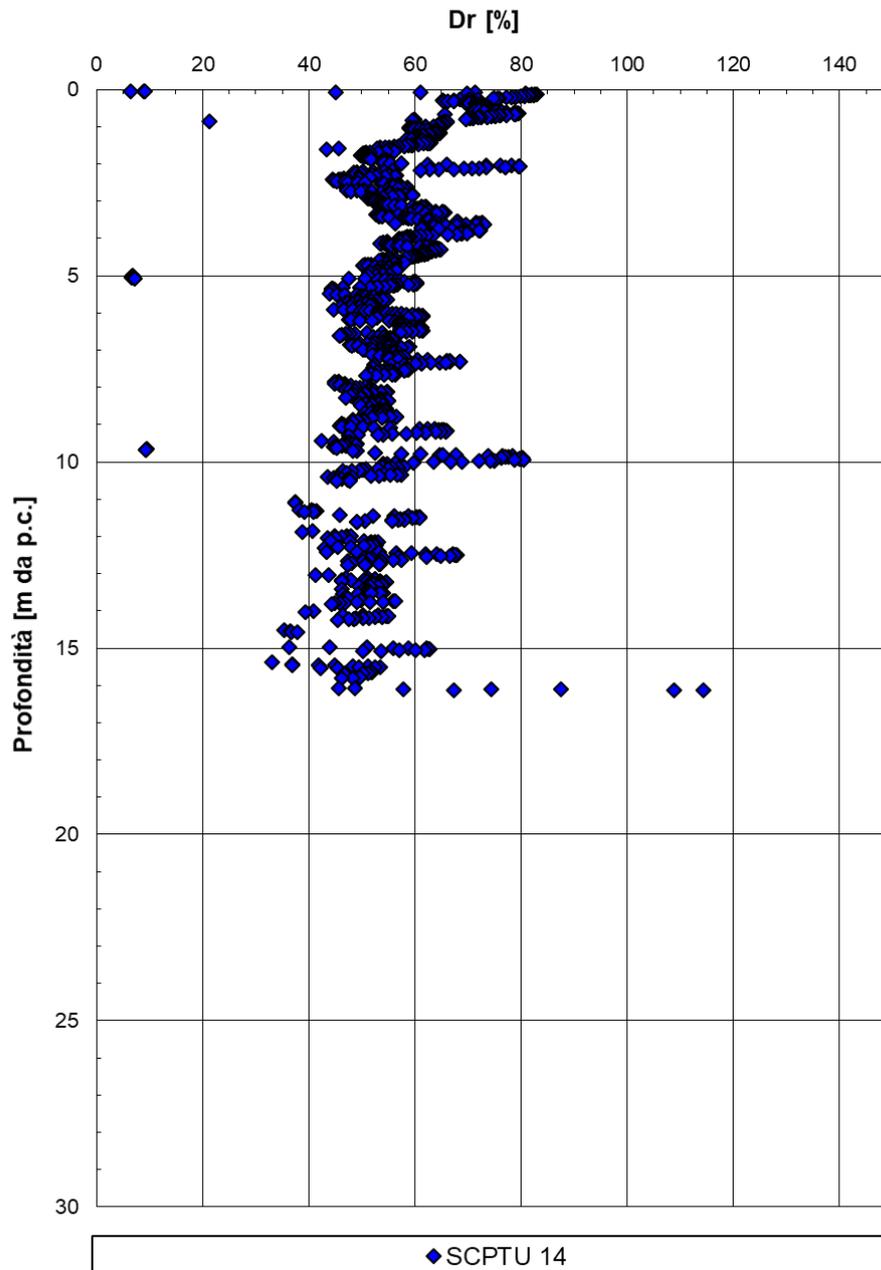


Figura 90: Densità relativa da SCPTU-14

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	137 di 254

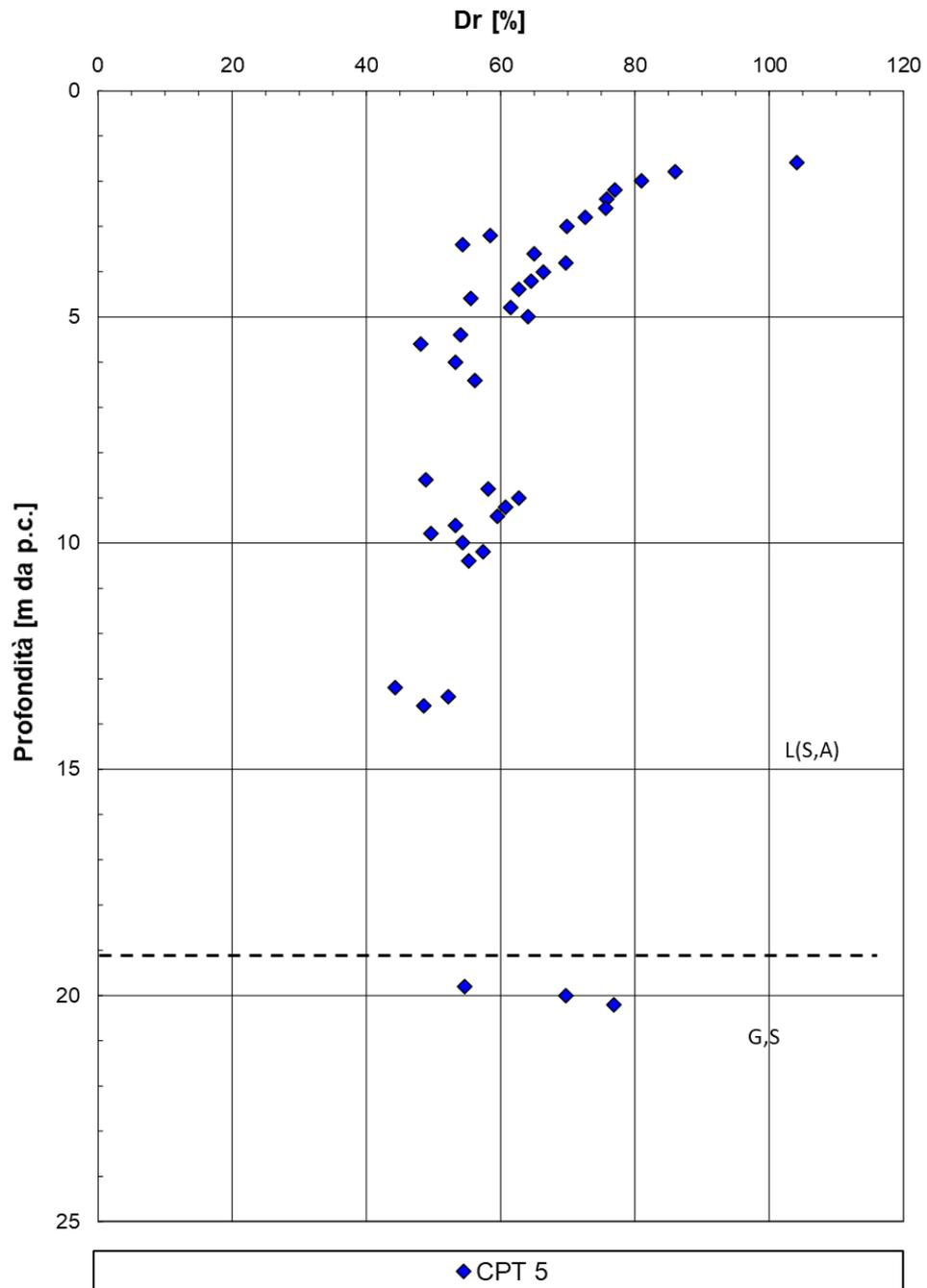


Figura 91: Densità relativa da CPT5

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	138 di 254

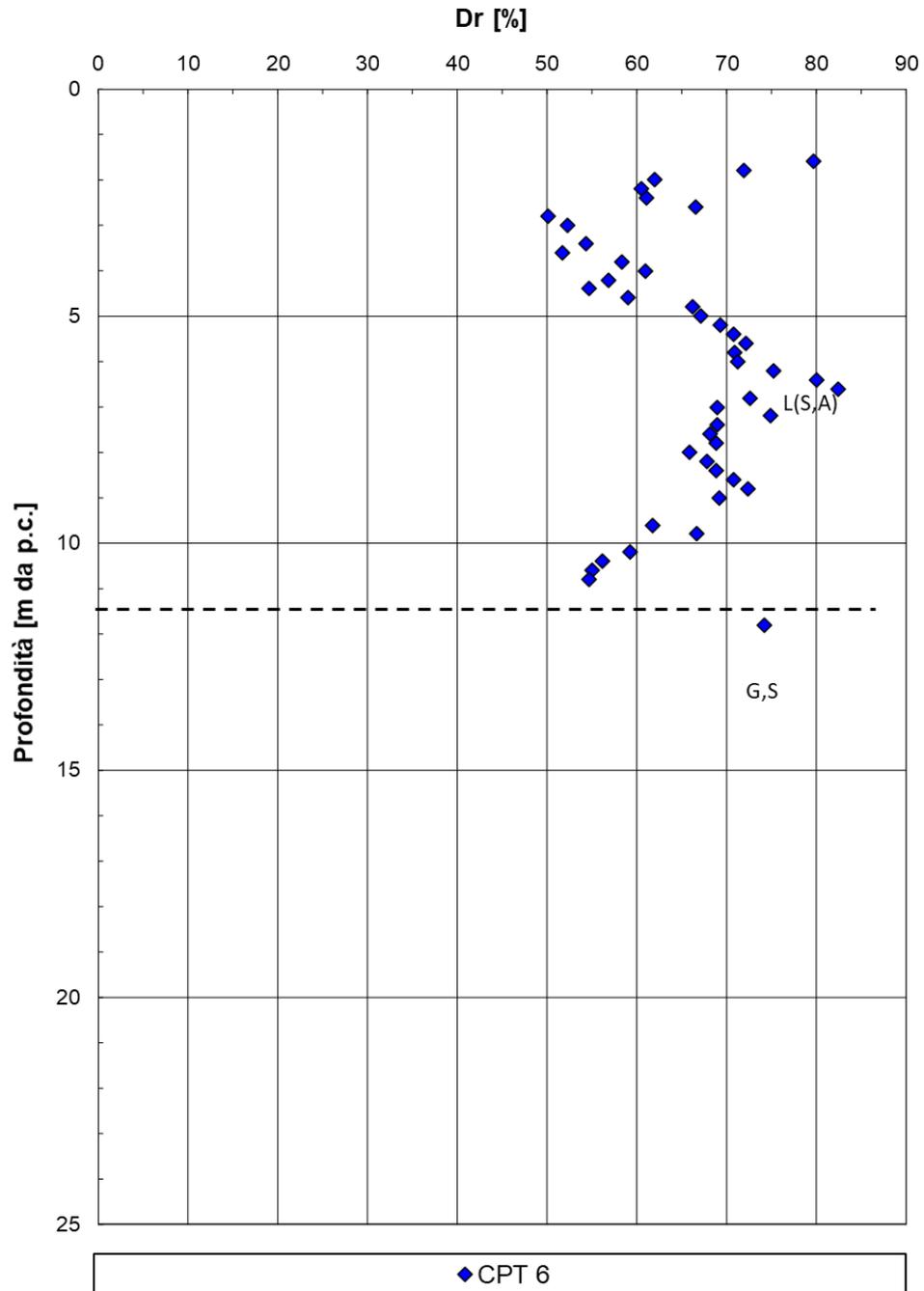


Figura 92: Densità relativa da CPT6

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	139 di 254

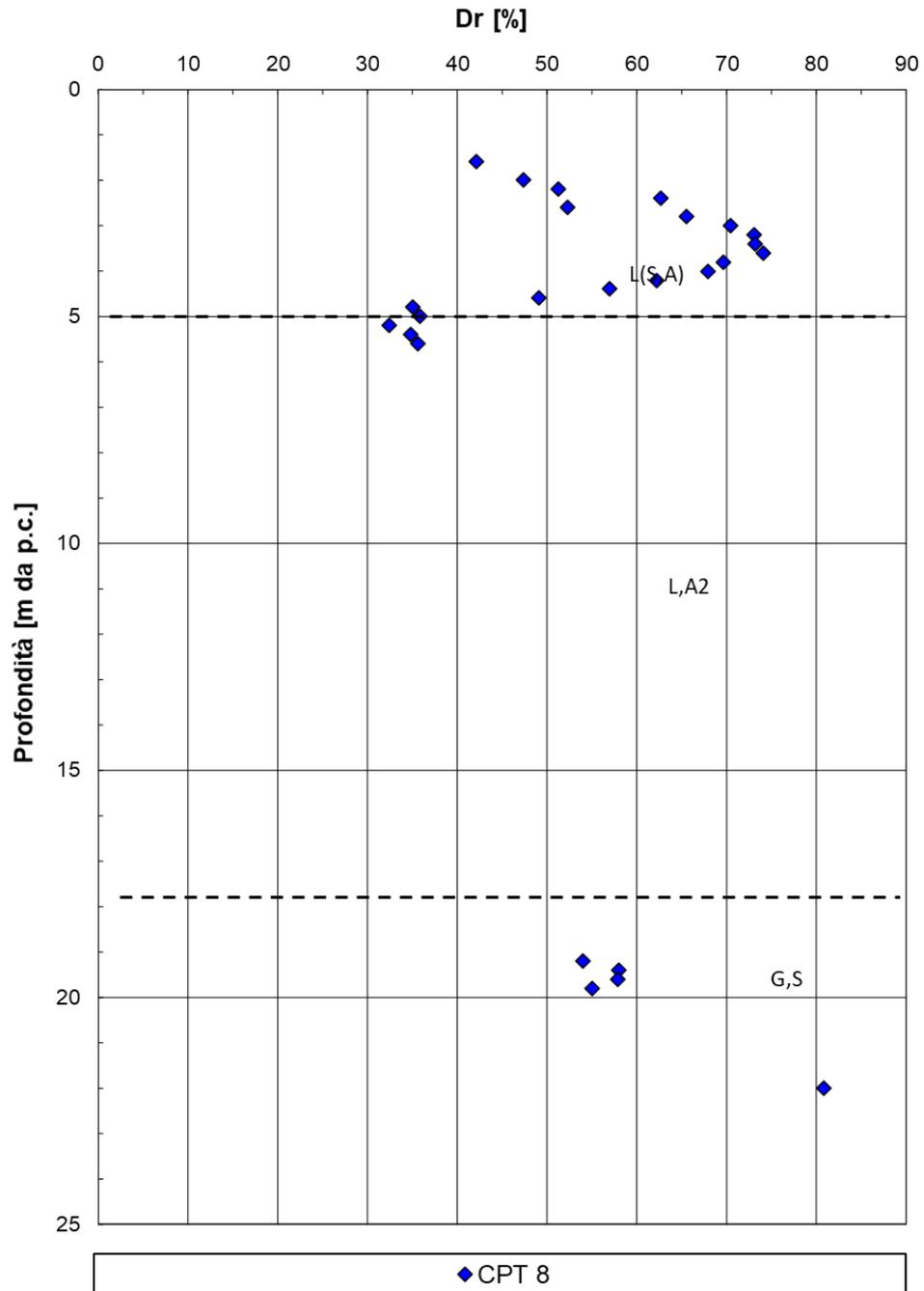


Figura 93: Densità relativa da CPT8

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	140 di 254

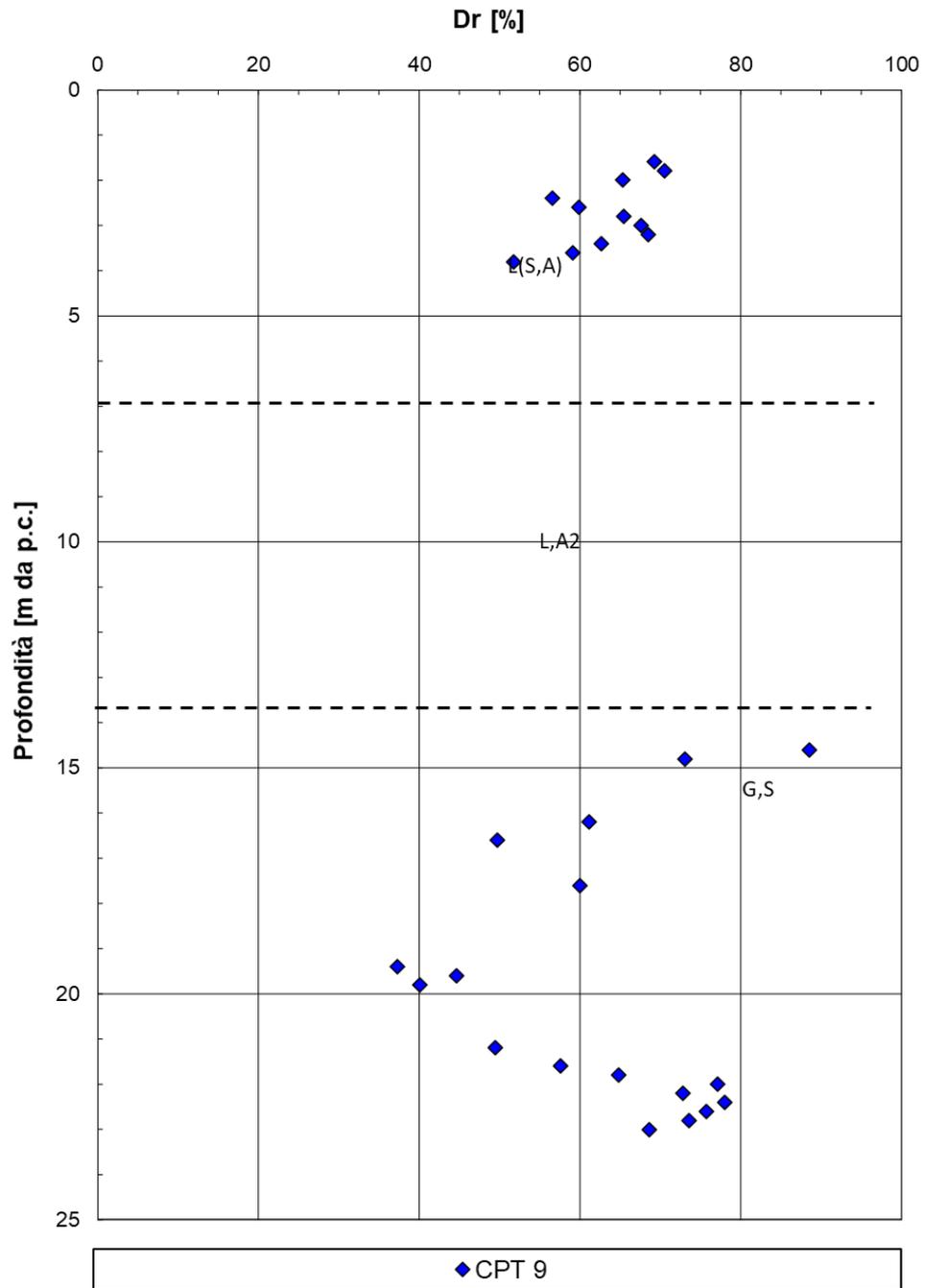


Figura 94: Densità relativa da CPT9

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	141 di 254

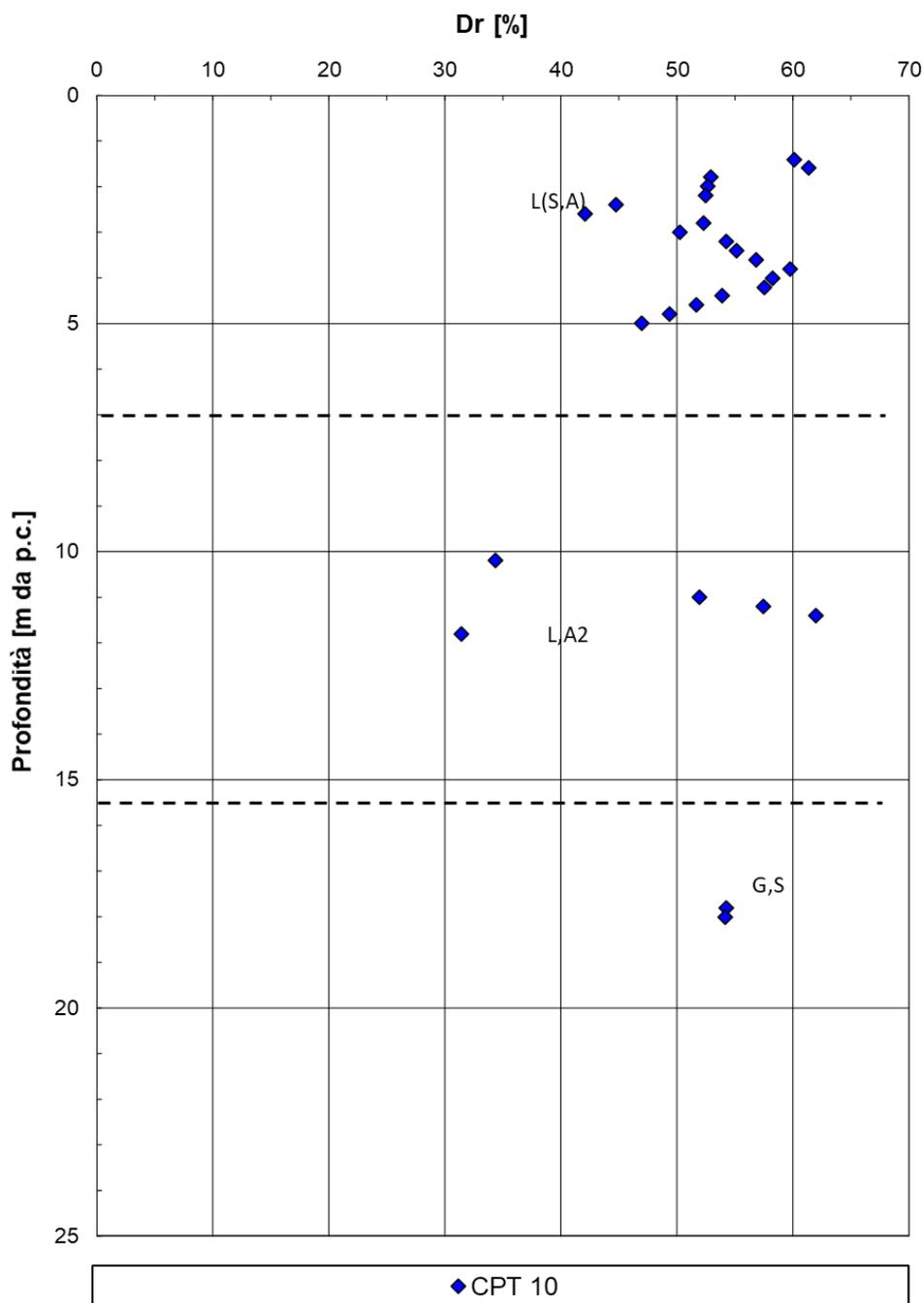


Figura 95: Densità relativa da CPT10

7.1.8.6 Terreni incoerenti: angolo d'attrito da Bolton con Dr da SPT e DPSH

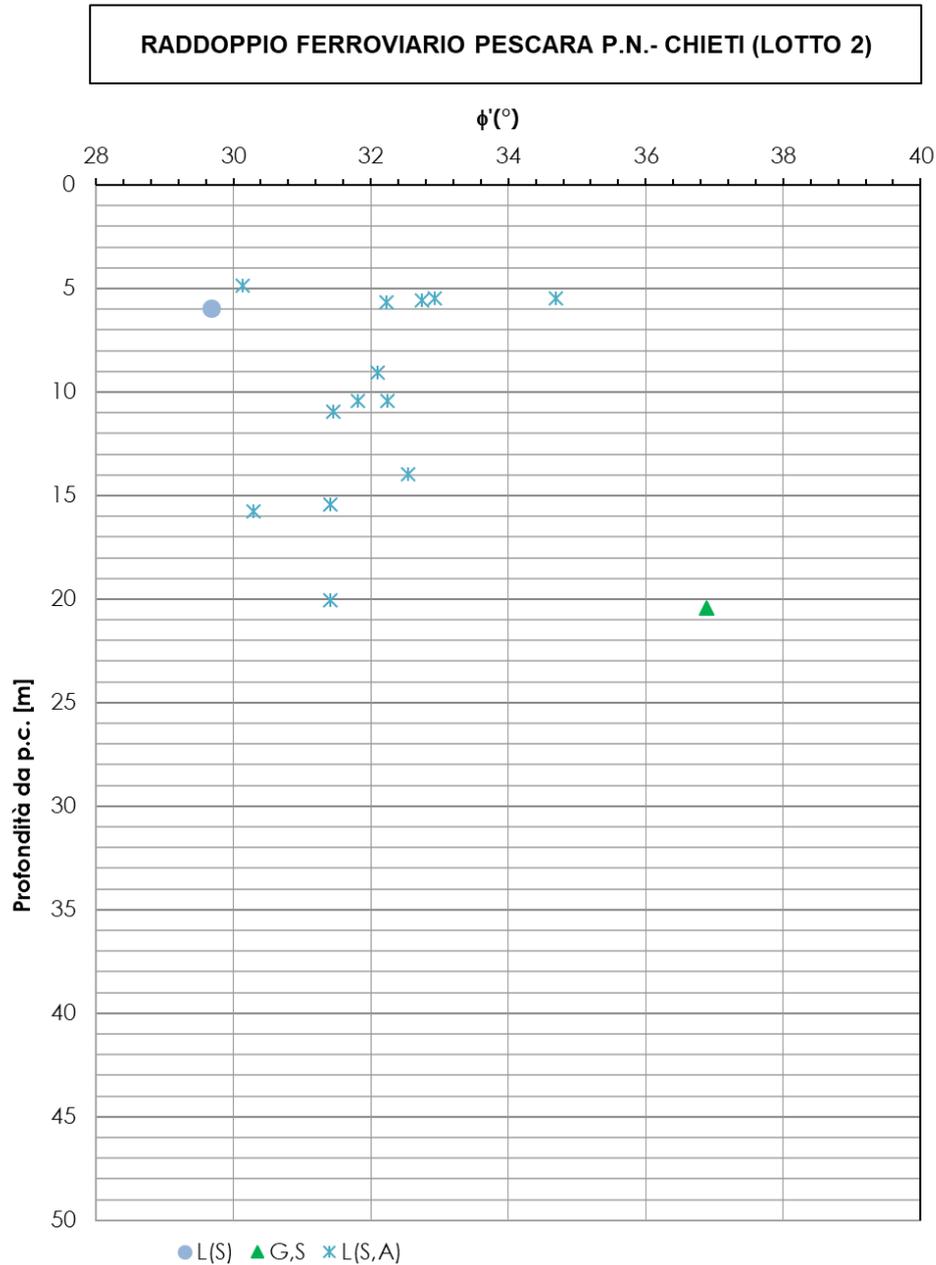


Figura 96: Angolo di resistenza al taglio da Bolton con Dr da SPT e DPSH

7.1.8.7 Terreni incoerenti: angolo d'attrito da CPTU

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

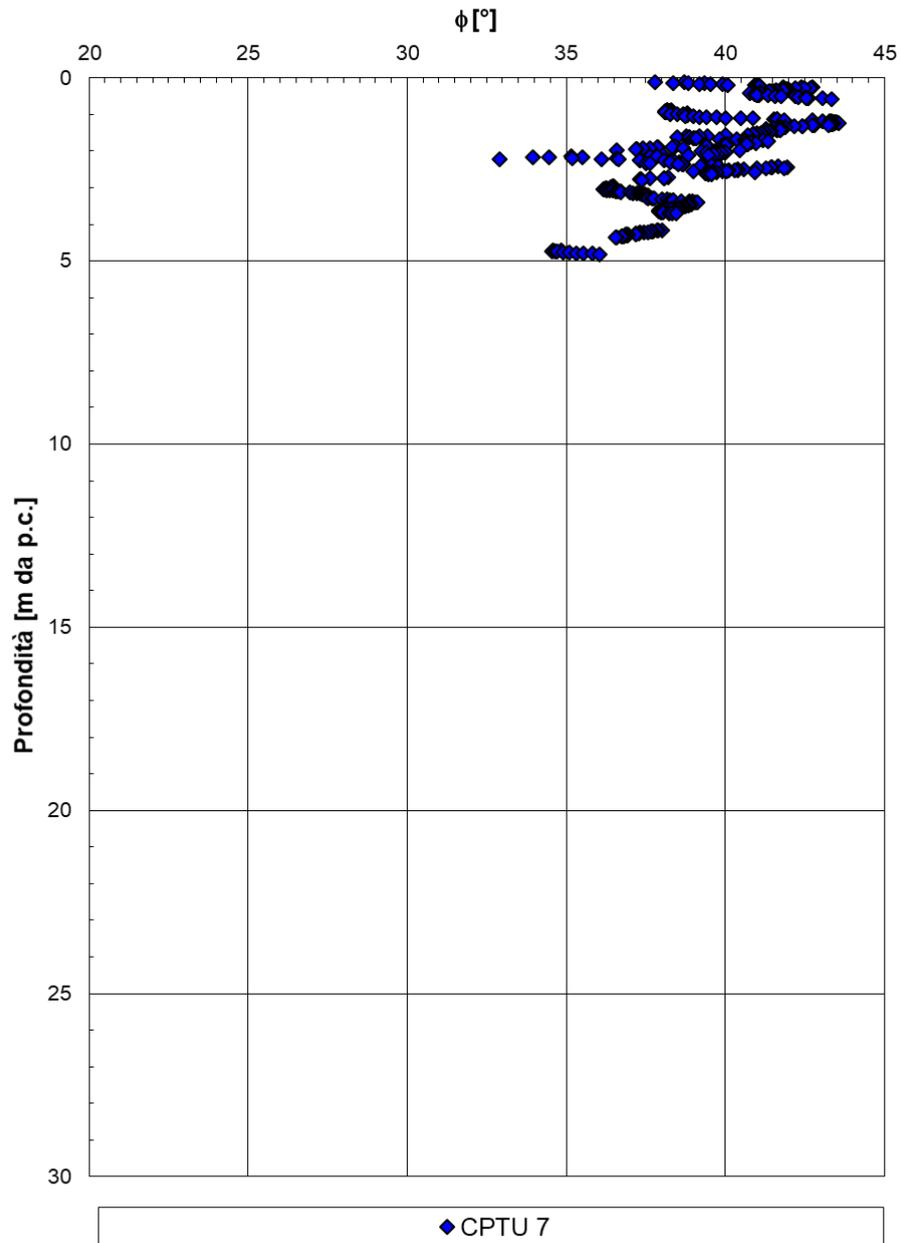


Figura 97: Angolo di resistenza al taglio da da CPTU-07

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

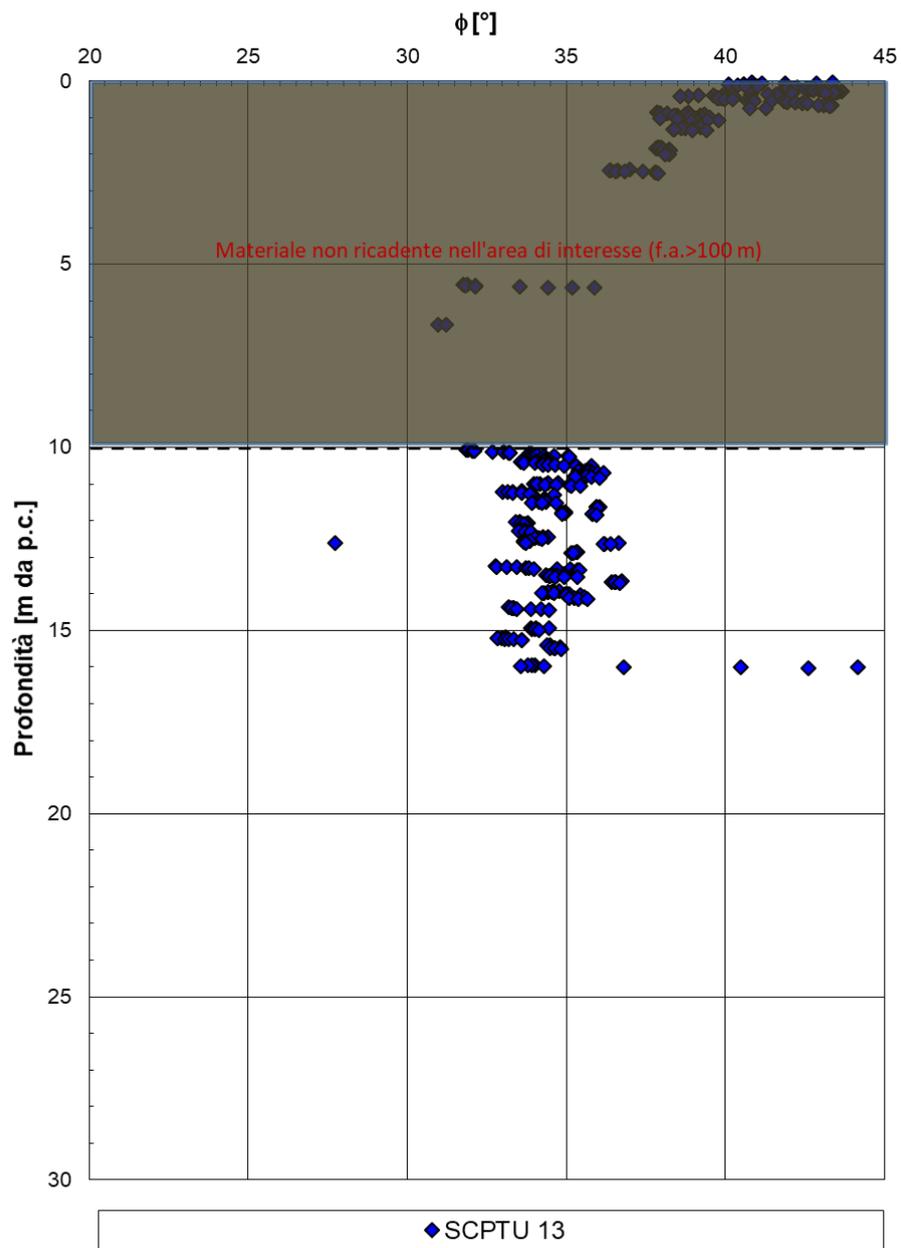


Figura 98: Angolo di resistenza al taglio da SCPTU-13

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

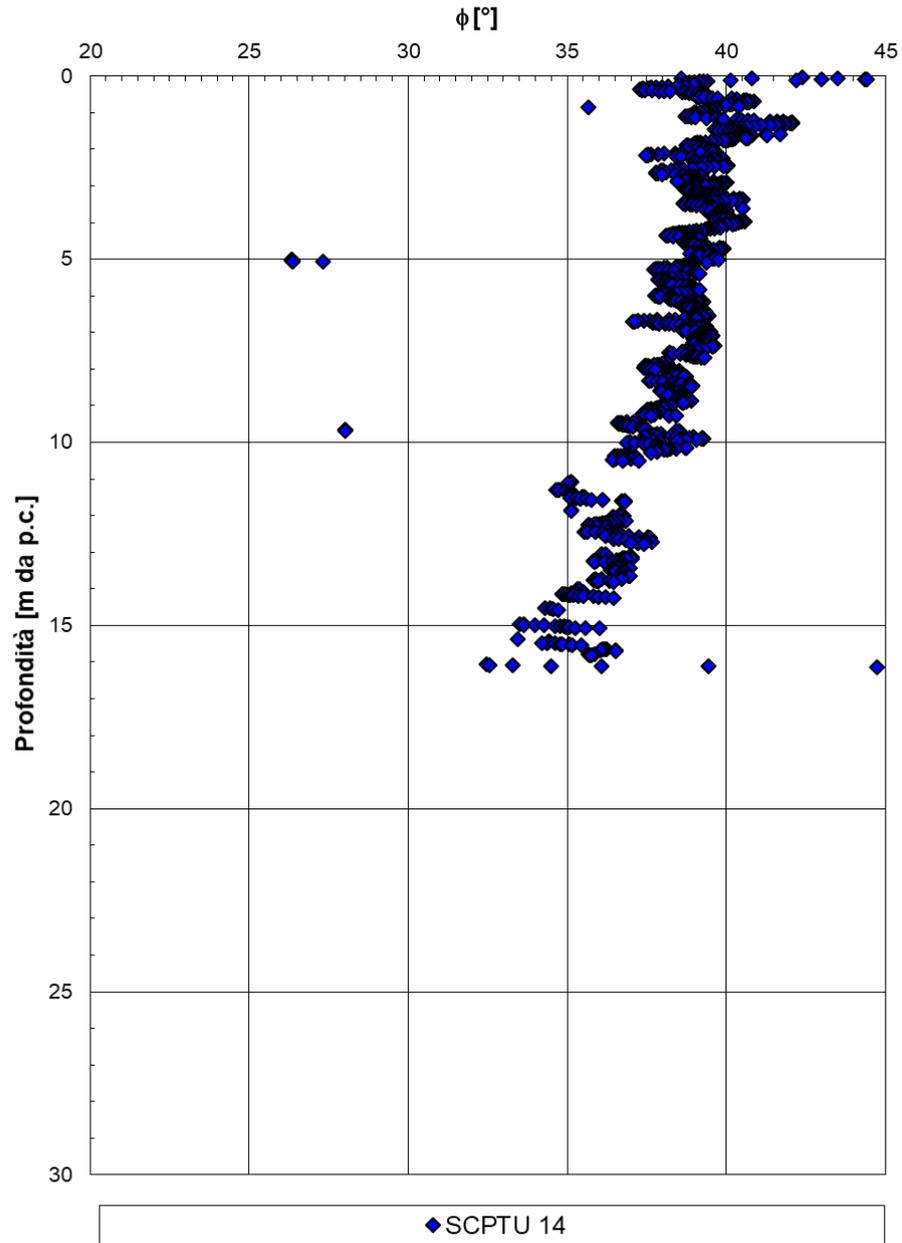


Figura 99: Angolo di resistenza al taglio da SCPTU-14

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	146 di 254

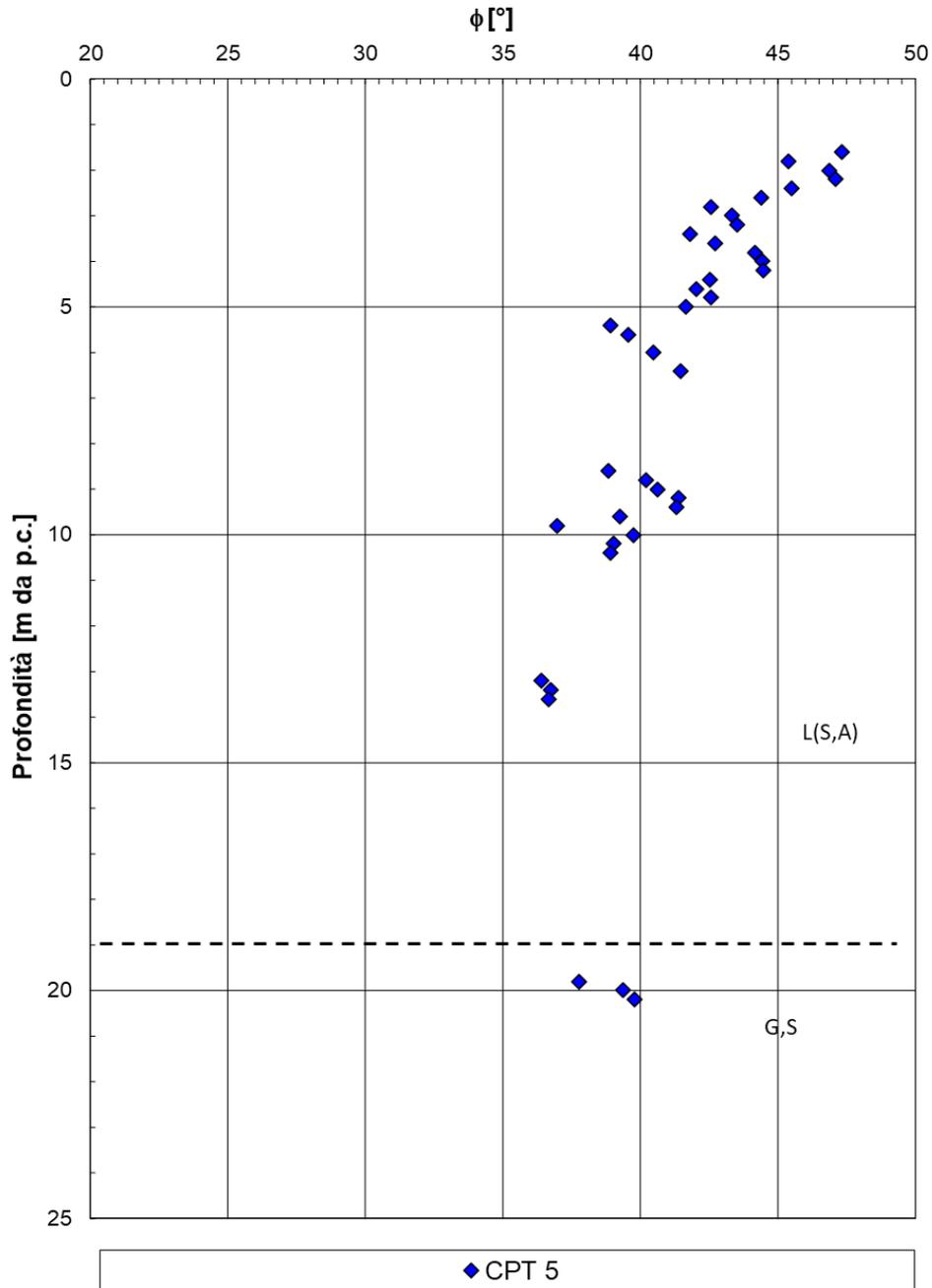


Figura 100: Angolo di resistenza al taglio da CPT5

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	147 di 254

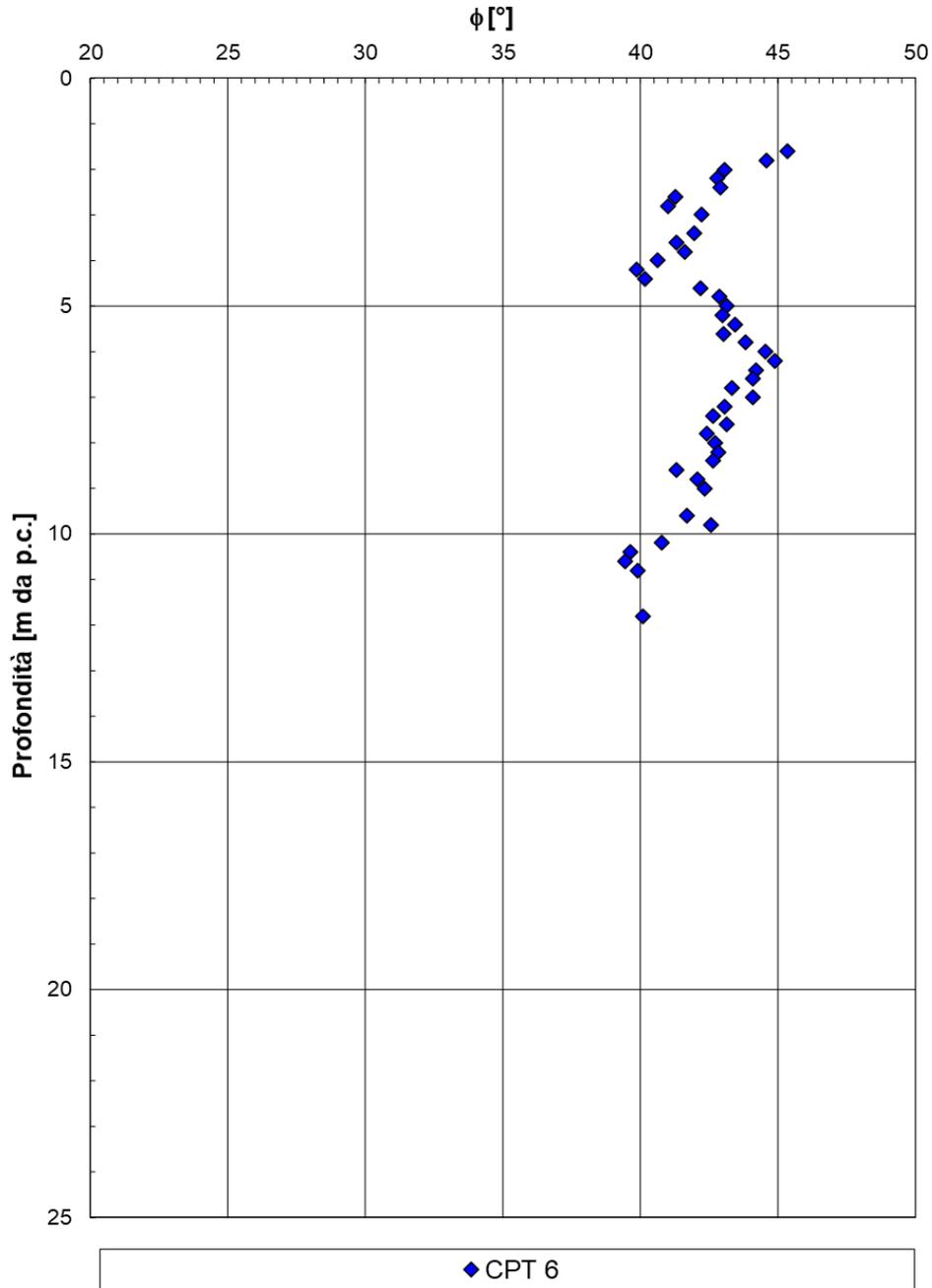


Figura 101: Angolo di resistenza al taglio da CPT6

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	148 di 254

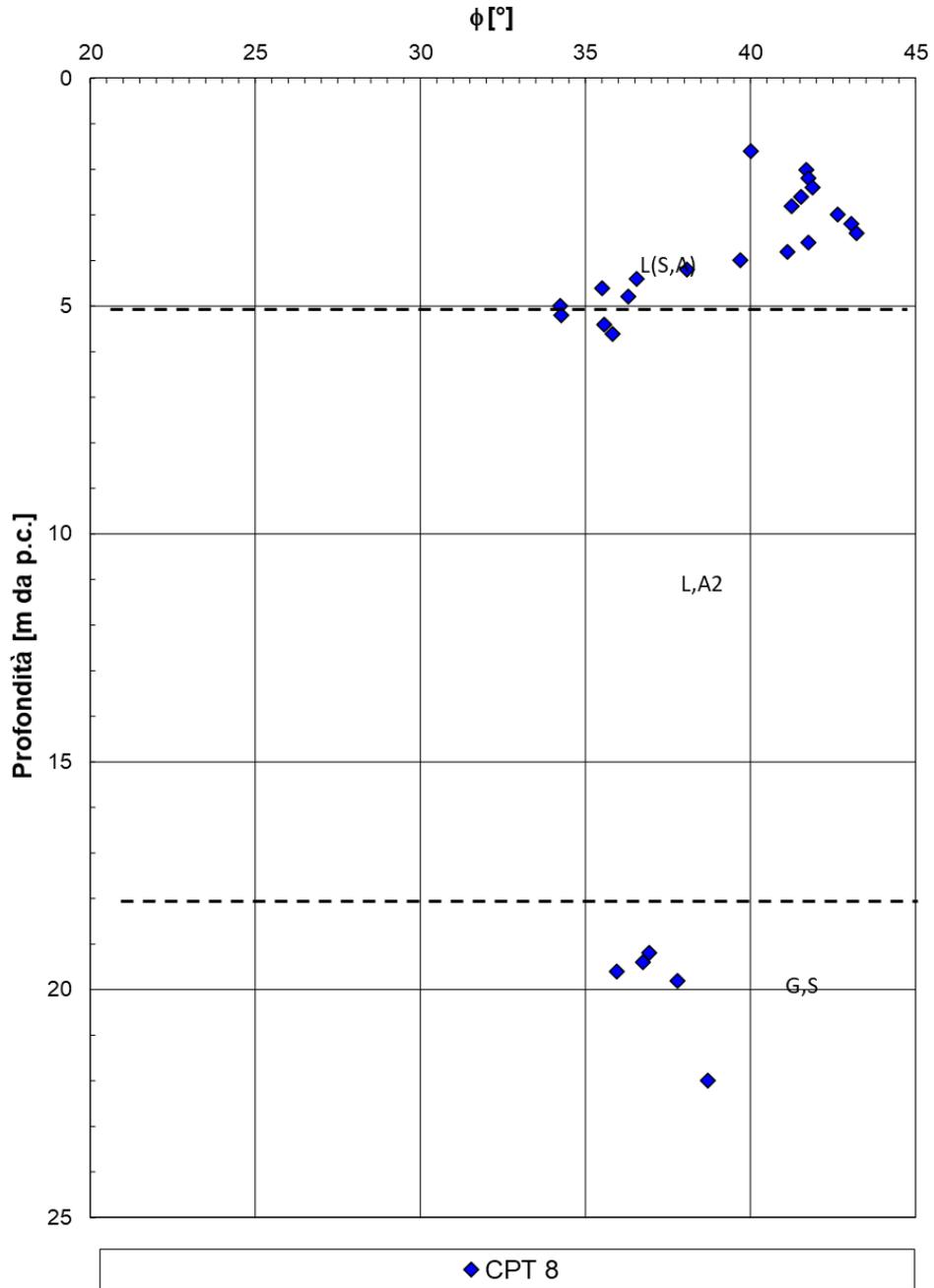


Figura 102: Angolo di resistenza al taglio da CPT8

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	149 di 254

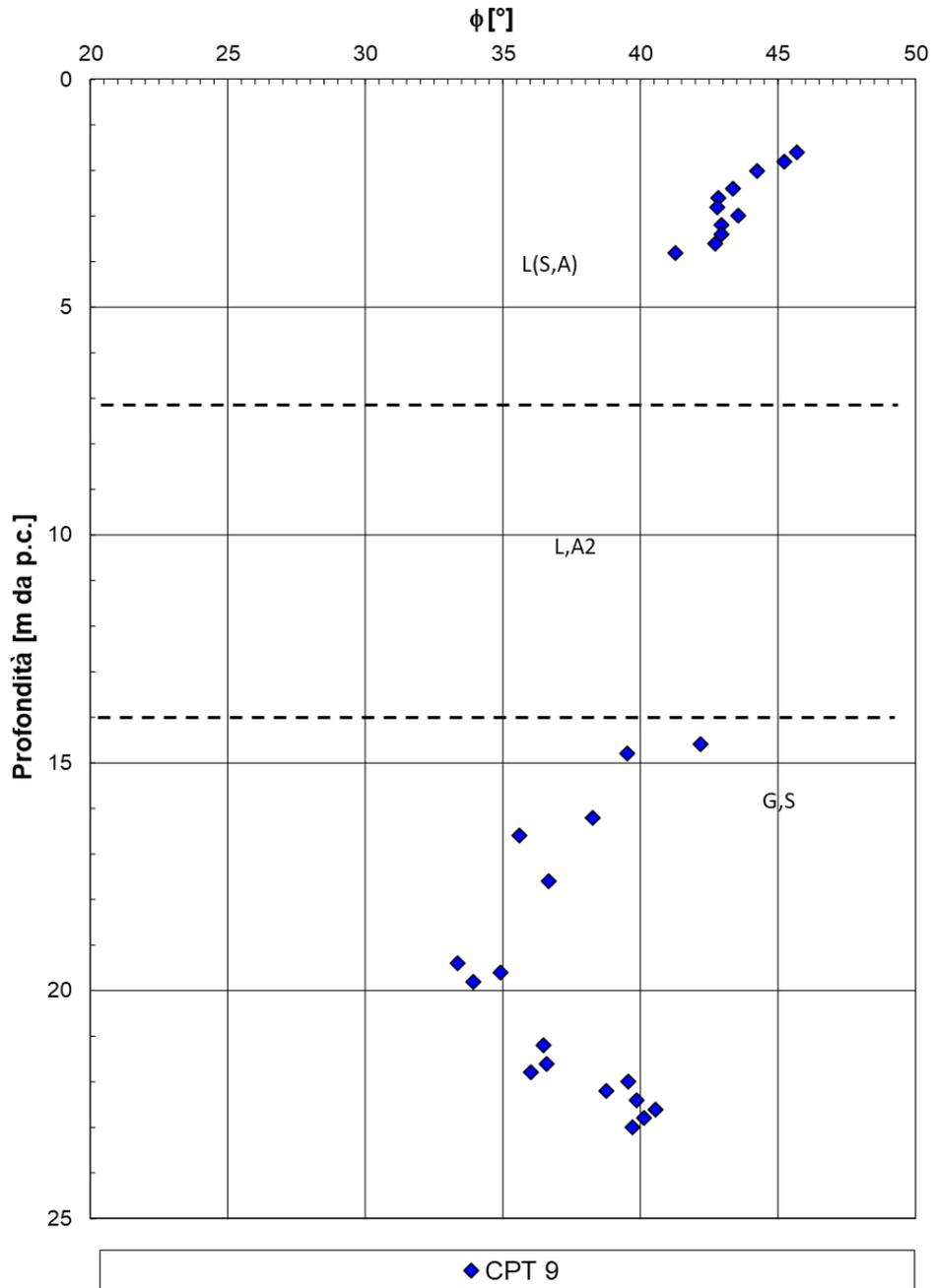


Figura 103: Angolo di resistenza al taglio da CPT9

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	150 di 254

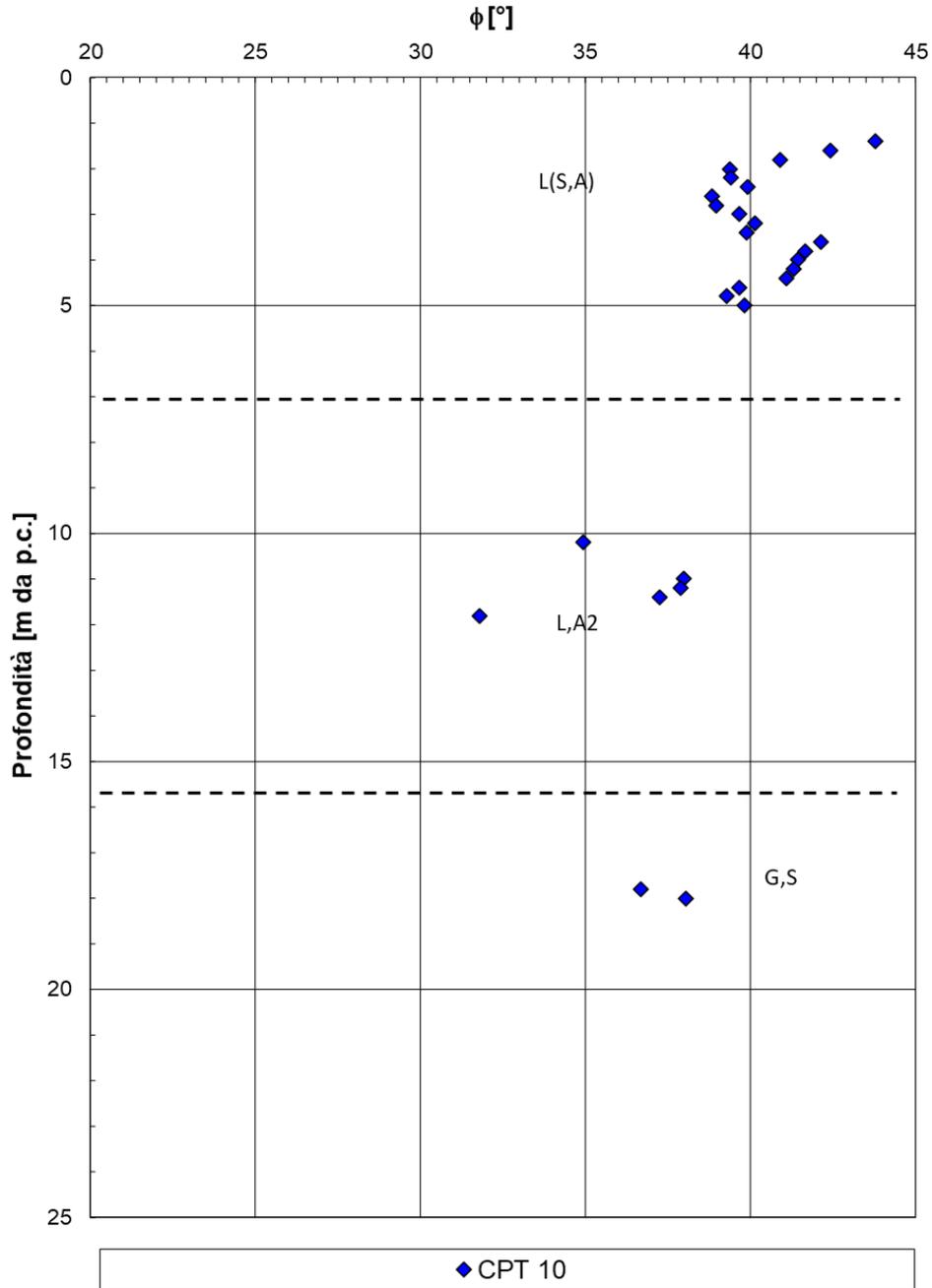


Figura 104: Angolo di resistenza al taglio da CPT10

7.2 Risultati ed interpretazione delle prove di laboratorio

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

In particolare:

- Pesì di volume
- Composizione granulometrica
- Contenuto naturale d'acqua
- Indice dei vuoti
- Limite Liquido
- Limite Plastico
- Indice di Plasticità
- Carta di Plasticità di Casagrande
- Indice di consistenza
- Coesione non drenata ricavata da Prove TX-UU
- Angolo di attrito interno e coesione efficace ricavati da Prove TX-CIU
- Angolo di attrito interno e coesione efficace ricavati da Prove TX-CID
- Angolo di attrito ricavato da Prove di Taglio Diretto
- Tabella riassuntiva dei parametri di resistenza drenati ricavati da prove TX-CID, TX-CIU e taglio diretto
- Tabella riassuntiva parametri di deformabilità ricavati da Prove Edometriche
- Curva di compressione intrinseca e indice dei vuoti in sito (Burland, 1990)
- Coefficienti di compressibilità, di consolidazione e di permeabilità ricavati da Prove Edometriche
- Moduli secanti E'25 ed E'50 da Prove TX-CID

7.2.1 Granulometrie e caratteristiche fisiche

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

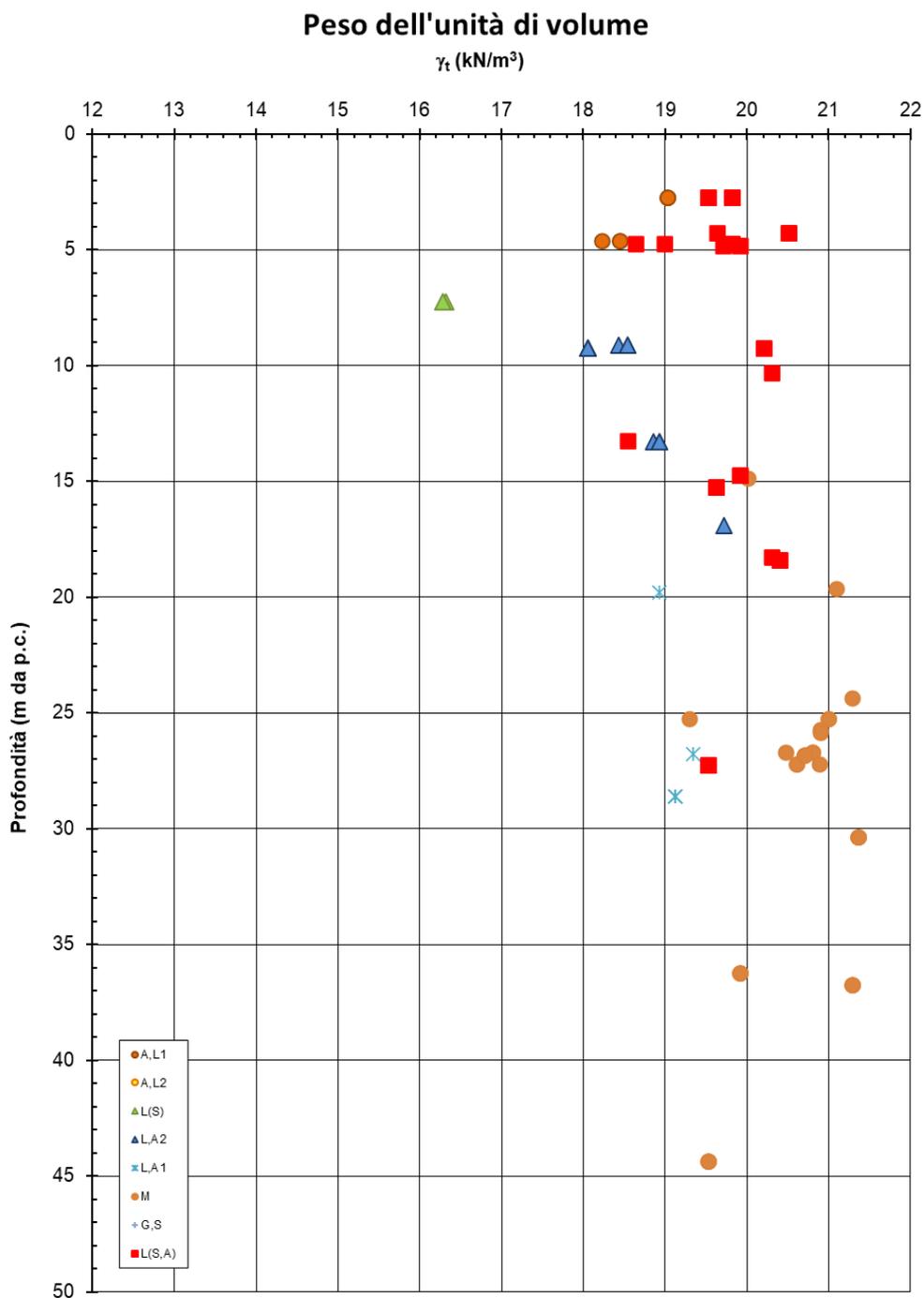


Figura 105: Pesi dell' unità di volume

Composizione granulometrica

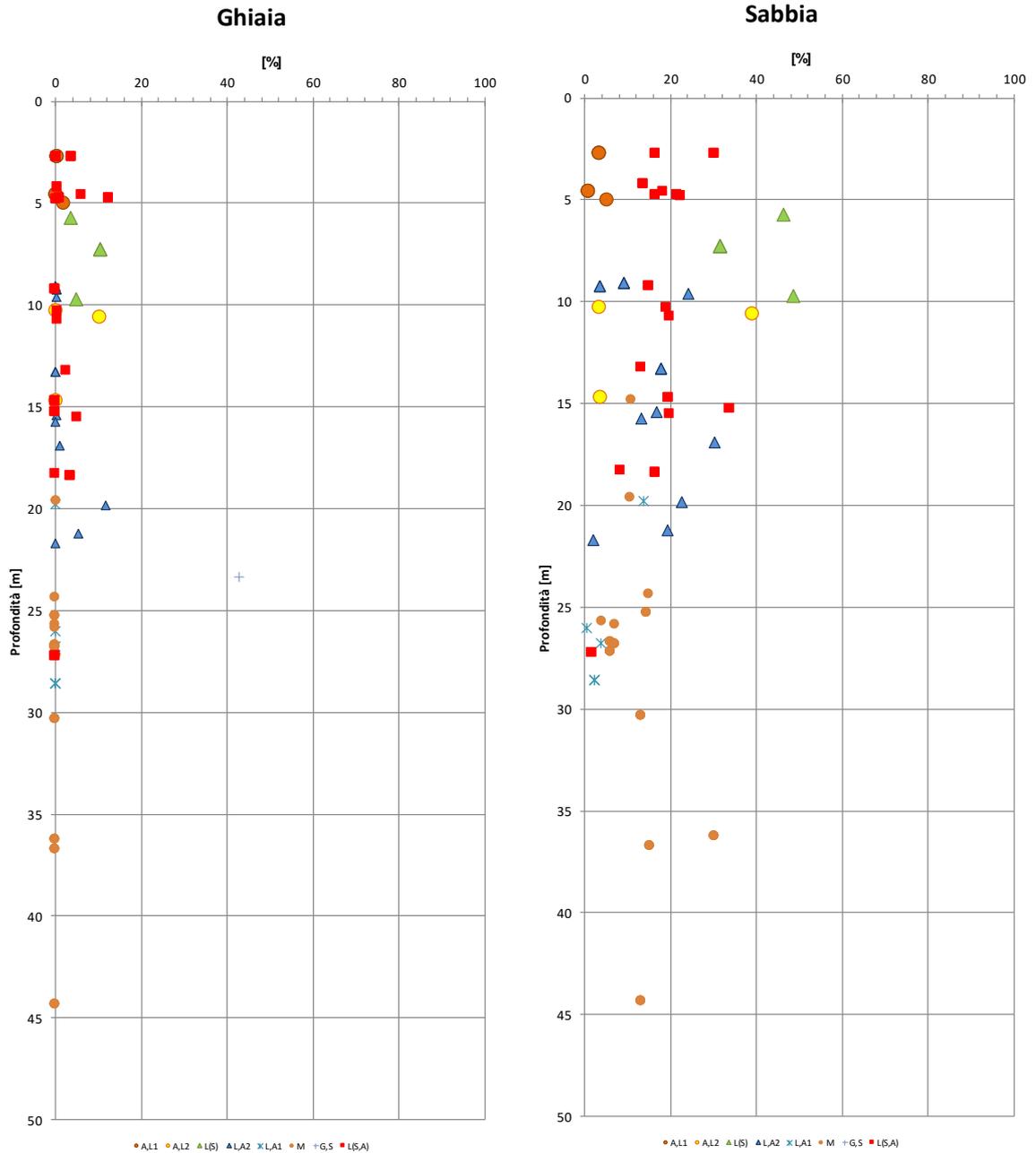


Figura 106: Composizione granulometrica Materiali granulari

Composizione granulometrica

Limo e Argilla

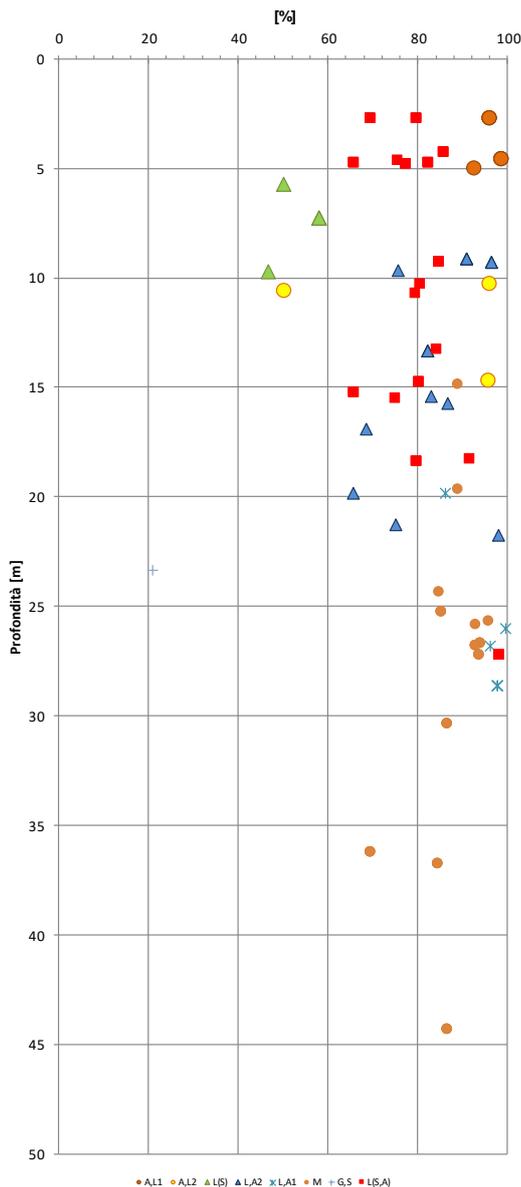


Figura 107: Composizione granulometrica Materiali coesivi

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

Contenuto d'acqua naturale
W (%)

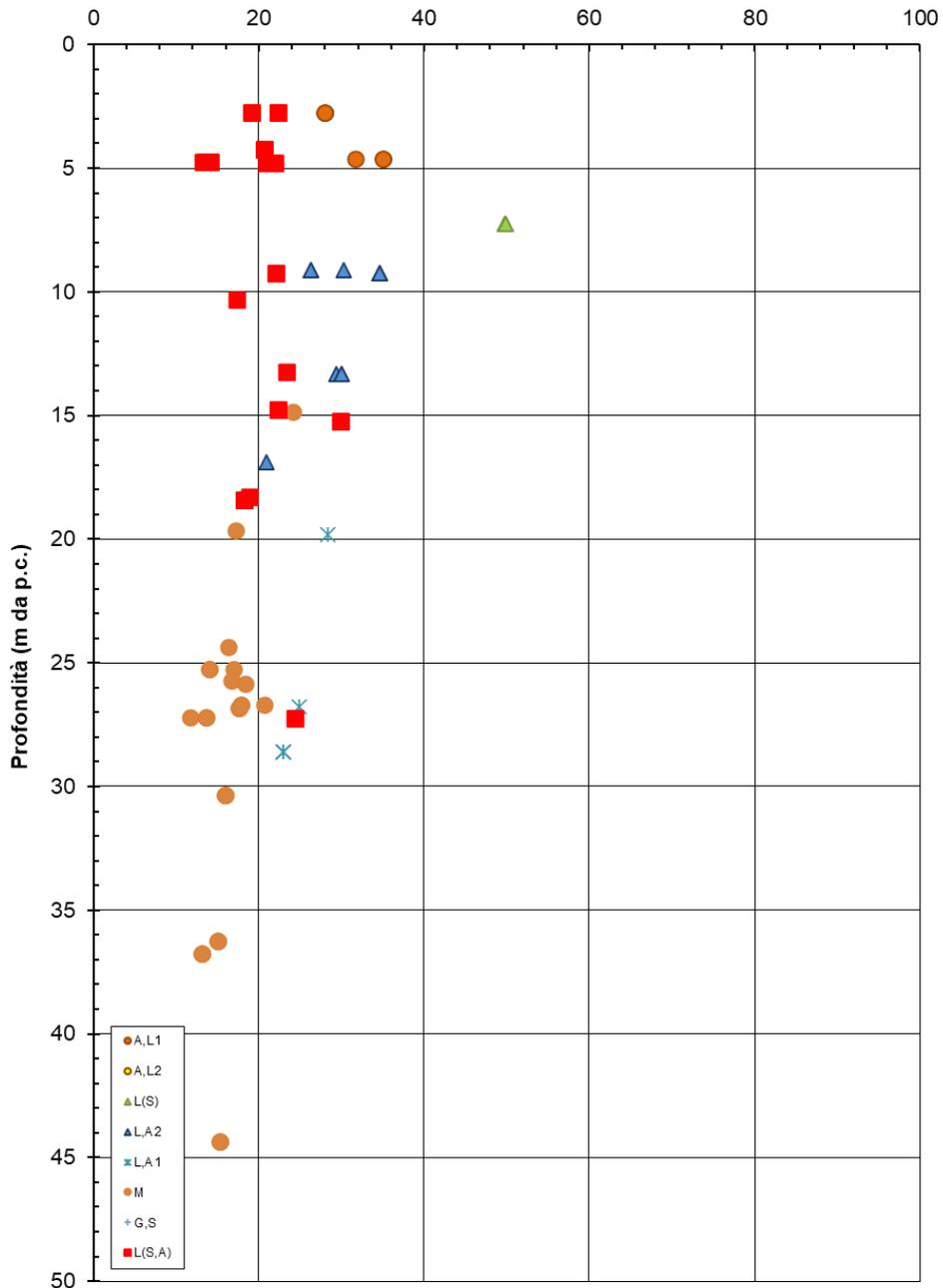


Figura 108: Contenuto naturale d'acqua

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

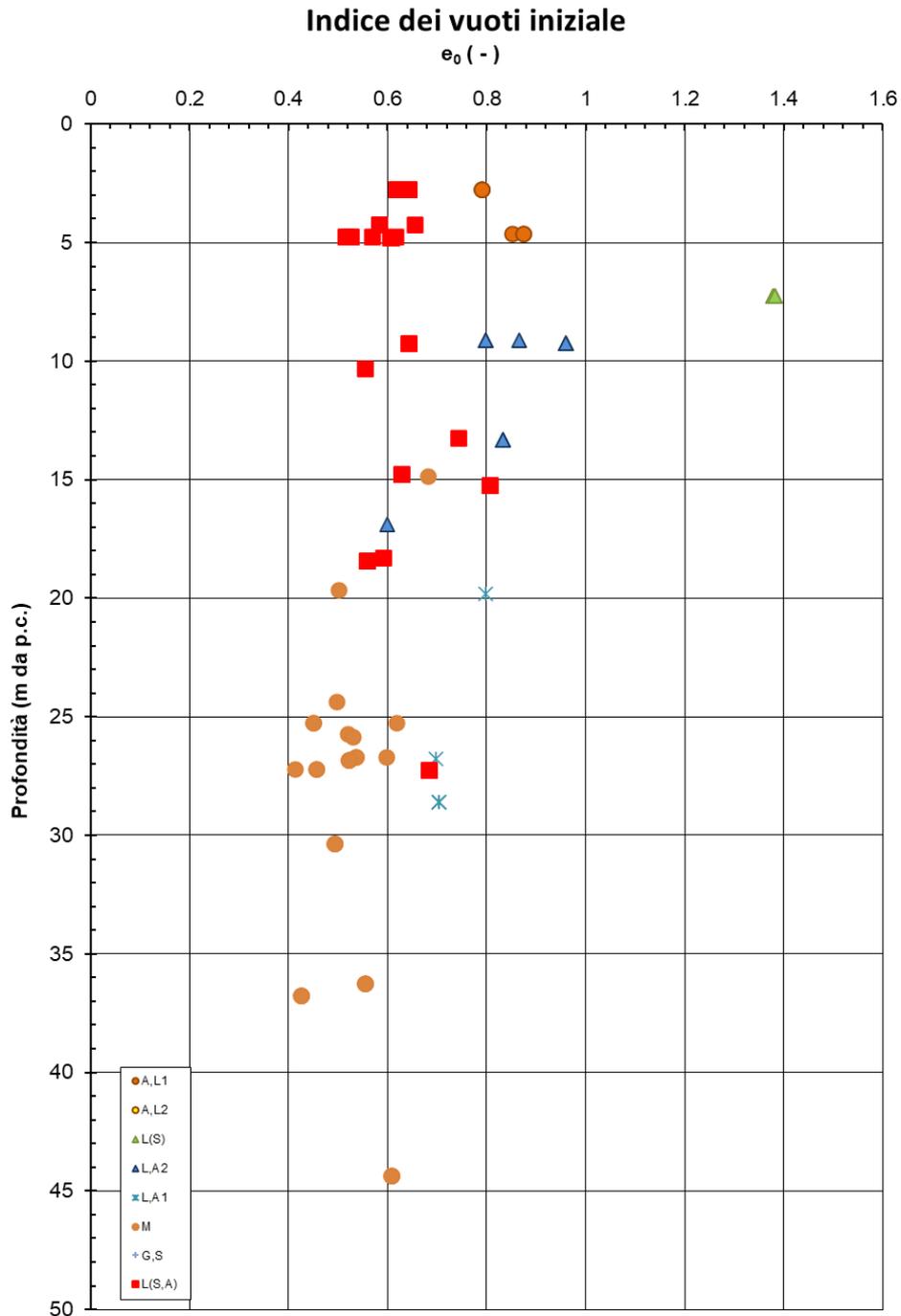


Figura 109: Indice dei vuoti iniziale

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

Limite liquido
LL (-)

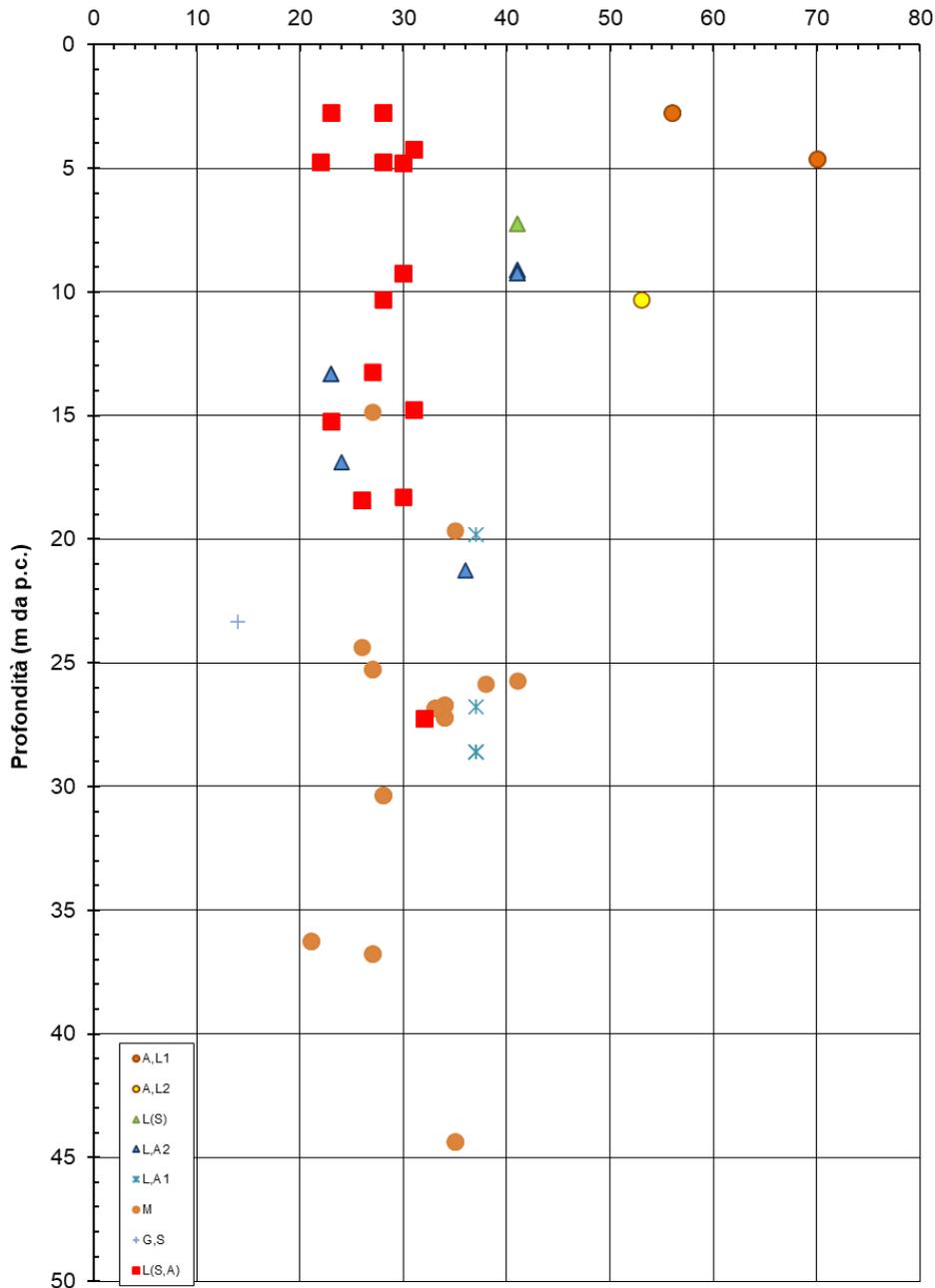


Figura 110: Limite liquido

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

Limite plastico
LP (-)

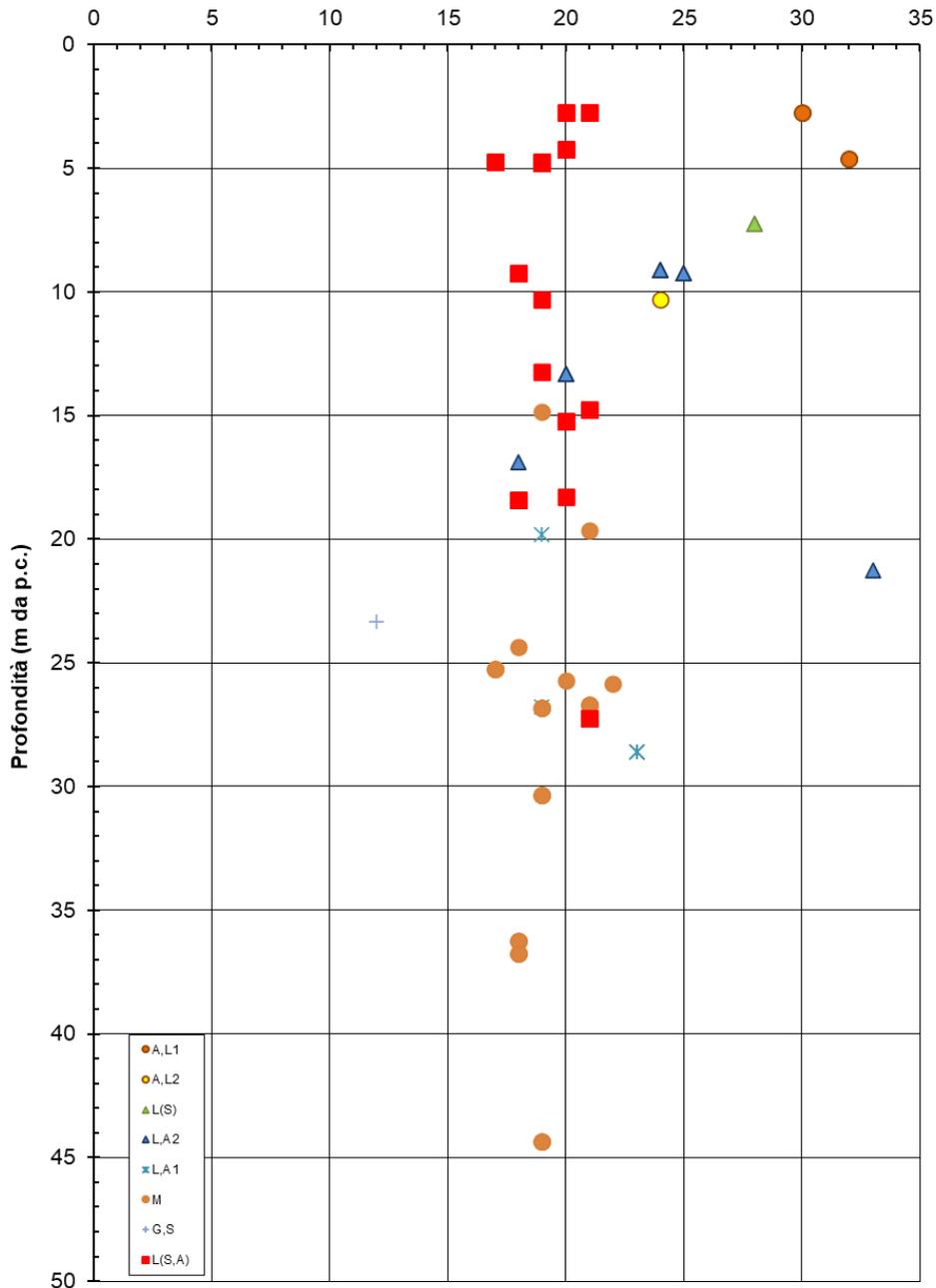


Figura 111: Limite plastico

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

Carta di plasticità di Casagrande

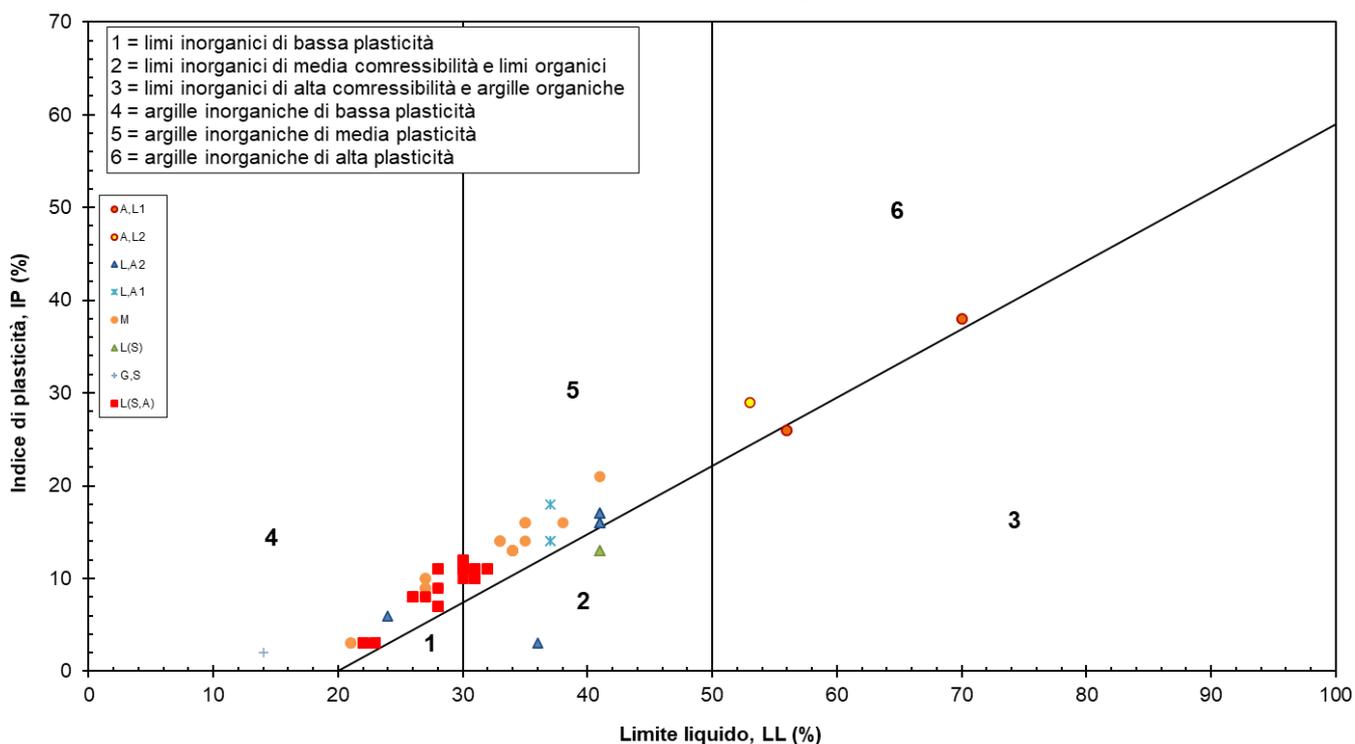


Figura 113: Carta di Casagrande

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

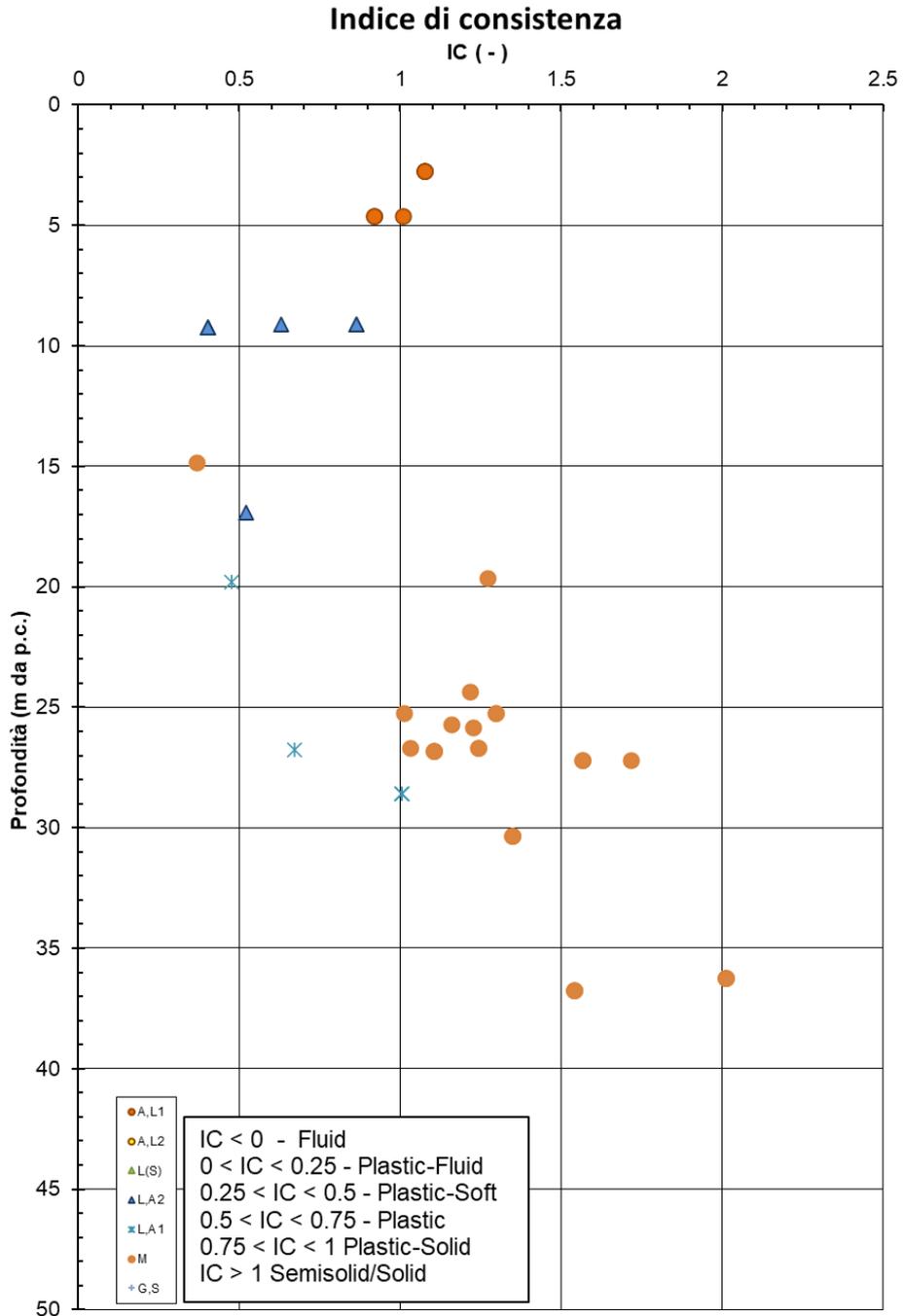


Figura 114: Indice di consistenza

7.2.2 Caratteristiche di resistenza

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

Coesione non drenata da prove TXUU

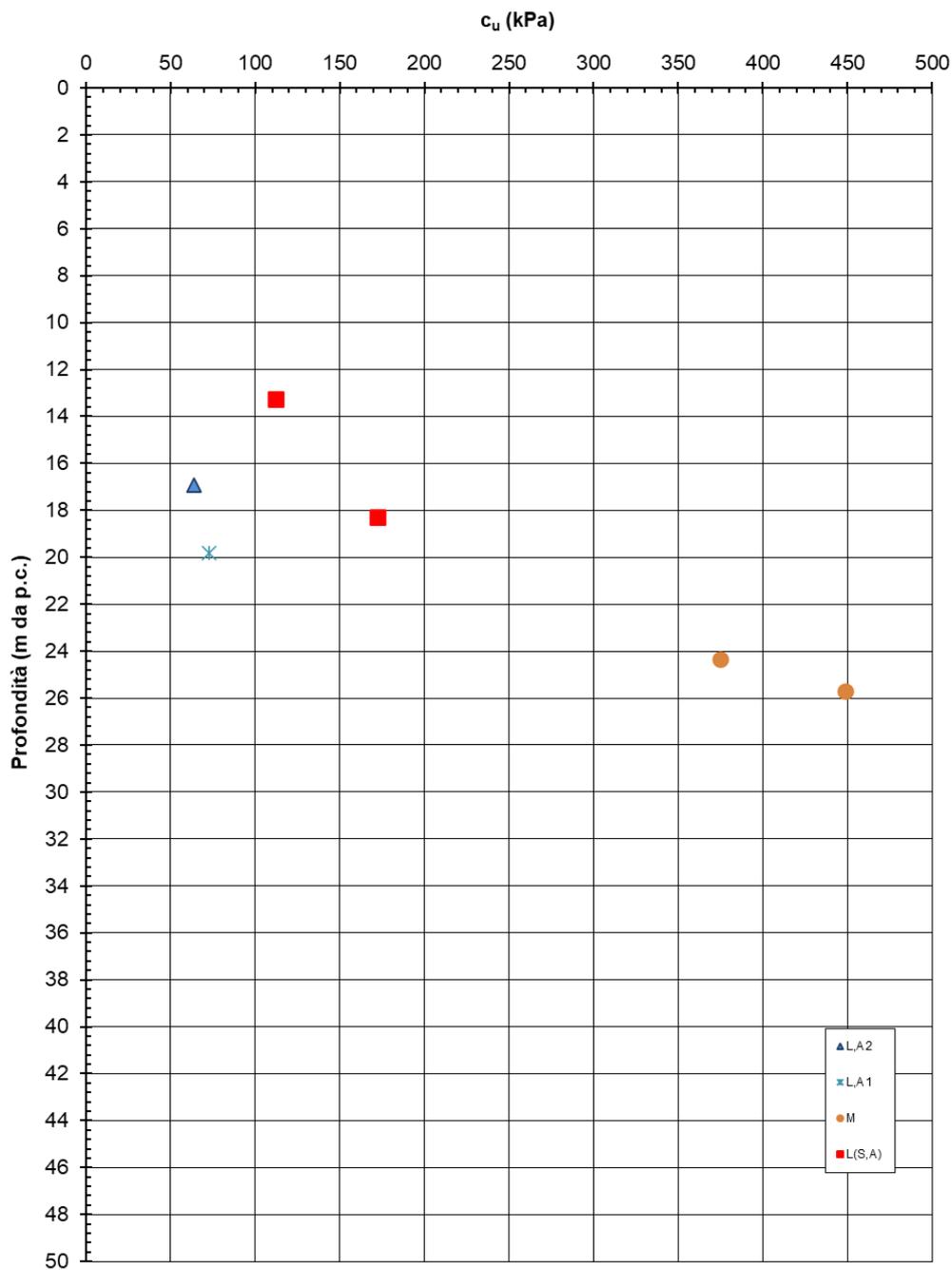


Figura 115: Coesione non drenata da prove TXUU

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

Angolo di attrito interno

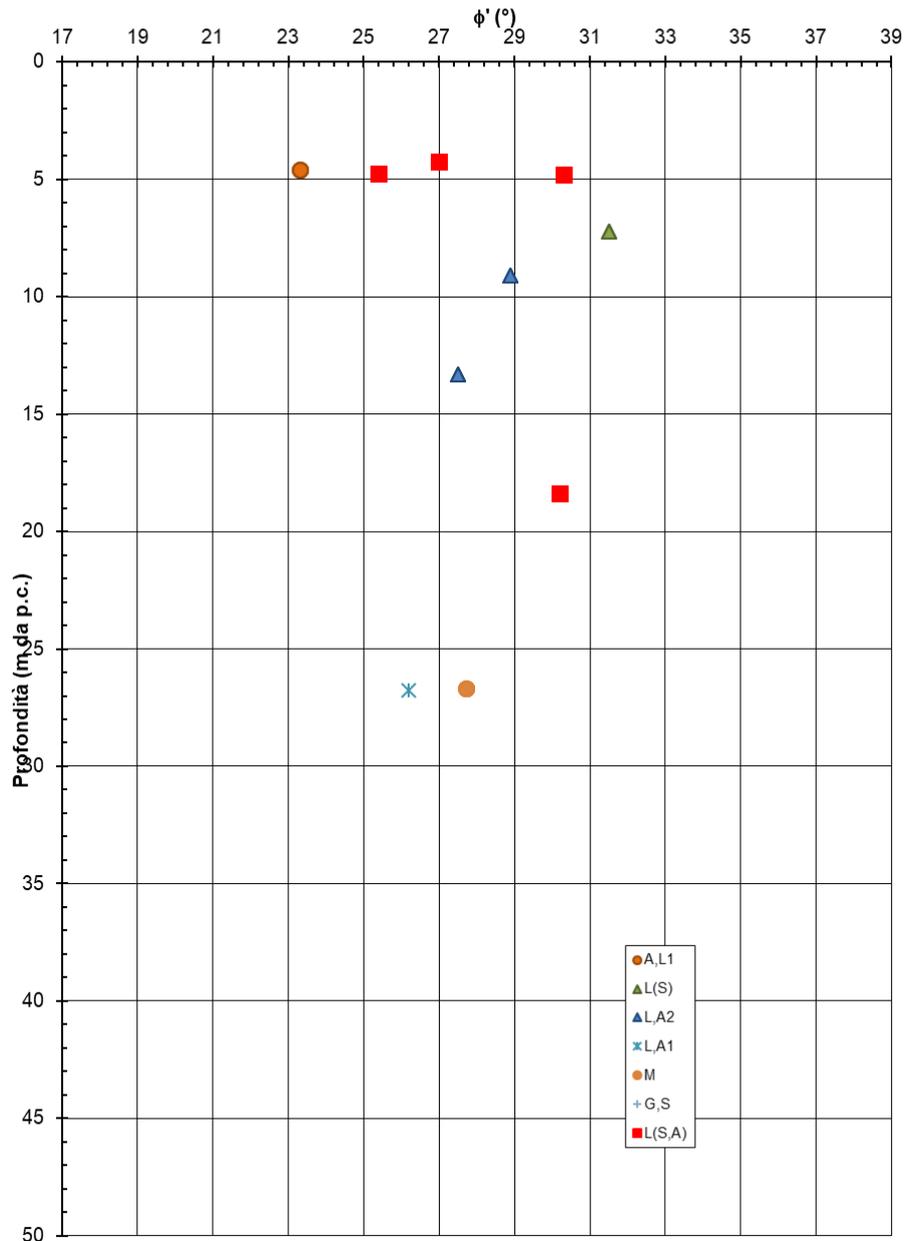


Figura 116: Angolo di attrito interno

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IA4S 02 D29 GE GE0006 001 C 165 di 254

Sondaggio	Camp.	Prof.	TD_picco		TX-CID		TX-CIU		Interpretaz. Certificato		TX-UU Cu	Unità
			τ	σ_v	t	s'	t	s'	c'	φ'		
[n°]	[n°]	[m p.c.]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[kPa]	[-]
2SD2_int	CI3	24.35									375	M
2SD2_int	CI4	30.35					298	476	37.00	34.10		M
2SD2_int	CI4	30.35					522	857	37.00	34.10		M
2SD2_int	CI4	30.35					802	1394	37.00	34.10		M
2SD3_int	CI1	2.75					69	144	2.00	27.70		L(S,A)
2SD3_int	CI1	2.75					147	290	2.00	27.70		L(S,A)
2SD3_int	CI1	2.75					176	396	2.00	27.70		L(S,A)
2SD3_int	CI2	9.25					81	160	7.00	27.90		L(S,A)
2SD3_int	CI2	9.25					188	359	7.00	27.90		L(S,A)
2SD3_int	CI2	9.25					210	467	7.00	27.90		L(S,A)
2SD3_int	CI3	14.75	78	150					1.60	27.80		L(S,A)
2SD3_int	CI3	14.75	162	300					1.60	27.80		L(S,A)
2SD3_int	CI3	14.75	237	450					1.60	27.80		L(S,A)
2SD3_int	CI4	25.85										M
2SD4_int	CI1	2.75					50	120	3.00	23.30		A,L1
2SD4_int	CI1	2.75					91	219	3.00	23.30		A,L1
2SD4_int	CI1	2.75					120	301	3.00	23.30		A,L1
2SD4_int	CI2	9.25	53	100					1.40	28.50		L,A2
2SD4_int	CI2	9.25	113	200					1.40	28.50		L,A2
2SD4_int	CI2	9.25	162	300					1.40	28.50		L,A2
2SD4_int	CI3	15.25	135	200					2.70	33.20		L(S,A)
2SD4_int	CI3	15.25	197	300					2.70	33.20		L(S,A)
2SD4_int	CI3	15.25	266	400					2.70	33.20		L(S,A)
2SD4_int	CI4	27.25					83	146	32.00	21.30		L(S,A)
2SD4_int	CI4	27.25					185	410	32.00	21.30		L(S,A)
2SD4_int	CI4	27.25					224	552	32.00	21.30		L(S,A)
2SD4_int	CI6	44.35					298	499	8.00	35.70		M
2SD4_int	CI6	44.35					524	863				M
2SD4_int	CI6	44.35					713	1234				M

Tabella 12: Coesione non drenata ricavata da prove TX-CIU

Sondaggio	Materiale [-]	Profondità	C _u [kpa]
S 15	L,A2	9.1	61
S 16	L,A1	26.8	224

7.2.3 Caratteristiche di deformabilità

Nelle tabelle seguenti sono riportati i valori dei parametri di deformabilità ottenuti dall'interpretazione delle prove TX-CID e dalle prove Edometriche. Per quanto riguarda le prove TX-CID i valori dei Moduli riportati corrispondono rispettivamente a livelli di tensione pari al 25% e al 50% della rottura. Come si può vedere si tratta di valori che corrispondono a livelli di deformazione mediamente superiori a 0.5 – 1.0 %, compatibili con stati deformativi tipici dei calcoli di cedimento.

Tabella 13: Moduli di deformabilità ricavati da prove TX-CID

Campione	Materiale	Profondità	E_{25}	$\epsilon_{(25)}$	E_{50}	$\epsilon_{(50)}$
[-]	[-]	[m da p.c]	[MPa]	[%]	[MPa]	[%]
S9-CI1	A,L1	4.60	4.5	0.9	3.2	2.6
S10-CI1	L(S,A)	4.25	12.7	0.3	9.5	0.8

Tabella 14: Tabella riassuntiva parametri di deformabilità dai certificati delle Prove Edometriche

Sondaggio	Prof.	Materiale	LL	e0	eL	$\sigma'v0$	Cr	Cc	Cv	RR	CR	k
[n°]	[m p.c.]	[-]	[%]	[-]	[-]	[kPa]	[-]	[-]	[cm2/s]	[-]	[-]	[cm/s]
S9	4.6	A,L1	70	0.850	1.792	83.1	0.0133	0.296	6.30E-04	0.00718	0.15977	1.08E-08
S10	4.25	L(S,A)	34	0.654	0.834	438.95	0.010	0.14949	1.17E-03	0.00603	0.09038	2.65E-08
S10	26.7	M	31	0.597	0.921	78.625	0.02658	0.15059	2.58E-04	0.01664	0.09432	2.68E-09
S11	4.75	L(S,A)	28	0.568	0.736	87.87	0.014	0.14	5.49E-03	0.00918	0.08688	7.50E-08
S11	27.2	M	34	0.412	0.898	353.7	0.0033	0.07	9.33E-03	0.00235	0.04939	2.86E-08
S12	4.75	L(S,A)	22	0.616	0.583	87.875	0.0155	0.17	2.15E-03	0.00959	0.10686	2.77E-08
S12	25.25	M	27	0.617	0.721	378.63	0.0221	0.17	1.69E-03	0.01369	0.10681	1.69E-08
S14	4.8	L(S,A)	30	0.607	0.786	88.8	0.01329	0.16499	1.37E-03	0.00827	0.10266	4.28E-08
S15	9.1	L,A2	41	0.866	1.082	120.35	0.0321	0.286	1.70E-03	0.0172	0.15306	3.21E-08
S16	7.25	L(S)	41	1.377	1.062	134.125	0.02879	0.41635	3.86E-03	0.01211	0.17513	1.28E-07
S16	13.3	L,A2	23	0.832	0.614	246.05	0.01	0.26	2.76E-03	0.00604	0.14023	4.08E-08
S16	19.8	L,A1	37	0.797	0.981	337.4	0.04	0.24	5.75E-04	0.02218	0.1343	7.36E-09
S16	26.775	L,A1	37	0.698	0.973	396.69	0.03	0.23	2.34E-04	0.02021	0.13495	2.37E-09
2SD2_int	2.75	L(S,A)	23	0.642	0.612	50.88	0.013	0.135	1.25E-03	0.008	0.082	2.71E-08
2SD3_int	2.75	L(S,A)	28	0.617	0.742	50.90	0.013	0.180	6.37E-03	0.008	0.112	1.11E-07
2SD3_int	14.75	L(S,A)	31	0.629	0.822	272.90	0.027	0.178	1.81E-03	0.016	0.109	2.28E-08
2SD4_int	9.25	L,A2	41	0.961	1.078	171.13	0.035	0.290	1.29E-03	0.018	0.148	2.30E-08
2SD4_int	15.25	L(S,A)	23	0.807	0.628	240.43	0.018	0.154	3.96E-03	0.010	0.085	3.64E-08

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

Rapporto di ricompressione

RR (-)

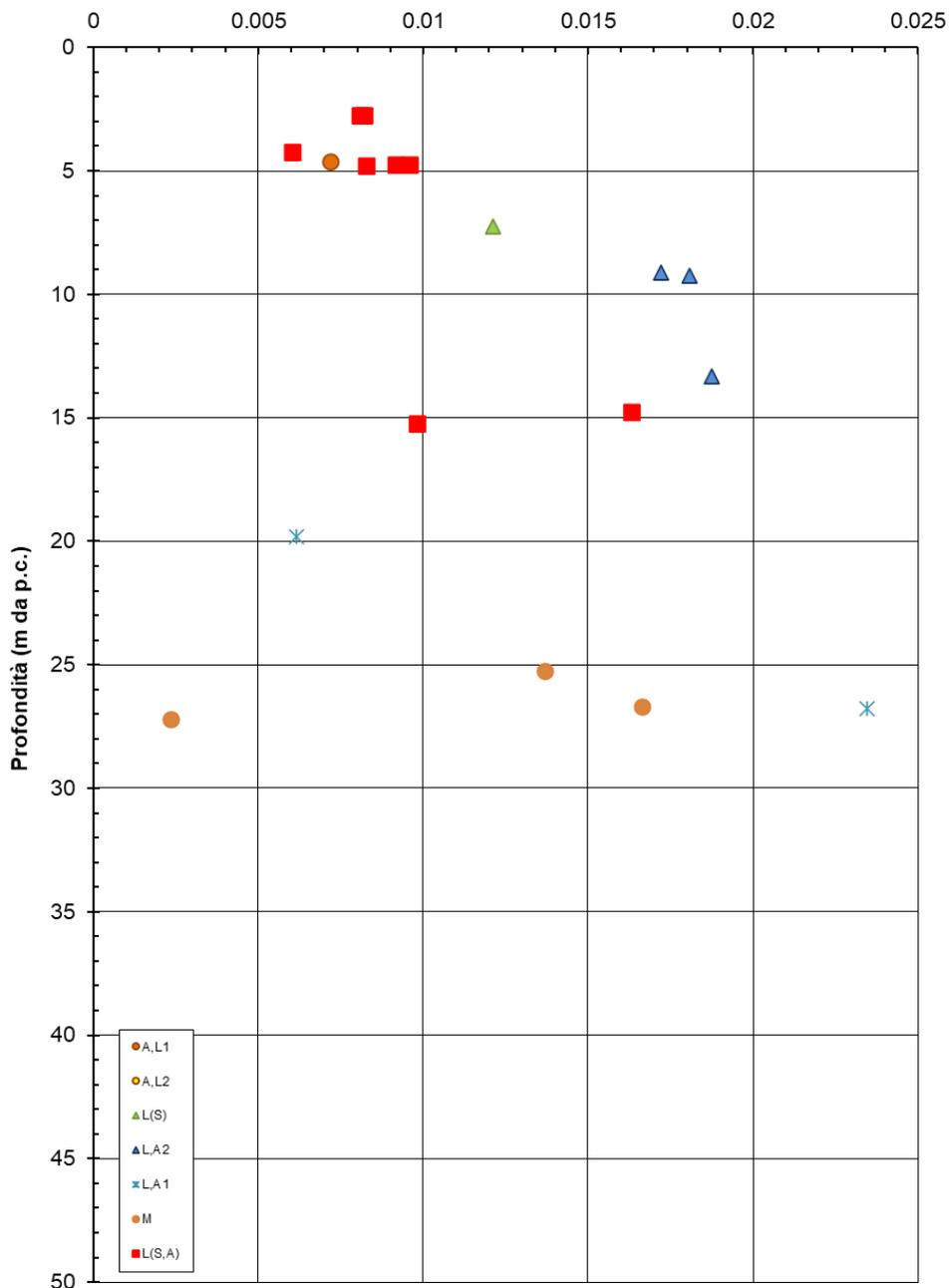


Figura 117: Rapporti di ricompressione da Prove Edometriche

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

**Rapporto di compressione
CR (-)**

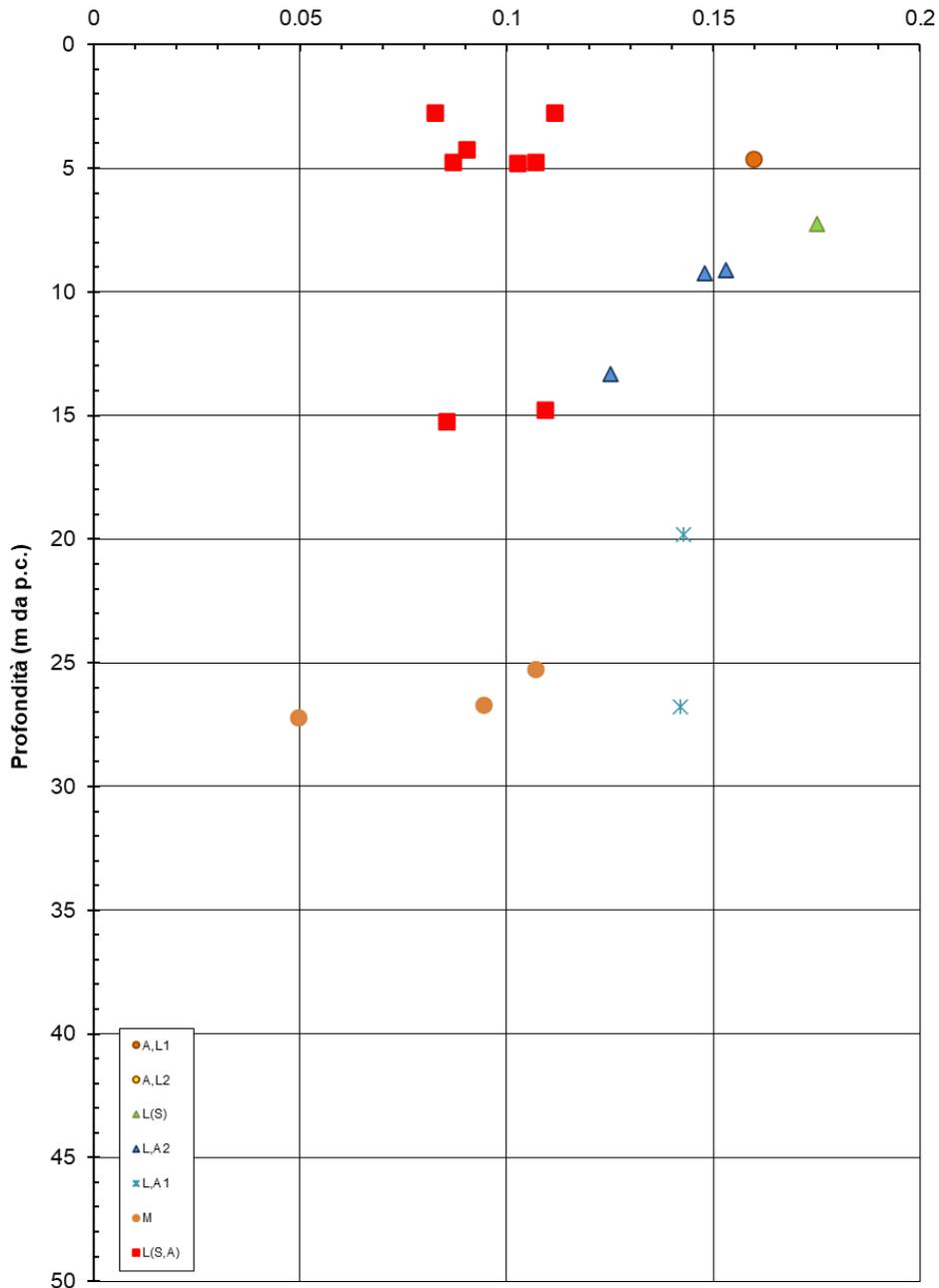


Figura 118: Rapporti di compressione da Prove Edometriche

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

Curva di compressione intrinseca e indice dei vuoti in sito (Burland, 1990)

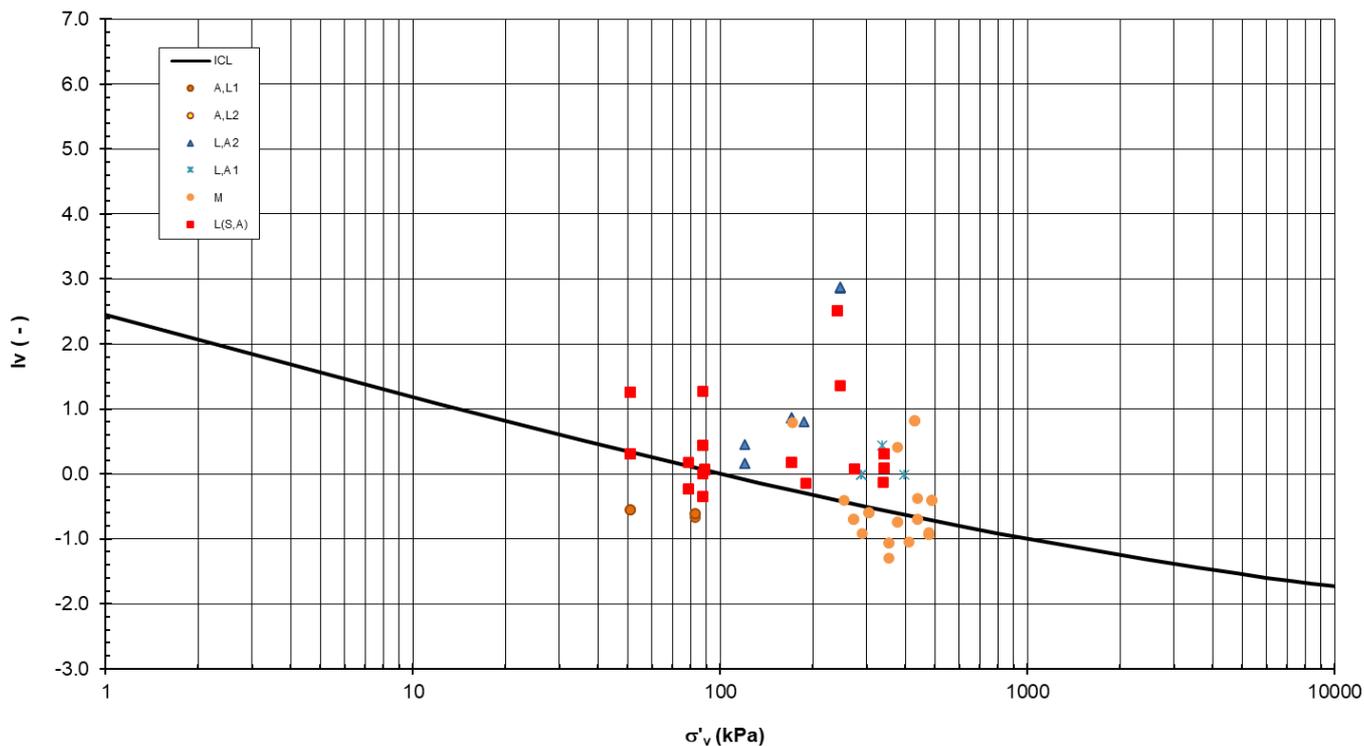


Figura 119: Curva di compressione intrinseca e indice dei vuoti in sito (Burland, 1990)

8. PERMEABILITÀ TERRENI

Nell'ambito della campagna d'indagine in sito sono state eseguite diverse prove di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile e n. 1 prova di dissipazione nel corso dell'esecuzione della CPTU-07. I risultati ottenuti, riportati in Tabella 15 sono stati successivamente confrontati con i risultati delle prove edometriche su campioni indisturbati per poter in definitiva stimare i valori di permeabilità di progetto.

Si evidenzia che non è stato possibile interpretare la prova di dissipazione eseguita nel corso della CPTU-07 poiché non è stato raggiunto il 50% della dissipazione.

Tabella 15: Risultati prove Lefranc

Sondaggio	Materiale [-]	Tasca Prova		Data	Permeabilità k_v min [m/s]	Permeabilità k_v max [m/s]	Permeabilità k_v media [m/s]
		[m dal p.c.]					
		Tetto	Letto				
S 9	A,L2	13.00	14.5	16/04/2018	5.62E-08	7.48E-07	2.55E-07
S 10	L(S,A)	16.2	18.55	06/02/2018	2.70E-07	3.80E-07	3.07E-07
S 11	M	22.00	24.5	10/04/2018	6.73E-09	1.21E-08	1.31E-08
S 12	L(S,A)	13.00	15.00	04/04/2018	3.98E-06	4.90E-06	4.36E-06
S 14	G,S	20.7	23.00	08/02/2018	2.77E-05	3.08E-05	2.77E-05
S 15	L,A2	16.2	19.6	10/04/2018	1.72E-06	2.01E-05	6.44E-06
S 16	L,A1	17.7	20.1	09/03/2018	1.76E-07	3.65E-07	2.61E-07
2SD2_int	L(S,A)	6.50	7.50	05/06/2020	2.75E-04	2.82E-04	2.81E-04
2SD2_int	M	20.60	22.00	06/06/2020	-	-	3.11E-06
2SD3_int	L(S,A)	7.50	9.00	11/05/2020	-	-	3.91E-06
2SD3_int	M	27.70	30.00	12/05/2020	-	-	7.67E-06
2SD4_int	L,A2	6.00	7.50	26/05/2020	-	-	8.11E-06
2SD4_int	L,A1	23.00	24.00	27/05/2020	1.91E-04	1.22E-04	1.12E-04

Nella tabella seguente sono riportati i risultati delle prove edometriche in termini di permeabilità verticale condotte sui provini indisturbati prelevati nel corso della campagna di indagine.

Tabella 16: Risultati prove edometriche

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IA4S 02 D29 GE GE0006 001 C 172 di 254

Sondaggio	Prof.	Materiale	Permeabilità k_v
[n°]	[m p.c.]	[-]	[m/s]
S9	4.6	A,L2	1.08E-10
S10	26.7	L,A1	2.65E-10
S10	4.25	A,L1	2.68E-11
S11	4.75	L,A2	7.50E-10
S11	27.2	L,A1	2.86E-10
S12	4.75	A,L1	2.77E-10
S12	25.25	A,L2	1.69E-10
S14	4.8	L,A2	4.28E-10
S15	9.1	L,A1	3.21E-10
S16	7.25	A,L2	1.28E-09
S16	13.3	L,A2	4.08E-10
S16	19.8	L,A2	7.36E-11
S16	26.775	A,L2	2.37E-11
2SD2_int	2.75	A,L1	2.71E-08
2SD3_int	2.75	L(S,A)	1.10E-07
2SD3_int	14.75	L(S,A)	2.28E-08
2SD4_int	9.25	L,A2	2.30E-08
2SD4_int	15.25	L,A2	3.64E-08

Dalle prove edometriche su campioni indisturbati sono stati ottenuti valori di permeabilità nettamente inferiori rispetto a quelli ottenuti dalle prove in sito che invece conducono a risultati maggiormente rappresentativi e più attendibili.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	173 di 254

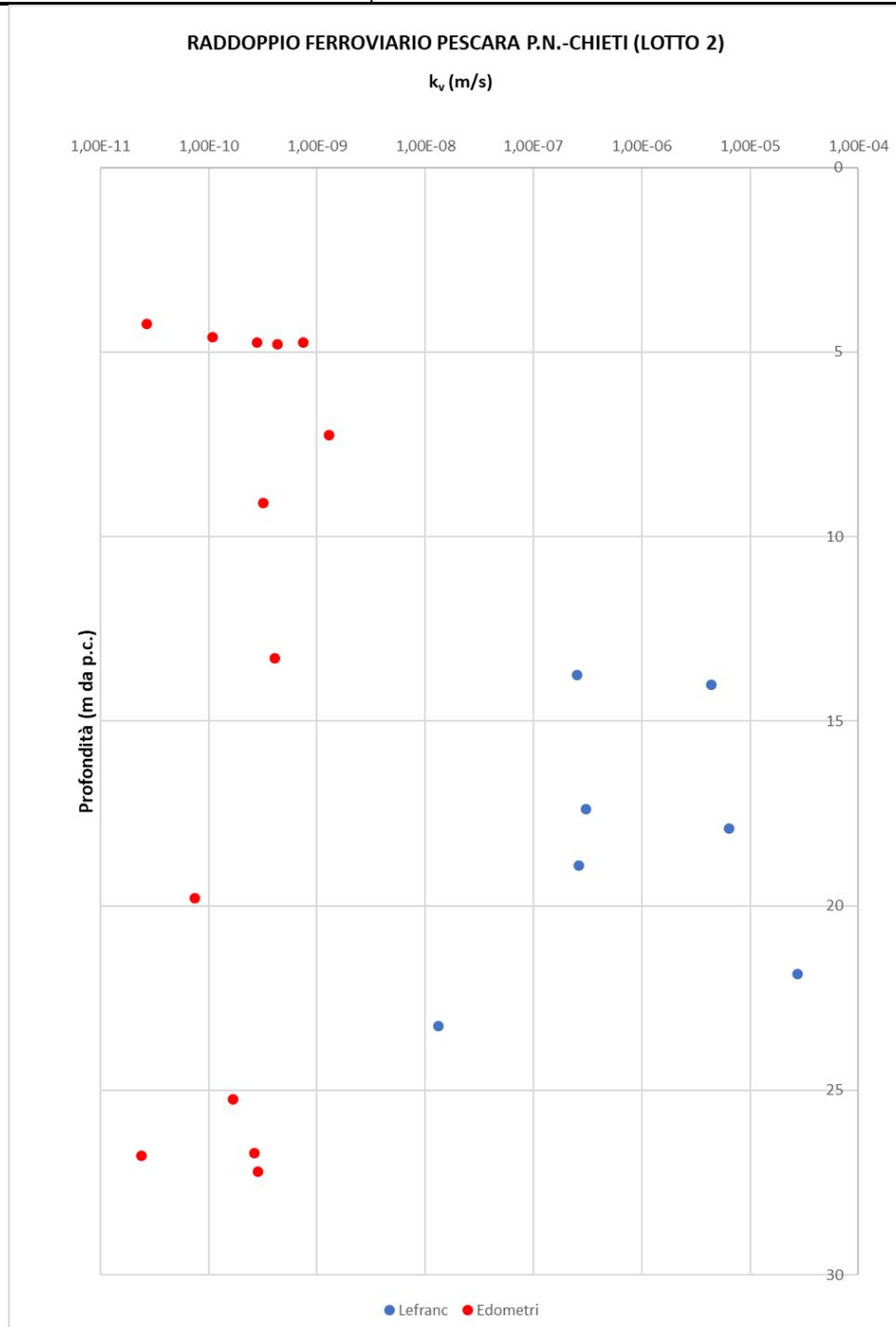


Figura 120: Permeabilità k_v da prove in sito e laboratorio

8.1 Coefficienti di permeabilità di progetto

I coefficienti di permeabilità k verranno determinati sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio e sulla base delle prove di dissipazione, trascurando i risultati ottenuti dalle prove edometriche poiché poco rappresentativi. In alternativa e per conferma, essi sono stati stimati sulla base della seguente Tabella 17.

Tabella 17: Stima dei coefficienti di permeabilità in base alla descrizione litologica

k (m/sec)	Grado di permeabilità	Tipo di terreno
$k > 1 \cdot 10^{-3}$	Alta	Ghiaie
$1 \cdot 10^{-3} > k > 1 \cdot 10^{-5}$	Media	Sabbie ghiaiose e Ghiaie sabbiose
$1 \cdot 10^{-5} > k > 1 \cdot 10^{-7}$	Bassa	Sabbie fini
$1 \cdot 10^{-7} > k > 1 \cdot 10^{-9}$	Molto bassa	Limi e sabbie argillose
$1 \cdot 10^{-9} > k$	Bassissima (impermeabile)	Argille

Nel seguito per i diversi materiali incontrati sono riportate le stime dei parametri di permeabilità da adottarsi poi ai fini geotecnici.

A valle delle analisi e considerazioni fatte si sono definiti i seguenti intervalli di valori da adottare per i coefficienti di permeabilità.

Limi e limi argillosi

La permeabilità della matrice limosa e argillosa per la tratta in esame, è stata stimata sulla base delle prove Lefranc sopra elencate, sulla base delle prove di dissipazione, delle prove edometriche e sulla base della granulometria dei campioni raccolti. I valori medi di permeabilità sono pari a $K_v = 1 \times 10^{-8} / 1 \times 10^{-9}$ m/s.

Limi sabbiosi

La permeabilità della matrice limoso-sabbiosa e sabbioso limosa per la tratta in esame, è stata stimata sulla base delle prove Lefranc, sulla base delle prove di dissipazione e sulla base della granulometria dei campioni raccolti. I valori medi di permeabilità sono pari a $K = 1 \times 10^{-5} \div 1 \times 10^{-6}$ m/s.

Sulla base degli intervalli sopra definiti e tenendo conto della stratificazione dei materiali si è valutato di adottare valori diversi di permeabilità nelle due direzioni orizzontale e verticale (in particolare ipotizzando $k_h = 2 \div 10 k_v$ sulla base dei dati sperimentali ottenuti e rappresentati in



VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA – CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PM SAN GIOVANNI TEATINO - CHIETI
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	175 di 254

Figura 120) e di adottare conservativamente, all'interno dell'intervallo, valori più bassi di permeabilità per valutazioni di cedimenti e valori più elevati quando si eseguono valutazioni di elementi di stabilità.

9. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

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

In particolare, valgono le seguenti considerazioni:

- I risultati delle prove CPTU, insieme alle descrizioni dei sondaggi, alle fotografie delle cassette ed ai risultati dei Pocket, hanno aiutato nell'individuazione dei passaggi stratigrafici tra materiali coesivi e materiali granulari e nella suddivisione degli stessi in funzione delle classi di resistenza.
- I pesi di volume naturale dei materiali sono stati determinati in base ai risultati delle prove di laboratorio. In generale sono stati adottati valori di γ_n leggermente inferiori per le unità caratterizzate da materiali più coesivi rispetto a quelli con percentuali di materiale grossolano più alte. Discorso a parte vale per marne che sono caratterizzate da un peso specifico mediamente più elevato.
- I parametri di resistenza drenati, in termini di angolo di attrito efficace, sono stati ottenuti per le unità coesive dai risultati delle prove di Taglio diretto e da quelle TX-CIU e TX-CID. I valori ottenuti da queste prove sono poi stati confrontati con le stime ottenute, laddove possibile, a partire dai risultati delle prove CPTU. Alle unità caratterizzate da una percentuale non trascurabile di materiale granulare (L,A2, L(S) o L(S,A)) è stata assegnata, conservativamente, coesione nulla. Per le unità incoerenti i parametri di resistenza drenati sono stati derivati dall'interpretazione delle prove SPT.
- I parametri di resistenza non drenata sono stati definiti a partire dall'interpretazione delle prove CPTU che permettono una buona stima del parametro e colgono le variazioni con la profondità della resistenza non drenata, corrispondenti alle variazioni di resistenza alla punta q_c misurata durante la prova. Tali valori sono poi stati confrontati coi risultati delle prove di laboratorio TX-UU e coi valori ricavabili dalle prove triassiali TX-CIU che confermano puntualmente le distribuzioni di coesione non drenata ottenute dalle CPTU. In aggiunta a questi dati sono stati considerati anche i valori di coesione non drenata

misurati dai Pocket Penetrometer test condotti in situ sulle carote estratte durante l'esecuzione del sondaggio. Dal confronto tra questi ulteriori dati di sito si sono definiti i parametri di progetto per i diversi strati.

- I moduli iniziali di elasticità tangenziale sono stati valutati a partire dall'interpretazione delle prove CPTU e confrontati coi valori ottenuti dall'interpretazione delle prove SPT e delle prove MASW.
- I moduli di elasticità normale (o di Young) operativi sono stati derivati dai valori stimati per i moduli iniziali di elasticità tangenziale considerando un degrado del modulo in funzione del livello di deformazione atteso per la singola unità geotecnica. In particolare, nella seguente tabella riassuntiva sono riportati i valori dei due livelli di operatività individuati; ossia E_{op1} caratteristico di livelli deformativi tipici di problemi di cedimento (problemi di carico), e come tali più basso, ed E_{op2} da adottare nel caso di analisi di scavi o di opere di sostegno, quindi in presenza di problemi di scarico, dove si possono considerare valori più elevati. Si sottolinea che, per quanto riguarda i materiali coesivi, tali parametri possono essere utilizzati solo fintanto che con l'applicazione dei sovraccarichi (carichi, rilevati, ecc, ...) i materiali rimangono in campo sovraconsolidato, ossia permangono all'interno del comportamento pseudo-elastico di scarico e ricarico. Laddove invece l'applicazione dei carichi faccia superare al deposito la pressione di sovraconsolidazione, l'applicazione di tali parametri non può essere fatta e necessariamente i calcoli devono essere eseguiti con modelli costitutivi che permettano l'uso dei rapporti di compressione CR e di ricompressione RR.
- I rapporti di sovraconsolidazione OCR sono stati valutati a partire dall'interpretazione delle prove CPTU valutati in termini di coesione non drenata rispetto alla coesione non drenata stimabile per un terreno normal-consolidato. Tali valori sono poi stati confrontati con quanto derivabile dai risultati di alcuni edometri (quelli la cui curva sforzi-deformazione permetteva di effettuare la costruzione grafica di Casagrande (1936) o che non erano affetti da un disturbo di campionamento troppo elevato e hanno permesso la costruzione con la correzione suggerita da Schmertmann (1955)).

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	178 di 254

- I rapporti di compressione CR e di ricompressione RR sono stati valutati dall'interpretazione delle prove edometriche. I risultati dell'interpretazione di tutte le prove edometriche sono riportati alla Tabella 16. Si segnala che solo alcune delle prove edometriche sono state ritenute significative in quanto caratterizzate da un grado di disturbo del campionamento relativamente contenuto (inferiore al 5%) e pertanto utilizzate per la definizione dei parametri di deformabilità.
- Nella Figura 119 è invece riportato, per tutti i campioni caratterizzati da un LL superiore al 50%, lo stato iniziale in termini di indice dei vuoti e pressione verticale efficace geostatica nel piano di Burland (1990) per i campioni Tale rappresentazione permette di individuare i terreni caratterizzati da uno stato iniziale che si posiziona alla destra della curva di compressibilità intrinseca di Burland. Nel caso in esame vi sono, come si può vedere nella figura, alcuni punti che si posizionano a destra della curva di riferimento ma per la maggior parte sono relativi a campioni che presentano una componente torbosa o comunque organica. Gli altri punti, pur trovandosi al di sopra della curva di compressibilità intrinseca, lo sono in maniera piuttosto contenuta.
- Il coefficiente di Poisson è stato assunto per tutte le unità pari a 0.25 ad eccezione dell'unità G,S a cui è stato assegnato un valore pari a 0.2.
- I valori di permeabilità sono stati definiti in accordo alle considerazioni fatte al precedente capitolo 8 a cui si rimanda per ogni dettaglio.

9.1 Parametri geotecnici associati alle unità stratigrafiche

Sulla base delle considerazioni riportate al paragrafo precedente sono stati definiti i parametri per ciascuno strato individuato, da utilizzarsi per la progettazione, riportati nella successiva Tabella 18.

Tabella 18: Tabella parametri geotecnici

UNITA'	MATERIALE	Parametri di resistenza					Parametri di deformabilità										
		γ_v	K_0	φ'	c'	c_u	G_0	E_0	E_{op1}	E_{op2}	ν'	$k_v^{(*)}$	OCR	CR	RR	C_{ae}	Z_0
		[kN/m ³]	[-]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[m/s]	[-]	[-]	[-]	[%]	[m da p.c.]
A,L1	L,A; L(A)[S]	18	0.99	22	10	80-100	60	150	15	30	0.25	1.00E-09	2.2	0.15	0.01	0.5	-
A,L2	A(L),L(A)	17.5	0.84	20.5	5	30-40	40-60	100-150	7+(0.5·Z)	14+(1·Z)	0.25	1.00E-09	1.6	0.19	0.03	0.7	4.5
L(S)	L(S); L(S)[A]	19	0.50	30	0	-	20	50	3-4	6	0.25	1.00E-06	1.0	-	-	-	-
L(S,A)	L(A,S); L(S,A)	20	0.62	28	0	-	40-70	100-150	5+(0.66·Z)	10+(1.3·Z)	0.25	5.00E-07	1.5	0.16	0.02	0.55	-
L,A2	L(A); L(A)[S]; L(A),S	19	0.59	27	0	30-60	60-90	150-220	10+(1·Z)	20+(1·Z)	0.25	1.00E-06	1.2	0.14	0.017	0.55	15
L,A1	L(A); L(A)[S]	18.5	0.63	23.5	12	60	85	210	22	44	0.25	1.00E-07	1.1	0.20	0.04	0.75	
G,S	S; S(G);G(S);G	19	0.41	36	0	-	200	500	50	100	0.2	1.00E-04	1.0	-	-	-	-
M	A(M); M	21	0.57	26	20	150-400	160	400	40	80	0.25	1.00E-09	1.05	0.10	0.017	0.4	-

(*) per analisi di cedimento adottare cautelativamente i parametri di permeabilità verticale definiti in tabella; per analisi di stabilità adottare anche i parametri di permeabilità orizzontale $k_h = 10 k_v$ per tutti i materiali tranne G,S e L(S) per i quali adottare $k_h = k_v$.

10. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TRACCIATO

La caratterizzazione ha avuto come risultato finale la suddivisione dei depositi investigati dal punto di vista geotecnico, coerentemente con le indicazioni emerse dallo studio geologico ed idrogeologico della zona. Su questo supporto di base sono riportate le unità geotecniche - stratigrafiche, vale a dire le linee di separazione tra strati omogenei dal punto di vista geotecnico.

Nei paragrafi seguenti si riporta la caratterizzazione in corrispondenza della porzione di tracciato di pertinenza, in termini di successione stratigrafica caratteristica e relativi parametri geotecnici. Nel caso in cui vi sia una distanza considerevole tra un sondaggio e quello successivo, rispetto ai quali sono stati stimati i parametri geotecnici, un'eventuale caratterizzazione del tratto intermedio è stata ottenuta per interpolazione dei valori a disposizione.

La legenda dei parametri geotecnici utilizzati nelle tabelle che si trovano ai punti seguenti è di seguito riportata.

- γ_n = peso di volume naturale;
- N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;
- q_c = resistenza alla punta misurata in prova CPTU e SCPTU;
- φ' = angolo di attrito "operativo";
- c' = intercetta di coesione "operativa";
- c_u = resistenza al taglio non drenata riferita a tensioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a condizioni di carico tipo quelle delle prove triassiali di compressione e carico, oppure quella ricavata dalle prove CPTU e SCPTU;
- G_0 = modulo di taglio iniziale riferito alle pressioni efficaci geostatiche;
- E_{op} = modulo di Young "operativo";
- ν' = rapporto di Poisson.
- k_v = coefficiente di permeabilità verticale riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di flusso diretto principalmente nella direzione verticale;
- CR e RR = coefficienti di consolidazione primaria nel piano $\varepsilon - \log(\sigma)$, CR rapporto di compressione e RR rapporto di ricomprensione;

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	181 di 254

- $C_{\alpha\varepsilon}$ = coefficiente di consolidazione secondaria nel piano $\varepsilon - \log(\sigma)$.

Successivamente è stato condotto un confronto grafico tra i parametri geotecnici di progetto stimati e i valori ottenuti dall'interpretazione delle prove in sito e di laboratorio, in termini di:

- Coesione non drenata (C_u)
- Angolo di attrito interno (ϕ')
- Modulo di Young iniziale (E_0)

Tale confronto è stato effettuato per tratte omogenee evidenziando la successione delle unità geotecniche di progetto per ciascuna tratta.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	182 di 254

10.1 Da 6+500 a 7+600

Nel seguito si riportano le tabelle contenenti la stratigrafia di progetto per l'opera in esame, i relativi parametri geotecnici di calcolo e i grafici di confronto tra i parametri di progetto e quelli ottenuti dalle prove in sito e laboratorio. Le indagini di riferimento sono: S9, MASW 6.

La falda si trova ad una profondità di circa 3.5 metri da p.c.

Strato	Profondità media da	Profondità media a	Descrizione
	[m da p.c.]	[m da p.c.]	
A,L1	0	7.5	L,A; L(A)[S]
A,L2	7.5	14	A(L),L(A)
L,A2	14	21	L(A); L(A)[S]; L(A),S
L,A1	21	35	L(A); L(A)[S]
M	35	-	A(M); M

NOTA: spessori medi stimati nella parte centrale della tratta, ridotti agli estremi come meglio chiarito nel Doc. Rif. [11]

UNITA'	Parametri di resistenza					Parametri di deformabilità										
	γ_v	K_0	φ'	c'	c_u	G_0	E_0	E_{op1}	E_{op2}	ν'	$k_v^{(*)}$	OCR	CR	RR	C_{ae}	$Z_0^{(**)}$
	[kN/m ³]	[-]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[m/s]	[-]	[-]	[-]	[%]	[m da p.c.]
A,L1	18	0.99	22	10	80-100	60	150	15	30	0.25	1.00E-09	2.2	0.15	0.01	0.5	-
A,L2	17.5	0.84	20.5	5	30-40	40-60	100-150	7+(0.5·Z)	14+(1·Z)	0.25	1.00E-09	1.6	0.19	0.03	0.7	7.5
L,A2	19	0.59	27	0	30-60	60-90	150-220	10+(1·Z)	20+(1·Z)	0.25	1.00E-06	1.2	0.14	0.017	0.55	14
L,A1	18.5	0.63	23.5	12	60	85	210	22	44	0.25	1.00E-07	1.1	0.20	0.04	0.75	-
M	21	0.57	26	20	150-400	160	400	40	80	0.25	1.00E-09	1.05	0.10	0.017	0.4	-

Nota: Gli intervalli, dove presenti, fanno riferimento a valori crescenti con la profondità.

(*) per analisi di cedimento adottare cautelativamente i parametri di permeabilità verticale definiti in tabella; per analisi di stabilità adottare anche i parametri di permeabilità orizzontale $k_h = 10 k_v$ per tutti i materiali tranne G,S e L(S) per i quali adottare $k_h = k_v$.

(**) Z_0 = profondità di riferimento rispetto alla quale considerare l'incremento lineare dei valori dei parametri (dove presente)

10.1.1 Coesione non drenata

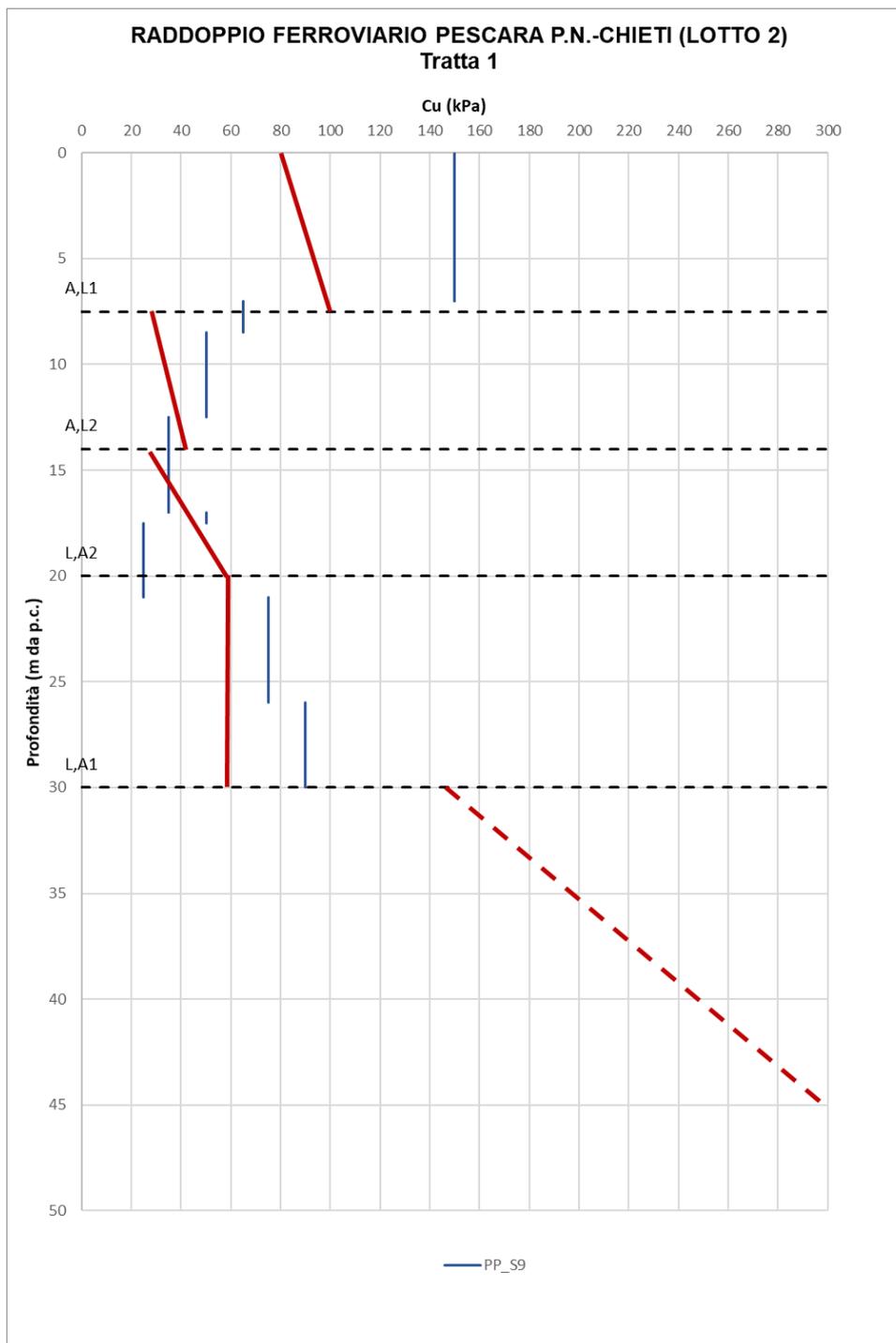


Figura 121 – Cu di progetto vs. Cu da prove (Tratta 1)

10.1.2 Angolo di attrito interno

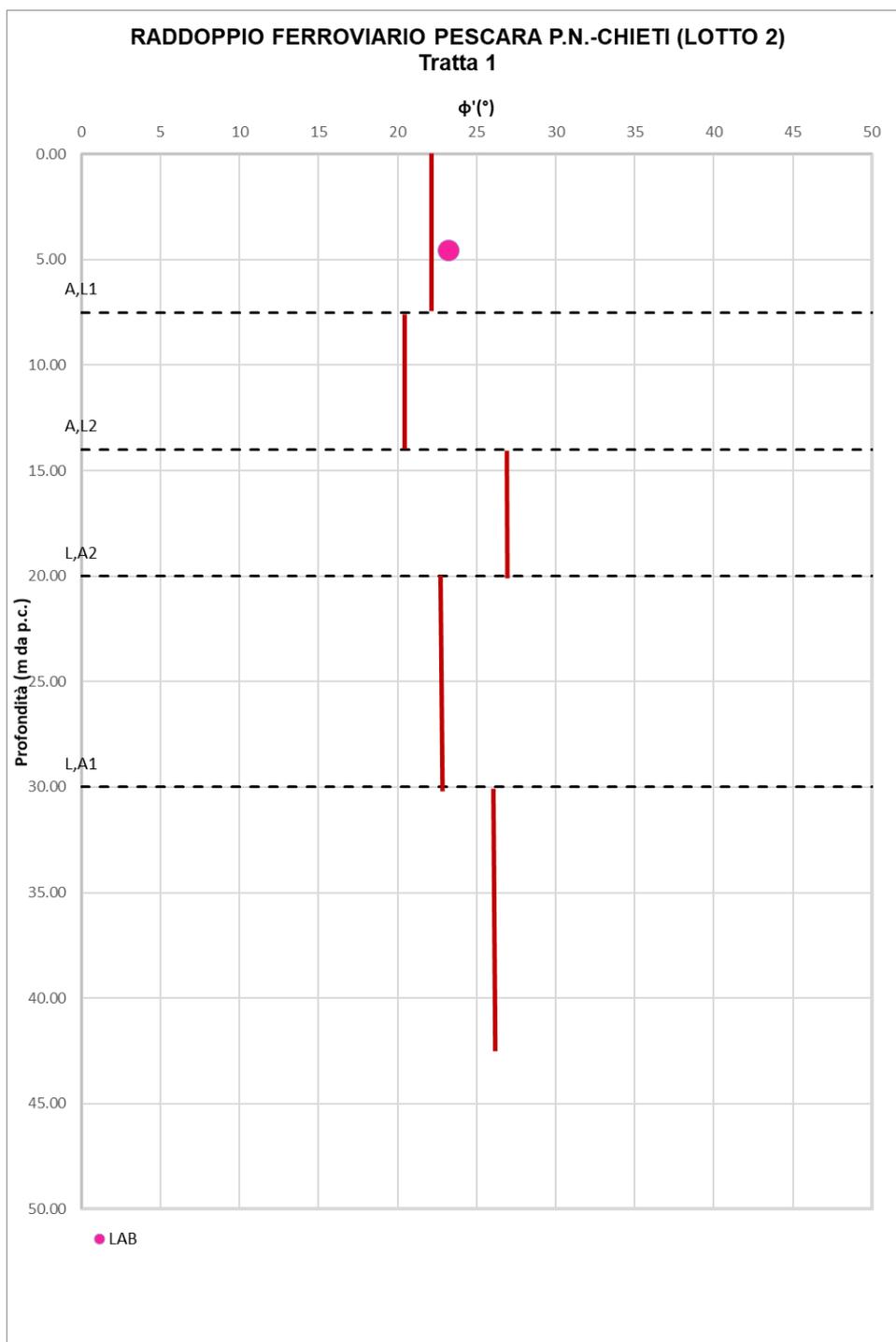


Figura 122 – ϕ' di progetto vs. ϕ' da prove (Tratta 1)

10.1.3 Modulo di Young iniziale

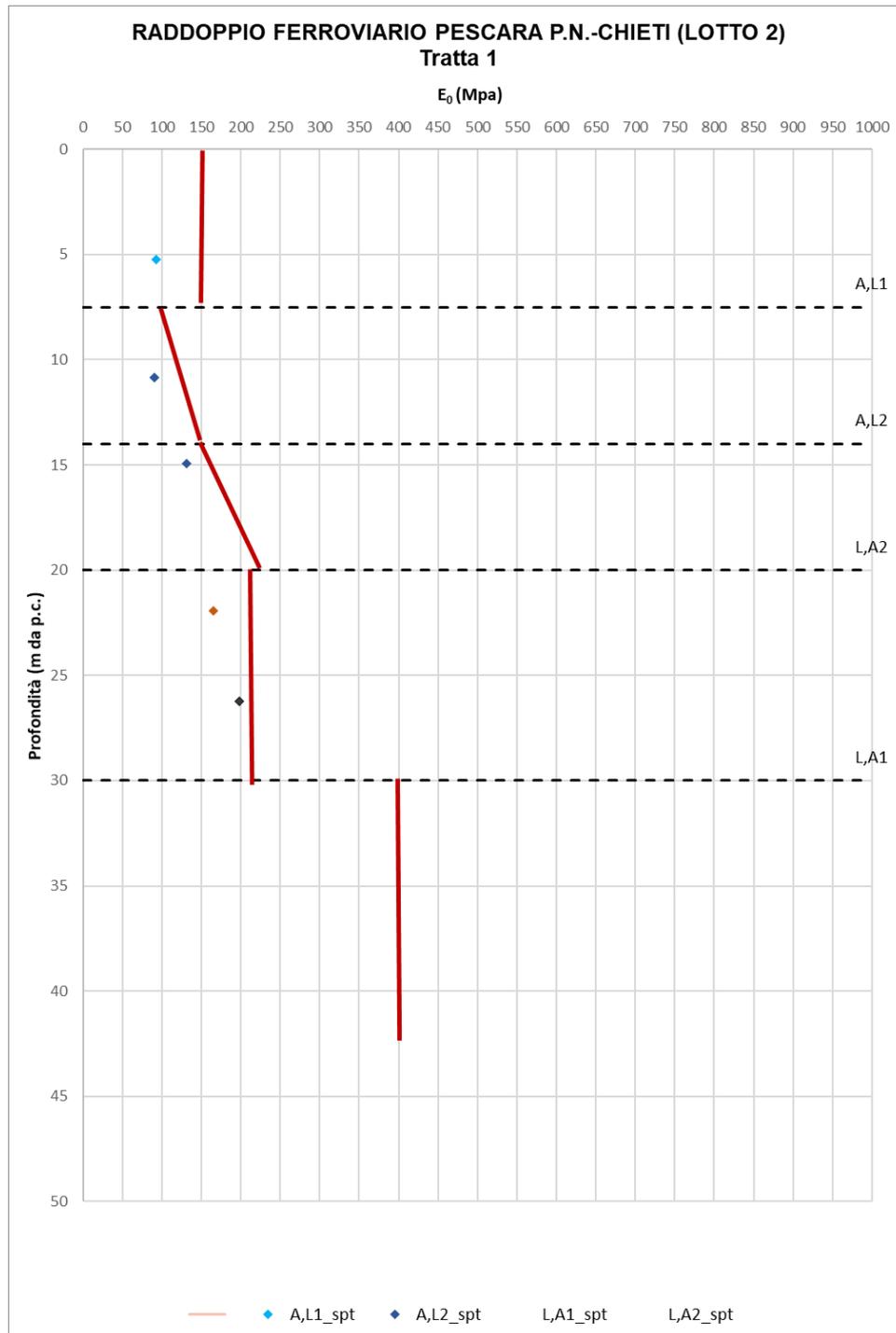


Figura 123 – E_0 di progetto vs. E_0 da prove (Tratta 1)

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	186 di 254

10.2 Da 7+600 a 9+100

Nel seguito si riportano le tabelle contenenti la stratigrafia di progetto per l'opera in esame, i relativi parametri geotecnici di calcolo e i grafici di confronto tra i parametri di progetto e quelli ottenuti dalle prove in sito e laboratorio. Le indagini di riferimento sono: S10, S11, S12, S14, SCPTU-13, SCPTU-14, MASW 7, MASW 8, MASW 9, DH (S12). La falda si trova ad ad una elevazione media di 12.5 m s.l.m.

Strato	Profondità da	Profondità a	Descrizione
	[m da p.c.]	[m da p.c.]	
L(S,A) (*)	0	20	L(A),S; L(S),A
G,S	20	23	S; S(G);G(S);G
M	23	-	A(M); M

(*) lo spessore medio si riduce fino ad un massimo di circa 5 metri nella parte centrale della tratta (tra 8+000 e 9+200) in corrispondenza di un abbassamento del p.c.

UNITA'	Parametri di resistenza					Parametri di deformabilità										
	γ_v [kN/m ³]	K_0 [-]	ϕ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	G_0 [MPa]	E_0 [MPa]	E_{op1} [MPa]	E_{op2} [MPa]	ν' [-]	k_v (*) [m/s]	OCR [-]	CR [-]	RR [-]	C_{ae} [%]	Z_0 (**) [m da p.c.]
L(S,A)	20	0.62	28	0	80-100	40-70	100-150	5+(0.66·Z)	10+(1.3·Z)	0.25	5.00E-07	1.5	0.16	0.02	0.55	-
G,S	19	0.41	36	0	-	200	500	50	100	0.2	1.00E-04	1.0	-	-	-	-
M	21	0.57	26	20	150-400	160	400	40	80	0.25	1.00E-09	1.05	0.10	0.017	0.4	-

Nota: Gli intervalli, dove presenti, fanno riferimento a valori crescenti con la profondità

(*) per analisi di cedimento adottare cautelativamente i parametri di permeabilità verticale definiti in tabella; per analisi di stabilità adottare anche i parametri di permeabilità orizzontale $k_h = 10 k_v$ per tutti i materiali tranne G,S e L(S) per i quali adottare $k_h = k_v$.

10.2.1 Coesione non drenata

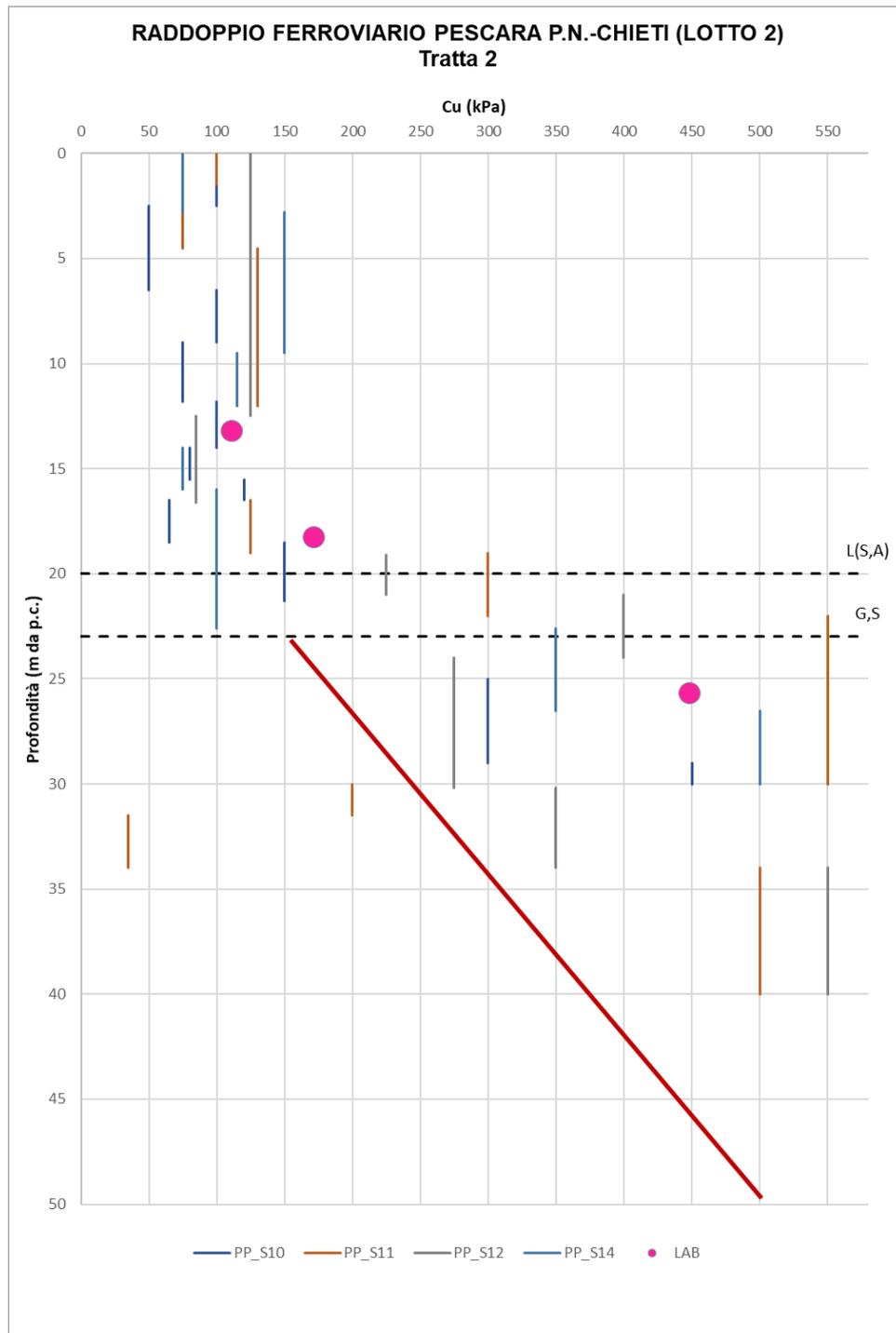


Figura 124 – C_u di progetto vs. C_u da prove (Tratta 2)

10.2.2 Angolo di attrito interno

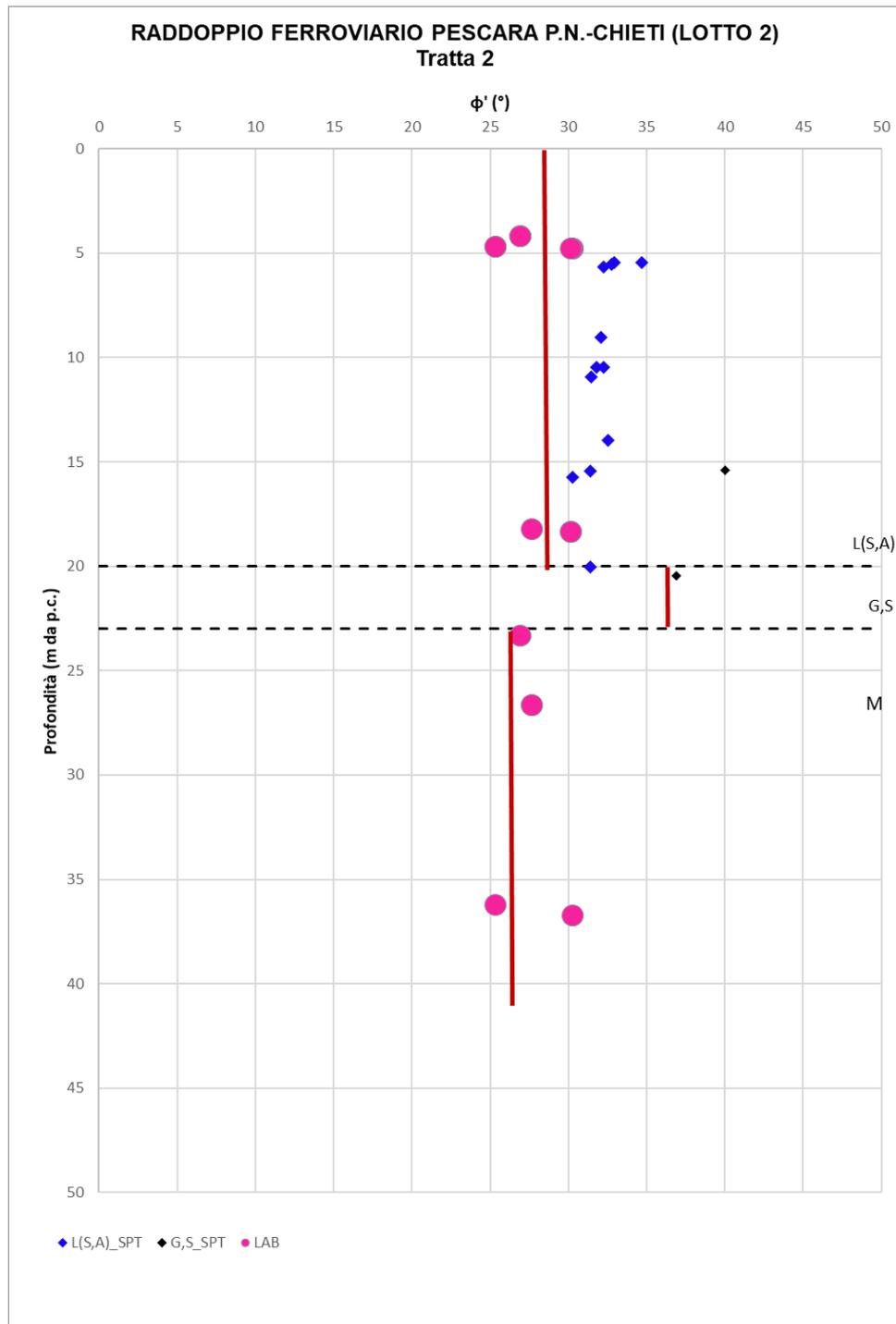


Figura 125 – ϕ' di progetto vs. ϕ' da prove (Tratta 2)

10.2.3 Modulo di Young iniziale

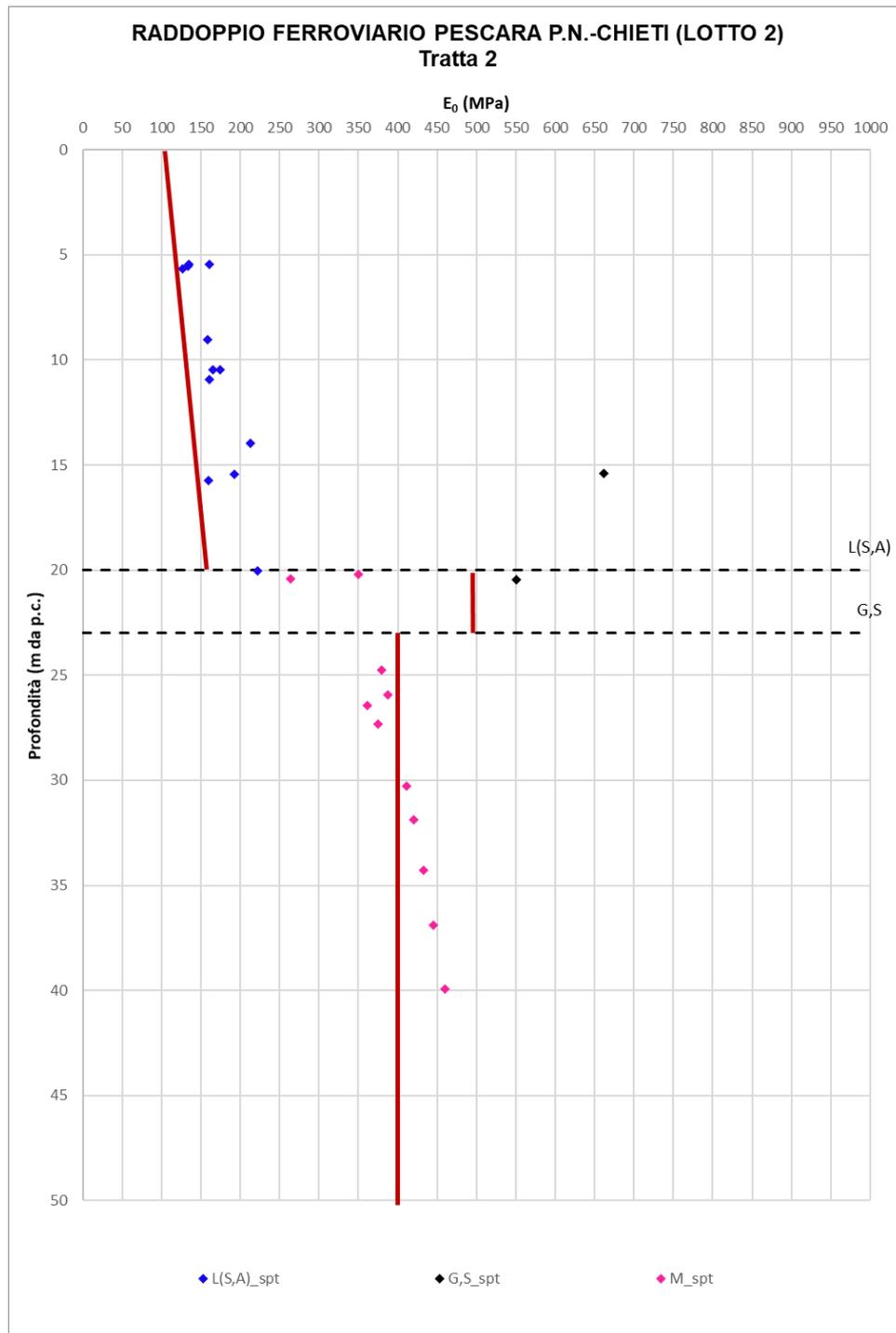


Figura 126 – E_0 di progetto vs. E_0 da prove (Tratta 2)



VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA – CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PM SAN GIOVANNI TEATINO - CHIETI PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	190 di 254

10.3 Da 9+100 a 10+250

Nel seguito si riportano le tabelle contenenti la stratigrafia di progetto per l'opera in esame, i relativi parametri geotecnici di calcolo e i grafici di confronto tra i parametri di progetto e quelli ottenuti dalle prove in sito e laboratorio.. Le indagini di riferimento sono: S15, MASW 10. La falda si trova ad una profondità di circa 14 m da p.c. A circa 4.3 m da p.c. è presente anche una falda sospesa.

Strato	Profondità da	Profondità a	Descrizione
	[m da p.c.]	[m da p.c.]	
L(S,A) (*)	0	7	L(A),S; L(S),A
L,A2 (**)	7	19	L(A); L(A)[S]; L(A),S
G,S	19	24	S; S(G);G(S);G
M	24	-	A(M); M

(*) spessore variabile lungo la tratta da un massimo di 15 metri a un minimo di 2 metri, come meglio chiarito nel Doc. Rif. [13]

(**) spessore variabile lungo la tratta da un minimo di 0 metri a un massimo di 17 metri, come meglio chiarito nel Doc. Rif. [13]

(***) spessore variabile lungo la tratta da un minimo di 0 metri a un massimo di 4 metri, come meglio chiarito nel Doc. Rif. [13]

UNITA'	Parametri di resistenza					Parametri di deformabilità					OCR	CR	RR	C _{ae}	Z ₀ (**)	
	γ _n	K ₀	φ'	c'	c _u	G ₀	E ₀	E _{op1}	E _{op2}	v'						k _v (*)
	[kN/m ³]	[-]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]		[MPa]	[MPa]	[-]						[m/s]
L(S,A)	20	0.62	28	0	80-100	40-70	100-150	5+(0.66·Z)	10+(1.3·Z)	0.25	5.00E-07	1.5	0.16	0.02	0.55	-
L,A2 (****)	19	0.59	27	0	30-60	60-90	150-220	10+(1·Z)	20+(1·Z)	0.25	1.00E-06	1.2	0.14	0.017	0.55	15
G,S	19	0.41	36	0	-	200	500	50	100	0.2	1.00E-04	1.0	-	-	-	-
M	21	0.57	26	20	150-400	160	400	40	80	0.25	1.00E-09	1.05	0.10	0.017	0.4	-

Nota: Gli intervalli, dove presenti, fanno riferimento a valori crescenti con la profondità.

(*) per analisi di cedimento adottare cautelativamente i parametri di permeabilità verticale definiti in tabella; per analisi di stabilità adottare anche i parametri di permeabilità orizzontale $k_h = 10 k_v$ per tutti i materiali tranne G,S e L(S) per i quali adottare $k_h = k_v$.

(****) Z₀ = profondità di riferimento rispetto alla quale considerare l'incremento lineare dei valori dei parametri (dove presente)

10.3.1 Coesione non drenata

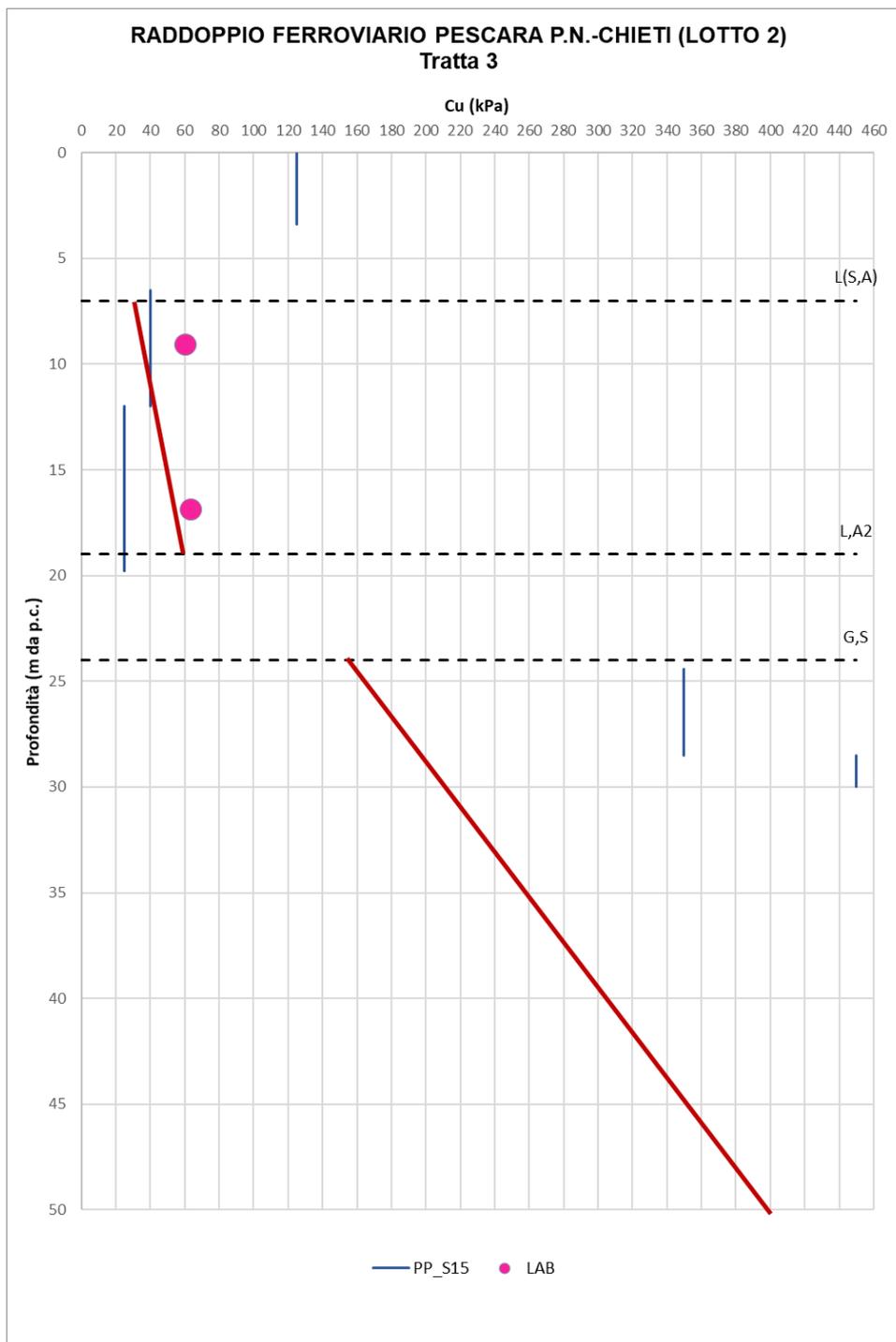


Figura 127 – Cu di progetto vs. Cu da prove (Tratta 3)

10.3.2 Angolo di attrito interno

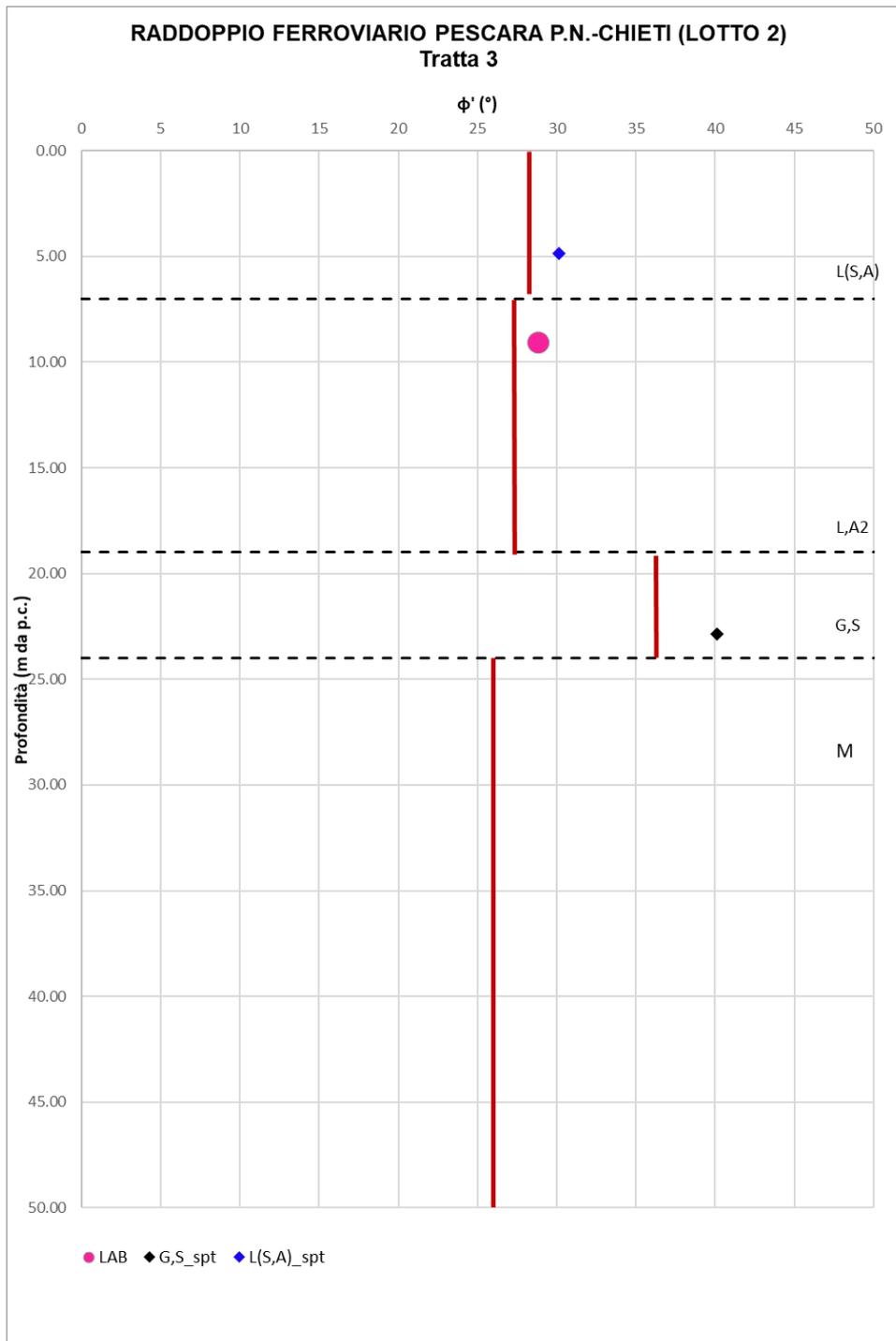


Figura 128 – ϕ' di progetto vs. ϕ' da prove (Tratta 3)

10.3.3 Modulo di Young iniziale

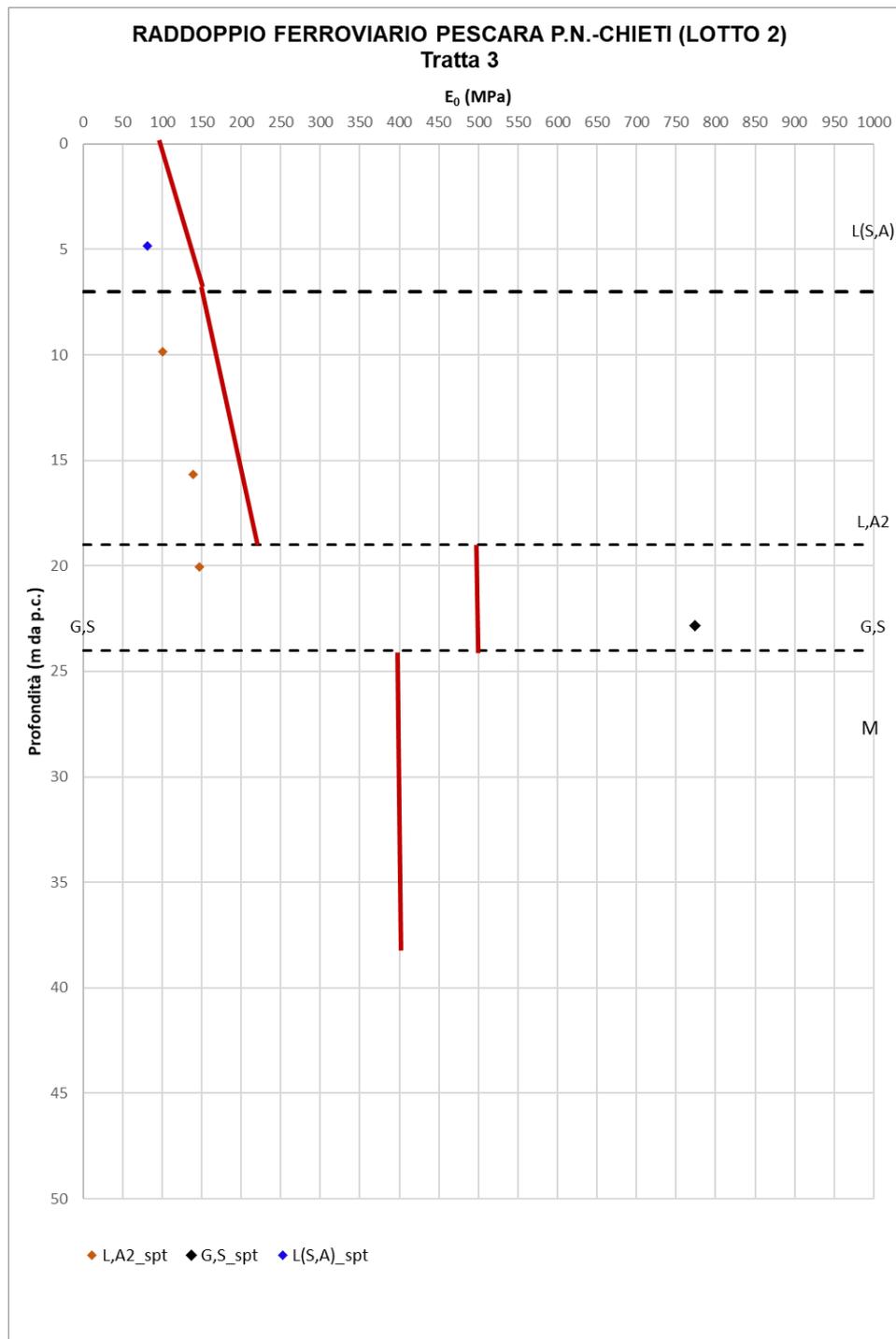


Figura 129 – E_0 di progetto vs. E_0 da prove (Tratta 3)

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	194 di 254

10.4 Da 10+250 a 11+200

Nel seguito si riportano le tabelle contenenti la stratigrafia di progetto per l'opera in esame, i relativi parametri geotecnici di calcolo e i grafici di confronto tra i parametri di progetto e quelli ottenuti dalle prove in sito e laboratorio. Le indagini di riferimento sono: S16, MASW 11bis. La falda si trova ad una profondità di circa 16.9 m da p.c. A circa 1 m da p.c. è presente anche una falda sospesa.

Strato	Profondità da [m da p.c.]	Profondità a [m da p.c.]	Descrizione
A,L1	2	4	L,A; L(A)[S]
L,S (*)	4	8	L(S); L(S)[A]
L,A2 (**)	8	16	L(A); L(A)[S]; L(A),S
L,A1	16	26.5	L(A); L(A)[S]
G,S	26.5	33	S; S(G);G(S);G
M	33	-	A(M); M

(*) spessore medio stimato nella parte centrale della tratta, ridotto agli estremi, come meglio chiarito nel Doc. Rif [14].

(**) spessore medio stimato nella parte centrale della tratta, incrementato agli estremi, come meglio chiarito nel Doc. Rif [14].

UNITA'	Parametri di resistenza					Parametri di deformabilità										
	γ_n [kN/m ³]	K_0 [-]	φ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	G_0 [MPa]	E_0	E_{op1} [MPa]	E_{op2} [MPa]	v' [-]	k_v (*) [m/s]	OCR [-]	CR [-]	RR [-]	C_{ae} [%]	Z_0 (**) [m da p.c.]
A,L1	18	0.99	22	10	80-100	60	150	15	30	0.25	1.00E-08	2.2	0.15	0.01	0.5	-
L(S)	19	0.50	30	0	-	20	50	3-4	6	0.25	1.00E-06	-	-	-	-	-
L,A2 (***)	19	0.59	27	0	30-60	60-90	150-220	10+(1·Z)	20+(1·Z)	0.25	1.00E-06	1.2	0.14	0.017	0.55	15
L,A1	18.5	0.63	23.5	12	60	85	210	22	44	0.25	1.00E-07	1.1	0.20	0.04	0.75	-
G,S	19	0.41	36	0	-	200	500	50	100	0.2	1.00E-04	1.0	-	-	-	-
M	21	0.57	26	20	150-400	160	400	40	80	0.25	1.00E-09	1.05	0.10	0.017	0.4	-

Nota: Gli intervalli, dove presenti, fanno riferimento a valori crescenti con la profondità.

(*) per analisi di cedimento adottare cautelativamente i parametri di permeabilità verticale definiti in tabella; per analisi di stabilità adottare anche i parametri di permeabilità orizzontale $k_h = 10 k_v$ per tutti i materiali tranne G,S e L(S) per i quali adottare $k_h = k_v$.

(***) Z_0 = profondità di riferimento rispetto alla quale considerare l'incremento lineare dei valori dei parametri (dove presente)

10.4.1 Coesione non drenata

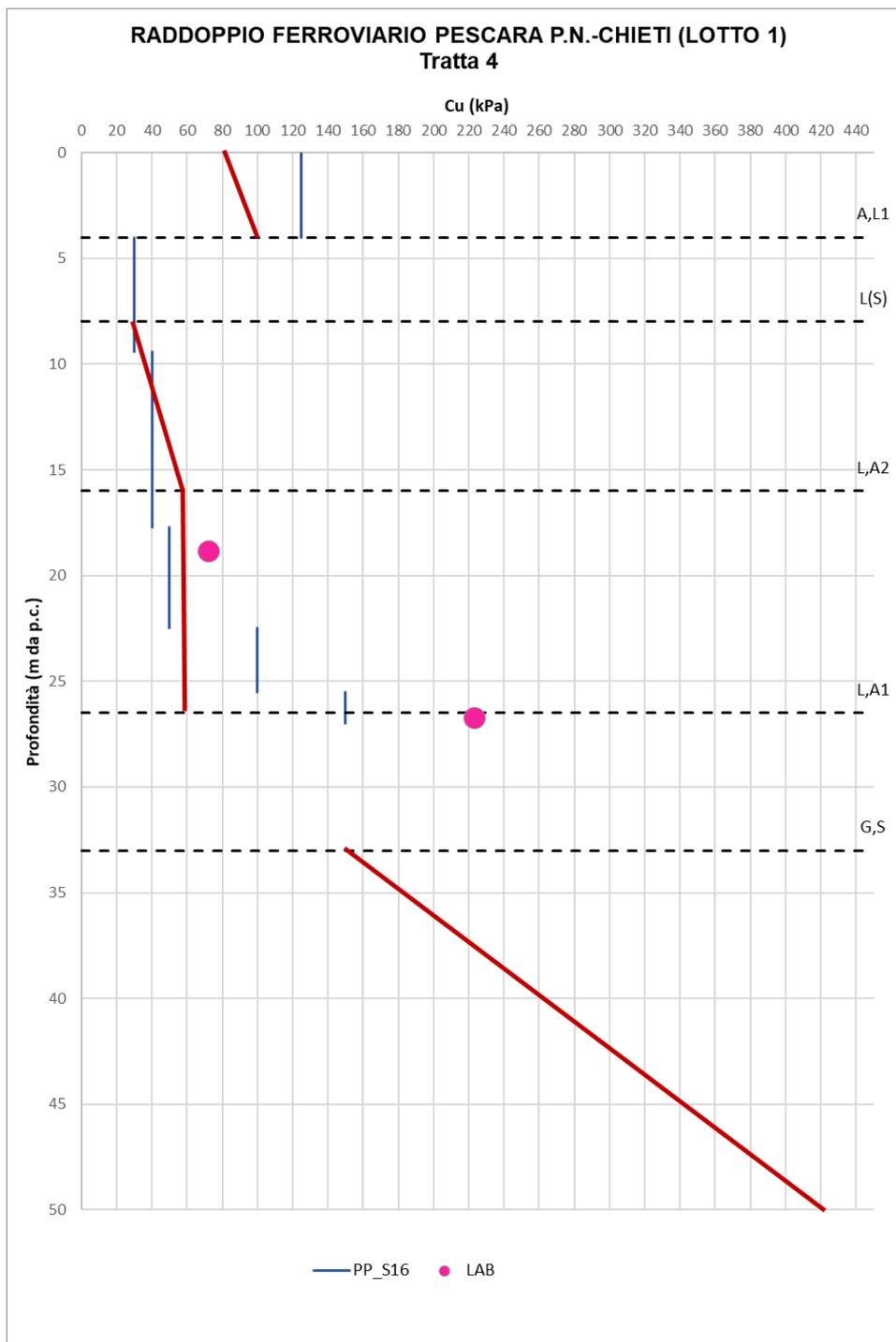


Figura 130 – Cu di progetto vs. Cu da prove (Tratta 4)

10.4.2 Angolo di attrito interno

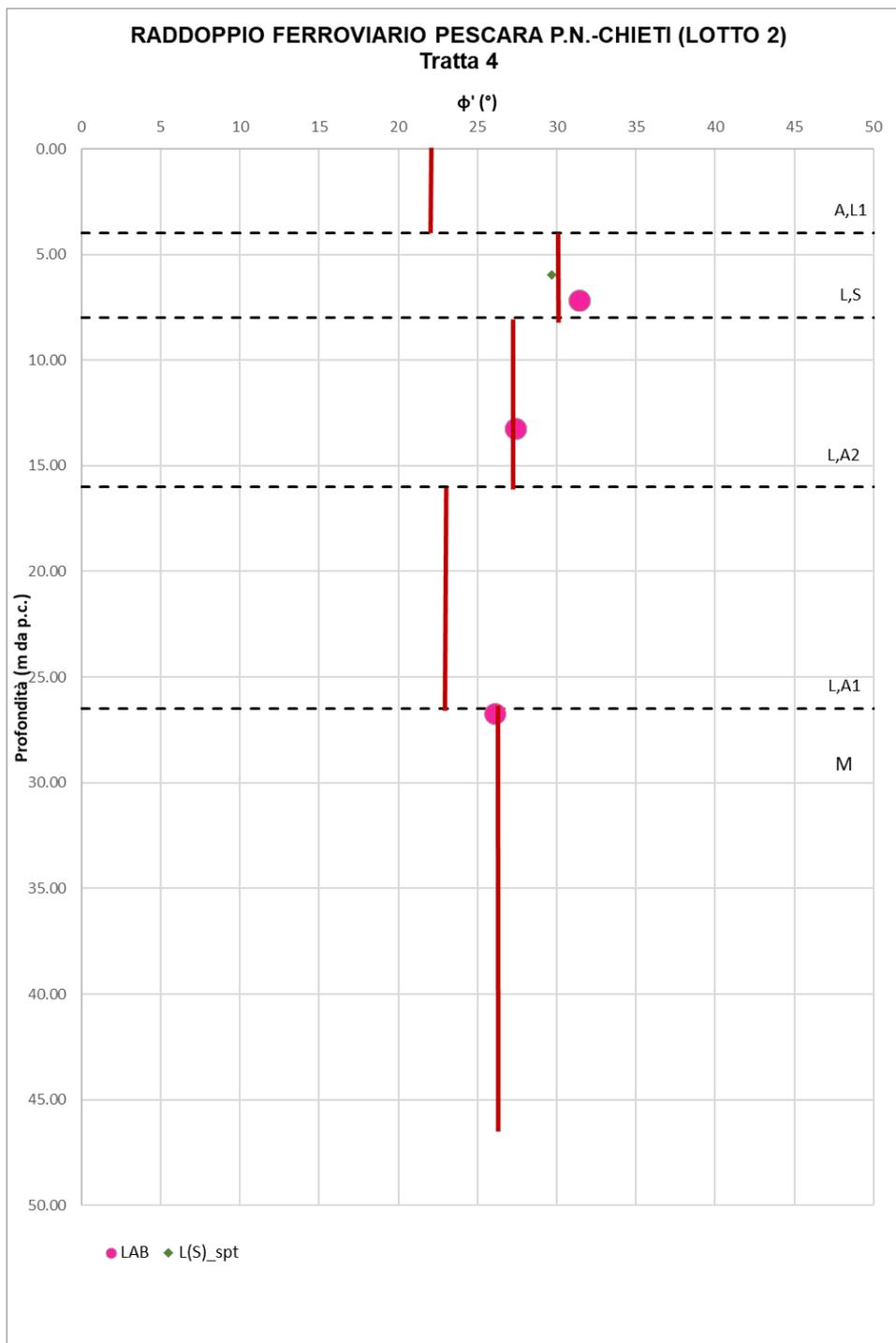


Figura 131 – ϕ' di progetto vs. ϕ' da prove (Tratta 4)

10.4.3 Modulo di Young iniziale

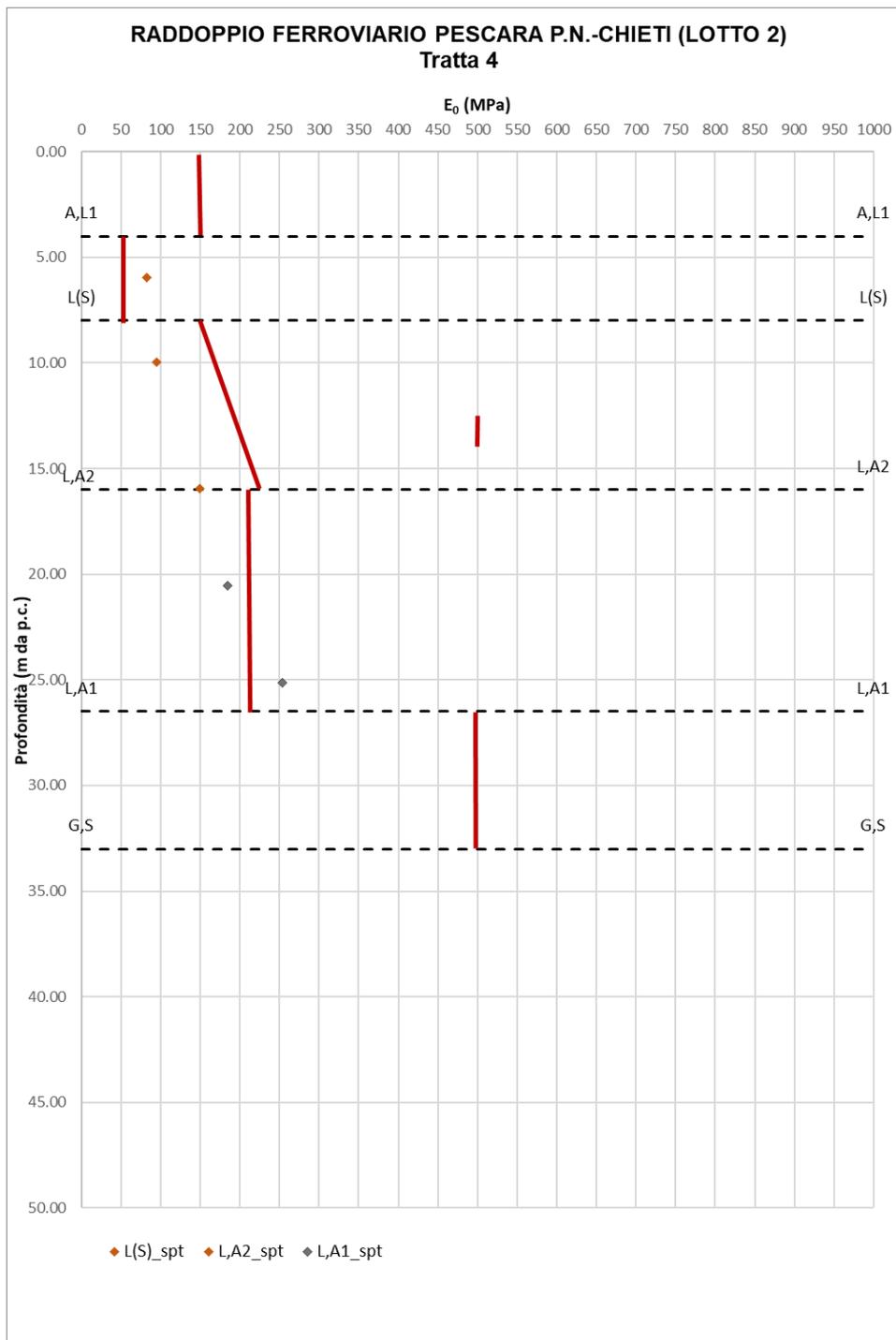


Figura 132 – E_0 di progetto vs. E_0 da prove (Tratta 4)



VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA – CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PM SAN GIOVANNI TEATINO - CHIETI PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	198 di 254

10.5 Da 11+200 a fine lotto 2

Nel seguito si riportano le tabelle contenenti la stratigrafia di progetto per l'opera in esame, i relativi parametri geotecnici di calcolo e i grafici di confronto tra i parametri di progetto e quelli ottenuti dalle prove in sito e laboratorio. Le indagini di riferimento sono: MASW 11, DPSH 8. La falda si trova ad una profondità media di circa 2 m da p.c.

Strato	Profondità da [m da p.c.]	Profondità a [m da p.c.]	Descrizione
A,L1	0	7	L,A; L(A)[S]
L,A2	7	15	L(A); L(A)[S]; L(A),S
L,A1	15	25	L(A); L(A)[S]
G,S	25	30	S; S(G);G(S);G
M	30	-	A(M); M

UNITA'	Parametri di resistenza					Parametri di deformabilità										
	γ_n [kN/m ³]	K_0 [-]	φ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	G_0 [MPa]	E_0	E_{op1} [MPa]	E_{op2} [MPa]	ν' [-]	k_v (*) [m/s]	OCR [-]	CR [-]	RR [-]	C_{ae} [%]	Z_0 [m da p.c.]
A,L1	18	0.99	22	10	80-100	60	150	15	30	0.25	1.00E-09	2.2	0.15	0.01	0.5	-
L,A2	19	0.59	27	0	30-60	60-90	150-220	10+(1·Z)	20+(1·Z)	0.25	1.00E-06	1.2	0.14	0.017	0.55	5
L,A1	18.5	0.63	23.5	12	60	85	210	22	44	0.25	1.00E-07	1.1	0.20	0.04	0.75	-
G,S	19	0.41	36	0	-	200	500	50	100	0.2	1.00E-04	1.0	-	-	-	-
M	21	0.57	26	20	150-400	160	400	40	80	0.25	1.00E-09	1.05	0.10	0.017	0.4	-

Nota: Gli intervalli, dove presenti, fanno riferimento a valori crescenti con la profondità.

(*) per analisi di cedimento adottare cautelativamente i parametri di permeabilità verticale definiti in tabella; per analisi di stabilità adottare anche i parametri di permeabilità orizzontale $k_h = 10 k_v$ per tutti i materiali tranne G,S e L(S) per i quali adottare $k_h = k_v$.

(**) Z_0 = profondità di riferimento rispetto alla quale considerare l'incremento lineare dei valori dei parametri (dove presente)

10.6 SSE Manopello e Piazzale Terna

Nel seguito si riportano le tabelle contenenti la stratigrafia di progetto per l'opera in esame, i relativi parametri geotecnici di calcolo e i grafici di confronto tra i parametri di progetto e quelli ottenuti dalle prove in sito e laboratorio. Le indagini di riferimento sono: S1. La falda si trova ad una profondità media di circa 7 m da p.c.

Strato	Profondità da	Profondità a	Descrizione
	[m da p.c.]	[m da p.c.]	
L,A2	0	3.5	L(A); L(A)[S]; L(A),S
G,S	3.5	16.5	S; S(G);G(S);G
M	16.5	-	A(M); M

UNITA'	Parametri di resistenza					Parametri di deformabilità										
	γ_n [kN/m ³]	K_0 [-]	φ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	G_0 [MPa]	E_0	E_{op1} [MPa]	E_{op2} [MPa]	ν' [-]	k_v (*) [m/s]	OCR [-]	CR [-]	RR [-]	C_{ae} [%]	Z_0 [m da p.c.]
L,A2	19	0.59	27	0	30-60	60-90	150-220	10+(1·Z)	20+(1·Z)	0.25	1.00E-06	1.2	0.14	0.017	0.55	5
G,S	19	0.41	36	0	-	200	500	50	100	0.2	1.00E-04	1.0	-	-	-	-
M	21	0.57	26	20	150-400	160	400	40	80	0.25	1.00E-09	1.05	0.10	0.017	0.4	-

(*) per analisi di cedimento adottare cautelativamente i parametri di permeabilità verticale definiti in tabella; per analisi di stabilità adottare anche i parametri di permeabilità orizzontale $k_h = 10 k_v$ per tutti i materiali tranne G,S e L(S) per i quali adottare $k_h = k_v$.

11. AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE

11.1 Premessa

L'azione sismica che governa il rispetto dei diversi Stati Limite per le strutture in progetto (di esercizio – SLE e Ultimi - SLU) è qui definita in accordo alle Norme Tecniche 2018 (NTC2018) a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, espressa in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su suolo rigido, con superficie topografica orizzontale.

La definizione dell'azione sismica include le ordinate dello spettro di risposta elastico di accelerazione $S_e(T)$ corrispondenti a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R per la vita utile della struttura.

In sintesi, la forma degli spettri di risposta di progetto è definita dai seguenti parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima per sito rigido e superficie topografica orizzontale;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei paragrafi seguenti verrà dapprima stabilito il periodo di riferimento per l'azione sismica, in base alla classificazione delle opere in progetto. Successivamente, verranno definiti gli stati limite di interesse per la verifica strutturale, arrivando a definire i periodi di ritorno corrispondenti dell'azione sismica da considerare, determinata a sua volta per condizioni di suolo rigido ed a livello del piano campagna in corrispondenza di alcuni punti di interesse.

L'inquadramento sismo-tettonico, sismologico dell'area sono oggetto della relazione geologica (Doc. Rif. [6]) a cui qui si fa diretto riferimento. Sempre oggetto della relazione geologica è la definizione della categoria di suolo e topografica di riferimento e della magnitudo sempre di riferimento per la verifica a liquefazione, condotta nel presente studio.

11.2 Vita Nominale, Classe d'Uso, Periodo di Riferimento per l'Azione Sismica

La Vita Nominale V_N di un'opera, intesa come il periodo temporale entro cui l'opera stessa può essere usata per lo scopo al quale è destinata purché soggetta alla manutenzione ordinaria, è così definita dalle NTC2018:

- $V_N \leq 10$ anni, per opere provvisorie e opere provvisionali.
- $V_N \geq 50$ anni, per opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.
- $V_N \geq 100$ anni, per grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di importanza strategica.

Nel caso in esame, per quanto riguarda la linea ferroviaria, trattandosi di una opera infrastrutturale di elevata importanza, ma non inquadrata all'interno del sistema di grande viabilità ferroviaria, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è stato assunto in sede progettuale (cfr. Relazione Geologica Doc. Rif. [6]):

$$V_N = 75 \text{ anni}$$

Per le opere connesse alla viabilità stradale (IV02, IV03), ritenute fondamentali per i fini di Protezione civile a valle di un terremoto, si assumerà:

$$V_N = 100 \text{ anni}$$

Le opere sono suddivise dalle NTC2018 in classi d'uso, la cui appartenenza è stabilita sulla base dell'importanza dell'opera rispetto alle esigenze di operatività a valle di un evento sismico. In particolare, le classi d'uso sono così definite:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli (coefficiente d'uso $C_U = 0.7$).
- Classe II: ... omissis ... Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o Classe d'uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d'uso III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza ... omissis (coefficiente d'uso $C_U = 1.0$).

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	202 di 254

- Classe III: ... omissis ... Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d'uso IV, e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza ... omissis ... (coefficiente d'uso $C_U = 1.5$).
- Classe IV: ... omissis ... Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade" e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico ... omissis ... (coefficiente d'uso $C_U = 2.0$).

Come indicato nell'elaborato Relazione Geologica (Doc. Rif. [6]), l'infrastruttura ferroviaria appartiene alla Classe d'Uso II e, pertanto, l'azione sismica di verifica viene associata ad un periodo di riferimento V_R pari a:

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1.0 = 75 \text{ anni (opere ferroviarie)}$$

Per le opere connesse alla viabilità stradale, viene assunta la classe d'uso IV da cui

$$V_R = V_N \times C_U = 100 \times 2.00 = 200 \text{ anni (viabilità stradale)}$$

11.3 Stati limite e relative probabilità di superamento

L'azione sismica di progetto deve essere determinata in funzione degli Stati Limite di verifica ed alle corrispondenti probabilità P_{VR} di realizzarsi nel periodo di riferimento V_R sopra definito.

Gli Stati Limite di riferimento per verifiche in presenza di sisma, così come definiti nelle NTC2018 al par. 3.2.1 sono:

- Stato Limite Ultimo (SLU):
 - Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana (SLV), definito come lo stato limite in corrispondenza del quale la struttura subisce una significativa perdita della rigidità nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

- Stato Limite di Prevenzione del Collasso (SLC), stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali.
- Stato limite di Esercizio (SLE):
 - Stato Limite di immediata Operatività (SLO) per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico.
 - Stato Limite di Danno (SLD) definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo.

Il tempo di ritorno T_R dell'azione sismica di verifica è legato al periodo di riferimento V_R ed alla probabilità di superamento P_{VR} dalla relazione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

I valori di periodo di ritorno dell'azione sismica ottenuti come sopra per i diversi Stati Limite sono elencati in Tabella 19.

Tabella 19: Periodi di ritorno per l'azione sismica di progetto, in funzione delle opere considerate, per i diversi stati limite.

Stato limite di riferimento		Periodo di ritorno dell'azione sismica T_R	
		Opere ferroviarie	Opere di viabilità stradale
Stati limite di esercizio (SLE)	Stato limite di immediata operatività (SLO)	45	120
	Stato limite di danno (SLD)	75	201
Stati limite ultimi (SLU)	Salvaguardia della vita umana (SLV)	712	1898
	Stato limite di prevenzione del collasso (SLC)	1462	2475

11.4 Accelerazione di Riferimento su Suolo Rigido

In allegato alle NTC2008, i valori a_g , F_0 e T_c^* sono forniti per ognuno dei 10751 nodi di un reticolo di riferimento che copre il territorio nazionale. I valori corrispondenti a punti intermedi ai nodi di griglia si ottengono per interpolazione sui quattro punti adiacenti.

Per definire i valori della pericolosità sismica di base, sono stati scelti 3 punti di riferimento aventi le coordinate geografiche riportate in Tabella 20, dove si riporta altresì l'identificativo dei nodi del reticolo di riferimento entro cui è compreso il punto di calcolo dell'azione sismica. L'elaborazione è stata condotta utilizzando il foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v.1.0.3b, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009).

Il confronto fra i valori del parametro a_g calcolato ai diversi punti, per gli stati limite di interesse (Tabella 21 e Tabella 22 rispettivamente per linea ferroviaria e opere stradali) mostra come la variabilità dell'input sismico sia apprezzabile, in un quadro di pericolosità sismica in ogni caso elevata.

Cautelativamente, sulla base dei risultati ottenuti si è deciso di associare due valori rappresentativi di pericolosità sismica per il lotto 2 di riferimento, sulla base del valore massimo tra i punti di interesse (P5 per il Lotto 2).

Il risultato dell'interpolazione per i parametri a_g , F_0 e T_c^* per i periodi di ritorno di riferimento è riportato in Tabella 23 (viabilità ferroviaria) e Tabella 24 (viabilità stradale).). I valori così definiti vanno considerati applicabili a tutte le opere afferenti al Lotto 1.

Tabella 20: Nodi del reticolo di riferimento nell'intorno di punti scelti lungo il tracciato. Elaborazione da foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v. 1.0.3b, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009

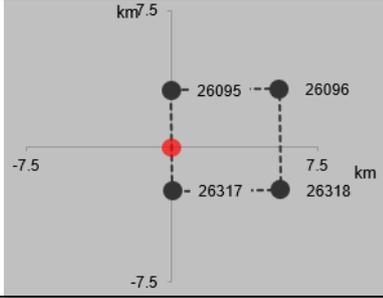
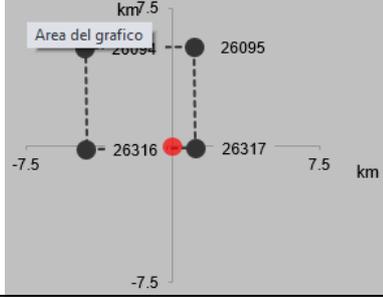
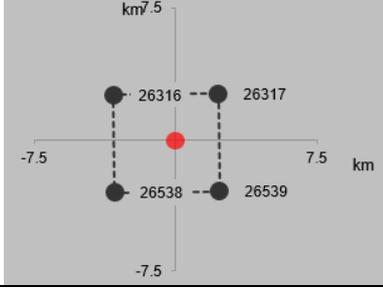
ID Punto	Longitudine	Latitudine	Localizzazione punti di griglia
P3 – Confine Lotto 1/Lotto 2	14.167335	42.404984	
P4 – Intermedio Lotto 2	14.152821	42.384624	
P5 – Termine Lotto 2	14.139030	42.359834	

Tabella 21: Valori di a_g per gli stati limite di riferimento per punti diversi nel tracciato di interesse (ottenuti mediante il foglio di calcolo Spettri-NTC ver. 1.0.3.xls, CSLLPP (2009)). Linea ferroviaria ($V_R = 75$ anni).

SL	T_R (anni)	a_g (g)		
		Punti di interesse		
		P3	P4	P5
SLO	45	0.058	0.059	0.061
SLD	75	0.073	0.075	0.077
SLV	712	0.180	0.187	0.192
SLC	1462	0.234	0.241	0.248

Tabella 22: Valori di a_g per gli stati limite di riferimento per punti diversi nel tracciato di interesse (ottenuti mediante il foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSLLPP (2009)). Viabilità stradale ($V_R = 200$ anni).

SL	T_R (anni)	a_g (g)		
		Punti di interesse		
		P3	P4	P5
SLO	120	0.089	0.092	0.095
SLD	201	0.111	0.114	0.118
SLV	1898	0.256	0.264	0.271
SLC	2475	0.281	0.290	0.297

Tabella 23: Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per gli stati limite di riferimento relativi al Lotto 2. Linea ferroviaria ($V_R = 75$ anni).

SL	T_R (anni)	Lotto 2		
		a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (s)
SLO	45	0.061	2.454	0.299
SLD	75	0.077	2.456	0.321
SLV	712	0.192	2.476	0.356
SLC	1462	0.248	2.504	0.362

Tabella 24: Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per gli stati limite di riferimento relativi al Lotto 2. Viabilità stradale ($V_R = 200$ anni).

SL	T_R (anni)	Lotto 2		
		a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (s)
SLO	120	0.095	2.454	0.331
SLD	201	0.118	2.449	0.343
SLV	1898	0.271	2.515	0.364
SLC	2475	0.297	2.526	0.366

11.5 Risposta Sismica Locale

Per i fini del presente studio, gli effetti di amplificazione stratigrafica e topografica sono stati valutati sulla base delle indicazioni delle NTC2018, le quali definiscono un fattore di sito S di amplificazione sismica come funzione sia della categoria di sottosuolo (S_s), sia dell'andamento della superficie topografica (attraverso il coefficiente S_T):

$$S = S_s \cdot S_T$$

In particolare, il sottosuolo viene categorizzato a fini sismici in base alla velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{S,eq}$ (in m/s) definita come:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:

- h_i = spessore dell'i-esimo strato;
- $V_{S,i}$ = valore di velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
- N = numero di strati.
- H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da VS non inferiore a 800 m/s.

Sulla base delle informazioni fornite nell'elaborato di Relazione Geologica (Doc. Rif. [6]), l'intero tracciato ricade nella categoria stratigrafica C.

Il coefficiente S_s per la categoria di sottosuolo C si ottiene dalla seguente espressione (vedi Tabella 3.2.IV del par. 3.2.3 delle NTC2018):

$$S_s = 1.0 \leq 1.70 - 0.6 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1.50$$

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, sempre sulla base delle informazioni fornite nell'elaborato di Relazione Geologica (Doc. Rif. [6]), il tracciato corre all'interno di un sito sostanzialmente pianeggiante e, pertanto, viene classificato in categoria topografica T1 (Superficie pianeggiante e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$, v. Tabella 3.2.III al par.3.2.2. delle NTC2018), da cui:

$$S_T = 1$$

Il fattore di sito S e l'azione sismica di progetto $a_{max} = S \cdot a_g$ ottenuti per i diversi periodi di ritorno sono riportati, per il Lotto 2, in Tabella 25 (linea ferroviaria) e Tabella 26 (viabilità stradale).

Tabella 25: Valori di a_g (accelerazione orizzontale massima su sito rigido e superficie topografica orizzontale) e dei coefficienti di sito S ($S_T=1$) e dell'accelerazione di progetto a_{max} per gli stati limite di riferimento. Linea ferroviaria ($V_R = 75$ anni)

SL	T_R (anni)	Lotto 2		
		a_g (g)	S (-)	a_{max} (g)
SLO	45	0.061	1.500	0.092
SLD	75	0.077	1.500	0.116
SLV	712	0.192	1.415	0.272
SLC	1462	0.248	1.328	0.329

Tabella 26: Valori di a_g (accelerazione orizzontale massima su sito rigido e superficie topografica orizzontale) e dei coefficienti di sito S ($S_T=1$) e dell'accelerazione di progetto a_{max} per gli stati limite di riferimento. Viabilità stradale ($V_R = 200$ anni)

SL	T_R (anni)	Lotto 2		
		a_g (g)	S (-)	a_{max} (g)
SLO	120	0.095	1.500	0.142
SLD	201	0.118	1.500	0.177
SLV	1898	0.271	1.291	0.350
SLC	2475	0.297	1.250	0.371

12. STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

12.1 Generalità

Le NTC 2018, al par. 7.11.3.4.1 stabiliscono che:

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

Allo scopo di accertare la stabilità del sito di progetto rispetto alla liquefazione, è stata condotta una valutazione di pericolosità attraverso metodi semi-empirici basati sulla resistenza penetrometrica da prove SPT e CPT.

Si ricorda come, a causa della breve durata del moto sismico, il terreno reagisca in condizioni sostanzialmente non drenate. In tali condizioni, il comportamento non lineare dei materiali sabbiosi e sabbioso/limosi saturi, sottoposti a carichi ciclici indotti dal terremoto, porta alla generazione di sovrappressioni interstiziali con diminuzione anche significativa di resistenza e rigidità apparente. Alla successiva dissipazione di tali sovrappressioni, corrisponde una riduzione di volume con la generazione di deformazioni permanenti in grado di causare, nello specifico, problematiche di esercizio post-sisma, stabilità dei rilevati, delle opere di sostegno e di attraversamento.

Il fenomeno della liquefazione è profondamente influenzato dal numero dei cicli del moto sismico del suolo, dalla densità relativa D_r e dalla granulometria del terreno. Un terreno a grana grossa, a parità di altri fattori, è maggiormente esposto al pericolo della liquefazione quanto minore è la sua densità relativa. Il potenziale di liquefazione aumenta poi, ovviamente, al crescere del numero di cicli, ossia del valore di magnitudo sismica di riferimento.

Il problema principale che si pone in fase di progettazione è valutare la stabilità del sito di progetto rispetto alla liquefazione quando il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sottofalda, anche se contenenti una frazione fine limoso-argillosa.

12.2 Condizioni di Esclusione da Verifica a Liquefazione

Le NTC2018 al paragrafo 7.11.3.4.2 stabiliscono che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

- Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero (cfr. a_{max}) minori di 0.1 g;
- Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 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 verticale efficace di 100 kPa;
- Distribuzione granulometrica esterna alle zone comprese tra le curve rappresentate in Figura 133 (coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$) e Figura 134 (coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$).

Nel caso in esame, nessuno dei suddetti motivi di esclusione risulta verificato:

- a_{max} è sempre superiore a 0.1 g.
- La falda ha profondità media stagionale inferiore a 15 m.
- I valori di $(N1)_{60}$ sono diffusamente inferiori a 30, così come i valori di qc_{1N} sono diffusamente inferiori a 180.
- La distribuzione granulometrica dei campioni prelevati è generalmente, anche se solo parzialmente, all'interno dei fusi di Figura 133 o Figura 134.

Pertanto, si procederà alla verifica a liquefazione come descritto ai paragrafi seguenti.

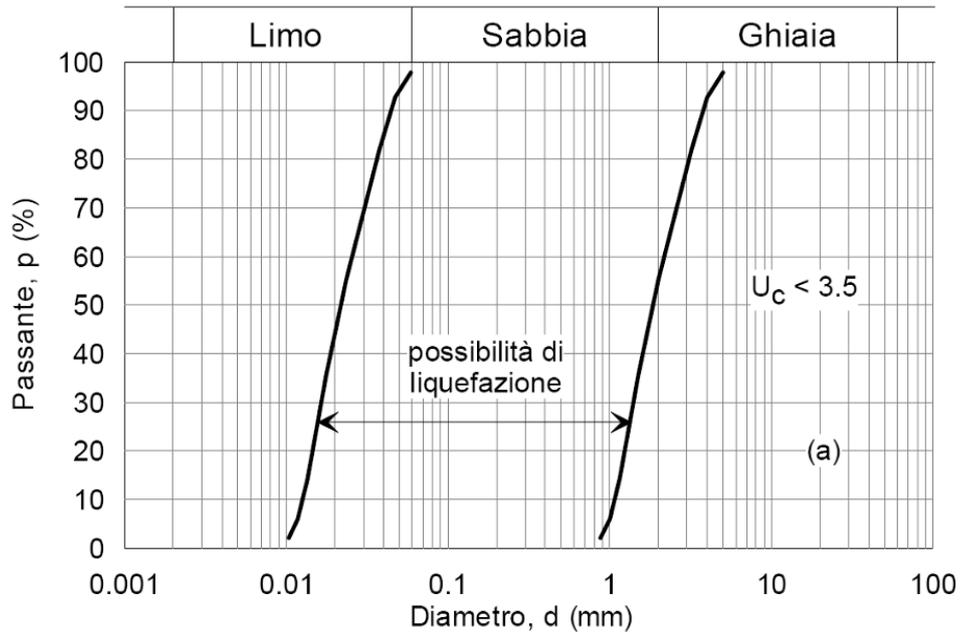


Figura 133: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c < 3.5$)

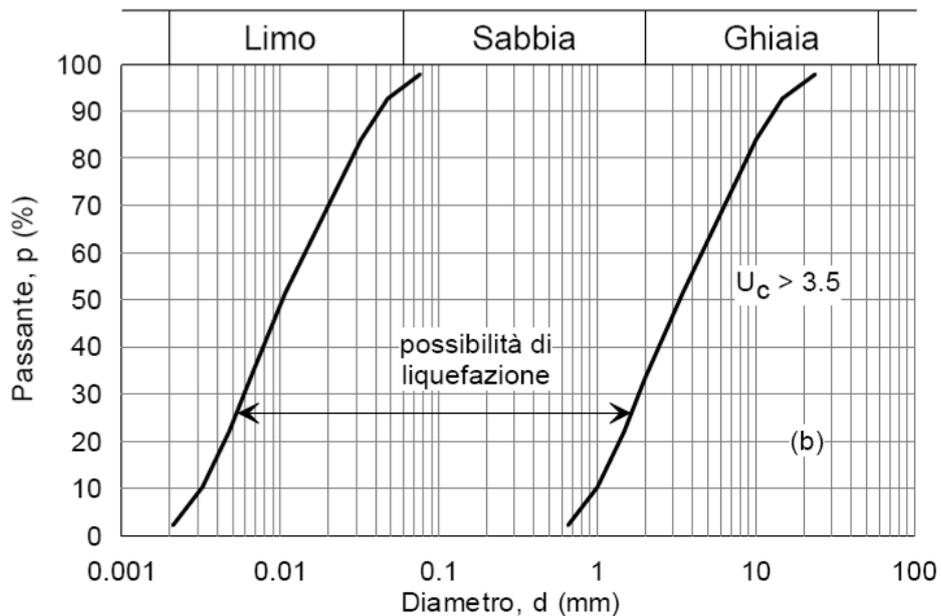


Figura 134: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c > 3.5$).

12.3 Pericolosità Sismica e Magnitudo

Tenuto conto della Classe d'Uso dell'opera III, la valutazione del potenziale di liquefazione è stata condotta per il periodo di ritorno dell'azione sismica pari a quello dello stato limite SLV, ossia 712 anni.

La pericolosità sismica di riferimento a_{max} è definita per il Lotto 1 in Tabella 25 (linea ferroviaria) e Tabella 26 (viabilità stradale). Tenuto conto della possibile interazione tra linea ferroviaria e viabilità stradale, si assume per la verifica a liquefazione la pericolosità sismica definita per quest'ultima ($a_{max} = 0.35 g$).

La magnitudo di riferimento per la valutazione della pericolosità a liquefazione, sulla base dell'elaborato di Relazione Geologica (Doc. Rif. [6]) è pari a 6.

12.4 Metodo di analisi

La valutazione del pericolo di liquefazione è stata condotta in accordo al "metodo semplificato" originariamente proposto da Seed e Idriss (1971,1982) e da Seed et al. (1985), confrontando lo sforzo di taglio ciclico normalizzato rispetto alla pressione verticale in sito (CSR) e la resistenza normalizzata del terreno al taglio ciclico (CRR) così definiti:

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Rapporto di tensione ciclica}$$

$$CRR = \frac{\tau_l}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Rapporto di resistenza ciclica}$$

Lo sforzo di taglio indotto ad ogni profondità in un sito a superficie piana durante l'evento sismico è dovuto essenzialmente alla propagazione delle onde di taglio polarizzate orizzontalmente. In accordo al metodo utilizzato, la tensione di taglio ciclico indotta dallo scuotimento sismico (sforzo di taglio ciclico normalizzato CSR) viene approssimata da un valore dell'accelerazione pari al 65% della accelerazione di picco a_{max} come segue:

$$CSR = \frac{\tau_c}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d$$

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	213 di 254

dove:

a_{max} accelerazione di picco al sito

g accelerazione di gravità

τ_c valore rappresentativo dello sforzo di taglio ciclico

σ_{v0} tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni totali

σ'_{v0} tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni efficaci

r_d coefficiente di riduzione dello sforzo di taglio ciclico in funzione della profondità da piano campagna, calcolato come segue in accordo a Blake (Blake, 1996, riportato da Youd et al., 2001):

$$r_d = \frac{1 - 0.4113 \cdot z^{0.5} + 0.04052 \cdot z + 0.001753 \cdot z^{1.5}}{1 - 0.4177 \cdot z^{0.5} + 0.05729 \cdot z - 0.006205 \cdot z^{1.5} + 0.00121 \cdot z^2}$$

CSR può essere messo in relazione al numero di cicli significativi dell'azione sismica, funzione della magnitudo M . Per $M \neq 7.5$ (nel caso in esame $M = 5.7$) è necessario introdurre un fattore di scala della magnitudo MSF così definito:

$$MSF = \frac{CSR_M}{(CSR)_{M=7.5}} = \left(\frac{N_{M=7.5}}{N_M} \right)^b$$

dove CSR_M e N_M rappresentano i valori di CSR e numero di cicli equivalenti per il valore di magnitudo di progetto, mentre $(CSR)_{M=7.5}$ e $N_{M=7.5}$ sono riferiti all'evento con $M=7.5$.

Nel presente studio è stato identificato un valore di $MSF = 2.2$ per $M = 6$ in accordo sia alle prescrizioni dell'Eurocodice 8 Parte 5, sia a quanto suggerito da Youd et al., 2001 e Idriss e Boulanger (2004).

Il rapporto di resistenza ciclica CRR può essere valutato mediante relazioni empiriche che correlino la sollecitazione sismica ai risultati di prove in sito di tipo SPT o CPT, come meglio descritto nel seguito.

12.4.1 CRR da correlazioni su prove CPT

Per la stima del CRR sulla base di prove in-situ o di laboratorio sono disponibili diverse procedure. La procedura basata sui risultati di prove CPT è piuttosto ben consolidata e diffusa e viene qui utilizzata ai fini di una analisi del potenziale di liquefazione, considerando i dati di prove in sito disponibili allo stato attuale delle conoscenze.

Il procedimento utilizzato per la stima di CRR a partire dai risultati di prove CPT si basa sulla relazione riportata in Figura 135: la curva in figura si riferisce alla resistenza penetrometrica normalizzata q_{c1N} per le sabbie pulite che può essere espressa come segue (Robertson & Wride, 1998, come riportato da Youd et al., 2001):

$$\text{per } (q_{c1N})_{cs} < 50 \quad CRR_{7.5} = 0.833 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.05$$

$$\text{per } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160 \quad CRR_{7.5} = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08$$

La resistenza alla punta q_c è normalizzata rispetto al valore di pressione atmosferica ($p_a = 100$ kPa) e corretta (q_{c1N}) mediante la seguente relazione:

$$q_{c1N} = (q_c/P_a) (P_a/\sigma'_{v0})^n$$

dove σ'_{v0} è la tensione verticale efficace alla profondità in e l'esponente "n" varia da 0.5 per i materiali a grana grossa a 1 per il materiali a grana fine.

La natura dei materiali ed il relativo valore dell'esponente "n" sono determinati con procedura iterativa in relazione al valore del parametro I_c , indice del tipo di terreno, determinato come:

$$I_c = \left[(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2 \right]^{0.5}$$

dove:

$$Q = \left(\frac{q_c - \sigma_{v0}}{P_a} \right) \cdot \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \times 100$$

Tanto maggiore è il valore di I_c , tanto maggiore sarà il contenuto presunto di fini. Nell'analisi condotta il valore $I_c = 2.6$ è stato considerato lo spartiacque tra terreni con contenuto di fine inferiore a 35% e comportamento assimilabile a quello delle sabbie e terreni con contenuto di fine superiore al 35% e comportamento più simile a quello delle argille. Nel primo caso l'esponente n nella formula con cui viene determinato il parametro Q è pari a 0.5, nel secondo è pari a 1. Come detto, i valori effettivi di n e I_c sono determinati al termine di una procedura iterativa, ipotizzando in prima istanza $n = 1$. Se I_c così calcolato è superiore a 2.6, il risultato è consolidato. In caso contrario, il calcolo viene ripetuto ipotizzando $n = 0.5$. Se in questo secondo calcolo I_c è ancora inferiore a 2.6, i nuovi valori di n e I_c sono confermati. In caso contrario si è in presenza di terreni intermedi e il calcolo finale viene svolto con $n = 0.75$.

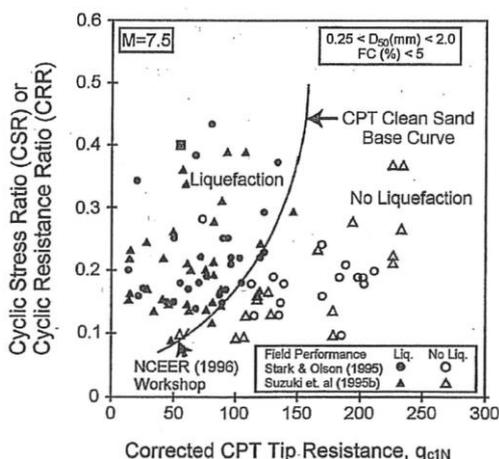


Figura 135– Relazione tra sforzo di taglio ciclico a liquefazione e valori corretti di resistenza alla punta q_{c1N} – sisma di riferimento Magnitudo = 7.5 (Robertson & Wride, 1998)

Il valore della resistenza penetrometrica normalizzata q_{c1N} è stato riportato ad un valore equivalente per le sabbie pulite attraverso la seguente relazione:

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} \cdot k_c$$

dove K_c è definito dalle seguenti equazioni (Robertson & Wride, 1998):

$$\text{for } I_c \leq 1.64 \quad K_c = 1.0$$

$$\text{for } I_c > 1.64 \quad K_c = - 0.403(I_c)^4 + 5.581(I_c)^3 - 21.63(I_c)^2 + 33.75(I_c) - 17.88$$

12.4.2 CRR da correlazioni su prove SPT

Il procedimento qui utilizzato si basa sulla relazione riportata in Figura 136, originariamente proposta da Seed e Idriss (1971,1982) e da Seed et al. (1985), e successivamente confermata da Youd et al. (2001).

In Figura 136, la resistenza penetrometrica SPT è espressa come numero di colpi $N_{1(60)}$ normalizzato ad una pressione verticale efficace di 100 kPa oltre che corretto per il valore standard di energia trasmessa (60% del valore nominale), come segue:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S$$

In questa espressione:

- C_N = coefficiente correttivo che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace. In letteratura sono presenti diversi metodi per la valutazione del coefficiente correttivo C_N . Qui è stata applicata la relazione proposta da Liao e Whitman (1986):

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \leq 1.7$$

in cui P_a è la pressione atmosferica, pari a 100kPa, e σ'_{v0} è la tensione verticale in sito, in termini di sforzi efficaci.

- C_E = coefficiente correttivo che va a considerare il rendimento energetico dell'attrezzatura e riconduce le misure ad un rendimento energetico del 60 % e può essere valutato nel modo seguente:

$$C_E = \frac{ER_m}{60}$$

in cui ER_m è il fattore di rendimento (espresso in %) del trasferimento dell'energia del meglio all'attrezzo campionatore, relativo alla macchina utilizzata per fare la prova; considerando che la configurazione di prova normalmente adoperata in Italia ha un rendimento energetico del 60 %, tale coefficiente è stato posto pari ad 1.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	217 di 254

I coefficienti C_B (fattore correttivo per le dimensioni del foro di sondaggio), C_R (fattore correttivo per la lunghezza delle aste della macchina esecutrice) e C_S (fattore correttivo per il tipo di attrezzo campionatore) sono stati assunti pari ad 1 dato che le prove si considerano essere eseguite sulla base delle raccomandazioni fornite dall'AGI (1977).

Sempre in Figura 136, viene riportato il valore di CSR calcolato ed i corrispondenti valori di $N_{1(60)}$ da siti in cui sono stati osservati o meno gli effetti della liquefazione per eventi sismici avvenuti in passato, con magnitudo 7.5. Le corrispondenti curve CRR sono state determinate all'interno del grafico in modo da separare chiaramente i dati corrispondenti all'avvenuta liquefazione da quelli per i quali non è stato osservato il fenomeno in esame.

Le curve sono valide per eventi sismici di magnitudo pari a 7.5, per cui è necessario introdurre un fattore di scala (MSF) per adattare le curve di CRR alla magnitudo di riferimento per il caso in esame (5.7), come indicato in precedenza.

Si può osservare dalla Figura 136 come siano state sviluppate curve di resistenza ciclica per terreni aventi diverso contenuto di fini, a partire dalla curva di riferimento corrispondente alla sabbia pulita ($FC < 5\%$).

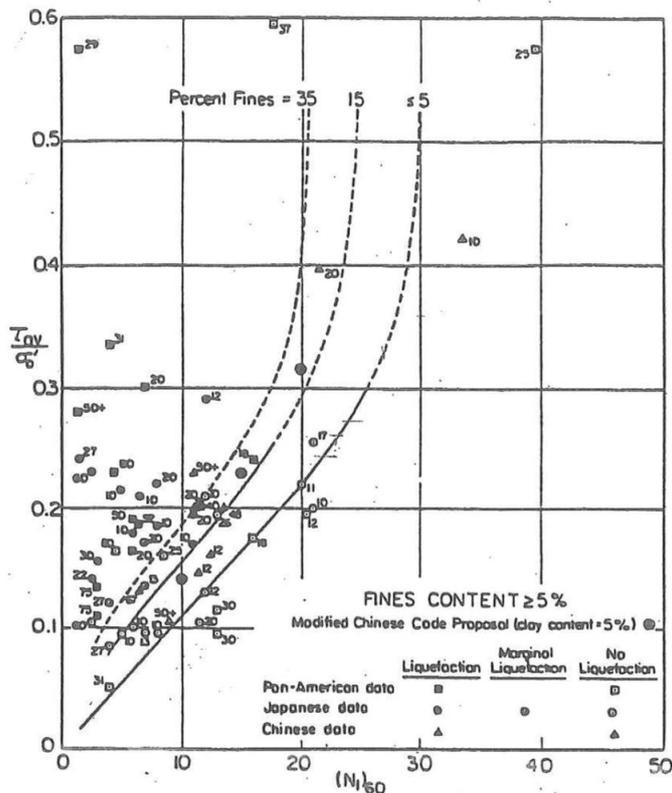


Figura 136: Relazione tra sforzo di taglio ciclico a liquefazione e $N_{1(60)}$ – sisma di riferimento Magnitudo = 7.5 (Seed et al., 1985).

La curva di riferimento per sabbie pulite è descritta dalla seguente equazione (Rauch, 1998, come riportato da Youd et al., 2001):

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

L'equazione è valida per $N_{1(60)} < 30$. Nel caso in cui sia $N_{1(60)} \geq 30$, le sabbie pulite sono classificate come non liquefacibili, a causa della loro elevata densità.

L'equazione che segue (Idriss e Seed, come riportato da Youd et al. 2001) viene utilizzata per la correzione di valori di $N_{1(60)}$ ai valori corrispondenti per sabbia pulita $N_{1(60)cs}$:

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$$

In cui:

$$\alpha = 0 \text{ per } FC < 5\%$$

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	219 di 254

$$\alpha = \exp [1.76 - (190/FC^2)] \text{ per } 5\% < FC < 35\%$$

$$\alpha = 5 \text{ per } FC \geq 35\%$$

$$\beta = 1 \text{ per } FC < 5\%$$

$$\beta = [0.99 + (FC1.5/1000)] \text{ per } 5\% < FC < 35\%$$

$$\beta = 1.2 \text{ per } FC \geq 35\%$$

La resistenza alla liquefazione aumenta meno che proporzionalmente al crescere della tensione di confinamento. Una rappresentazione di tale relazione è stata proposta da Hynes e Olsen (1999) e riportata da Youd et al. (2001), elaborata sulla base dei risultati di prove cicliche in laboratorio. In particolare, gli autori raccomandano di utilizzare il seguente coefficiente di correzione:

$$k_{\sigma} = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{(f-1)} \leq 1$$

dove:

σ'_{v0} = tensione verticale efficace

p_a = pressione atmosferica di riferimento

f = fattore che dipende dalla densità relative del materiale in sito.

In accordo a Youd et al. (2001) il fattore “f” si può stimare come segue, sia per sabbie pulite o limose e per ghiaie:

$$40\% < DR < 60\% \quad f = 0.7 \div 0.8$$

$$60\% < DR < 80\% \quad f = 0.6 \div 0.7$$

Pertanto, per ogni prova SPT dove non sia disponibile il relativo contenuto di fini da prove di laboratorio, è stato ipotizzato conservativamente un valore di contenuto di fini minimo pari al 5% per i materiali sabbiosi-ghiaiosi, mentre per i terreni argillosi è stato ipotizzato un contenuto di fini pari al 60%.

12.4.3 Calcolo del fattore di sicurezza

In conclusione, in accordo a Youd et al. (2001) il fattore di sicurezza FL rispetto al fenomeno della liquefazione vale:

$$FL = (CRR_{7.5}/CSR) MSF k_{\sigma}$$

12.4.4 Calcolo dei cedimenti post-sismici

I cedimenti da riconsolidazione post-terremoto, a seguito di generazione di sovrappressioni interstiziali durante la fase di scuotimento, sono stati qui determinati sulla base di relazioni derivate da prove di laboratorio, in generale buona relazione con effetti osservati su scala reale (Idriss & Boulanger, 2008). In particolare, i cedimenti attesi sono stati determinati in accordo alla procedura proposta da Ishihara and Yoshimine (1992), la quale mette in relazione le deformazioni volumetriche post-sisma con i valori massimi di sforzo a taglio sviluppati durante i cicli di carico non drenato e la densità relativa iniziale del suolo. Le raccomandazioni di Ishihara and Yoshimine (1992) sono state ulteriormente sviluppate in Yoshimine et al. (2006), dove si lega la deformazione volumetrica ε_v alla densità relativa D_R e alla deformazione a taglio massima γ_{max} come segue:

$$\varepsilon_v = 1.5 \cdot \exp(-2.5D_R) \cdot \min(0.08, \gamma_{max})$$

La suddetta relazione può essere espressa in termini di valori normalizzati di resistenza da prove SPT e CPT come segue (Idriss & Boulanger, 2008):

$$\text{SPT} \quad \varepsilon_v = 1.5 \cdot \exp(-0.369\sqrt{(N_1)_{60cs}}) \cdot \min(0.08, \gamma_{max})$$

$$\text{CPT} \quad \varepsilon_v = 1.5 \cdot \exp(2.551 - 1.147(q_{c1Ncs})^{0.264}) \cdot \min(0.08, \gamma_{max}) \quad \text{con } q_{c1Ncs} \geq 21$$

Come detto, la determinazione del valore di deformazione a taglio γ avviene generalmente sulla base di prove di laboratorio, mettendo in relazione il valore massimo γ_{max} misurato in test ciclici non drenati con il fattore di sicurezza alla liquefazione (Ishihara & Yoshimine, 1992). Il valore di γ_{max} per bassi valori del fattore di sicurezza alla liquefazione tende ad un valore limite γ_{lim} che decresce con l'aumentare della densità relativa (Seed et al., 1985). Dall'analisi di un database di osservazioni combinate sito/laboratorio è stato possibile derivare curve di massima deformazione di taglio attesa per combinazioni di CSR (cyclic stress ratio) e valori normalizzati SPT $(N_1)_{60}$ o CPT

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	221 di 254

q_{c1N} (Idriss & Boulanger (2008)). Tali curve possono essere impiegate per sabbie con vario contenuto di fine utilizzando i valori di penetrazione opportunamente corretti $(N_1)_{60cs}$ e q_{c1Ncs} . Per il calcolo del valore γ_{lim} sono state impiegate le relazioni raccomandate da Idriss & Boulanger (2008):

$$\text{SPT } \gamma_{lim} = 1.859 \cdot \left(1.1 - \sqrt{\frac{(N_1)_{60cs}}{46}} \right)^3 \geq 0$$

$$\text{CPT } \gamma_{lim} = 1.859 \cdot \left(2.163 - 0.478(q_{c1Ncs})^{0.264} \right)^3 \geq 0$$

Per valori bassi di q_{c1Ncs} e $(N_1)_{60cs}$ è stato imposto $\gamma_{lim} = 50\%$ con il fine di evitare un eccessivo rilievo a valori di resistenza ragionevolmente associabili a situazioni locali. In sintesi:

$$\gamma_{max} = 0 \quad \text{se } FL \geq 2$$

$$\gamma_{max} = \min \left(\gamma_{lim}; 0.035(2 - FL) \left(\frac{1 - F_a}{FL - F_a} \right) \right) \quad \text{se } 2 > FL > F_a$$

$$\gamma_{max} = \gamma_{lim} \quad \text{se } FL \leq F_a$$

dove:

$$F_a = -11.74 + 8.34(q_{c1Ncs})^{0.264} - 1.371(q_{c1Ncs})^{0.528} \quad \text{con } q_{c1Ncs} \geq 69.$$

$$F_a = 0.032 + 0.69\sqrt{(N_1)_{60cs}} - 0.13(N_1)_{60cs} \quad \text{con } (N_1)_{60cs} \geq 7$$

Per ogni verticale CPT o SPT analizzata, nelle Appendici A e B vengono riportati i profili di γ_{max} e ε_v . Il cedimento atteso in superficie viene così ottenuto:

- Per le verifiche su CPT, integrando il valore di ε_v lungo il tratto interessato da generazione di pressioni interstiziali.
- Per le verifiche su SPT, associando ad ogni prova uno spessore di strato corrispondente, ed integrando su di esso il valore di ε_v calcolato.

I risultati, in termini di cedimenti post-sismici attesi per i diversi tratti di linea sono riportati in Tabella 28.

12.4.5 Indice di potenziale di liquefazione

Con il fine di fornire una valutazione il più possibile quantitativa della pericolosità a liquefazione associabile ad ogni sondaggio o prova CPT, viene introdotto l'indice di Potenziale di Liquefazione (in letteratura LPI, Liquefaction Potential Index) in accordo a Iwasaki et al. (1982). Per ogni prova/sondaggio considerati, LPI viene determinato come segue:

$$LPI = \int_0^{20} F(z) \cdot W(z) dz$$

dove $W(z)$ rappresenta un moltiplicatore (peso) linearmente decrescente con la profondità z (da 0 a 20 m) in grado di assegnare una maggiore importanza a ciò che avviene all'interno degli strati più superficiali, rispetto a fenomeni di generazione di pressioni interstiziali più profondi:

$$W(z) = 10 - \frac{1}{2} z$$

Nel metodo utilizzato viene altresì definita una funzione $F(z)$ che lega il valore di LPI al fattore di sicurezza alla liquefazione F_L , come segue:

$$\begin{aligned} F_L \geq 1 & \quad F(z) = 0 \\ F_L < 1 & \quad F(z) = 1 - F_L \end{aligned}$$

Iwasaki et al. (1982) hanno confrontato i valori di LPI calcolati come sopra con le risultanze di osservazioni condotte su un database di 63 siti presso i quali si è avuta liquefazione e 22 caratterizzati dalla sua assenza, a seguito di eventi sismici avvenuti in Giappone; la conclusione è che effetti severi di liquefazione si hanno per $LPI > 15$, mentre tali effetti non si osservano per $LPI < 5$. Queste considerazioni sono state ulteriormente sviluppate da Sonmez (2003), il quale ha raccomandato la classificazione di pericolosità a liquefazione in funzione di LPI come da Tabella 27.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA – CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PM SAN GIOVANNI TEATINO - CHIETI PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. C

Tabella 27: Classi di pericolosità alla liquefazione in funzione di LPI (Sonmez, 2003)

Indice Potenziale di Liquefazione LPI	Pericolosità
LPI = 0	Nessuna
$0 < LPI \leq 2$	Bassa
$2 < LPI \leq 5$	Moderata
$5 < LPI \leq 15$	Alta
$15 < LPI$	Molto alta

12.5 Sintesi del risultato delle verifiche a liquefazione

Sulla base di quanto sopra esposto sono state condotte le verifiche a liquefazione ed i risultati ottenuti letti alla luce del dato stratigrafico e dei risultati delle indagini di laboratorio.

In particolare, la suddetta verifica è stata condotta sul database delle prove CPT e SPT disponibili, ed i risultati illustrati in dettaglio nei grafici di ALLEGATO A.1 e B.1, rispettivamente per CPT/CPTu e SPT e sintetizzati nelle tabelle di ALLEGATO A.2 e B.2. In particolare, i grafici per le prove CPT (ALLEGATO A.1 e ALLEGATO A.2) riportano:

- Resistenza penetrometrica q_c e attrito laterale f_s misurati in ciascuna prova CPT a partire dal piano campagna;
- Valore del parametro I_c di classificazione dei terreni e distinzione tra terreni con comportamento equivalente a sabbie o a argille;
- Resistenza penetrometrica normalizzata q_{c1Ncs} per sabbie pulite.
- Profilo di sforzo di taglio ciclico CSR, riferito alla magnitudo di riferimento per l'analisi condotta ($M = 5.5$) e i corrispondenti valori della resistenza ciclica CRR a meno di esclusione dal calcolo di suscettibilità alla liquefazione in terreni classificati come non liquefacibili.
- Fattore di sicurezza $FL = CRR/CSR$ per ogni dato. Si osserva a questo proposito che la verifica alla suscettibilità alla liquefazione deve tener conto del potenziale insorgere di deformazioni anche significative anche per valori di $FS > 1$ per cui si ritiene giustificato

rappresentare la linea per $FS > 1.25$ come da indicazioni dell'Eurocodice 8 (par 4.1.4, Clause 11(P)).

I grafici delle verifiche a liquefazione svolte sui risultati delle prove SPT (ALLEGATO B.1 e ALLEGATO B.2) mostrano:

- Valori di SPT misurati a ciascuna profondità a partire dal piano campagna.
- Contenuto di fini misurato in laboratorio sui campioni prelevati (simbolo pieno), oppure contenuto di fini stimato sulla base dei risultati disponibili dalle altre prove, per lo stesso orizzonte di terreno.
- Valori di $N_{1(60)cs}$, ovvero del numero di colpi/30cm corretto in funzione della tensione verticale in sito, in funzione dell'energia trasmessa in fase di esecuzione della prova e del contenuto di fini.
- Andamento con la profondità dello sforzo di taglio ciclico CSR, riferito alla magnitudo di riferimento per l'analisi ($M=5.5$) e i valori puntuali della resistenza allo sforzo di taglio sismico calcolati per tutti i valori di SPT che non siano stati esclusi dal calcolo di suscettibilità alla liquefazione perché classificati come non liquefacibili (si veda quanto detto al paragrafo precedente).
- Valore del fattore di sicurezza ottenuto come rapporto CRR/CSR per ogni dato. Si osserva a questo proposito che la verifica alla suscettibilità alla liquefazione deve tener conto del potenziale insorgere di deformazioni anche significative anche per valori di $FS > 1$ per cui si ritiene giustificato rappresentare la linea per $FS > 1.25$.

Si segnala che laddove per profondità della falda o per le caratteristiche granulometriche dei materiali la verifica non era necessaria, è stata ovviamente omessa.

In sintesi, gli spessori di materiale potenzialmente liquefacibile sono riportati nella seguente Tabella 28.

Dal quadro sopra descritto, si osserva come gli strati caratterizzati da potenziale liquefazione sotto il terremoto di progetto sono generalmente variabili in profondità e, salvo una eccezione (prog. da 9+300 – 9+950) di spessore relativamente contenuto. Sulla base dei valori di LPI ottenuti (Tabella 28), la pericolosità a liquefazione è classificabile come nulla, salvo il tratto tra 6+500 ÷

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	225 di 254

7+500 in cui LPI risulta pari a 2.1 e il tratto tra 9+300 – 9+950 dove i valori elevati di LPI e la relativa superficialità degli strati con $FL < 1$ portano a una pericolosità moderata/alta di liquefazione. Il piano campagna sostanzialmente orizzontale, porta ad escludere fenomeni di scivolamento laterale (o lateral spreading) e a considerare il sito come sostanzialmente stabile rispetto al fenomeno della liquefazione. Tuttavia, in fase post-sismica si potranno generare cedimenti legati alla dissipazione delle sovrappressioni interstiziali (cfr. ultima colonna di Tabella 28) dei quali si dovrà tenere conto in sede di progettazione delle opere e/o ripristino a valle dell'evento sismico.

Tabella 28: Sintesi dei risultati delle verifiche a liquefazione ed individuazione dei tratti potenzialmente liquefacibili

Tratto di linea	Indagini di riferimento	Quota media piano campagna	Spessore materiale potenzialmente liquefacibile	Elevazione		FL	LPI (*) Classe di pericolosità	Stima cedimento post-sisma atteso (*)
		[m slm]	[m]	da [m slm]	a [m slm]			
6+800 – 7+250	S9	+20.50	2.5	+11.5	+9.0	< 1	2.1 (Bassa/Moderata)	11.7
7+500 – 9+300	S10, S11, SCPTU14, S12, SCPTU13, S14, 2SD2_int, CPT5, CPT6	+27 - +33	-	-	-	-	0 (Nessuna)	-
9+300 – 9+950	S15, CPT8, CPT9, CPT10, 2SD3_int	+30.0	7	+17.0	+10.0	< 1	0 1.5 (Bassa)	6.8 30.5 (IV03)
9+950 – 10+550	CPTU07	+31.00	-	-	-	-	0 (Nessuna)	-
10+550 – 12+050	S16, 2SD4_int	+32.00	5	+17	+12	< 1	0 (Nessuna)	2.5

(*) il valore riportato nella seconda linea in corsivo si riferisce ad un valore di V_n pari a 100 anni, tra parentesi è indicata l'opera a cui si riferisce

In aggiunta alle valutazioni di cui sopra è stata effettuata anche una valutazione di quelle che potrebbero essere i risentimenti in superficie della liquefazione, utilizzando le curve proposte da Ishihara nel 1985 a partire da dataset raccolti durante diversi eventi sismici. In base a queste curve è possibile, in funzione dello spessore di materiale liquefacibile e dello spessore del materiale sovrastante non liquefacibile, valutare se in superficie si possano avere dei danni. Si ricorda che tali curve sono espressamente dedicate ai danni che possono aversi su strutture (edifici) sulla superficie e che si tratta solo di una valutazione qualitativa sulla possibile presenza di

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	226 di 254

“major damages” senza fornire pertanto alcuna stima di una eventuale percentuale del cedimento post-sisma stimato, avvertibile in superficie. Inoltre bisogna tenere conto che i damages a cui si riferiscono le curve di Ishihara sono danni rilevanti e visibili al terreno in superficie che provocano danni significativi alle strutture. Nel nostro caso abbiamo a che fare col corpo ferroviario che è una struttura flessibile e che quindi reagirà in modo diverso anche al danno al terreno in superficie.

Ad ogni modo si tratta comunque di una valutazione qualitativa di qualche interesse e pertanto sono stati inseriti i dati delle tratte individuate nel grafico di Ishihara riportato alla successiva Figura 137. Da questa valutazione sembrerebbe che solo due tratti (6+800 – 7+250 e 10+550 – 12+050) possono essere ragionevolmente esclusi da quelli che possono avere danni in superficie. Per gli altri tratti rimanenti invece la potenzialità di danno è confermata.

Nel grafico sono riportati coi pallini arancioni i tratti potenzialmente soggetti a liquefazione relativi al Lotto 1 (l'etichetta riporta le progressive e il cedimento atteso calcolato in corrispondenza dell' a_{max} individuata per le opere in zona) mentre con una linea rossa tratteggiata è evidenziata la curva che si riferisce ad $a_{max} = 0.30g$, che si prende come riferimento per il sito in esame.

Effetto della presenza di uno strato non liquefacibile superficiale sui danni al terreno in superficie (ref. Ishihara, 1985)

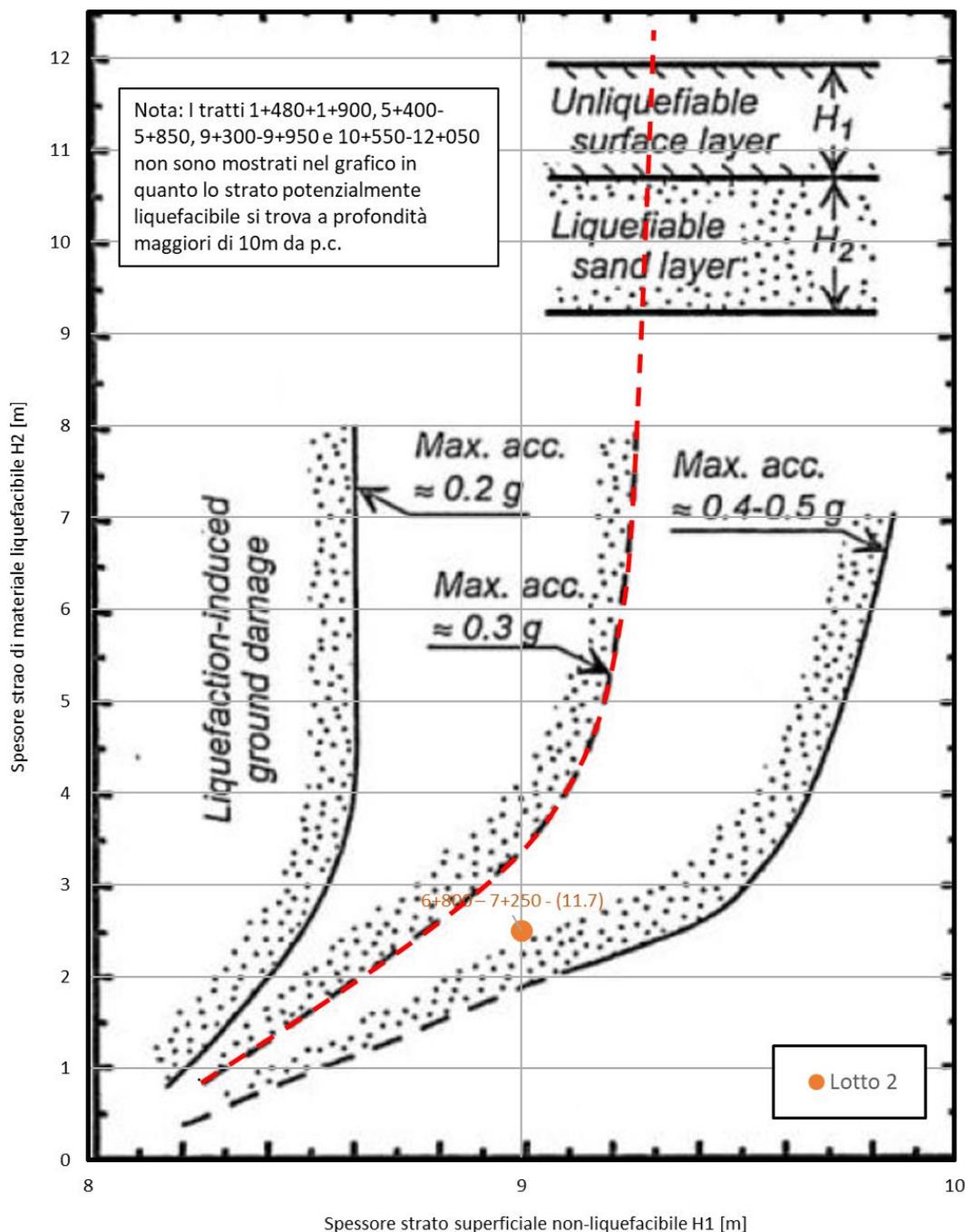


Figura 137: Effetto della presenza di uno strato non liquefacibile superficiale sui danni al terreno in superficie (Ishihara, 1985).



VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO
FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA – CHIETI.
LOTTO 2: TRATTA PM SAN GIOVANNI TEATINO - CHIETI
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	228 di 254

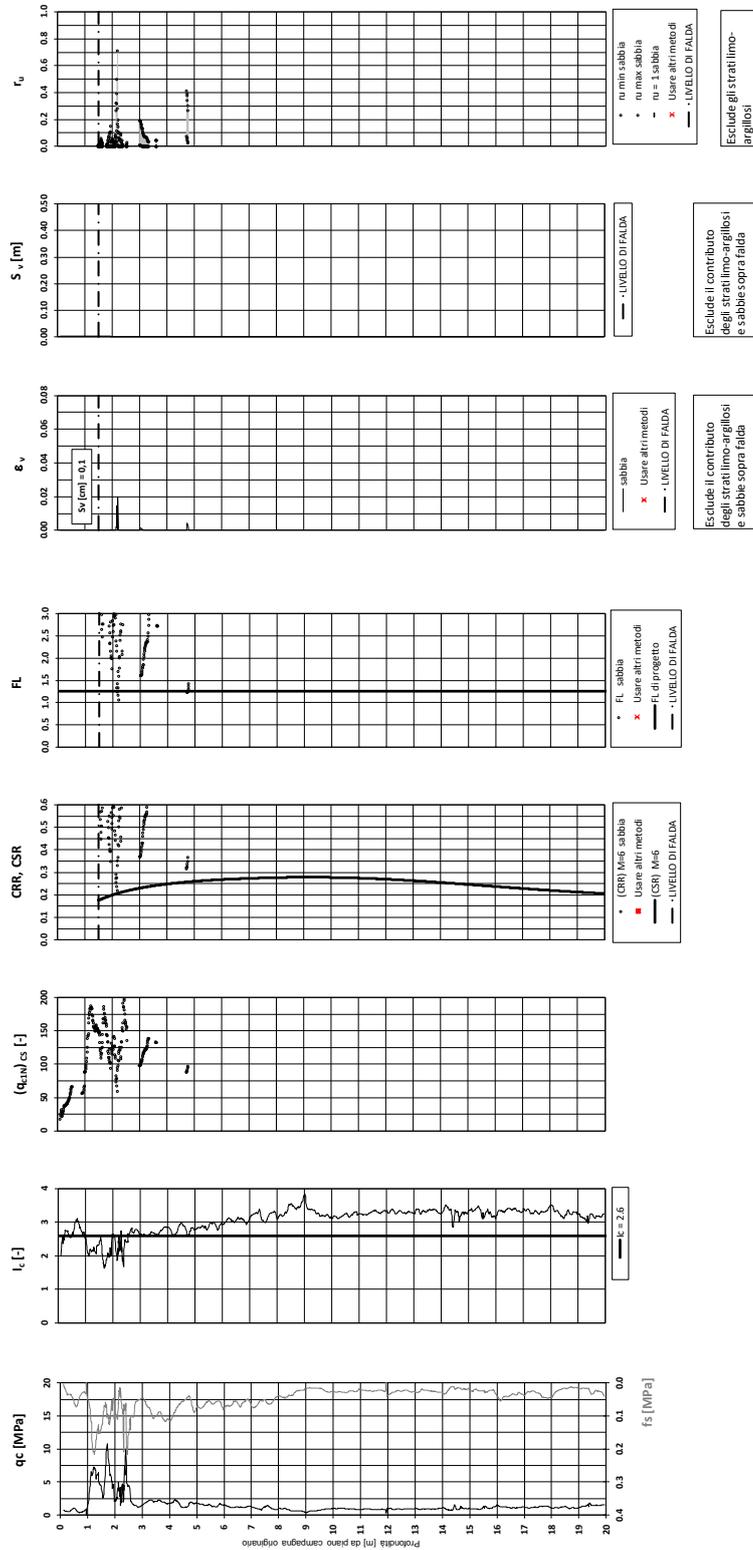
ALLEGATO A.1

Verifiche a liquefazione su prove CPTU E SCPTU

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	229 di 254

Chieti - Velocizzazione della linea Roma-Pescara – Raddoppio ferroviario tratta Pescara Porta Nuova – Chieti (Lotto 2) - Prova CPTU 7
 Amax_calc / g = 0,272 M_calc = 6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2,2

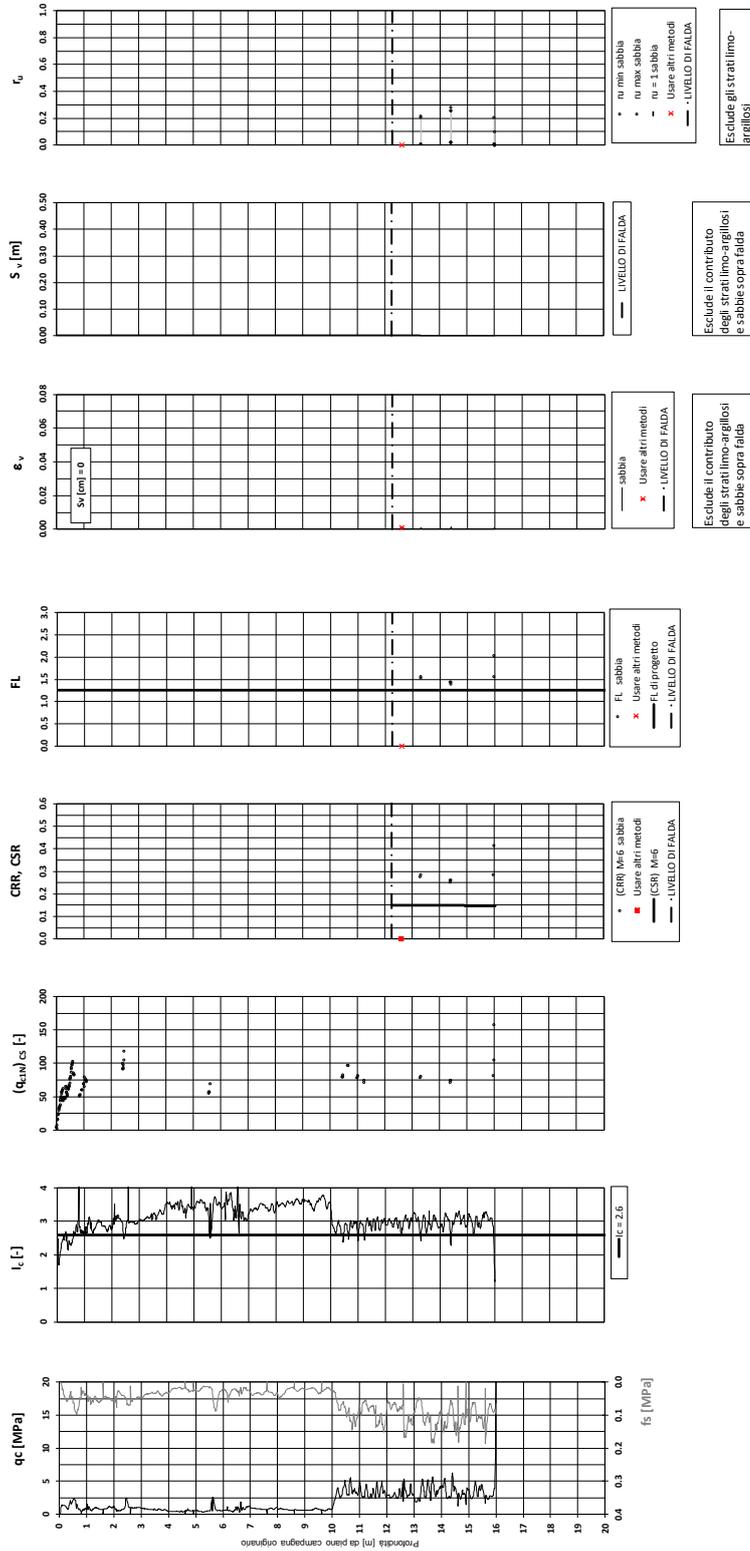


RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	230 di 254

Chieti - Velocizzazione della linea Roma-Pescara - Raddoppio ferroviario tratta Pescara Porta Nuova - Chieti (Lotto 2) - Prova SCPTU-13

Amax_calc / g = 0.272 M_calc = 6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2.2

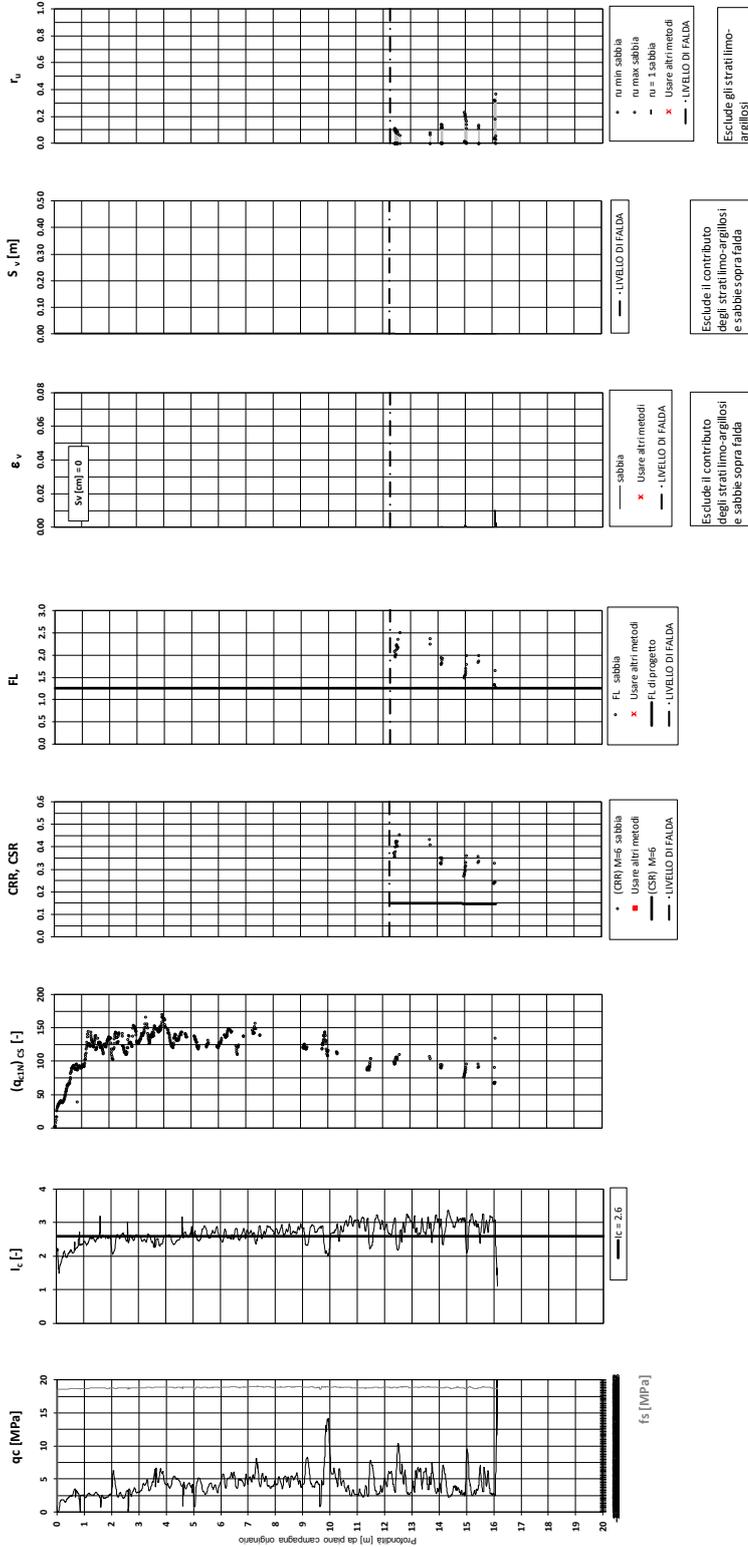


RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	231 di 254

Chieti - Velocizzazione della linea Roma-Pescara – Raddoppio ferroviario tratta Pescara Porta Nuova – Chieti (Lotto 2) - Prova SPTUJ 14

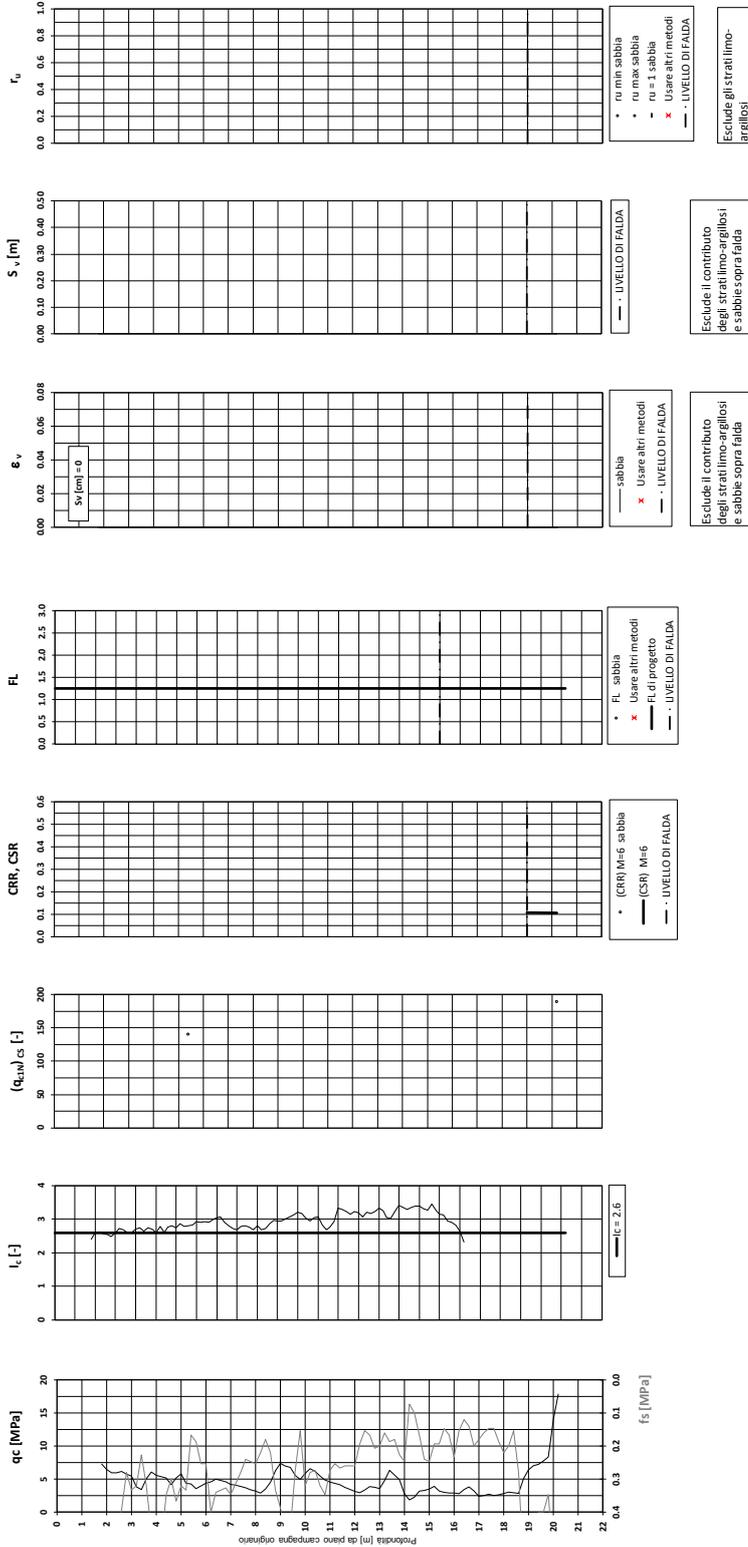
Amax_calc / g = 0,272 M_calc = 6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2,2



RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	232 di 254

Pescara – Velocizzazione della linea Roma-Pescara – Raddoppio ferroviario tratta Pescara Porta Nuova – Chieti (Lotto 2) – Prova CPT5
 Amax_calc / g = 0.258 M_calc = 6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2.2

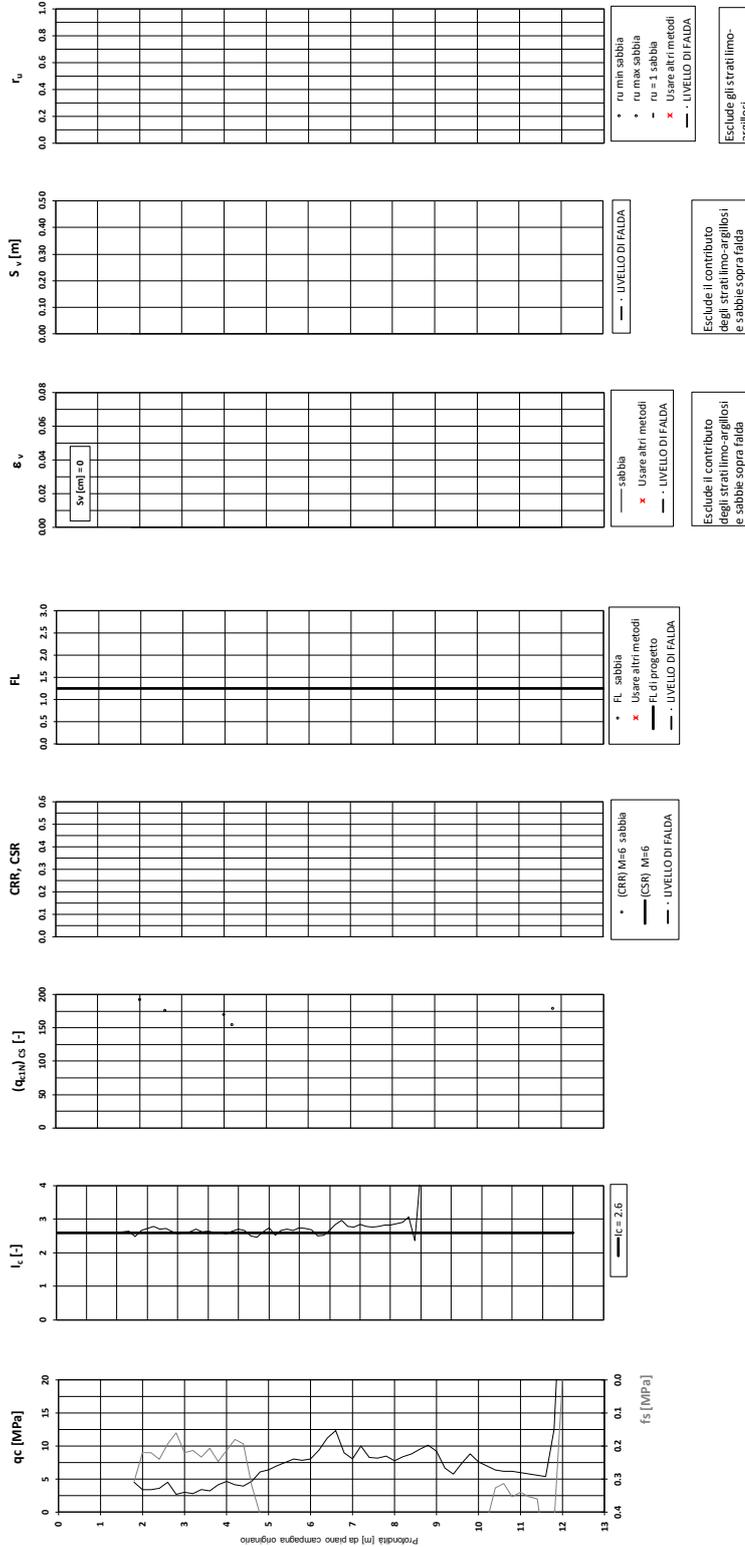


RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	233 di 254

Pescara - Velocizzazione della linea Roma-Pescara – Raddoppio ferroviario tratta Pescara Porta Nuova – Chieti (Lotto 2) - Prova CPT6

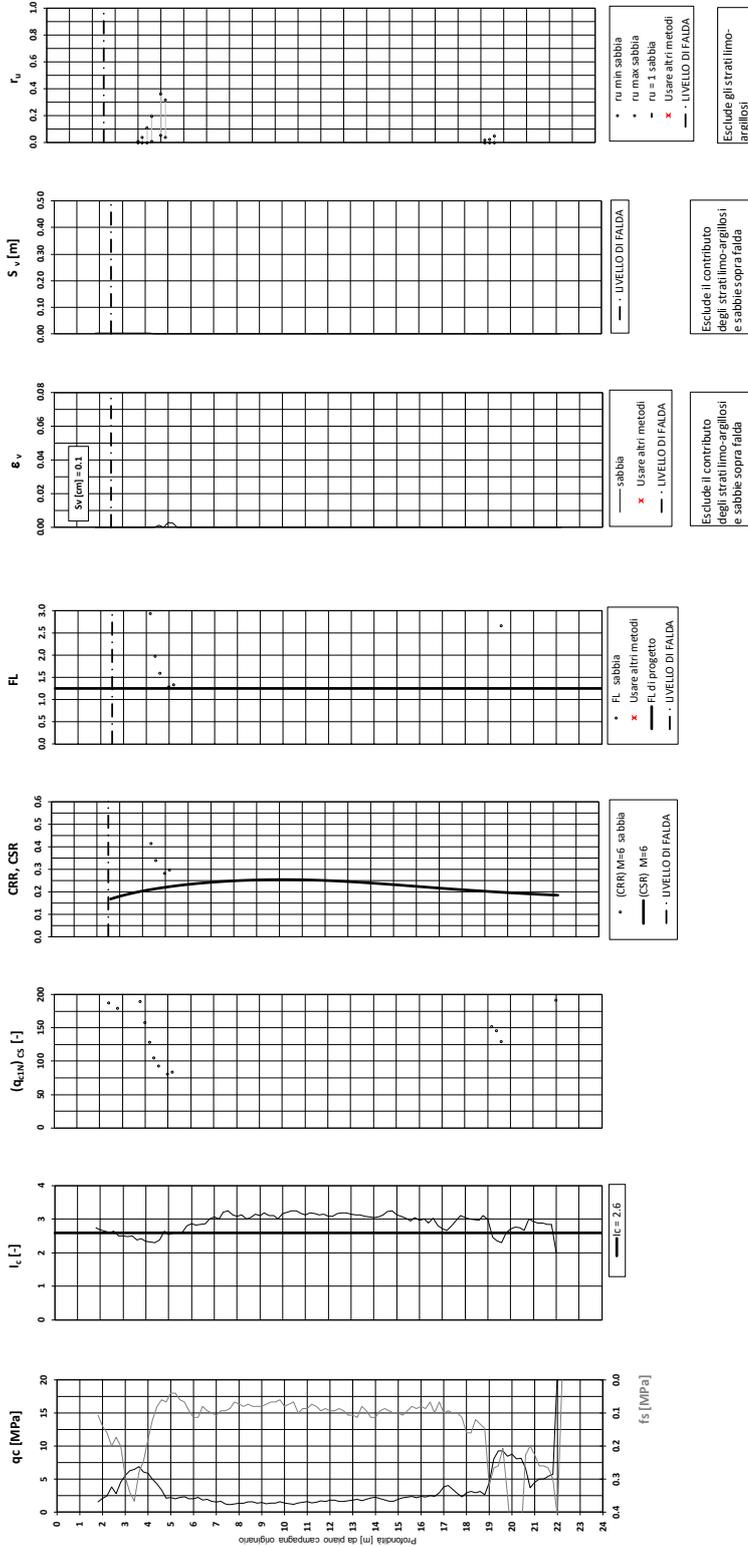
Amax_calc/g = 0.258 M_calc = 6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2.2



RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	234 di 254

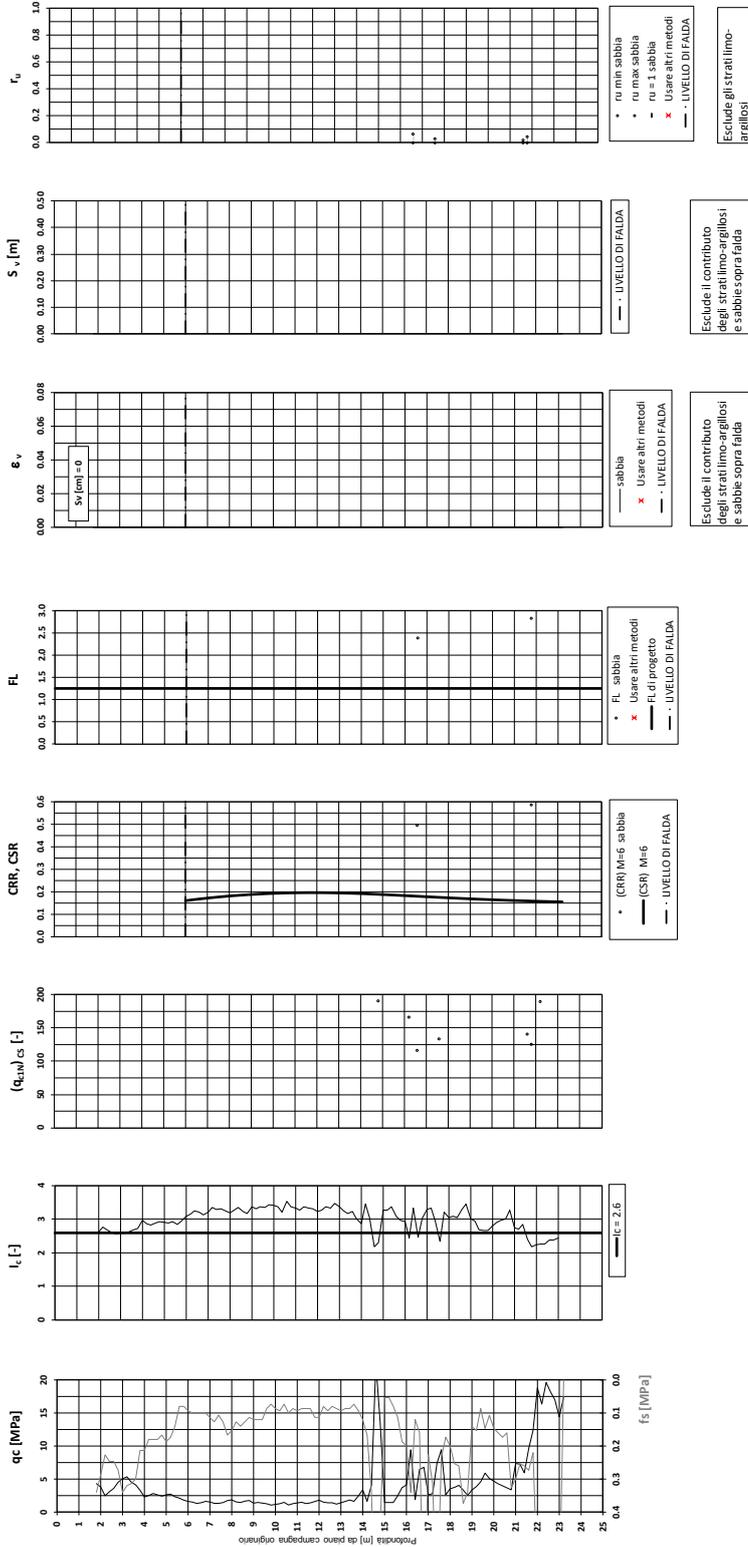
Pescara – Velocizzazione della linea Roma-Pescara – Raddoppio ferroviario tratta Pescara Porta Nuova – Chieti (Lotto 2) – Prova CPT8
 Amax_calc / g = 0.258 M_calc = 6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2.2



RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	235 di 254

Pescara – Velocizzazione della linea Roma-Pescara – Raddoppio ferroviario tratta Pescara Porta Nuova – Chieti (Lotto 2) – Prova CPT9
 Amax_calc / g = 0.258 M_calc = 6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2.2

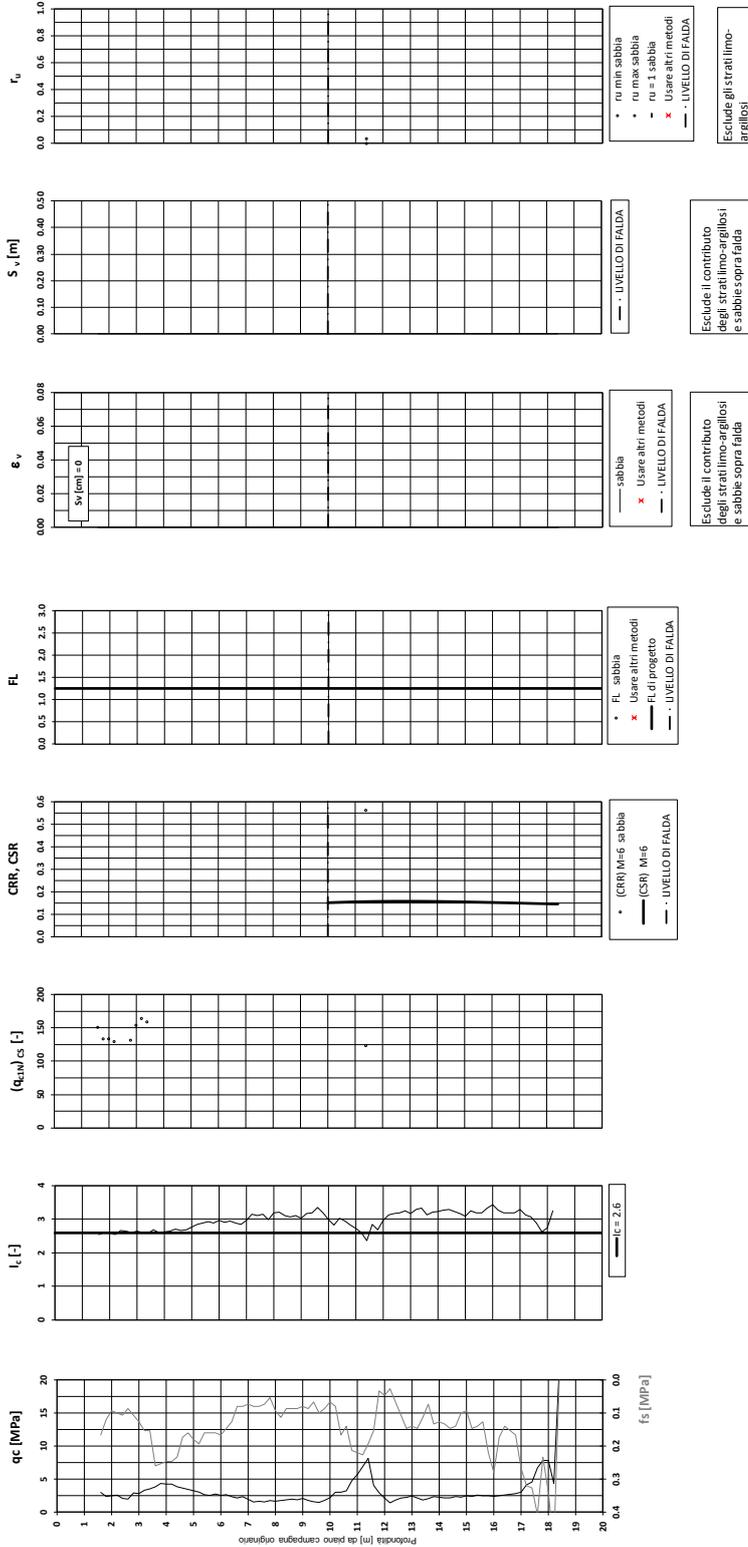


RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	236 di 254

Pescara - Velocizzazione della linea Roma-Pescara – Raddoppio ferroviario tratta Pescara Porta Nuova – Chieti (Lotto 2) - Prova CPT10

Amax_calc / g = 0.258 M_calc = 6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2.2





VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO
FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA – CHIETI.
LOTTO 2: TRATTA PM SAN GIOVANNI TEATINO - CHIETI
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	237 di 254

ALLEGATO B.1

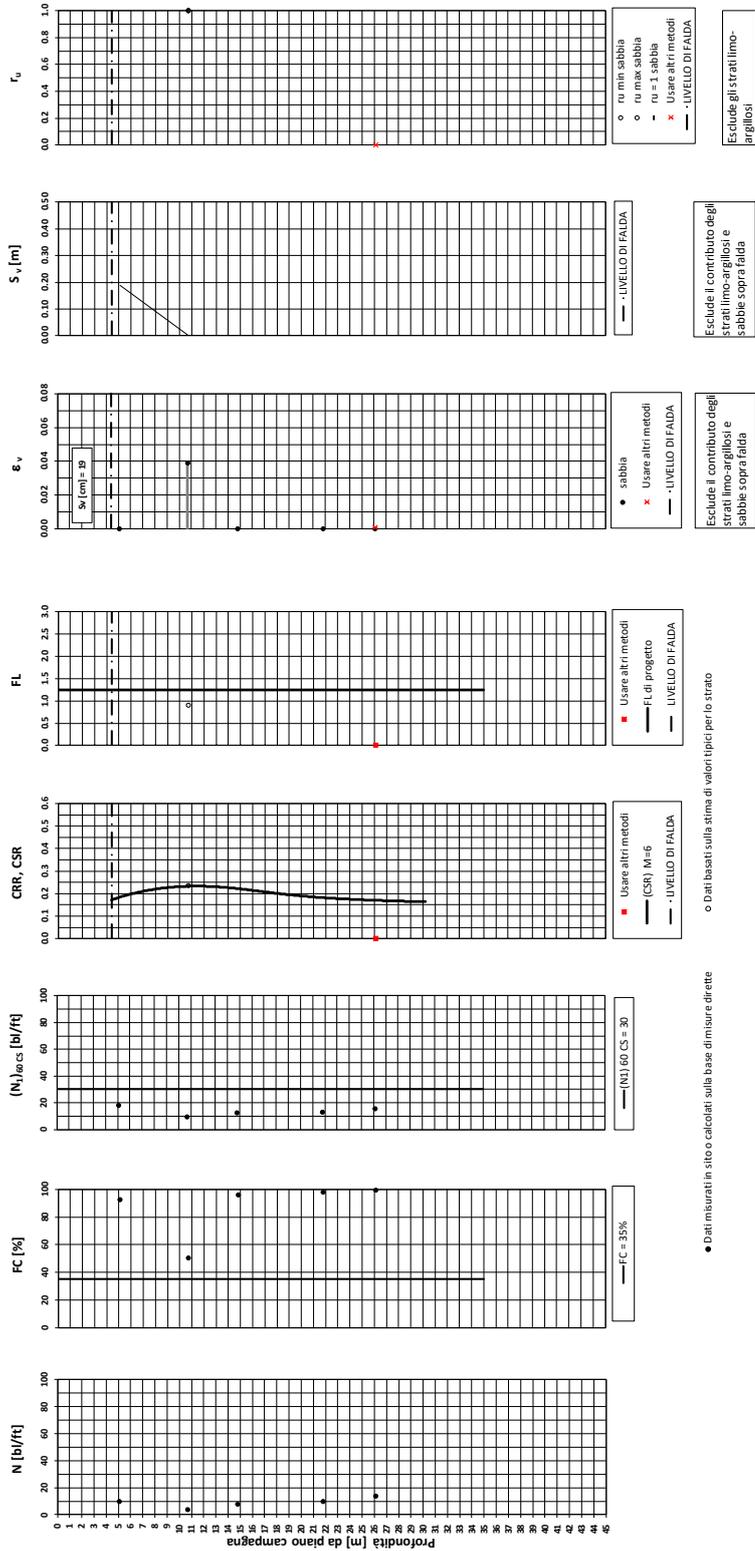
Verifiche a liquefazione su prove SPT

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	238 di 254

Pescara - Velocizzazione della linea Roma-Pescara – Raddoppio ferroviario tratta Pescara Porta Nuova – Chieti (Lotto 2) - Prova S9

A_{max,calc} / g = 0,272 M_{calc} = 6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2,2
Sovraccarico = 0 kPa



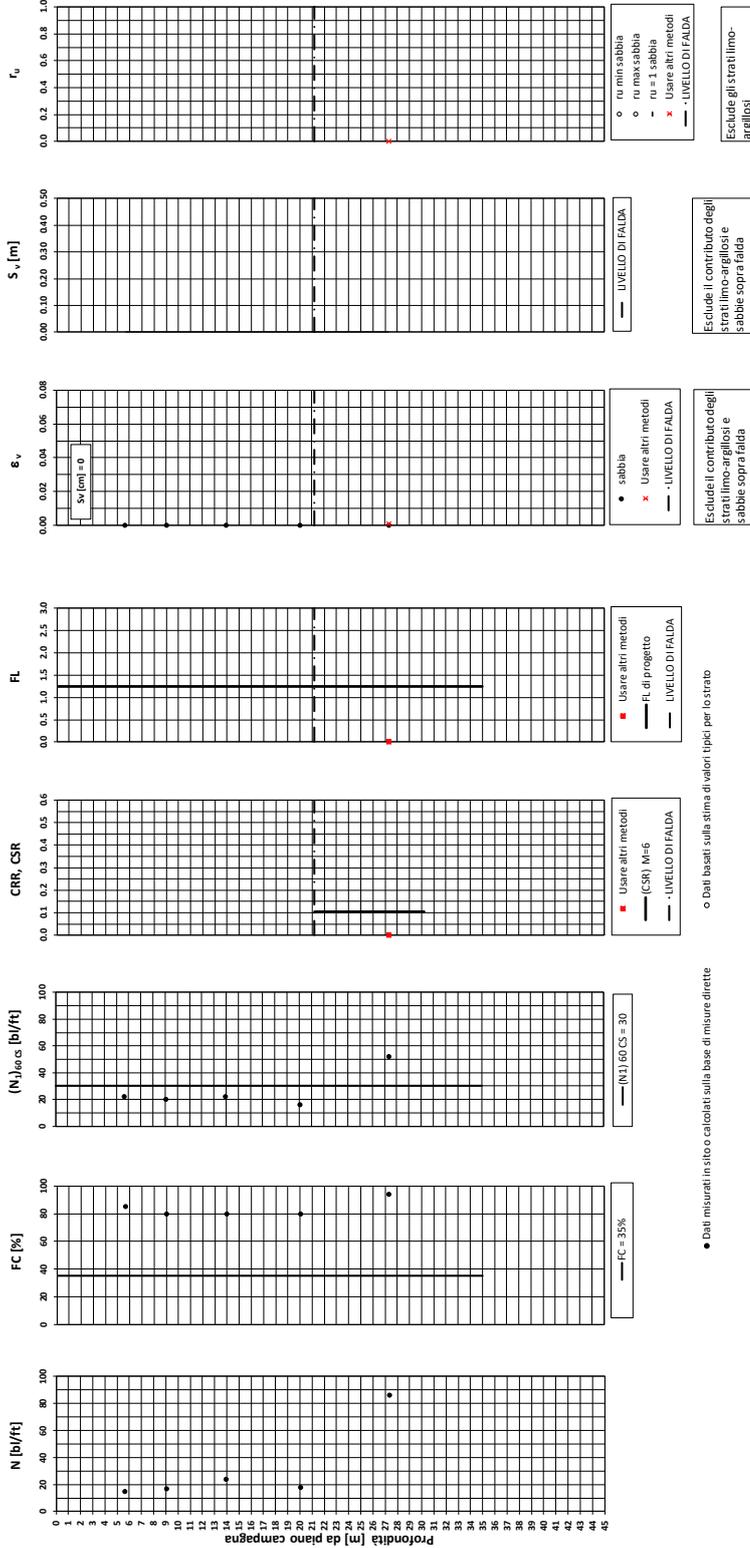
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	239 di 254

Pescara - Velocizzazione della linea Roma-Pescara – Raddoppio ferroviario tratta Pescara Porta Nuova – Chieti (Lotto 2) - Prova S10

Amax_calc / β = 0,272 M_calc = 6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2,2

Sovraccarico = 0 kPa

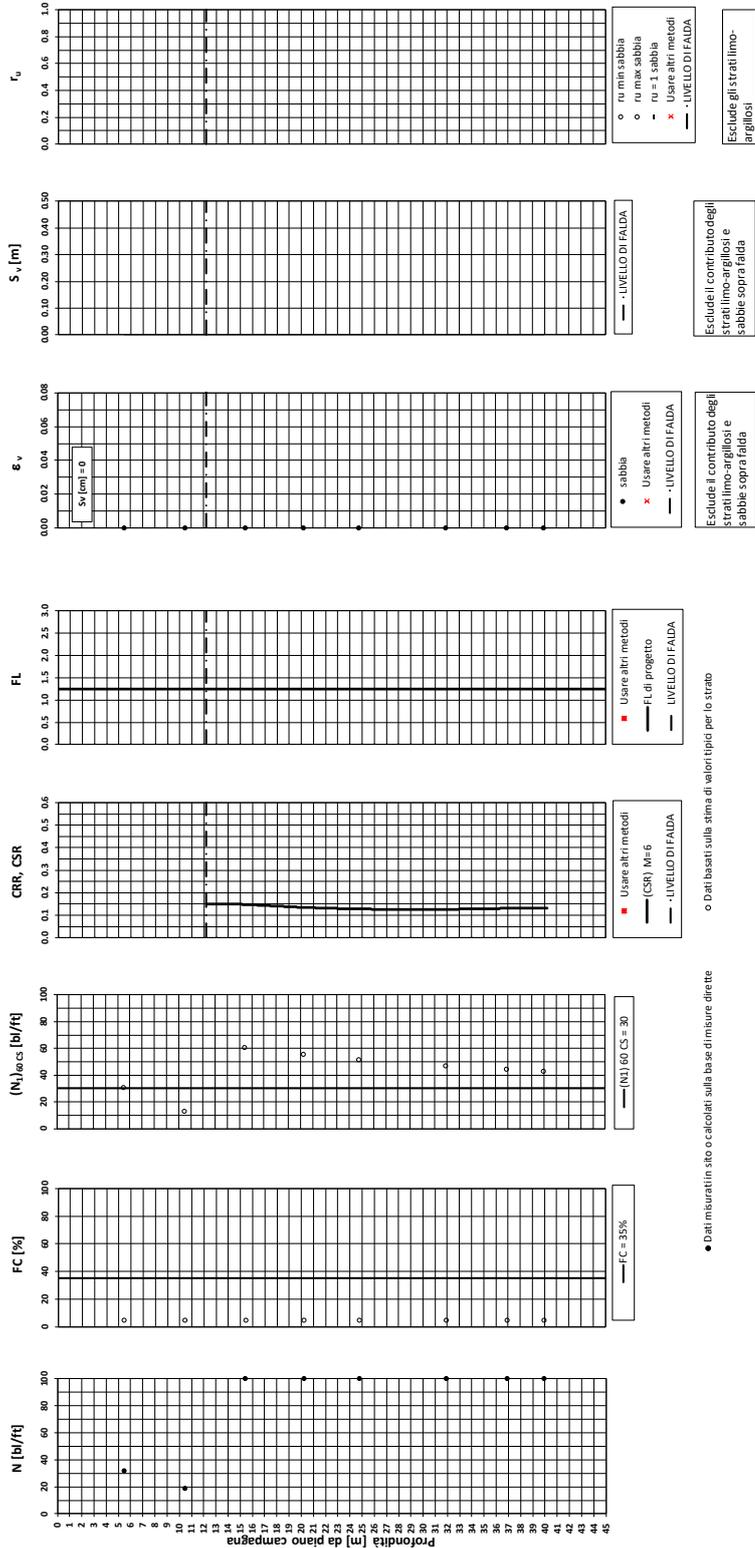


RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	240 di 254

Pescara - Velocizzazione della linea Roma-Pescara – Raddoppio ferroviario tratta Pescara Porta Nuova – Chieti (Lotto 2) - Prova S11

Amax_calc / $fg = 0.272$ M_calc = 6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2,2
Sovraccarico = 0 kPa



Esclude gli strati limo-argillosi

Esclude il contributo degli strati limo-argillosi e sabbie sopra falda

Esclude il contributo degli strati limo-argillosi e sabbie sopra falda

o Dati basati sulla stima di valori tipici per lo strato

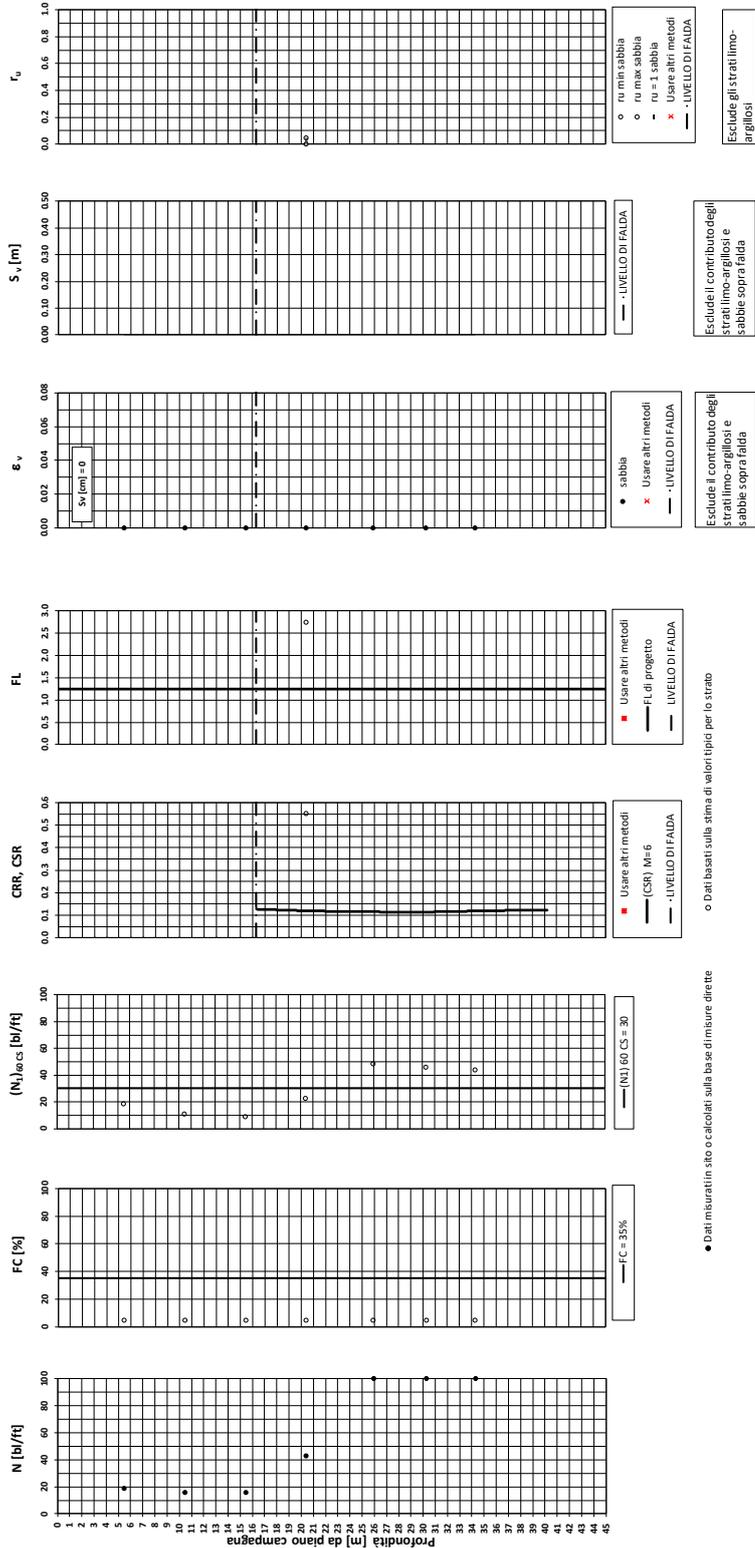
• Dati misurati in sito o calcolati sulla base di misure dirette

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	241 di 254

Pescara - Velocizzazione della linea Roma-Pescara – Raddoppio ferroviario tratta Pescara Porta Nuova – Chieti (Lotto 2) - Prova S12

Amax_calc / g = 0.272 M_calc = 6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2.2
Sovraccarico = 0 kPa

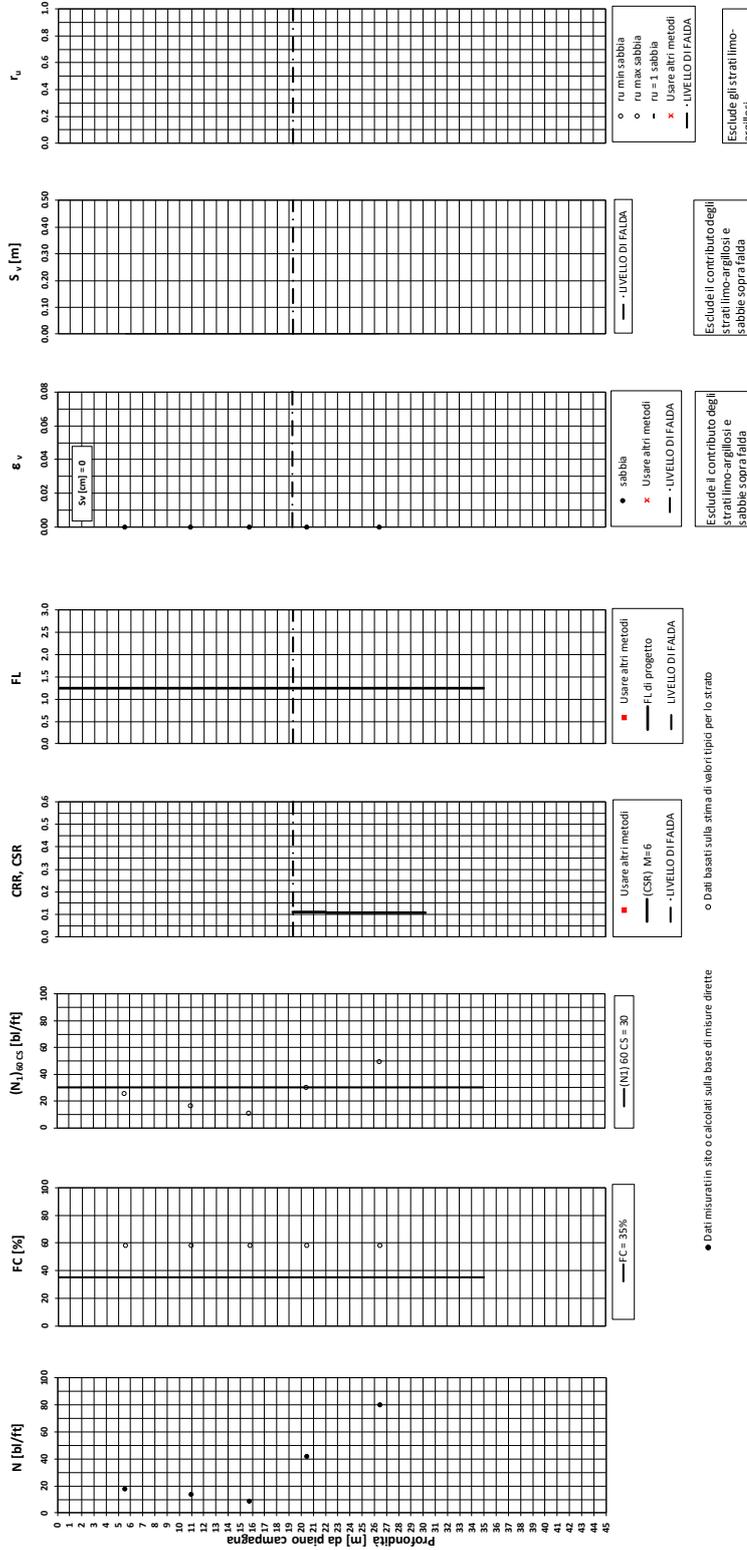


RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	242 di 254

Chieti - Velocizzazione della linea Roma-Pescara – Raddoppio ferroviario tratta Pescara Porta Nuova – Chieti (Lotto 2) - Prova 14

Amax_calc/g = 0,271 M_calc = 6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2,2

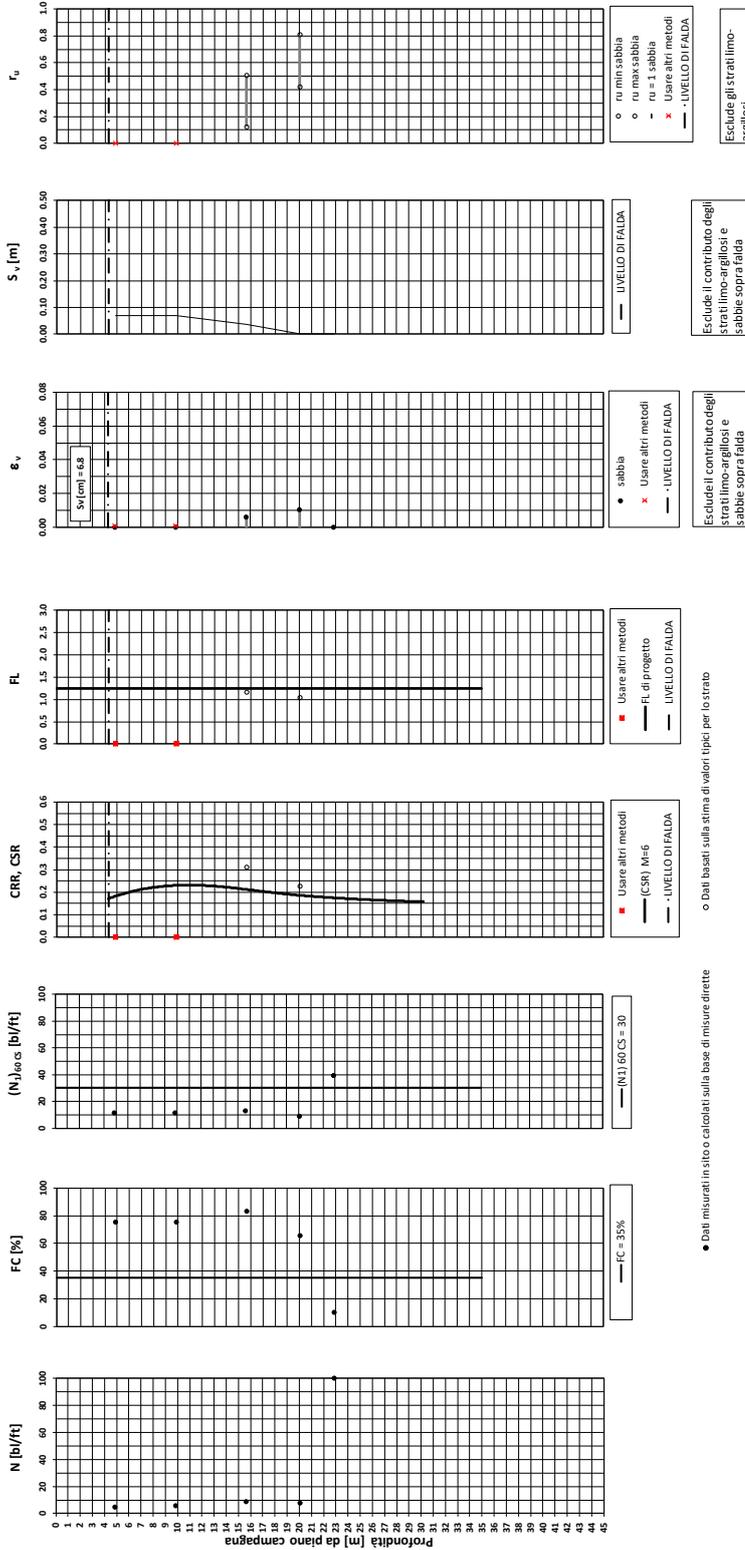


RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	243 di 254

Chieti - Velocizzazione della linea Roma-Pescara – Raddoppio ferroviario tratta Pescara Porta Nuova – Chieti (Lotto 2) - Prova S15

Amax_calcol/g = 0,272 M_calcol = 6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2,2
Sovraccarico = 0 kPa



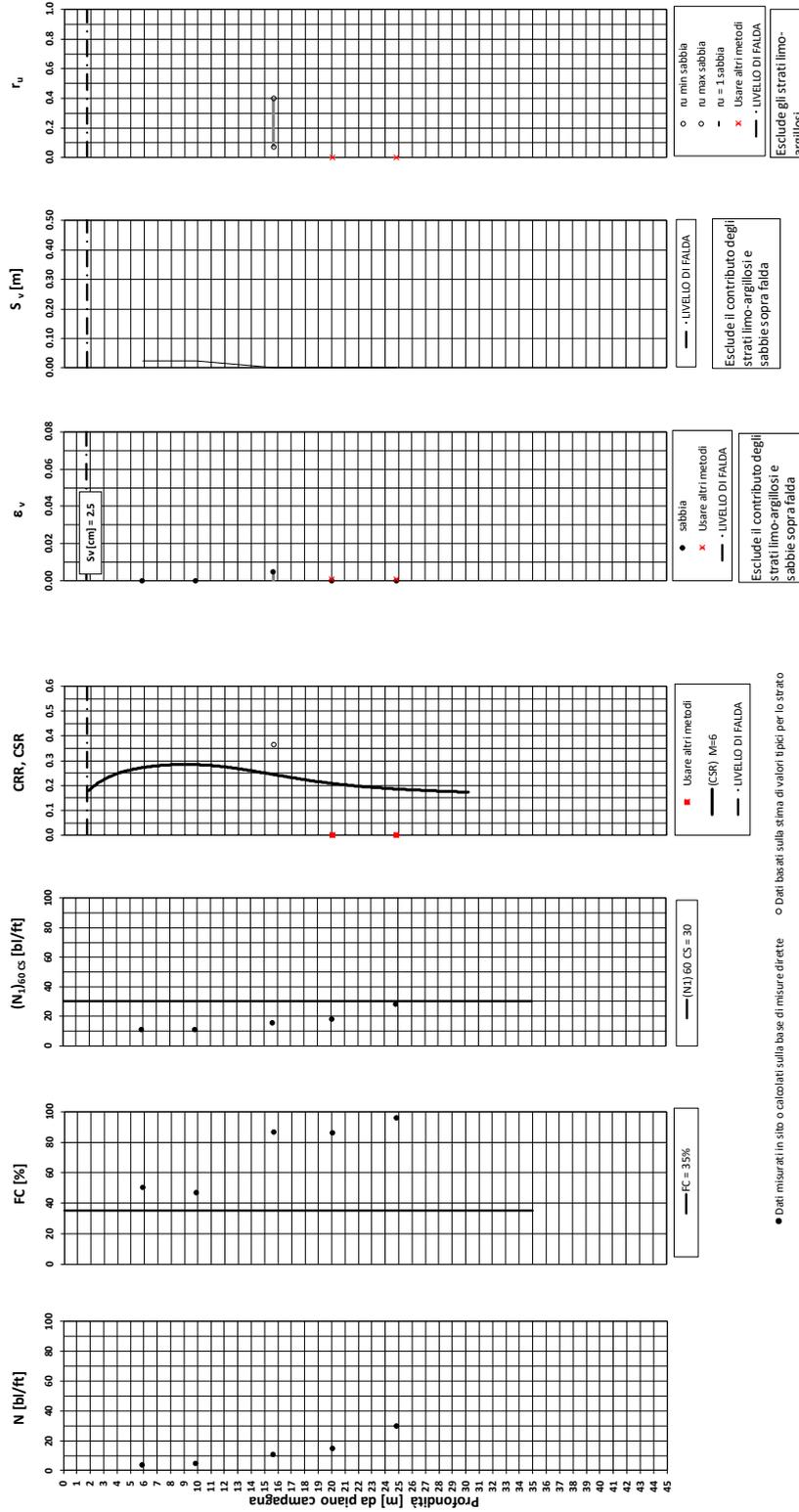
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	244 di 254

Chieti - Velocizzazione della linea Roma-Pescara – Raddoppio ferroviario tratta Pescara Porta Nuova – Chieti (Lotto 2) - Prova S16

Amax_calc/g = 0,272 M_calc = 6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2,2

Sovraccarico = 0 kPa



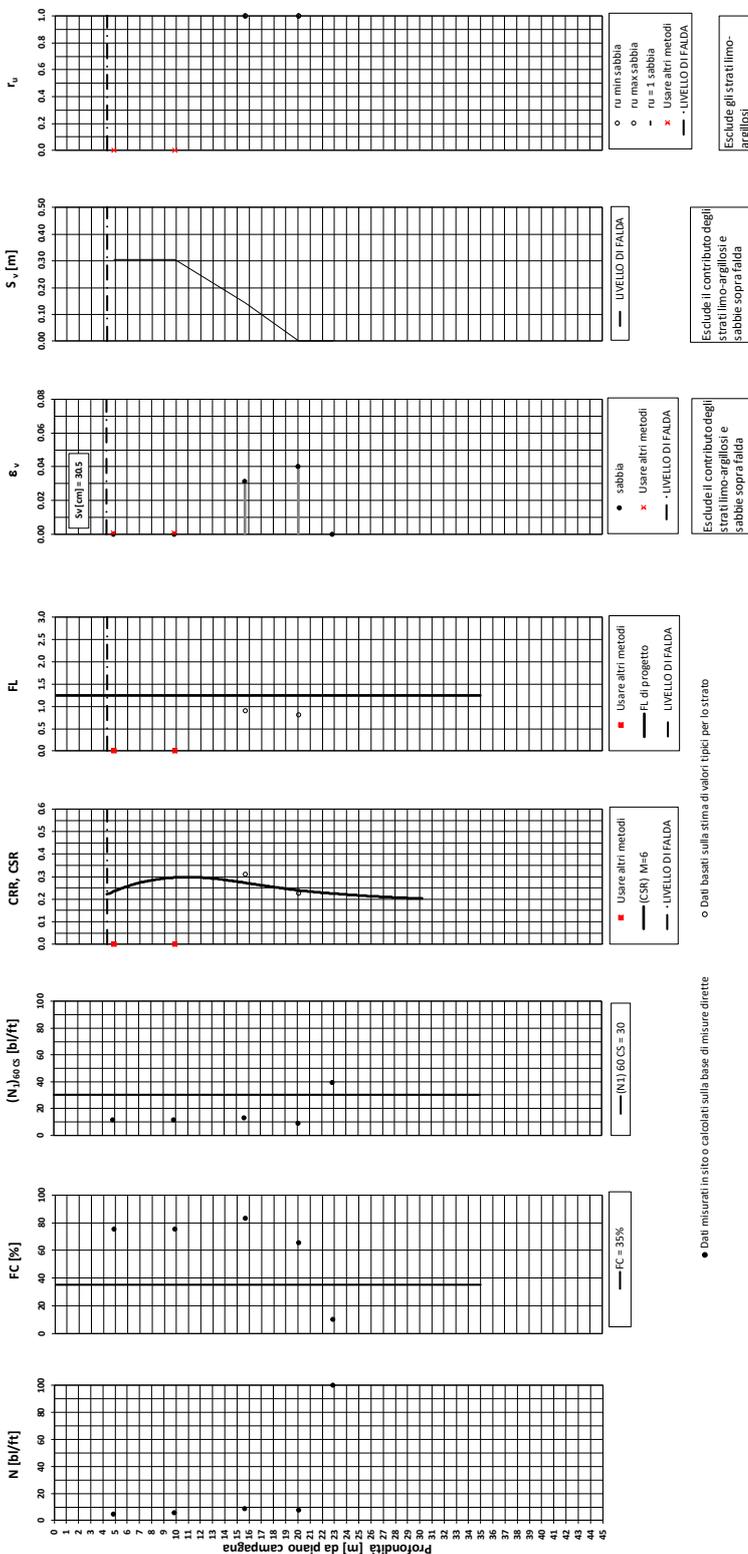
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	245 di 254

Chieti - Velocizzazione della linea Roma-Pescara – Raddoppio ferroviario tratta Pescara Porta Nuova – Chieti (Lotto 2) - Prova S15

Amax_calc/β = 0,35 M_calc = 6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2,2

Sovraccarico = 0 kPa



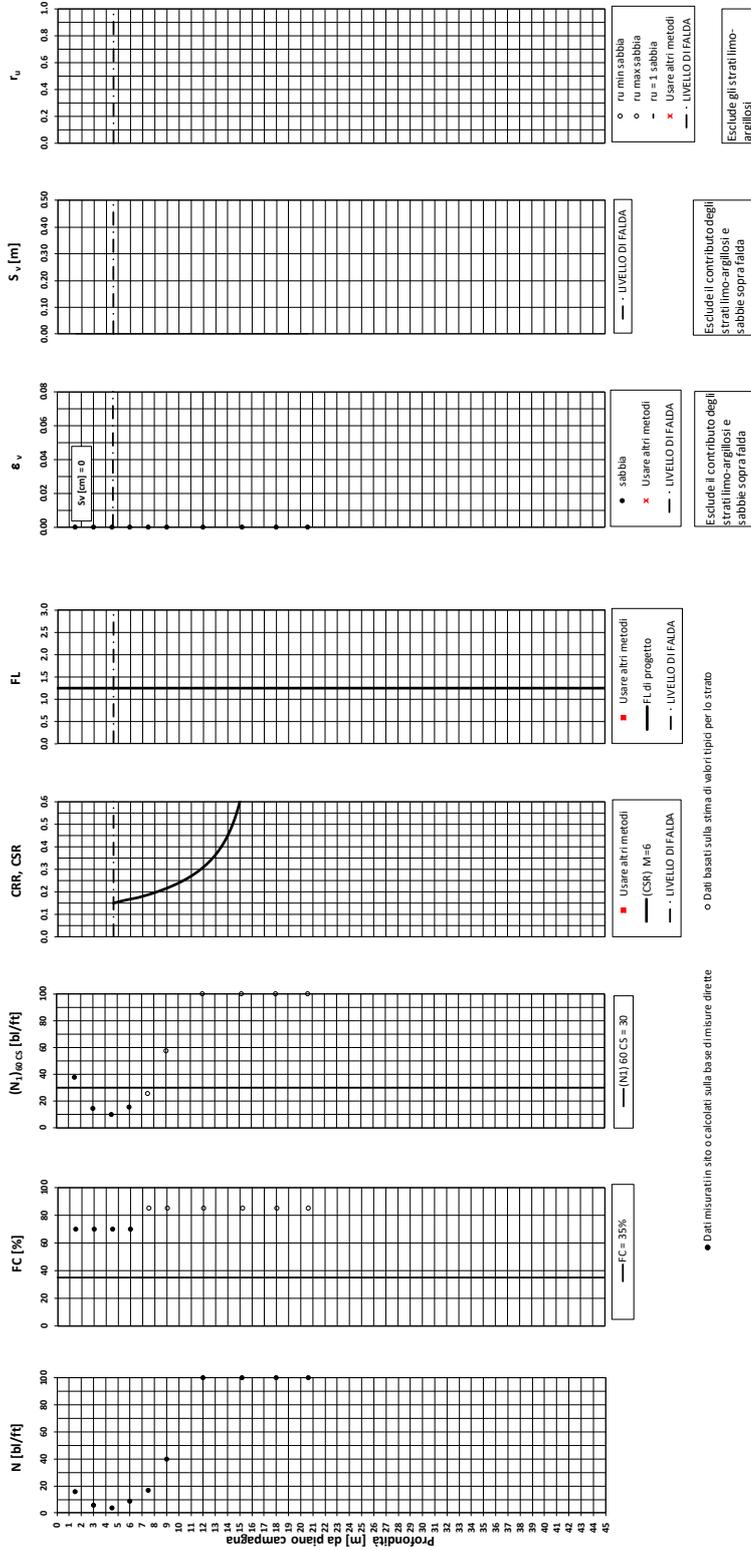
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	246 di 254

Pescara - Velocizzazione della linea Roma-Pescara – Raddoppio ferroviario tratta Pescara Porta Nuova – Chieti (Lotto 2) - Prova 2SD2_int

Amax_calc/g = 0.238 M_calc = 6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2.2

Sovraccarico = 0 kPa



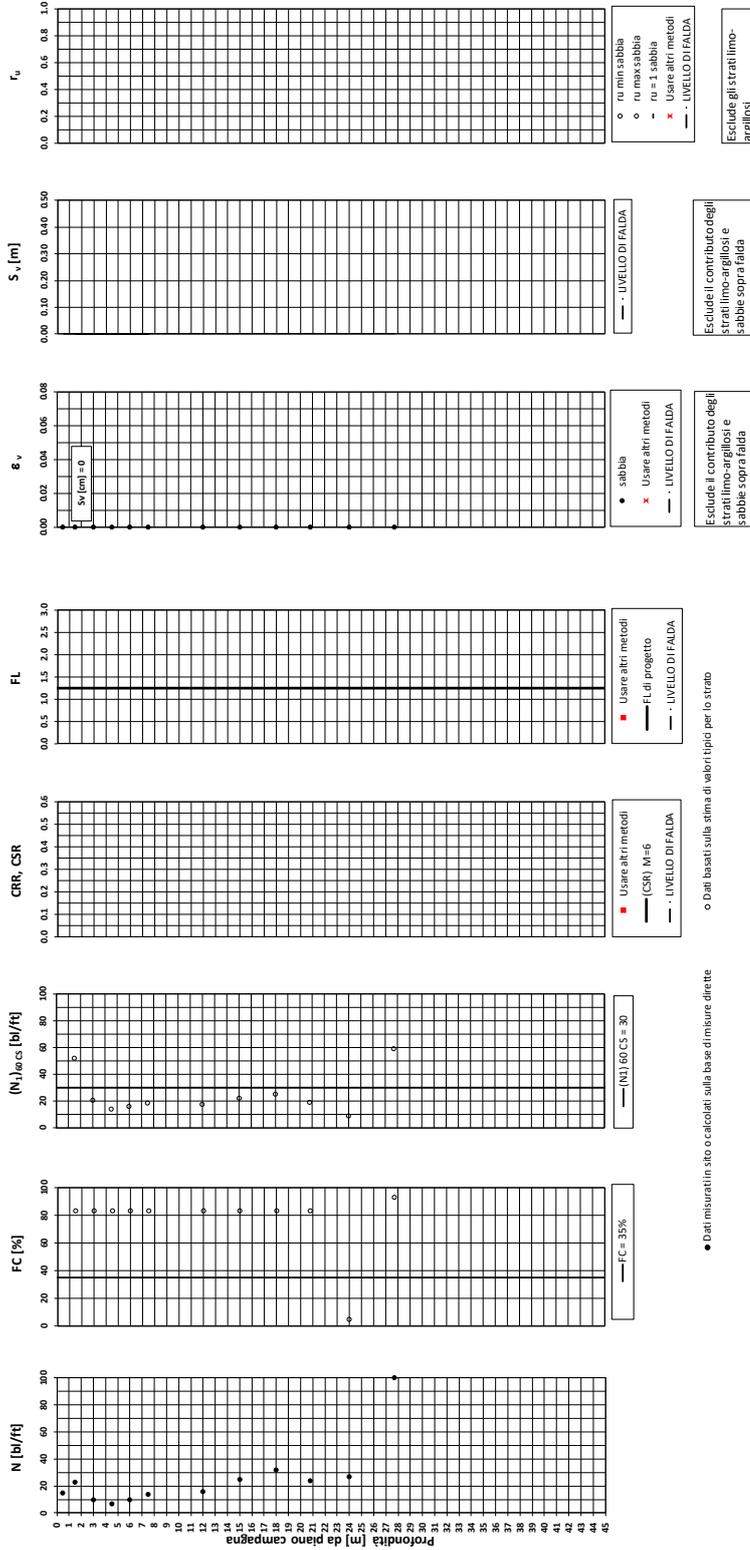
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	247 di 254

Pescara - Velocizzazione della linea Roma-Pescara – Raddoppio ferroviario tratta Pescara Porta Nuova – Chieti (Lotto 2) – Prova 2SD3_int

Amax_calc/g = 0.238 M_calc = 6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2.2

Sovraccarico = 0 MPa



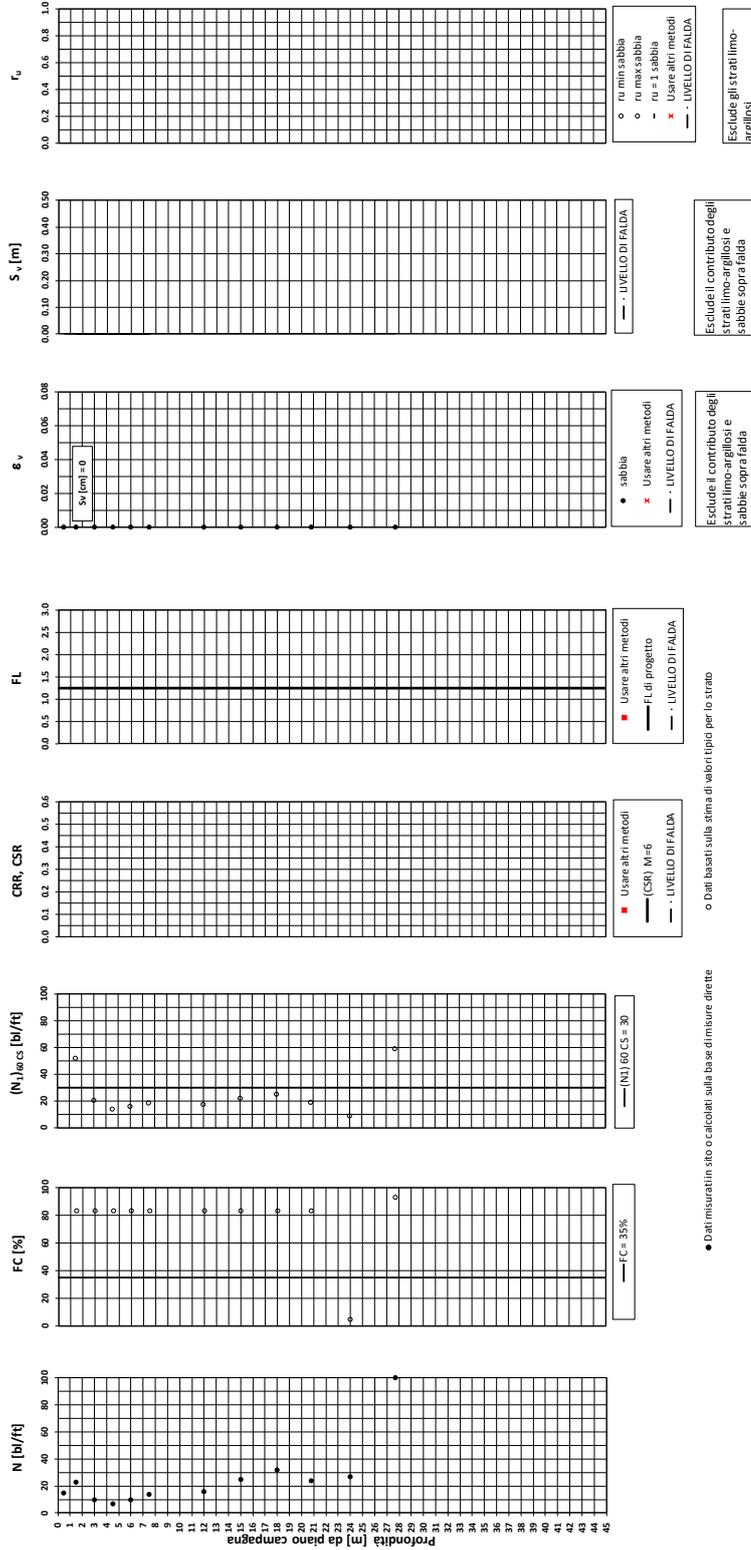
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	248 di 254

Pescara - Velocizzazione della linea Roma-Pescara – Raddoppio ferroviario tratta Pescara Porta Nuova – Chieti (Lotto 2) - Prova 2SD3_int

Amax_calc/g = 0.336 M_calc = 6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2.2

Sovraccarico = 0 MPa



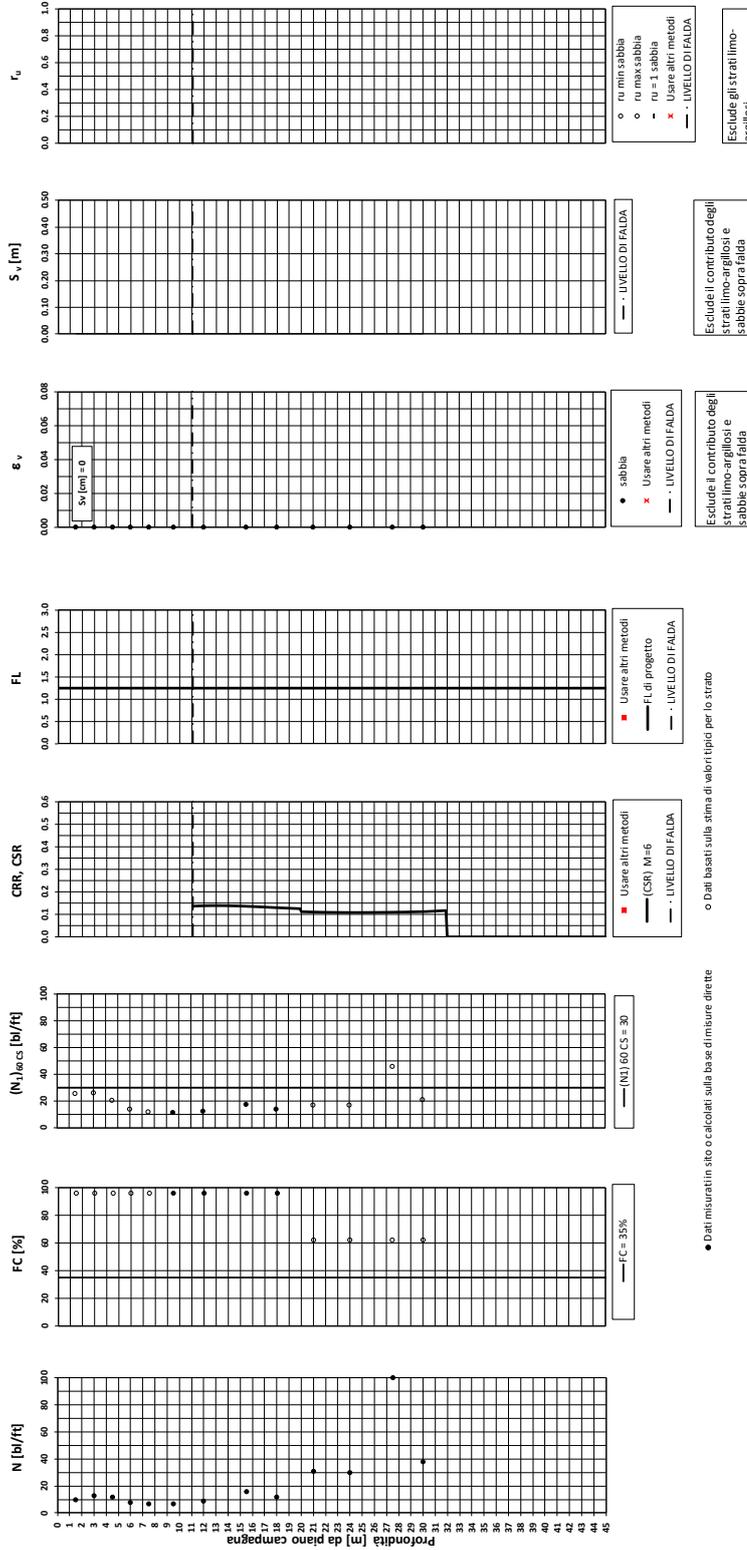
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	GE	GE0006 001	C	249 di 254

Pescara - Velocizzazione della linea Roma-Pescara – Raddoppio ferroviario tratta Pescara Porta Nuova – Chieti (Lotto 2) - Prova ZSD4_int

Amax_calc/g = 0.238 M_calc = 6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2.2

Sovraccarico = 0 kPa



ALLEGATO C

Prove di laboratorio e loro interpretazione

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IA4S 02 D29 GE GE0006 001 C 253 di 254

Borehole	Faldada p.c.	Camp.	Material	da		Prof.	g _{dry}	g _a	G _s	w	e ₀	e (S=1)	S _r	n	LL	LP	IP	IC	s' _{vo}	Composizione granulometrica				PROV E	TD_picco		TD_residuo		ELL	cnc rock	TX-UU	TX-CIU			TX-CID				
				Ghiai	Sabbi															Limo	Argilla	t	sn		t	sn	Cu	sc				C _u	t	s'	C _u (p)	t	s'	f'	c'
[n°]	[m]	[n°]	[-]	[m p.c.]	[m p.c.]	[m p.c.]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[g/cm ³]	[%]	[-]	[-]	[%]	[%]	[%]	[%]	[-]	[-]	[kPa]	[%]	[%]	[%]	[%]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[kPa]		
S15	4.3	CI3	M	26.60	27.05	26.83	17.61	20.70	2.680	17.54	0.52	0.47	0.90	34.29	33.00	19.00	14.00	1.10	271.01	0.00	7.01	66.4	26.61	PROV E	203	450					-	-	-	-	-	-	-	-	
S15	4.3	CI3	M	26.60	27.05	26.83	17.61	20.70	2.680	17.54	0.52	0.47	0.90	34.29	33.00	19.00	14.00	1.10	271.01	0.00	7.01	66.4	26.61	PROV E	282	600					-	-	-	-	-	-	-	-	
S15	4.3	SPT1	L(S,A)	4.40	4.85	4.63	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	82.31	6.0	18.37	44.53	31.1	PROV E	-	-					-	-	-	-	-	-	-	-	
S15	4.3	SPT2	L,A2	9.40	9.85	9.63	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	124.81	0.2	24.10	53.88	21.9	PROV E	-	-					-	-	-	-	-	-	-	-	
S15	4.3	SPT3	L,A2	15.20	15.65	15.43	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	174.11	0.1	16.77	58.97	24.2	PROV E	-	-					-	-	-	-	-	-	-	-	
S15	4.3	SPT4	L,A2	19.60	20.05	19.83	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	211.51	11.6	22.70	46.63	19.1	PROV E	-	-					-	-	-	-	-	-	-	-	
S16	16.91	CI1	L(S)	7.00	7.50	7.25	10.89	16.32	2.590	49.80	1.38	1.29	0.94	57.94	41.00	28.00	13.00	0.68	134.13	10.31	31.54	40.2	17.97	PROV E	41	50					-	-	-	-	-	-	31.5	11.6	
S16	16.91	CI1	L(S)	7.00	7.50	7.25	10.87	16.28	2.590	49.83	1.38	1.29	0.93	58.04	41.00	28.00	13.00	0.68	134.13	10.31	31.54	40.2	17.97	PROV E	74	100					-	-	-	-	-	-	-	-	
S16	16.91	CI1	L(S)	7.00	7.50	7.25	10.87	16.28	2.590	49.83	1.38	1.29	0.93	58.04	41.00	28.00	13.00	0.68	134.13	10.31	31.54	40.2	17.97	PROV E	133	200					-	-	-	-	-	-	-	-	
S16	16.91	CI3	L,A1	19.50	20.10	19.80	14.74	18.93	2.65	28.40	0.80	0.75	0.94	44.37	37.00	19.00	18.00	0.48	337.40	0.0	13.68	53.23	33.1	PROV E	-	-					73	-	-	-	-	-	-	-	
S16	16.91	CI4	L,A1	26.50	27.05	26.78	15.48	19.34	2.63	24.90	0.70	0.65	0.94	41.12	37.00	19.00	18.00	0.67	396.69	0.0	3.69	55.41	40.9	PROV E	-	-					-	224	478	-	-	-	-	26.2	14
S16	16.91	CI2	L,A2	13.00	13.60	13.30	14.57	18.86	2.67	29.40	0.83	0.78	0.94	45.41	23.00	20.00	3.00	2.13	246.05	0.01	17.78	62.5	19.71	PROV E	61	100					-	-	-	-	-	-	27.5	1.2	
S16	16.91	CI2	L,A2	13.00	13.60	13.30	14.57	18.93	2.67	29.99	0.83	0.80	0.96	45.45	23.00	20.00	3.00	2.33	246.05	0.01	17.78	62.5	19.71	PROV E	124	250					-	-	-	-	-	-	-	-	
S16	16.91	CI2	L,A2	13.00	13.60	13.30	14.57	18.93	2.67	29.99	0.83	0.80	0.96	45.45	23.00	20.00	3.00	2.33	246.05	0.01	17.78	62.5	19.71	PROV E	217	400					-	-	-	-	-	-	-	-	
S16	16.91	SPT1	L(S)	5.50	5.95	5.73	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	105.91	3.4	46.39	35.85	14.4	PROV E	-	-					-	-	-	-	-	-	-	-	
S16	16.91	SPT2	L(S)	9.50	9.95	9.73	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	179.91	4.6	48.61	33.52	13.2	PROV E	-	-					-	-	-	-	-	-	-	-	
S16	16.91	SPT3	L,A2	15.50	15.95	15.73	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	290.91	0.0	13.12	63.18	23.7	PROV E	-	-					-	-	-	-	-	-	-	-	-
2SD2_int	4.60	CI1	L(S,A)	2.50	3.00	2.75	16.20	19.82	2.66	22.33	0.64	0.59	0.93	39.09	23.00	20.00	3.00	0.22	50.88	0.1	30.16	45.71	24.0	PROV E	30.00	50					-	-	-	-	-	-	31.30	0.90	
2SD2_int	4.60	CI1	L(S,A)	2.50	3.00	2.75	16.20	19.82	2.66	22.33	0.64	0.59	0.93	39.09	23.00	20.00	3.00	0.22	50.88	0.1	30.16	45.71	24.0	PROV E	63.00	100					-	-	-	-	-	-	-	-	
2SD2_int	4.60	CI1	L(S,A)	2.50	3.00	2.75	16.20	19.82	2.66	22.33	0.64	0.59	0.93	39.09	23.00	20.00	3.00	0.22	50.88	0.1	30.16	45.71	24.0	PROV E	121.00	200					-	-	-	-	-	-	-	-	
2SD2_int	4.60	CI2	M	14.50	15.20	14.85	16.13	20.01	2.71	24.06	0.68	0.65	0.96	40.48	27.00	19.00	8.00	0.37	172.23	0.0	10.87	52.56	36.6	PROV E	-	-					-	-	-	-	-	-	-	-	
2SD2_int	4.60	CI3	M	24.00	24.70	24.35	18.31	21.29	2.74	16.28	0.50	0.45	0.90	33.18	26.00	18.00	8.00	1.22	252.98	0.0	15.01	60.95	24.0	PROV E	-	-					375.00	-	-	-	-	-	-	-	
2SD2_int	4.60	CI4	M	30.00	30.70	30.35	18.43	21.36	2.75	15.88	0.49	0.44	0.89	32.97	28.00	19.00	9.00	1.35	303.98	0.0	13.17	59.40	27.4	PROV E	-	-					-	298.00	476.00	30.00	-	-	-	34.10	37.00
2SD2_int	4.60	CI4	M	30.00	30.70	30.35	18.43	21.36	2.75	15.88	0.49	0.44	0.89	32.97	28.00	19.00	9.00	1.35	303.98	0.0	13.17	59.40	27.4	PROV E	-	-					-	522.00	857.00	-	-	-	-	-	
2SD2_int	4.60	CI4	M	30.00	30.70	30.35	18.43	21.36	2.75	15.88	0.49	0.44	0.89	32.97	28.00	19.00	9.00	1.35	303.98	0.0	13.17	59.40	27.4	PROV E	-	-					-	802.00	1394.00	-	-	-	-	-	
2SD3_int	50.00	CI1	L(S,A)	2.50	3.00	2.75	16.39	19.52	2.65	19.10	0.62	0.51	0.82	38.15	28.00	21.00	7.00	1.27	50.88	3.7	16.42	60.10	19.8	PROV E	-	-					-	69.00	144.00	5.00	-	-	-	27.70	2.00

