

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA

RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA CHIETI – INTERPORTO D'ABRUZZO  
(LOTTO 3)

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale

SCALA:

-

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

IA6F 03 D 29 GE GE0006 001 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	E. Lombardo	28/05/2019	L. Eboli	29/05/2019	T. Paoletti	30/05/2019	Arduini 02.2021 ITALFERR S.p.A. Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Dot. Ing. Fabrizio Arduini n. 15942/2021
B	EMISSIONE ESECUTIVA	E. Lombardo	29.01.2021	P. Tascione	01.02.2021	T. Paoletti	02.02.2021	

File: IA6F03D29GEGE0006001B.docx

n. Elab: 4 1

## INDICE

1. INTRODUZIONE.....	5
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	6
2.1 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO E DI BASE.....	6
2.2 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO.....	6
2.3 BIBLIOGRAFIA.....	7
3. DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNE DI INDAGINE.....	13
3.1 CAMPAGNA INDAGINI DEL PROGETTO DI FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA (OTTOBRE-NOVEMBRE 2018 E 2020).....	14
4. QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO.....	16
4.1 DESCRIZIONE UNITÀ GEOLOGICHE.....	16
4.2 DESCRIZIONE UNITÀ GEOTECNICHE.....	16
5. PROFILO FREATICO.....	19
6. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	20
6.1 GENERALITÀ.....	20
6.2 INDIVIDUAZIONE DEL TIPO DI TERRENO DA PROVE CPT/CPTU.....	20
6.3 INDIVIDUAZIONE DEL TIPO DI TERRENO DA PROVE DPSH.....	22
6.4 TERRENI COESIVI (LIMI E ARGILLE) SATURI.....	23
6.4.1 <i>Introduzione</i> .....	23
6.4.2 <i>Stato tensionale iniziale</i> .....	23
6.4.3 <i>Resistenza al taglio non drenata</i> .....	25
6.4.4 <i>Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci</i> .....	26
6.4.5 <i>Caratteristiche di deformabilità</i> .....	26
6.4.6 <i>Coefficienti di permeabilità</i> .....	30
6.4.7 <i>Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria</i> .....	31
6.5 TERRENI INCOERENTI (SABBIE PIÙ O MENO LIMOSE).....	31

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE**

COMMESSA IA6F	LOTTO 03 D 29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. B	FOGLIO 3 di 182
------------------	------------------	----------------	-------------------------	-----------	--------------------

6.5.1	Introduzione .....	31
6.5.2	Stato iniziale del deposito .....	32
6.5.3	Densità relativa .....	33
6.5.4	Indice dei vuoti iniziale .....	38
6.5.5	Angolo di resistenza al taglio .....	38
6.5.6	Caratteristiche di deformabilità .....	40
7.	CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' STRATIGRAFICHE .....	46
7.1	RISULTATI ED INTERPRETAZIONE DELLE PROVE IN SITO .....	46
7.1.1	Resistenza alla punta da CPTU .....	48
7.1.2	Numero colpi $N_{spt}$ .....	50
7.1.3	Numero colpi $N_{20}$ da DPSH .....	51
7.1.4	Resistenza alla punta da Pocket Penetrometers .....	53
7.1.5	Velocità delle onde di taglio da MASW .....	60
7.1.6	Velocità delle onde di taglio da Down-Hole .....	64
7.1.7	Caratteristiche di deformabilità .....	65
7.1.8	Caratteristiche di resistenza .....	83
7.2	RISULTATI ED INTERPRETAZIONE DELLE PROVE DI LABORATORIO .....	100
7.2.1	Granulometrie e caratteristiche fisiche .....	101
7.2.2	Caratteristiche di resistenza .....	111
7.2.3	Caratteristiche di deformabilità .....	115
8.	PERMEABILITÀ TERRENI .....	120
8.1	COEFFICIENTI DI PERMEABILITÀ DI PROGETTO .....	123
9.	DEFINIZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO .....	125
9.1	PARAMETRI GEOTECNICI ASSOCIATI ALLE UNITÀ STRATIGRAFICHE .....	127
10.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TRACCIATO .....	129
10.1	DA 12+852 A 13+420 .....	131
10.2	DA 13+420 A 14+100 .....	133

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE**

COMMESSA IA6F	LOTTO 03 D 29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. B	FOGLIO 4 di 182
------------------	------------------	----------------	-------------------------	-----------	--------------------

10.3	DA 14+100 A 14+710 .....	135
10.4	DA 14+710 A 15+400 .....	137
10.5	DA 15+400 A FINE LOTTO 3.....	139
11.	AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE .....	140
11.1	PREMESSA .....	140
11.2	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA .....	141
11.3	STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO.....	142
11.4	ACCELERAZIONE DI RIFERIMENTO SU SUOLO RIGIDO.....	143
11.5	RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	145
12.	STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE .....	148
12.1	GENERALITÀ.....	148
12.2	CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE.....	149
12.3	PERICOLOSITÀ SISMICA E MAGNITUDO.....	151
12.4	METODO DI ANALISI.....	151
12.4.1	<i>CRR da correlazioni su prove CPT.....</i>	<i>153</i>
12.4.2	<i>CRR da correlazioni su prove SPT.....</i>	<i>155</i>
12.4.3	<i>Calcolo del fattore di sicurezza.....</i>	<i>159</i>
12.4.4	<i>Calcolo dei cedimenti post-sismici.....</i>	<i>159</i>
12.4.5	<i>Indice di potenziale di liquefazione.....</i>	<i>161</i>
12.5	SINTESI DEL RISULTATO DELLE VERIFICHE A LIQUEFAZIONE .....	162
ALLEGATO A: VERIFICHE A LIQUEFAZIONE SU PROVE CPT E CPTU .....		165
ALLEGATO B: VERIFICHE A LIQUEFAZIONE SU PROVE SPT.....		170
ALLEGATO C: PROVE DI LABORATORIO E LORO INTERPRETAZIONE.....		177

## 1. INTRODUZIONE

Il presente documento definisce il modello geotecnico di sottosuolo da adottarsi per il PROGETTO DI FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA del raddoppio ferroviario della tratta Pescara Porta Nuova – Chieti (Lotto 3), *Tratta Chieti – Interporto Val Pescara*, realizzato nell’ambito della velocizzazione della linea Roma – Pescara.

Il modello è stato ricostruito a partire dai risultati delle campagne di indagine del 2018 (Ottobre-Novembre). Ad integrazione dei dati ottenuti dalle suddette campagne di indagine sono stati utilizzati anche i dati provenienti dalle successive campagne di indagine (Gennaio 2019 e anno 2020), nel corso della quale sono state eseguite indagini geofisiche e un sondaggio.

Scopo del documento è la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione, ai fini del calcolo geotecnico delle opere da realizzare nell’ambito del Lotto 3.

Il Lotto 3 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

- [1] PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA – Relazione Indagini geofisiche – (Doc. Rif. IA6F03D69IGGE0005002A)
- [2] PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA – Relazione generale indagini geognostiche, prove in sito e campionamenti – (Doc. Rif. IA6F03D69SGGE0005001A)
- [3] PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA – Prove di laboratorio geotecniche sondaggi: S1 – S2 – S3 – S4 – S5 – S6 – S7 (Doc. Rif. IA6F03D69PRGE005001A)
- [4] PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA – Analisi granulometriche granulometrie e limiti di atterberg di campioni prelevati da campioni di prove Nspt e pozzetti di idraulica (Doc. Rif. IA6F03D69PRGE005002A)
- [5] PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA - Relazione Geologica, geomorfologica ed idrogeologica - (Doc. rif. - IA6F03D69RGGE0001001A)
- [6] PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA - Carta e Profilo geologico (Doc. rif. – IA6F03D69N5GE0001001A)
- [7] PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA - Carta e Profilo idrogeologico (Doc. rif. - IA6F03D69N5GE0002001A)
- [8] PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA- Plano-profilo geotecnico - Tav. 1 - (Doc. rif. – IA6F03D29F6GE0006001B)
- [9] PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA - Plano-profilo geotecnico - Tav. 2 - (Doc. rif. IA6F03D29F6GE0006002B)
- [10] PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA - Plano-profilo geotecnico - Tav. 3 - (Doc. rif. IA6F03D29F6GE0006003B)

### 2.2 Normativa e standard di riferimento

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA CHIETI – INTERPORTO D’ABRUZZO (LOTTO 3) PROGETTO DI FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA</b>						
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	<table border="0"> <tr> <td>COMMESSA IA6F</td> <td>LOTTO 03 D 29</td> <td>CODIFICA GE</td> <td>DOCUMENTO GE0006 001</td> <td>REV. B</td> <td>FOGLIO 7 di 182</td> </tr> </table>	COMMESSA IA6F	LOTTO 03 D 29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. B	FOGLIO 7 di 182
COMMESSA IA6F	LOTTO 03 D 29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. B	FOGLIO 7 di 182		

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

- [11] 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.
- [12] 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”
- [13] RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21.12.2018- “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”.
- [14] RFI DTC INC CS LG IFS 001 A del 21.12.2011 – “Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra”.
- [15] 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.
- [16] 2008/217/CE - “Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario transeuropeo ad alta velocità (20/12/2007)”.
- [17] 2011/275/CE - “Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario transeuropeo convenzionale (26/04/2011)”.
- [18] UNI EN 1997-1 : Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [19] UNI EN 1998-5 : Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [20] AGI (1977) Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.
- [21] AGI (2005) Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida.

### 2.3 Bibliografia

- [22] 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.
- [23] 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.
- [24] Balmer G. (1952) "A general analytical solution for Mohr's envelope" ASTM, 52.
- [25] Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique 36 , n° 1.
- [26] 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.
- [27] Burland, J.B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. Géotechnique 40, n° 3, 329-378.
- [28] Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.
- [29] 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.
- [30] 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..
- [31] Elson W.K. (1984) "Design of laterally-loaded piles" CIRIA Report 103.
- [32] Fahey M. (1992) "Shear modulus of cohesionless soil: variation with stress and strain level" Canadian Geotechnical Journal, n°30.

- [33] 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.
- [34] Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. (2008), "Soil liquefaction during earthquakes", MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA.
- [35] Ishihara, K. and Yoshimine, M., (1992), Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes: Soils and Foundations, 32(1), p.173-188.
- [36] Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" Proceedings In-situ 2001, Bali.
- [37] 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.
- [38] 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.
- [39] Ladd C.C., Foot R. (1974) "A new design procedure for stability of soft clays" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol.100, n° 7.
- [40] 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.
- [41] 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.
- [42] Marchetti S. (1985) "On the field determination of  $k_0$  in sand" Discussion Session 2A, 11th ICSMFE, S. Francisco.
- [43] 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.

- [44] 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.
- [45] 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.
- [46] Ohta Y., Goto N. (1978) “Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol.6.
- [47] 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.
- [48] 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.
- [49] Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1982), “Ground motions and soil liquefaction during earthquakes”, *Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA*.
- [50] 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.
- [51] Simpson B., Calabresi G., Sommer H., Wallays M. (1979) “Design parameters for stiff clays” *General Report, Proc. 7th ECSMF, Brighton*.
- [52] 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.
- [53] Somerville S.H. (1986) “Control of groundwater for temporary works” *CIRIA Report 113*.
- [54] 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.
- [55] Stroud M.A. (1974) “The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks” *Proceedings ESOPT I*.

- [56] 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.
- [57] 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.
- [58] Tokimatsu K., Yoshimi Y. (1983) “Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content” *Soils and Foundations* 23, n° 4.
- [59] Vucetic M., Dobry R. (1991) “Effect of soil plasticity on cyclic response” *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 117, n° 1, pp. 89-107.
- [60] 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.
- [61] Youd T.D. (1972) “Factors controlling maximum and minimum density of sands” *Proceedings of Symposium on Eval. Dens.*, ASTM STP 523.
- [62] 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
- [63] 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/>.
- [64] 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



VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA CHIETI - INTERPORTO  
D'ABRUZZO (LOTTO 3)  
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA IA6F	LOTTO 03 D 29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. B	FOGLIO 12 di 182
------------------	------------------	----------------	-------------------------	-----------	---------------------

Vulcanologia.

doi:<http://doi.org/10.6092/INGV.IT-CPTI15>.

Sito

web:

<http://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/>

- [65] 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
- [66] 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.
- [67] 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.

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA CHIETI – INTERPORTO D’ABRUZZO (LOTTO 3) PROGETTO DI FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA</b>						
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	<table border="0"> <tr> <td>COMMESSA IA6F</td> <td>LOTTO 03 D 29</td> <td>CODIFICA GE</td> <td>DOCUMENTO GE0006 001</td> <td>REV. B</td> <td>FOGLIO 13 di 182</td> </tr> </table>	COMMESSA IA6F	LOTTO 03 D 29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. B	FOGLIO 13 di 182
COMMESSA IA6F	LOTTO 03 D 29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. B	FOGLIO 13 di 182		

### 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 DI FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA eseguite tra ottobre e novembre 2018. I risultati ottenuti dalle suddette hanno permesso di definire il modello geotecnico dell’area.

La campagna di indagini geognostiche è stata condotta da I.M.O.S s.r.l. per conto di Italferr e i risultati sono stati già precedentemente trasmessi nella fase progettuale di *fattibilità tecnico-economica*. Nell’ambito del Lotto 3 sono stati eseguiti 7 sondaggi geognostici a carotaggio continuo con profondità comprese tra i 21 e i 33 metri dal piano campagna, 2 prove penetrometriche statiche con punta piezoconica CPTU fino a profondità di 20 metri e 21 metri e 2 prove penetrometriche dinamiche DPSH. Lungo ogni verticale indagata sono state eseguite delle prove in situ (SPT, Pocket Penetrometer e di permeabilità tipo Lefranc) e prelevati campioni di terreno indisturbati e rimaneggiati; successivamente sono stati installati i piezometri a tubo aperto in 5 fori di sondaggio.

Nell’area in oggetto sono stati realizzati anche 4 stendimenti di sismica per indagini MASW, 1 stendimento acquisito mediante metodologia geoelettrica (ERT), 1 prova Down-Hole da parte di Progeo srl nella campagna di indagine di Gennaio 2019.

Nel giugno 2020 è stato inoltre eseguito un sondaggio a cura di Sondedile 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, CIU e CID.

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

### 3.1 Campagna indagini del PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA (ottobre-novembre 2018 e 2020)

Indagini in sito:

- n. 8 sondaggi a carotaggio continuo spinti sino a profondità variabile tra i 21 e i 40 metri;
- n. 2 prove penetrometriche statiche con punta piezoconica (CPTU) spinte sino a profondità variabile tra i 20 e i 21 metri;
- n. 1 pozzetto esplorativo a mezzo escavatore meccanico, con prelievo di n. 1 campione di terreno rimaneggiato
- rilievo stratigrafico e geomeccanico dei litotipi attraversati;
- n. 9 prove di permeabilità di tipo Lefranc;
- installazione nei fori di sondaggio di piezometri a tubo aperto e Casagrande;
- n. 61 prove penetrometriche in foro tipo SPT nei 7 fori di sondaggio (punta aperta e punta chiusa con prelievo di campioni rimaneggiati);
- n. 2 prove penetrometriche dinamiche DPSH;
- prove con Pocket penetrometers;
- prove geofisiche (4 prove MASW, 1 indagine geoelettrica ERT e 1 prova Down-Hole);

Prove di laboratorio:

- prelievo di n. 27 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;
  - prove di compressione triassiale consolidate drenate (TX-CID) non drenate (TXCIU) e non consolidate non drenate (TXUU);

- prelievo di n. 5 campioni rimaneggiati e 2 campioni semi-disturbatida cassetta catalogatrice con l'esecuzione di:
  - descrizione e prove di classificazione;
- prelievo di n. 33 campioni rimaneggiati da SPT con l'esecuzione di descrizione e prove di classificazione.

Per il dettaglio delle prove si rimanda ai Doc. Rif. [1], [2], [3], [4].

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 DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA (Lotto 3).

Anno	Sondaggio/ CPT/ sismica	Quota m s.l.m.	Prof. (m)	SPT	Lefranc	Piezometri TA/ Casagrande	Campioni indisturbati	Campioni rimaneggiati/ semidisturbati
2018	S1	38.98	21.00	6	1	-	2	1
2018	S2	38.63	30.00	6	1	1	3	2
2018	S3	37.00	31.00	7	1	1	3	1
2018	S4	45.92	30.00	8	1	1	5	-
2018	S5	46.09	30.00	7	1	1	3	1
2018	S6	41.05	33.00	7	1	-	5	2
2018	S7	44.10	31.00	7	1	1	4	-
2018	CPTU_03	44.00	19.83	-	-	-	-	-
2018	CPTU_04	42.00	20.92	-	-	-	-	-
2018	DPSH_05	41.00	13.20	-	-	-	-	-
2018	DPSH_06	39.00	11.60	-	-	-	-	-
2019	MASW1	45.00	-	-	-	-	-	-
2019	MASW2	45.00	-	-	-	-	-	-
2019	MASW3	46.00	-	-	-	-	-	-
2019	MASW4	41.00	-	-	-	-	-	-
2019	Down-Hole		-	-	-	-	-	-
2020	3SD1_int	44.54	40.00	13	2	1	2	-

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA CHIETI – INTERPORTO          D’ABRUZZO (LOTTO 3)          PROGETTO DI FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA6F	LOTTO 03 D 29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. B

## 4. QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

### 4.1 Descrizione unità geologiche

L’area oggetto di studio si colloca nel settore più orientale dell’area abruzzese esterna. I depositi affioranti corrispondono alla successione silicoclastica del Pliocene superiore - Pleistocene inferiore (Formazione di Mutignano), in concordanza al di sopra dei depositi del Pliocene medio-superiore p.p.

Dalle indicazioni stratigrafiche dei sondaggi realizzati nella campagna geognostica tra Ottobre-Novembre 2018 (Doc. Rif. [2][5]), nell’area si intercettano prevalentemente depositi limoso-argillosi e limoso-sabbiosi, con intercalazioni di livelli sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi. Alla base, lungo 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 continentali 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. [5] e Doc. Rif. [6] e [7].

### 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.

**Limi e limi argillosi**: limi argillosi a tratti debolmente sabbiosi (LA1, LA2) o caratterizzati da una frazione sabbiosa più elevata (LA3, LA,S). Le unità LA1 e LA2 caratterizzano gli strati più superficiali del deposito e si presentano come materiali di medio-alta consistenza, con valori dei pocket penetrometers variabili da 2 a 5 kg/cm<sup>2</sup>; le unità LA3 e LA,S si incontrano mediamente tra i 10-20 metri di profondità , sono caratterizzate da una presenza più consistente di frazione

sabbiosa e da parametri di resistenza mediamente alti come evidenziato dai risultati delle prove in sito.

**Limi sabbiosi e sabbie limose:** limi sabbiosi o sabbie limose a tratti debolmente argillosi, L(S)1. Generalmente di colore grigio. Si tratta di materiali di medio-alta consistenza, con buone caratteristiche di resistenza e deformabilità, con SPT mediamente tra 12 e 25 colpi/30. Nella prima parte del lotto 3 tale unità geotecnica caratterizza uno spessore piuttosto rilevante del deposito, al di sotto dei primi strati limoso-argillosi e tende via via ad assottigliarsi.

**Sabbie e ghiaie:** sabbie medio-grosse e ghiaie eterometriche (G,S) incontrate localmente tra strati di materiale più fine e lungo tutto il Lotto 3, come strato sovrastante la formazione marnosa più profonda. Sono caratterizzate da resistenze alte, con valori di pocket penetrometers fino a 5 kg/cm<sup>2</sup>.

**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 600 kPa.

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.

Tabella 2: Successione stratigrafica di riferimento del Lotto 3

Unità geotecnica	Materiale	Descrizione materiale
LA1	L,A; L(A)[S]	Limo argilloso o limo argilloso deb. sabbioso
LA2	L(A);L,A	Limo argilloso o limo e argilla
LA3	L(A,S); L(S,A)	Limo argilloso sabbioso o limo sabbioso argilloso
LA,S	L(A,S)	Limo argilloso sabbioso
L(S)1	L(S);S(L);S(L,A)	Limo sabbioso o sabbia limosa a tratti argillosa
A,L1	L,A	Limo argilloso
G,S	S; S(G);G(S);G	Sabbia ghiaiosa o ghiaia sabbiosa
M	A(M); M	Argilla marnosa o marna

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 novembre 2018 e giugno 2020 nei 6 sondaggi attrezzati con piezometri a tubo aperto e Casagrande, eseguiti nell’ambito delle campagne geognostica 2018 e 2020. In Tabella 3 sono riportati i dettagli riguardo la fenestrazione, spesso effettuata fin dai primi metri di profondità da testa sondaggio.

Per la stima del livello di falda lungo il Lotto 3 sono stati interpolati i valori massimi delle letture piezometriche disponibili nell’area di interesse. Da tali dati si evince che il livello di falda si attesti ad una profondità di 2.28 e 4.03 nel primo tratto (pk 12.852 - 13.320), nel tratto intermedio si intercetta la falda ad una profondità di circa 15m (pk 13.320 – 14.960), nel tratto finale il livello di falda sale rispetto al p.c. visto che il tracciato si avvicina notevolmente al fiume Pescara.

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 3)

Sondaggio	Tipologia	Profondità da p.c.	Tratto fenestrato		Min. valori da p.c.	Max. valori da p.c.
		[m]	da [m]	a [m]	[m]	[m]
<b>S 2</b>	Piezometro T.A.	29.20	3	29.20	7.75	7.08
<b>S 3</b>	Piezometro T.A.	31.00	6	31	7.40	6.10
<b>S 4</b>	Piezometro T.A.	30.00	3	30	15.60	15.00
<b>S 5</b>	Piezometro T.A.	30.00	3	30	16.86	14.35
<b>S 7</b>	Piezometro T.A.	31.00	4	31	4.03	2.28
<b>3SD1_int</b>	Piezometro Casagrande	33.00	-	-	17.00	16.72

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA CHIETI – INTERPORTO          D’ABRUZZO (LOTTO 3)          PROGETTO DI FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA6F	LOTTO 03 D 29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. B

## 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 fondamentalmente 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 MASW e Down-Hole.

### 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:

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

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

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

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

essendo:

$\alpha$  = rapporto delle aree del penetrometro statico;

$u_o$  = pressione idrostatica;

$\sigma_{vo}$  = pressione verticale totale geostatica

$\sigma_{vo}'$  = 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.

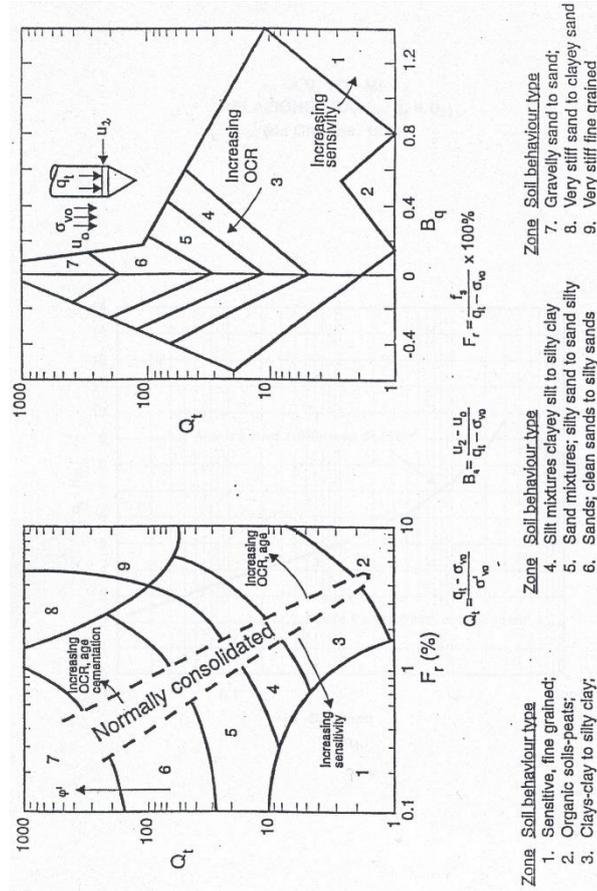


Figura 1: Correlazioni per la definizione del materiale attraversato dalle prove CPT/CPTU (Robertson, 1990)

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  $\beta_q$  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  $\beta_t$  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  $\sigma_{vmax}'$  la pressione di preconsolidazione desumibile dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande e  $\sigma_{vo}'$  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:

$\varphi'$  = angolo di resistenza al taglio.

Per completezza e ove appropriato, la pressione di preconsolidazione  $\sigma_{vmax}'$  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;

$\sigma_{vo}'$  = 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:

$$14 \leq N_k \leq 16$$

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

$\sigma_{vo}$  = 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:

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

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

essendo:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale del terreno in kN/m<sup>3</sup>

$\nu'$  = 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:

$$G_0 = \frac{99.5 \cdot (p_a)^{0.305} \cdot (q_t)^{0.685}}{e_o^{1.13}}$$

essendo:

$G_0$  = modulo di taglio iniziale

$p_a$  = pressione atmosferica nella stessa unità di misura di  $G_0$  e di  $q_t$

$q_t$  = resistenza di punta del penetrometro statico corretta

$e_o$  = indice dei vuoti iniziale.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA CHIETI – INTERPORTO          D’ABRUZZO (LOTTO 3)          PROGETTO DI FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA IA6F	LOTTO 03 D 29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. B

#### 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  $\gamma$  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.

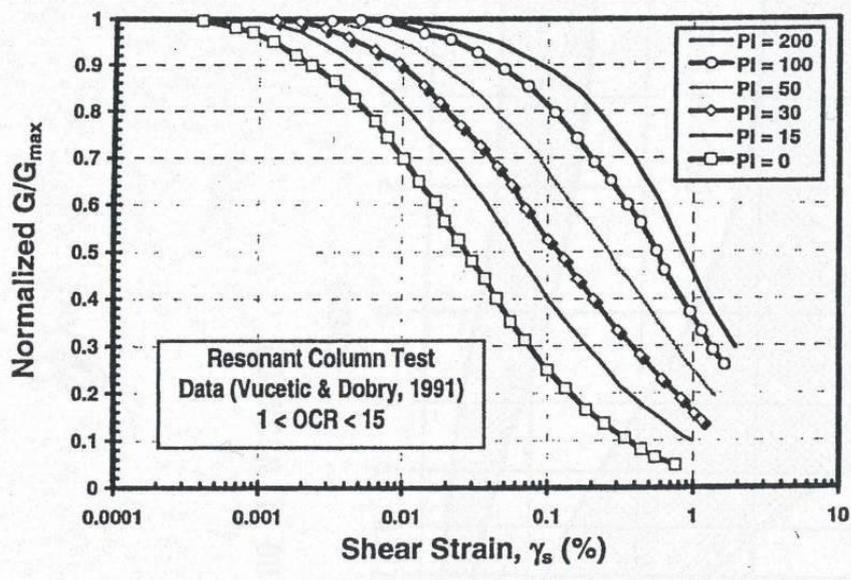


Figura 2: Curve sperimentali del rapporto  $G/G_{max}$  da prove di colonna risonante ciclica (Vucetic & Dobry, 1991)

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):

$$E_s = 400 \cdot c_u$$

(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  $c_\alpha$ , 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

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA CHIETI – INTERPORTO D’ABRUZZO (LOTTO 3) PROGETTO DI FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA</p>						
<p><b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b></p>	<table border="0"> <tr> <td>COMMESSA IA6F</td> <td>LOTTO 03 D 29</td> <td>CODIFICA GE</td> <td>DOCUMENTO GE0006 001</td> <td>REV. B</td> <td>FOGLIO 32 di 182</td> </tr> </table>	COMMESSA IA6F	LOTTO 03 D 29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. B	FOGLIO 32 di 182
COMMESSA IA6F	LOTTO 03 D 29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. B	FOGLIO 32 di 182		

(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):

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

essendo:

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

media esistente in sito (kPa)

$\sigma_{vo}'$  = pressione verticale efficace esistente in sito (kPa)

$(k_0)_{nc}$  = 0.5 = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati (-)

$(k_0)_{sc}$  =  $0.5 \cdot (GSC)^{0.5}$  = 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:

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

essendo:

A, B = costanti empiriche indicate in Tabella 5.

$\sigma_{vo}'$  = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kg/cm<sup>2</sup>)

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

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

$(k_o)_{sc}$  =  $(K_o)_{nc} \cdot (GSC)^{0.5}$  = 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.

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 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)

$\sigma'_{vo}$  = 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:

$\nu^{SK}$  = rapporto di Poisson dello scheletro solido =  $0.15 \div 0.25$

$\rho^S$  = densità delle particelle di terreno =  $2.65 \div 2.7$  t/m<sup>3</sup>

$\rho^F$  = densità del fluido interstiziale = 1 t/m<sup>3</sup>

$K^F$  = modulo di compressibilità volumetrica del fluido interstiziale =  $2.25 \times 10^6$  kPa.

## 6.5.5 Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio di picco  $\varphi'$  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:

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

Q = coefficiente che dipende dalla composizione mineralogica e dalla forma delle particelle, assunto pari a 10

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

$D_r =$  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(·)
Prova triassiale di compressione ( $\sigma_2' = \sigma_3'$ )	3
Prova triassiale in Estensione o di deformazione piana ( $\sigma_2' \neq \sigma_3'$ )	5
$\sigma_2' =$ tensione principale efficace intermedia	
$\sigma_3' =$ tensione principale efficace minore	

I valori dell'angolo di resistenza al taglio  $\varphi_{cv}'$  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  $\varphi_{cv}'$  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):

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

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

$$m = 3.$$

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:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale del terreno in  $\text{kN/m}^3$

$\nu'$  = rapporto di Poisson del terreno =  $0,15 \div 0,20$

$V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio in  $\text{m/sec}$ .

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.

#### **G<sub>0</sub> 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.

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:

$\sigma'_{v0}$ = pressione verticale efficace esistente in sito	(kPa)
$q_c$ = resistenza di punta del penetrometro statico	(kPa)
$G_0$ = modulo di taglio iniziale	(kPa)

### G<sub>0</sub> 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:

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

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:

f <sub>A</sub>	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

Tabella 9: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f<sub>G</sub>  
(funzione della composizione granulometrica del deposito)

f <sub>G</sub>	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<sub>s</sub> si ottiene il modulo di taglio iniziale G<sub>0</sub> 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

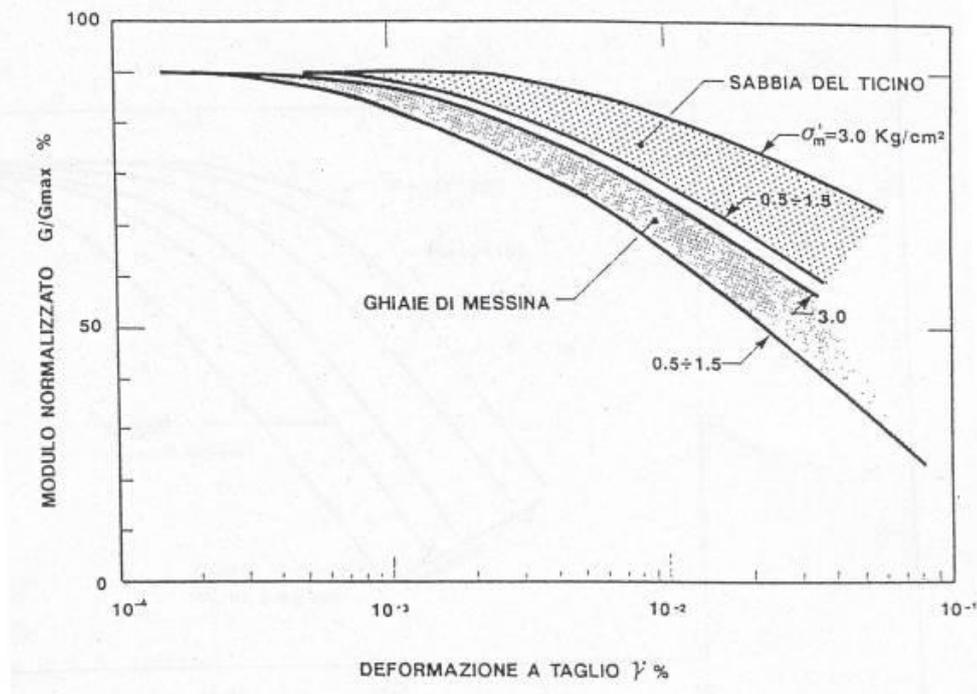


Figura 3: Degradato del modulo  $G$  per terreni incoerenti

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).

- 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) ( $\text{kN/m}^3$ )

$z$  = 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))

$D_r$ (%)	$K_{hi}$ ( $\text{kN/m}^3$ )
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 punto 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) (CPTU-03 e CPTU-04)
- Risultati prove SPT ( $N_{SPT}$ )
- Risultati prove DPSH ( $N_{20}$ )
- Risultati dei pocket penetrometers
- Velocità delle onde di taglio  $V_s$  da MASW e Down-Hole
- Modulo di Young iniziale  $E_0$  da CPTU, SPT e DPSH e da  $V_s$  misurate da MASW e Down-Hole
- Modulo di Young operativo  $E_{op1}$  da CPTU, SPT e da  $V_s$  misurate da MASW e Down-Hole (calcolato da curve di degrado e confrontato con Jamiolkowski per terreni incoerenti)
- Coesione non drenata da CPTU (CPTU-03 e CPTU-04) (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 (CPTU-03 e CPTU-04) (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-03 e CPTU-04)
- Angolo di resistenza al taglio da CPTU (CPTU-03 e CPTU-04) (calcolato da  $D_r$  da CPTU 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

#### RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 3)

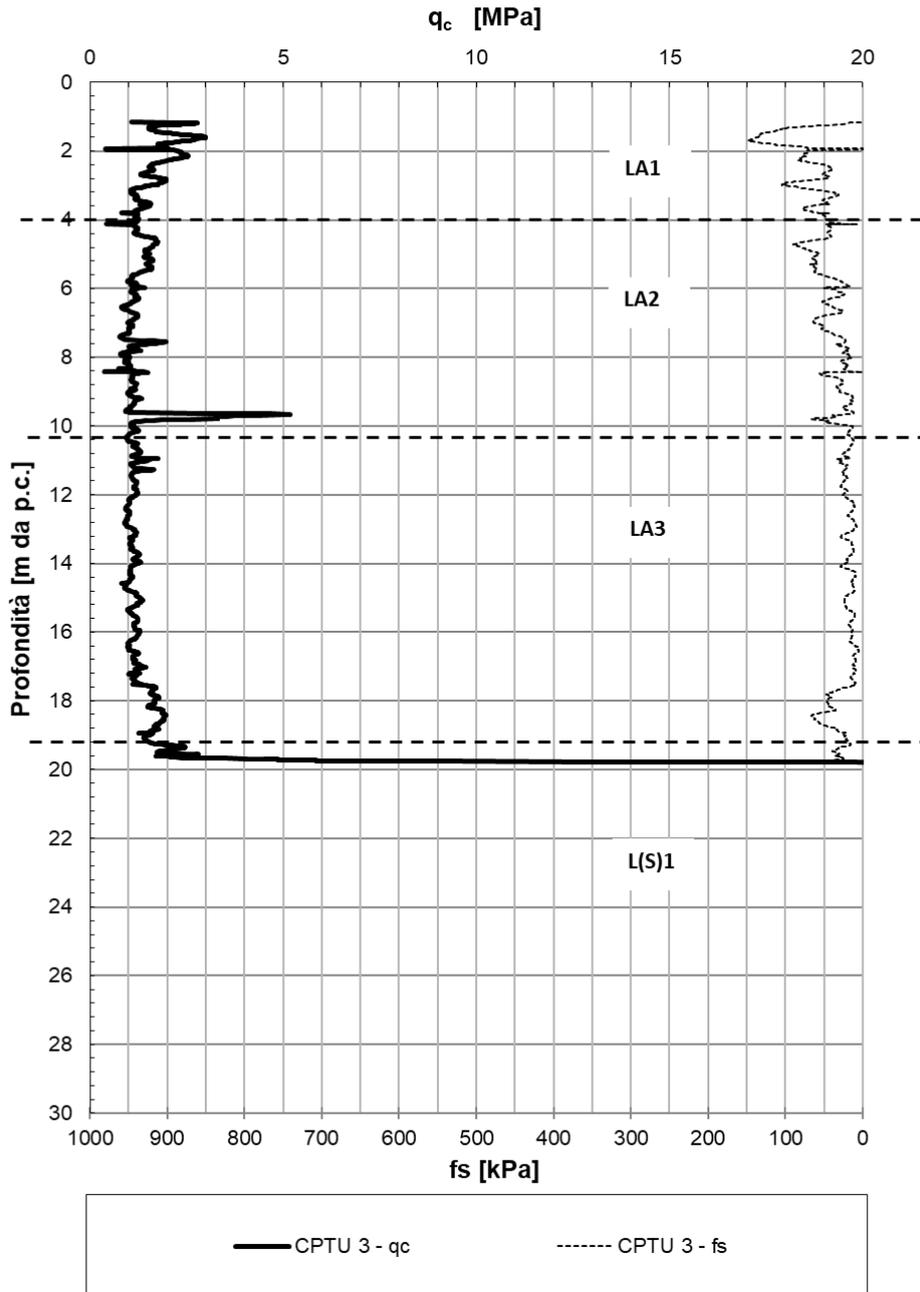


Figura 4:  $q_c$  da CPTU-03

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 3)

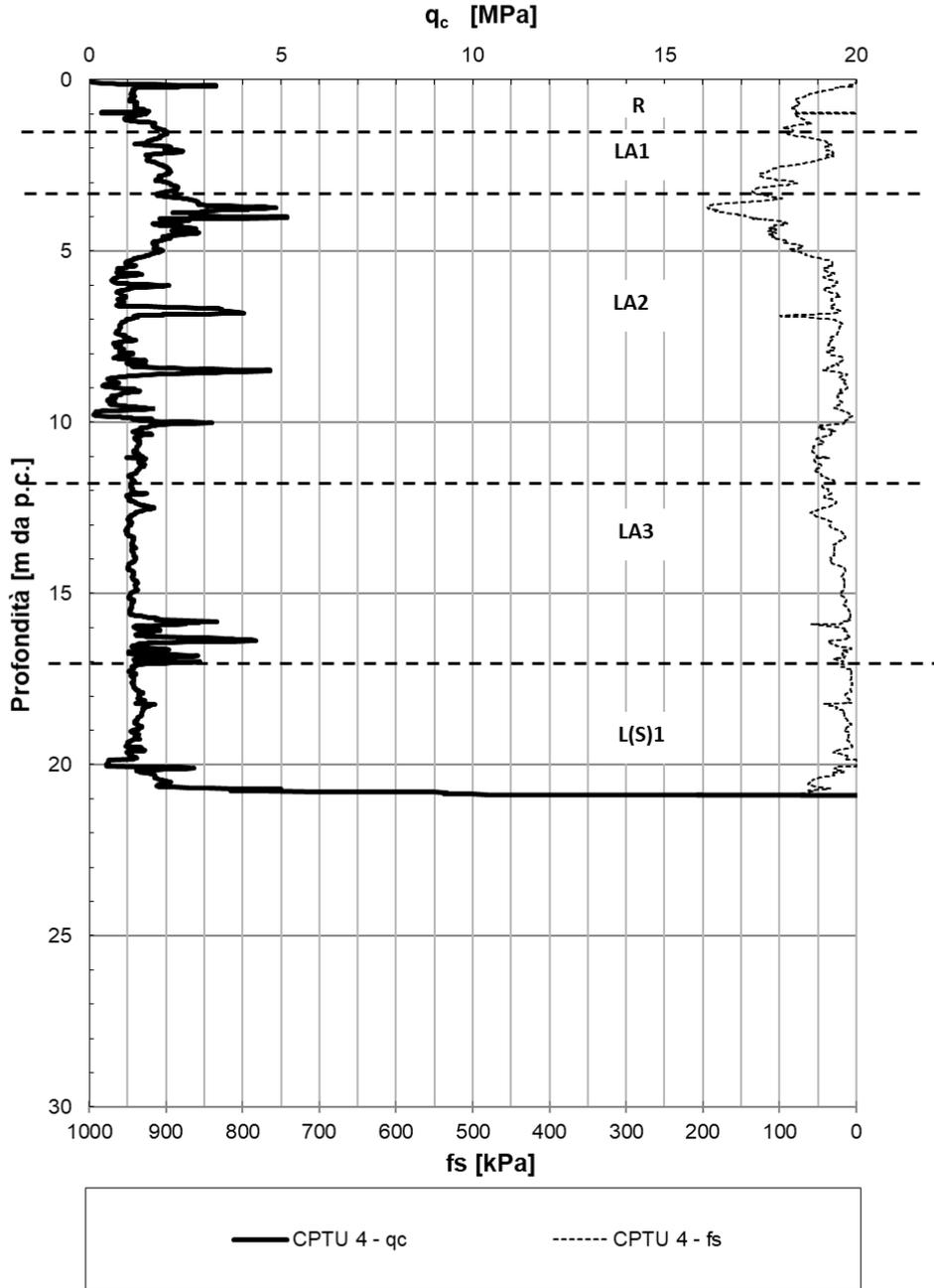


Figura 5:  $q_c$  da CPTU-04

### 7.1.2 Numero colpi N<sub>spt</sub>

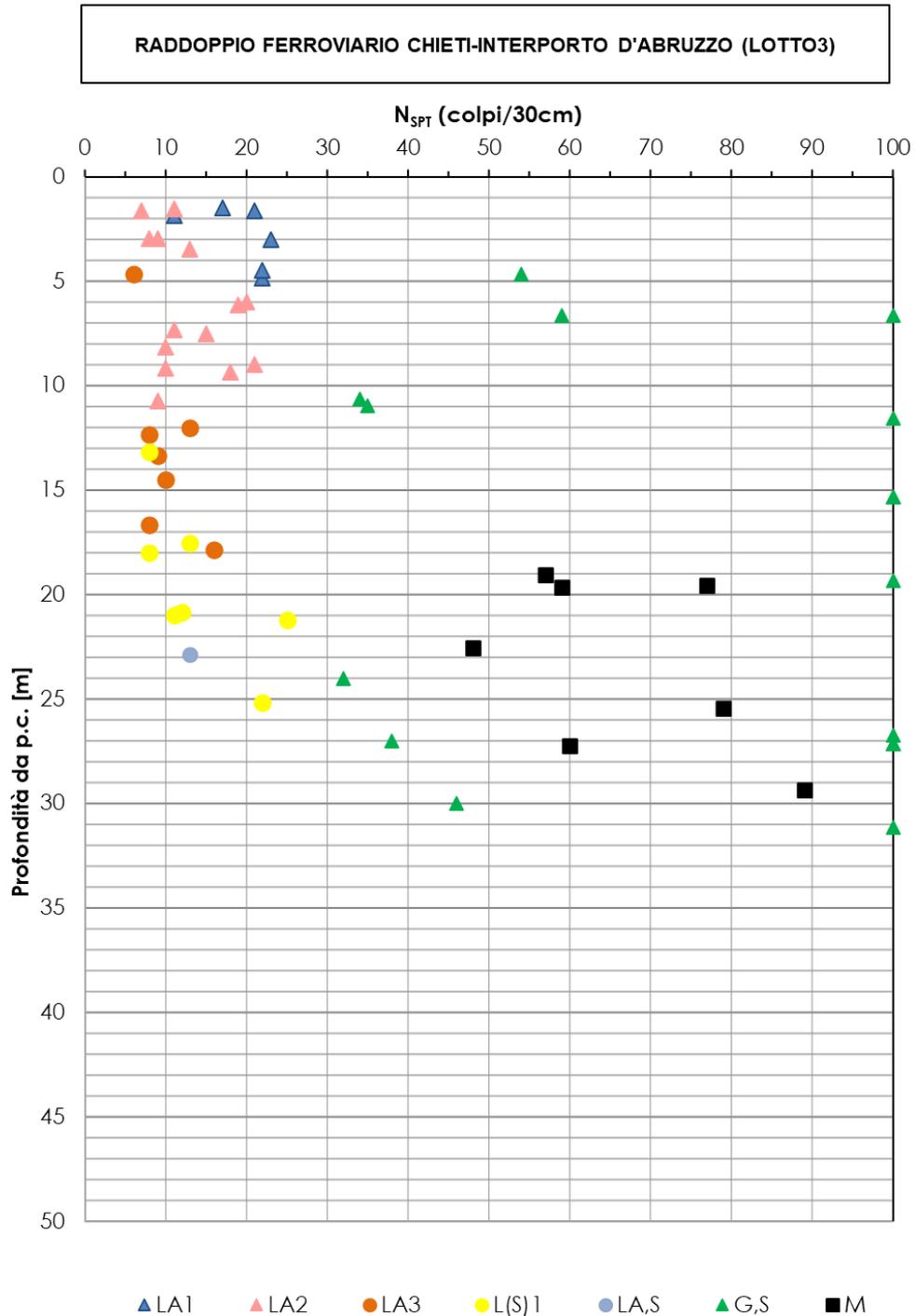


Figura 6: N<sub>spt</sub>

### 7.1.3 Numero colpi $N_{20}$ da DPSH

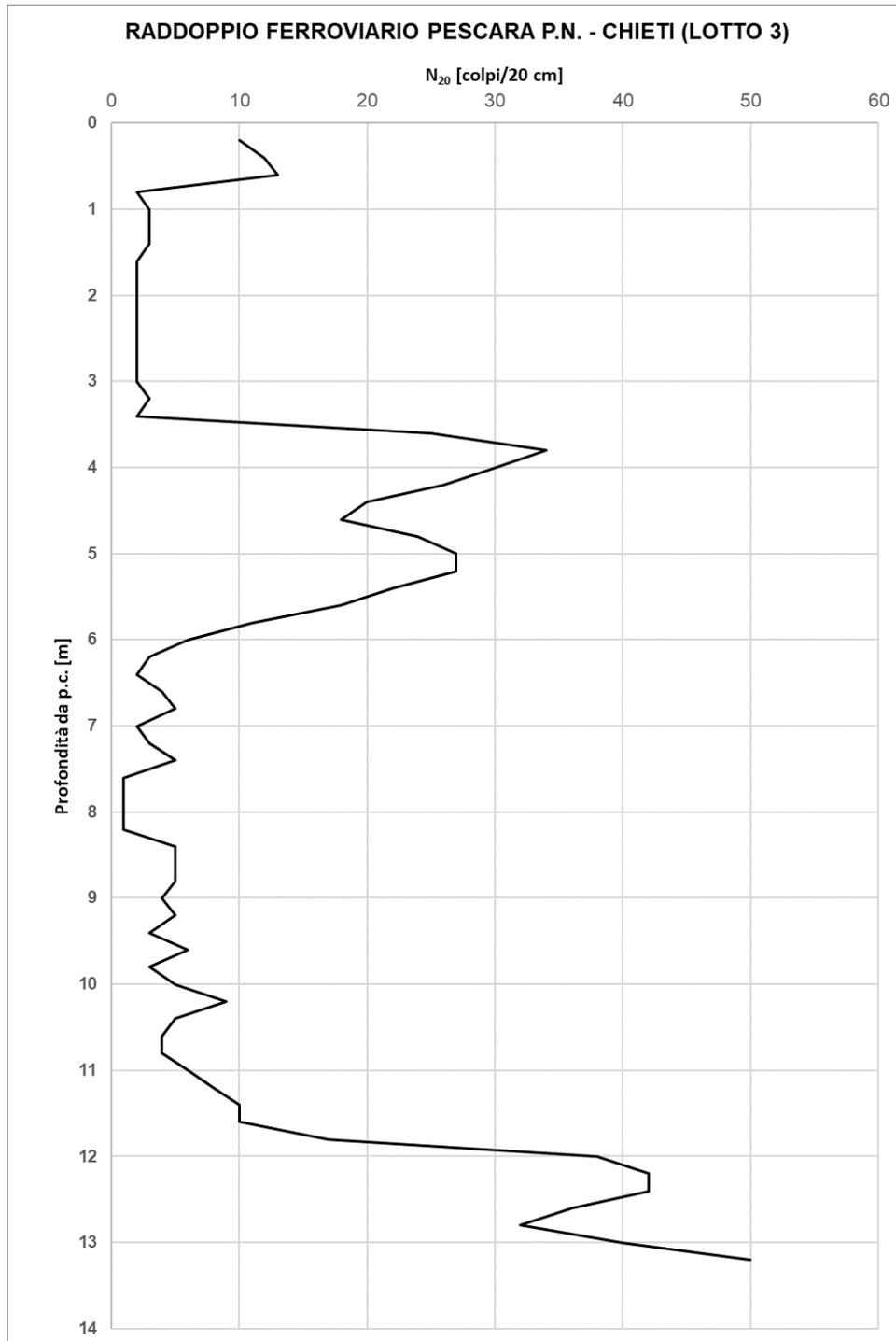


Figura 7:  $N_{20}$  da DPSH 5

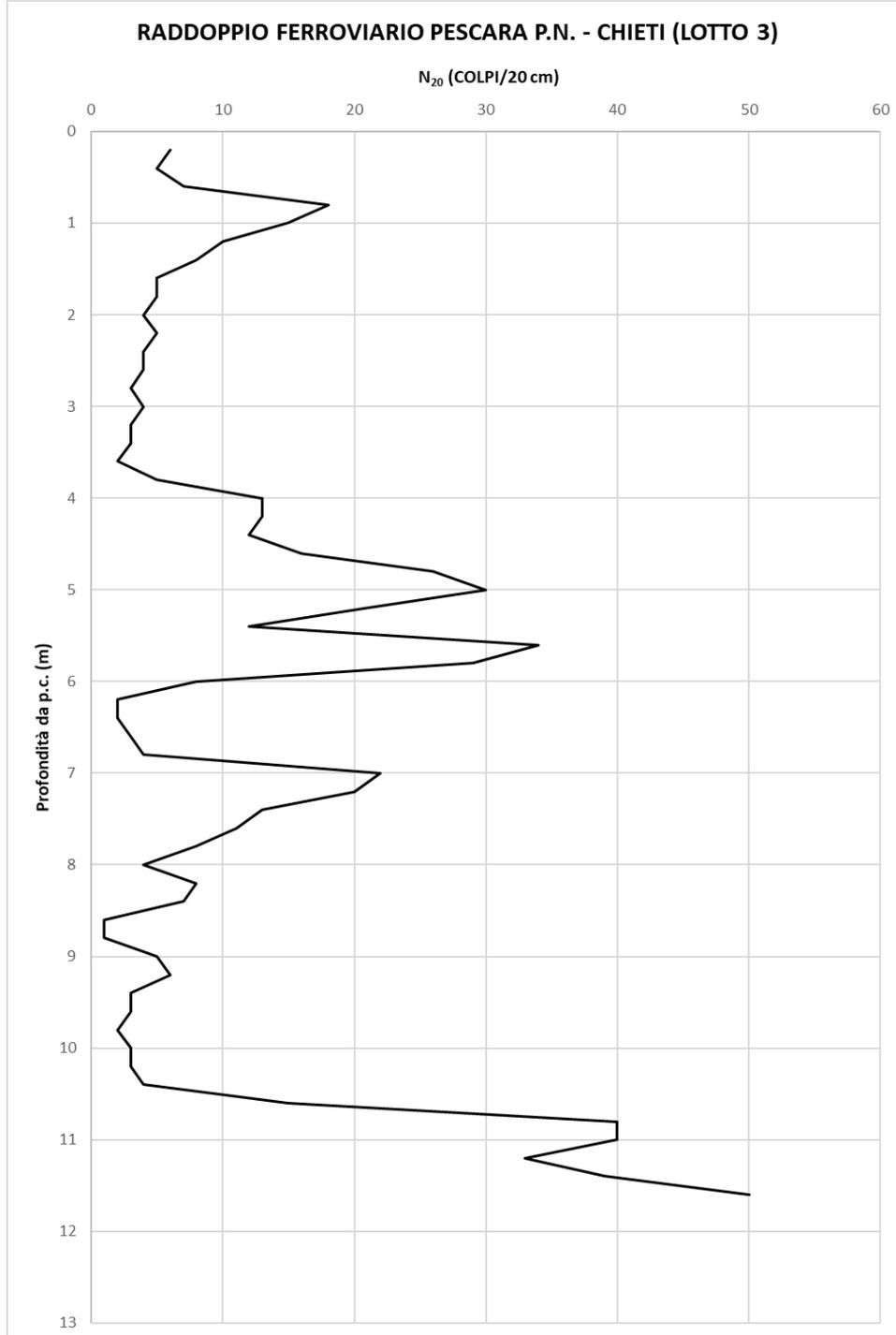


Figura 8:  $N_{20}$  da DPSH 6

### 7.1.4 Resistenza alla punta da Pocket Penetrometers

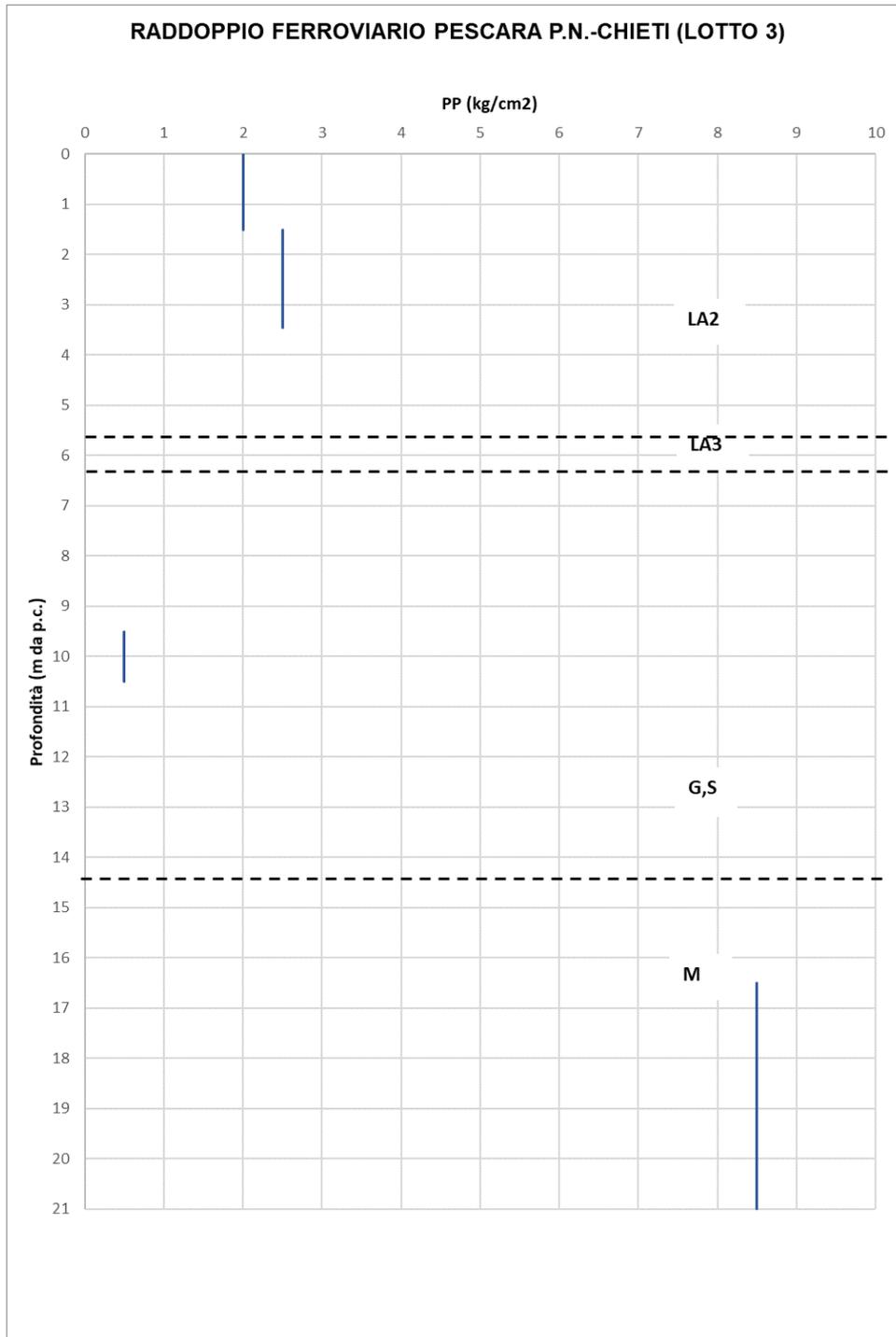


Figura 9: Pocket Penetrometer da S1

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 3)

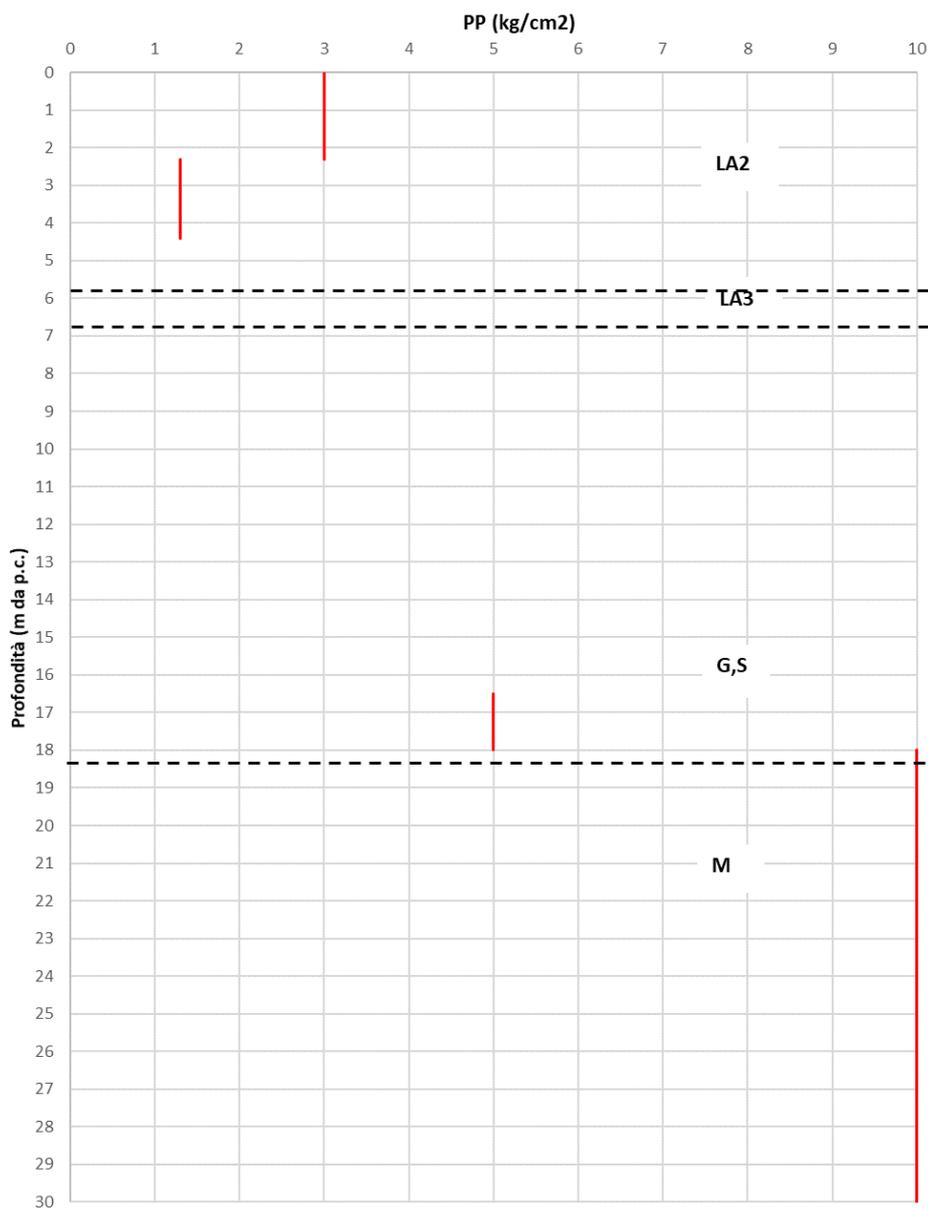


Figura 10: Pocket Penetrometer da S2

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 3)

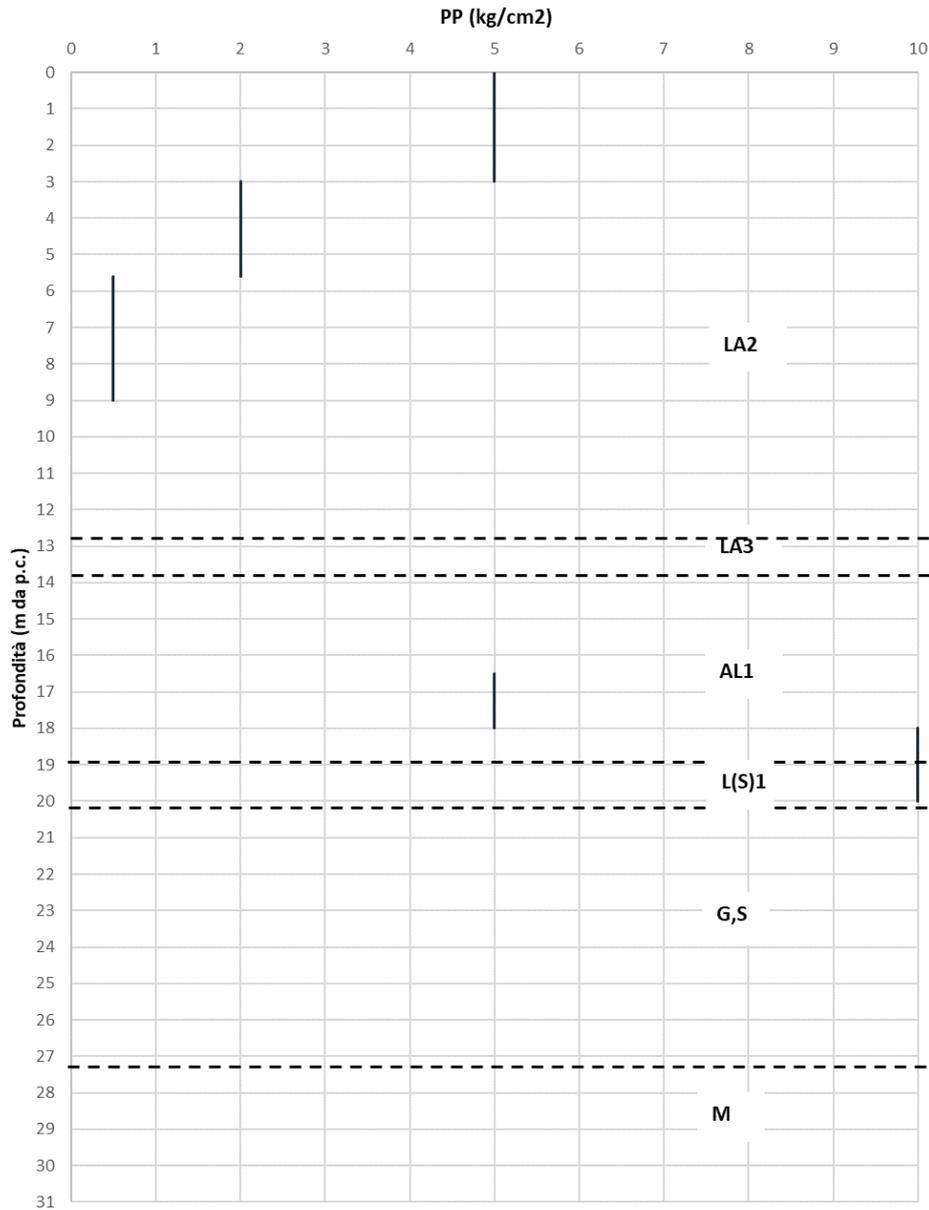


Figura 11: Pocket Penetrometer da S3

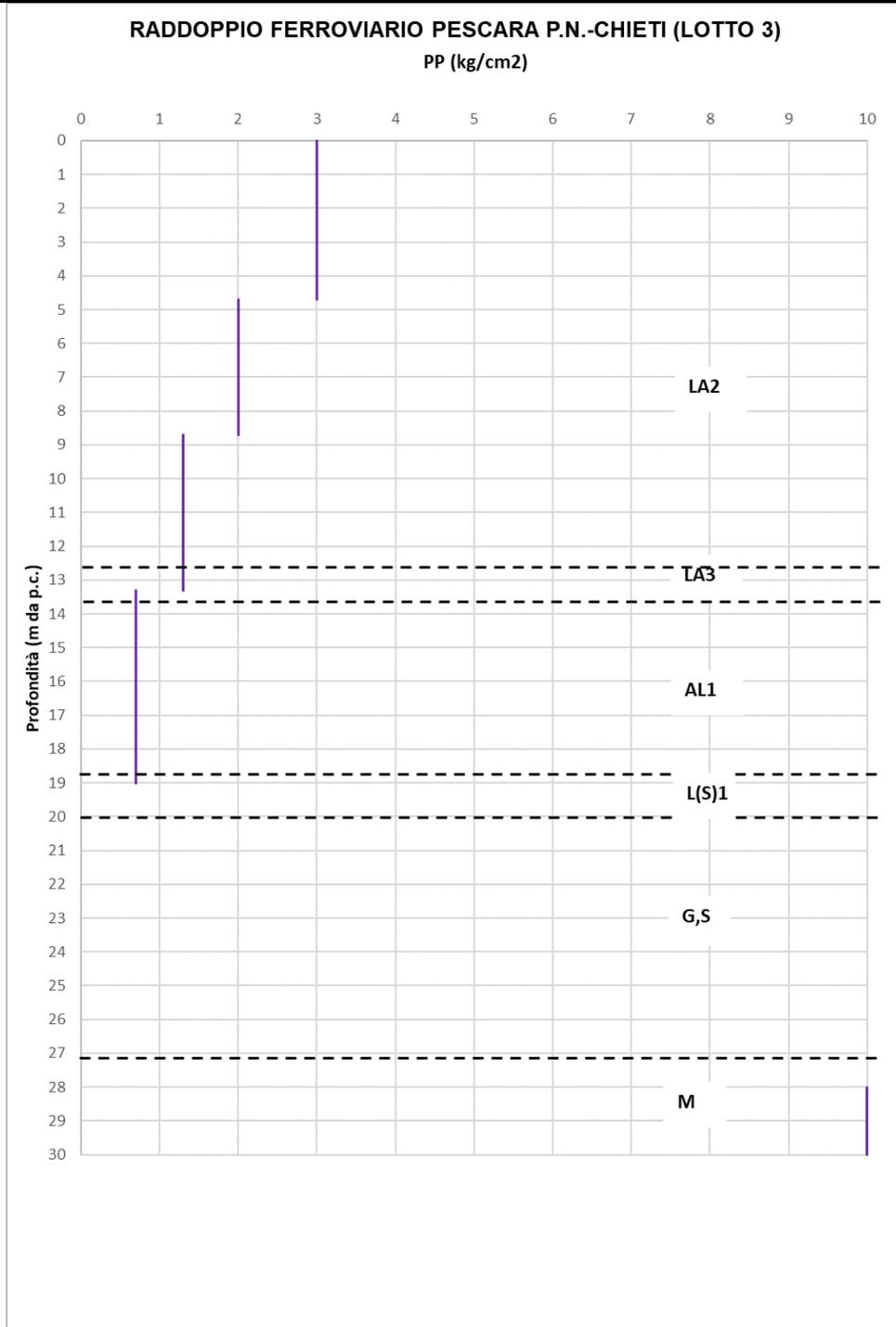


Figura 12: Pocket Penetrometer da S4

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 3)

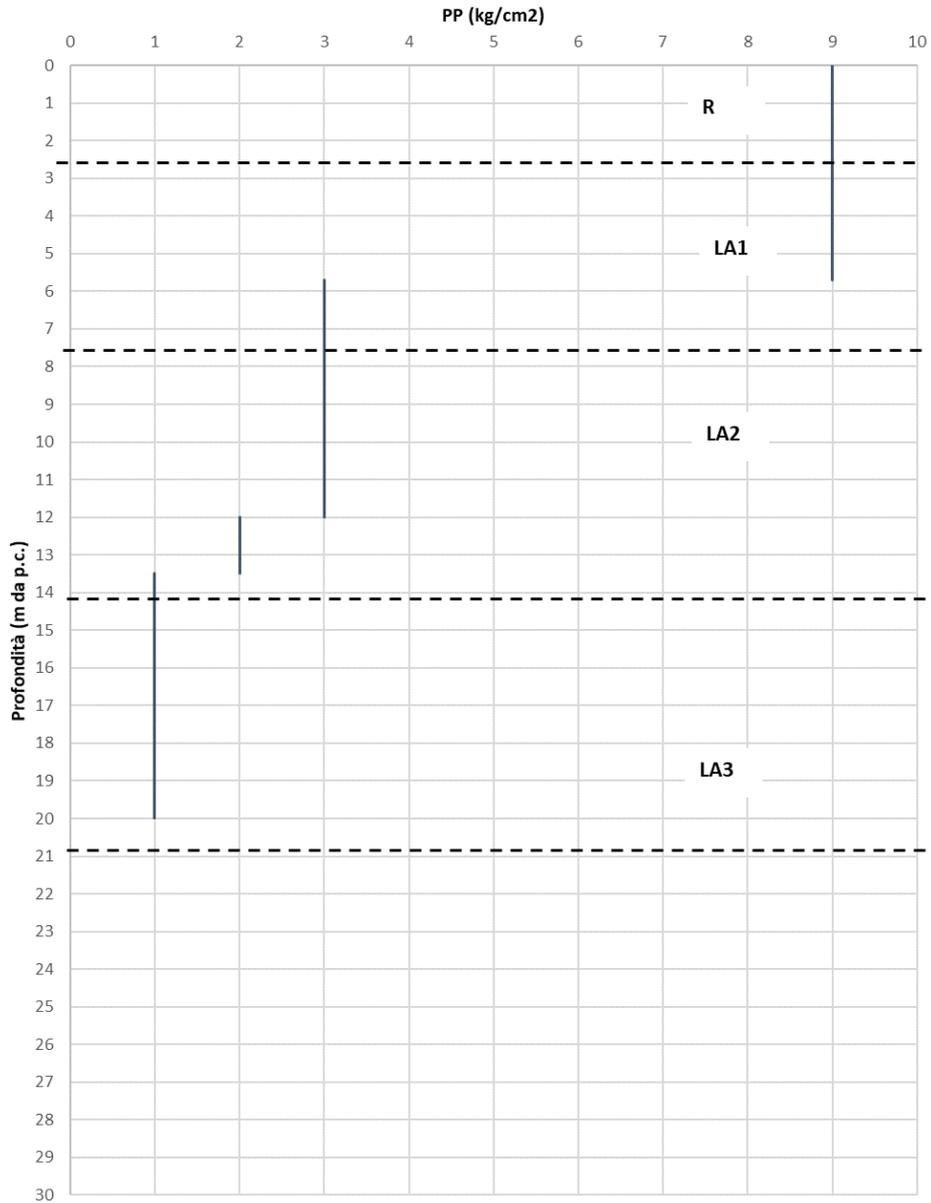


Figura 13: Pocket Penetrometer da S5

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 3)

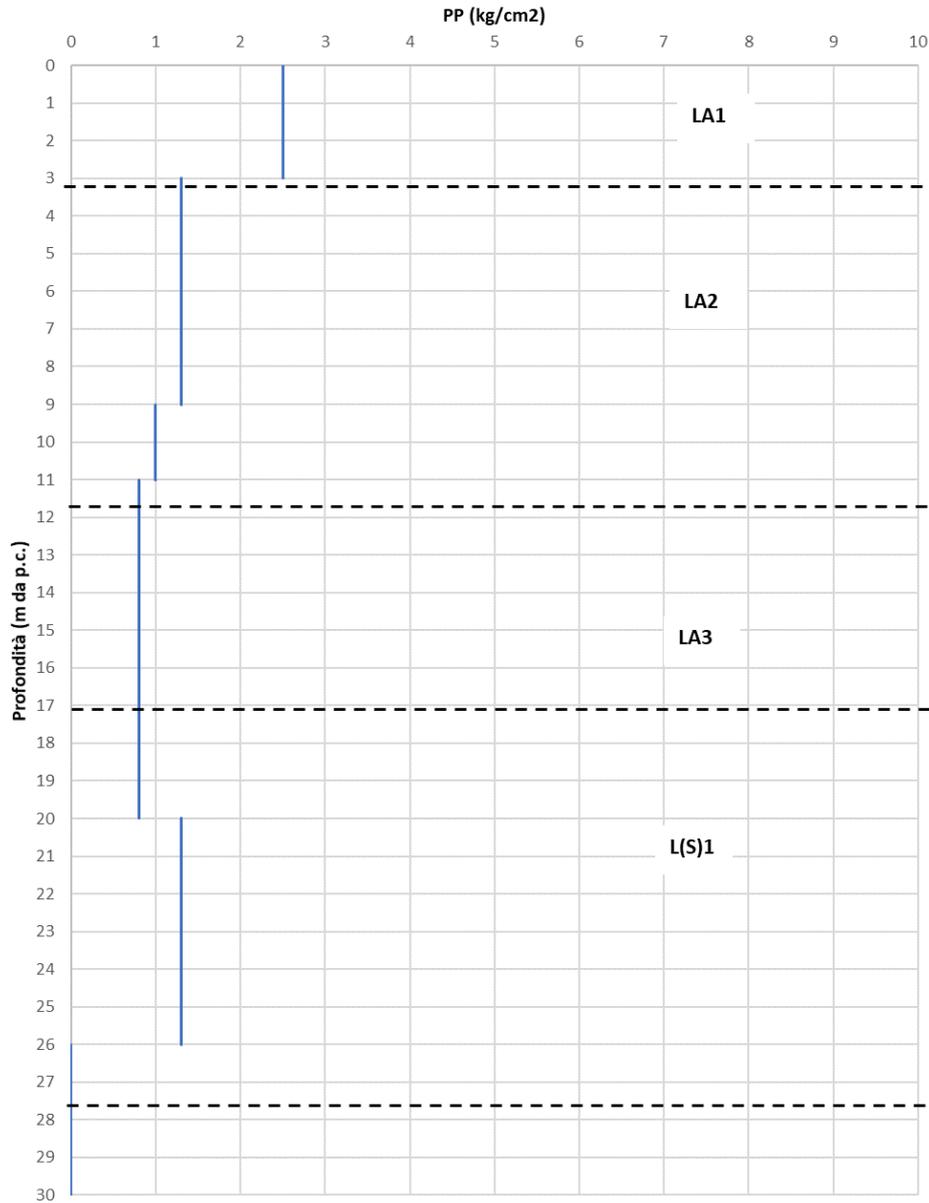


Figura 14: Pocket Penetrometer da S6

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 3)

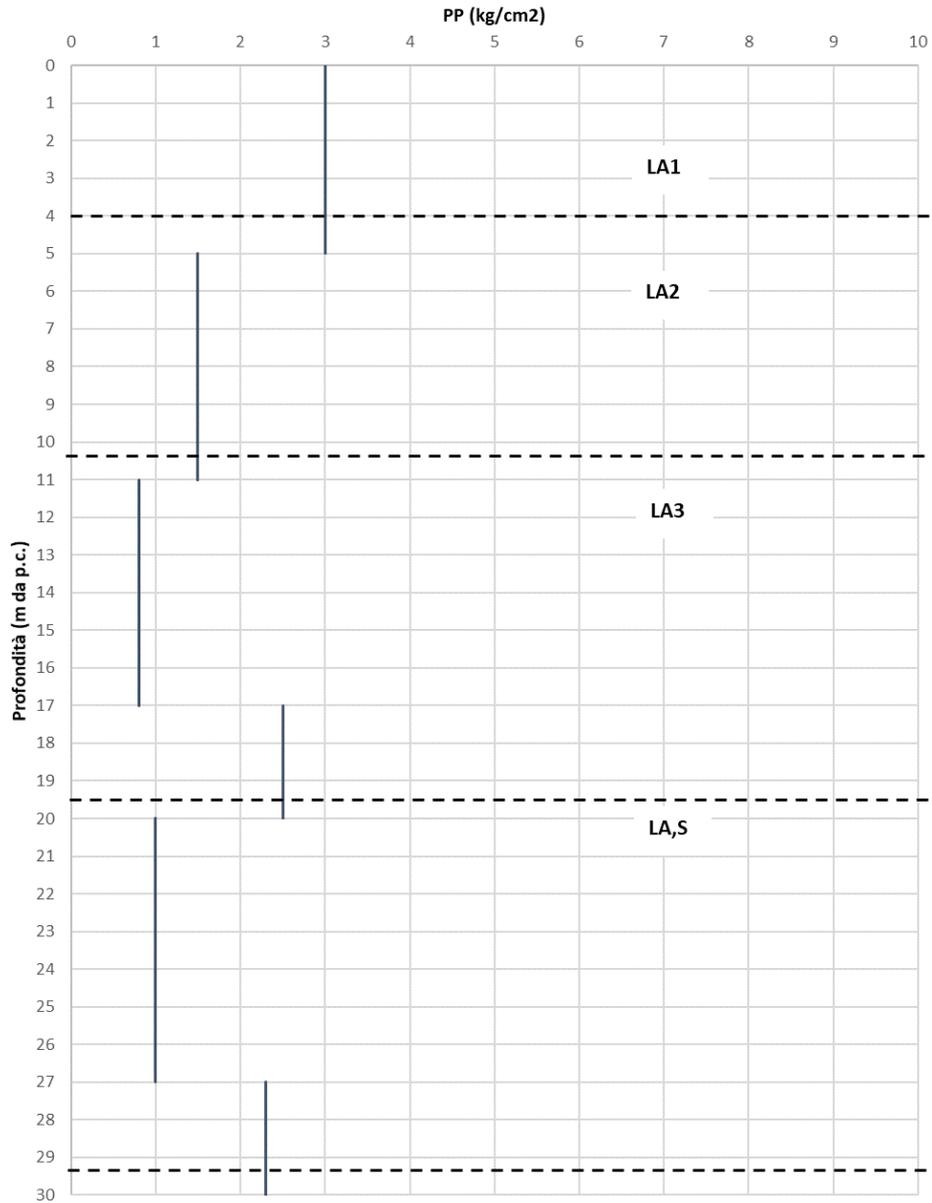


Figura 15: Pocket Penetrometer da S7

**7.1.5 Velocità delle onde di taglio da MASW**

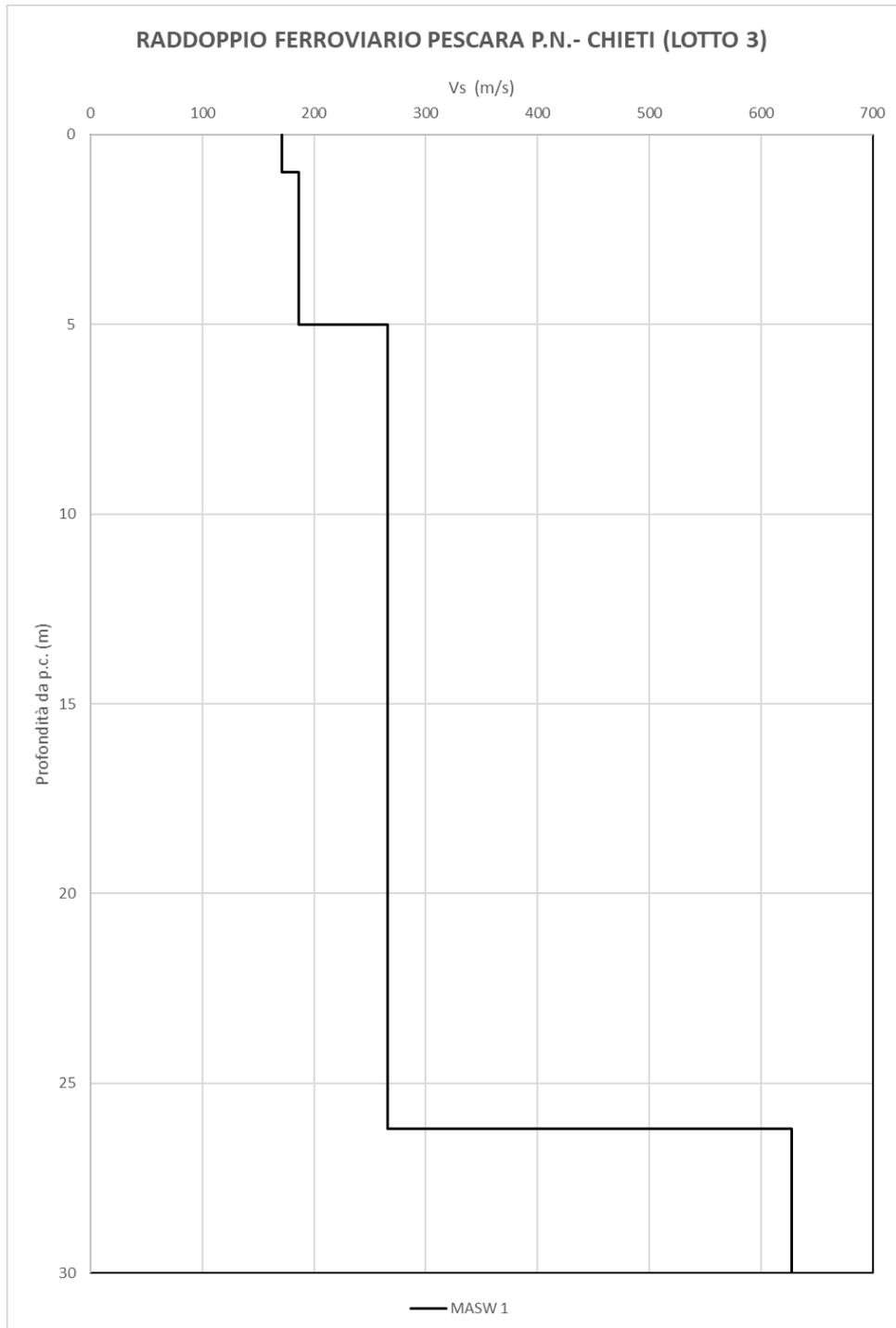


Figura 16: Vs da MASW-01

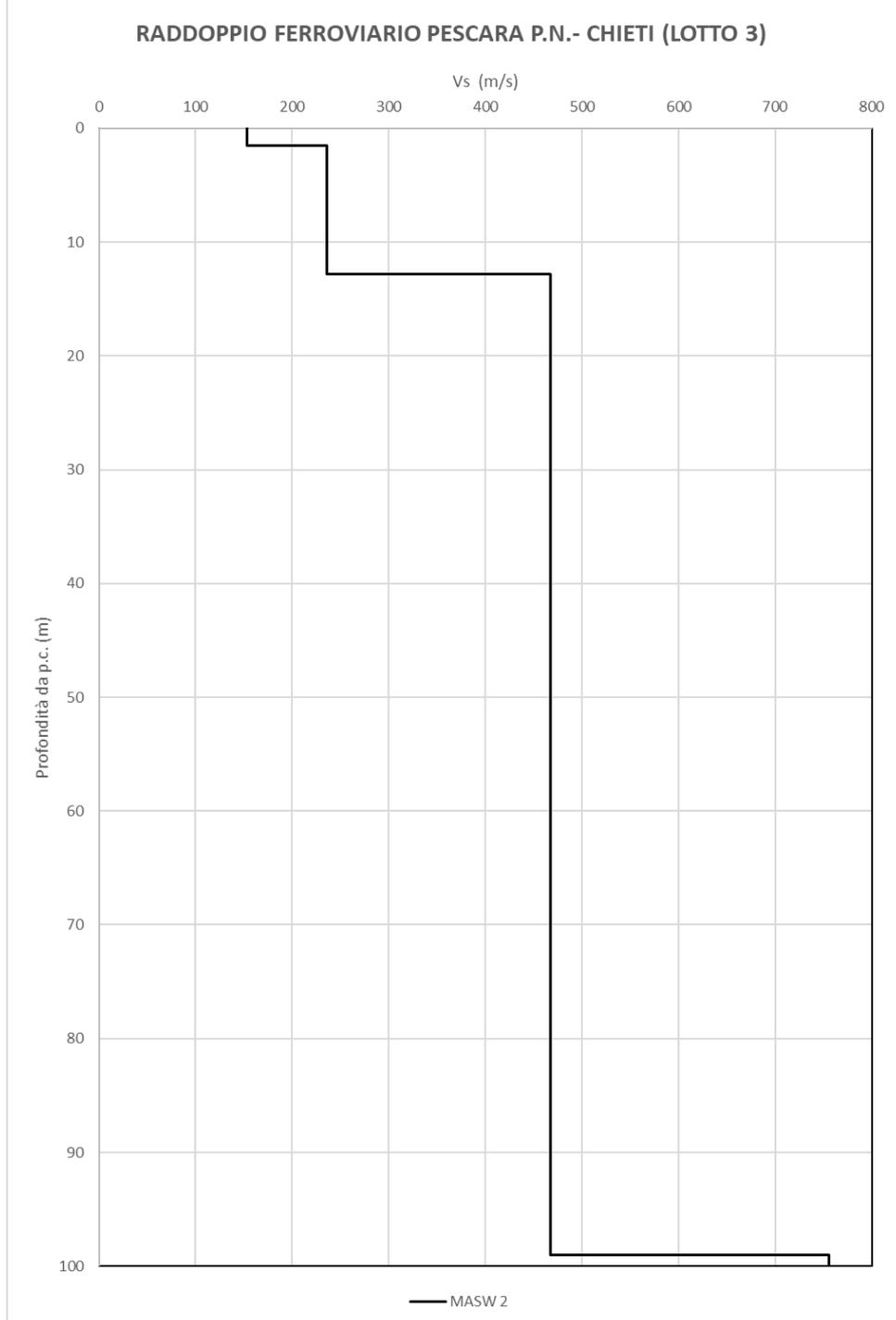


Figura 17: Vs da MASW-02

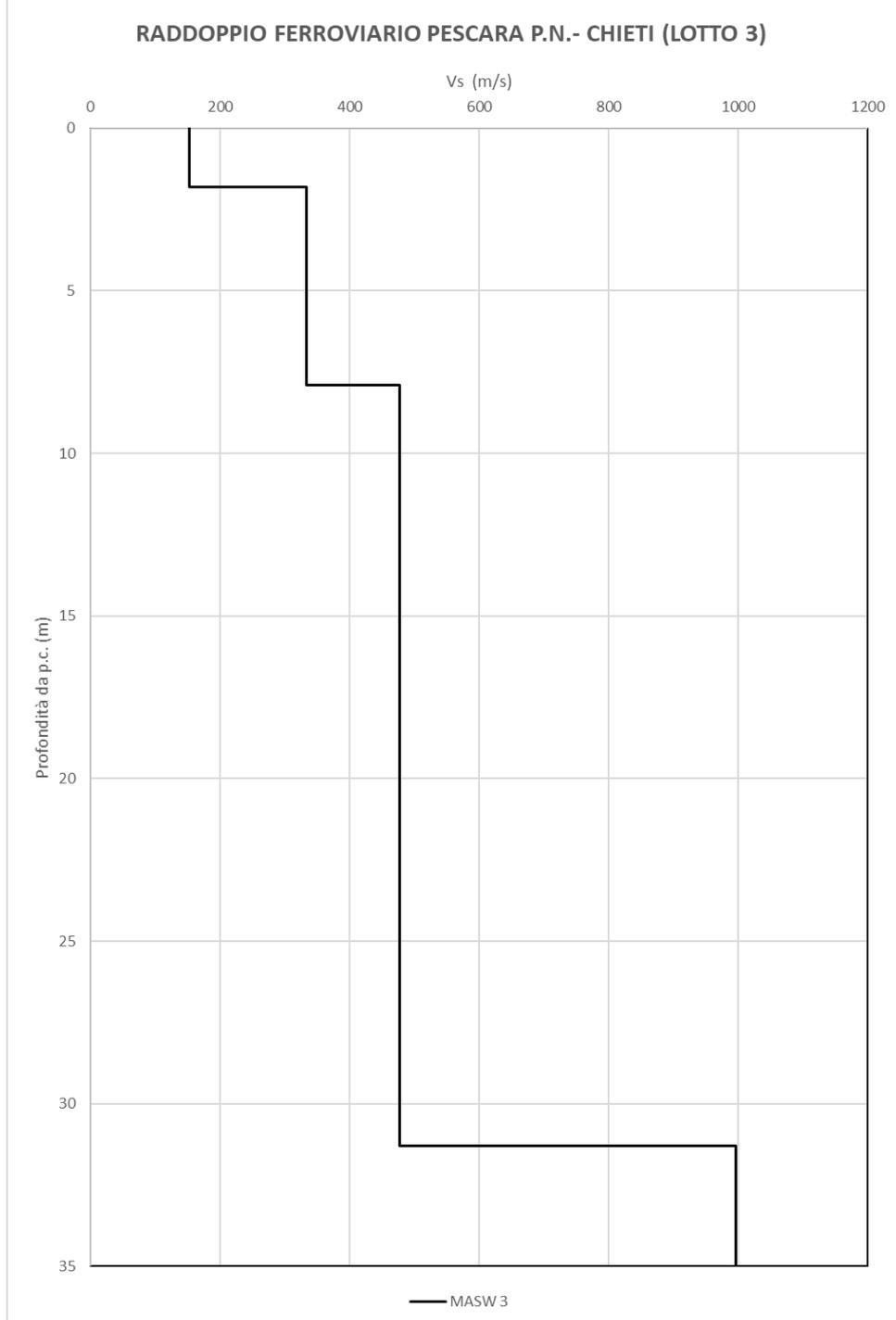


Figura 18: Vs da MASW-03

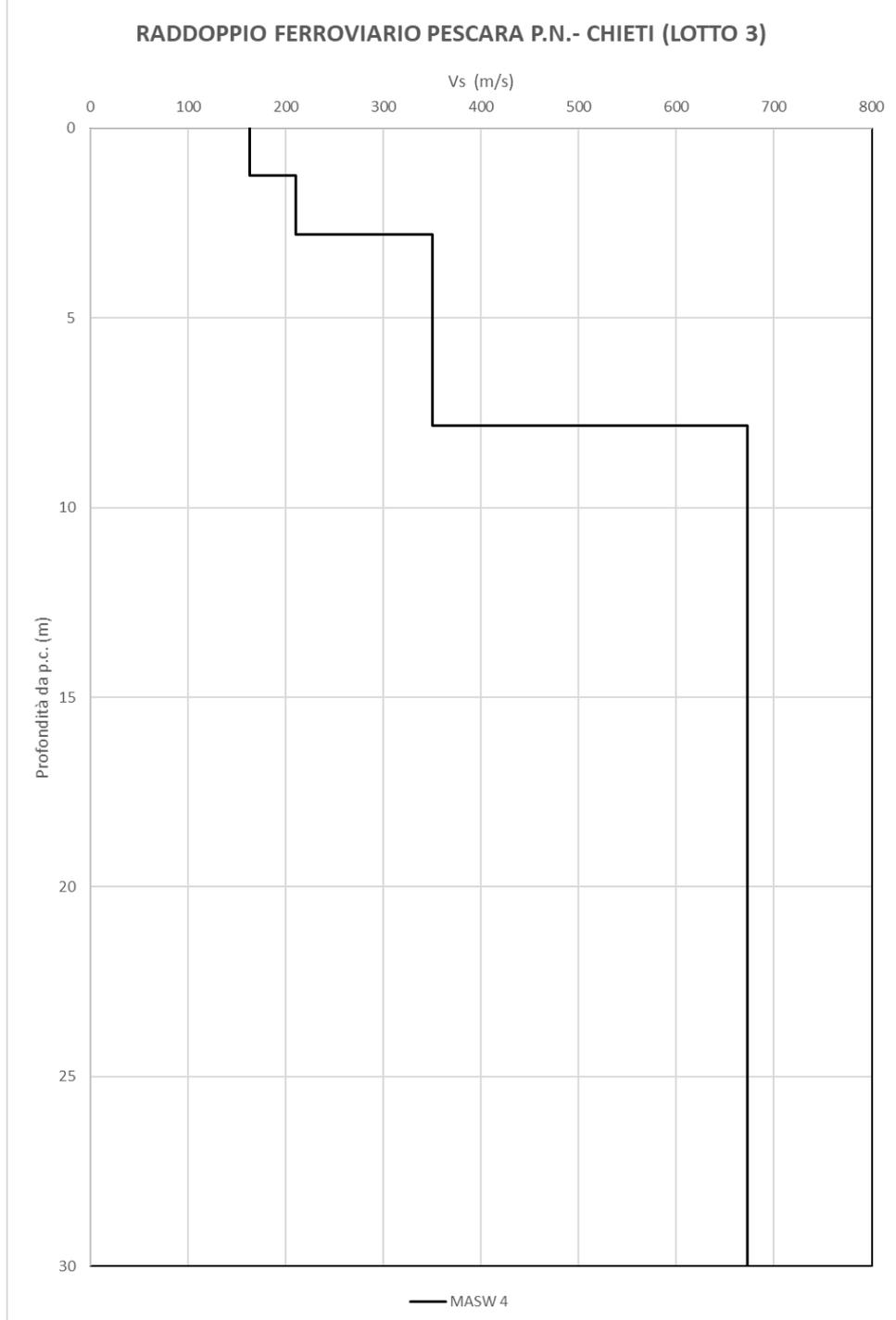


Figura 19: Vs da MASW-04

### 7.1.6 Velocità delle onde di taglio da Down-Hole

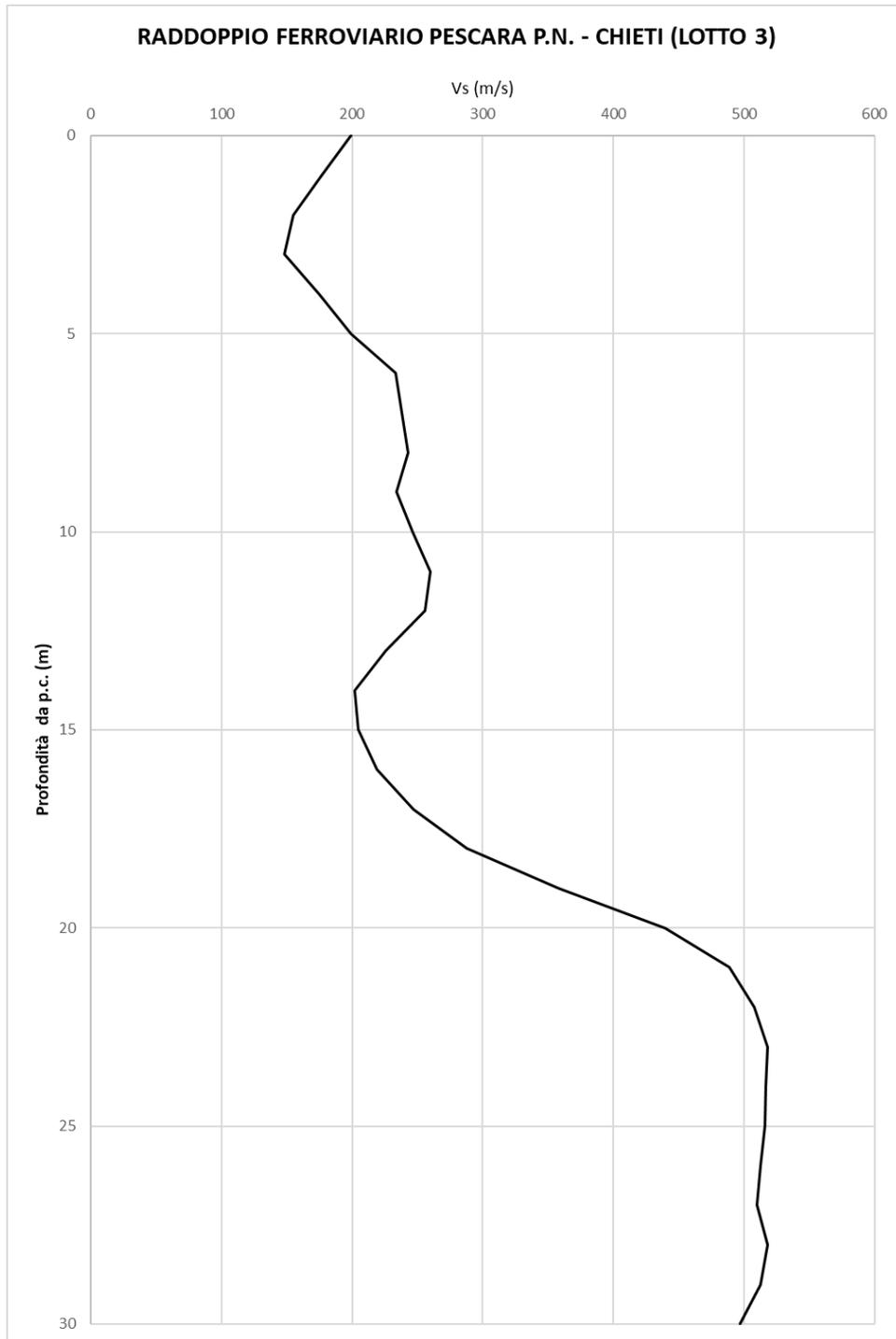


Figura 20: Vs da Down-Hole

## 7.1.7 Caratteristiche di deformabilità

### 7.1.7.1 Rapporto di sovraconsolidazione (OCR) da CPTU

#### RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 3)

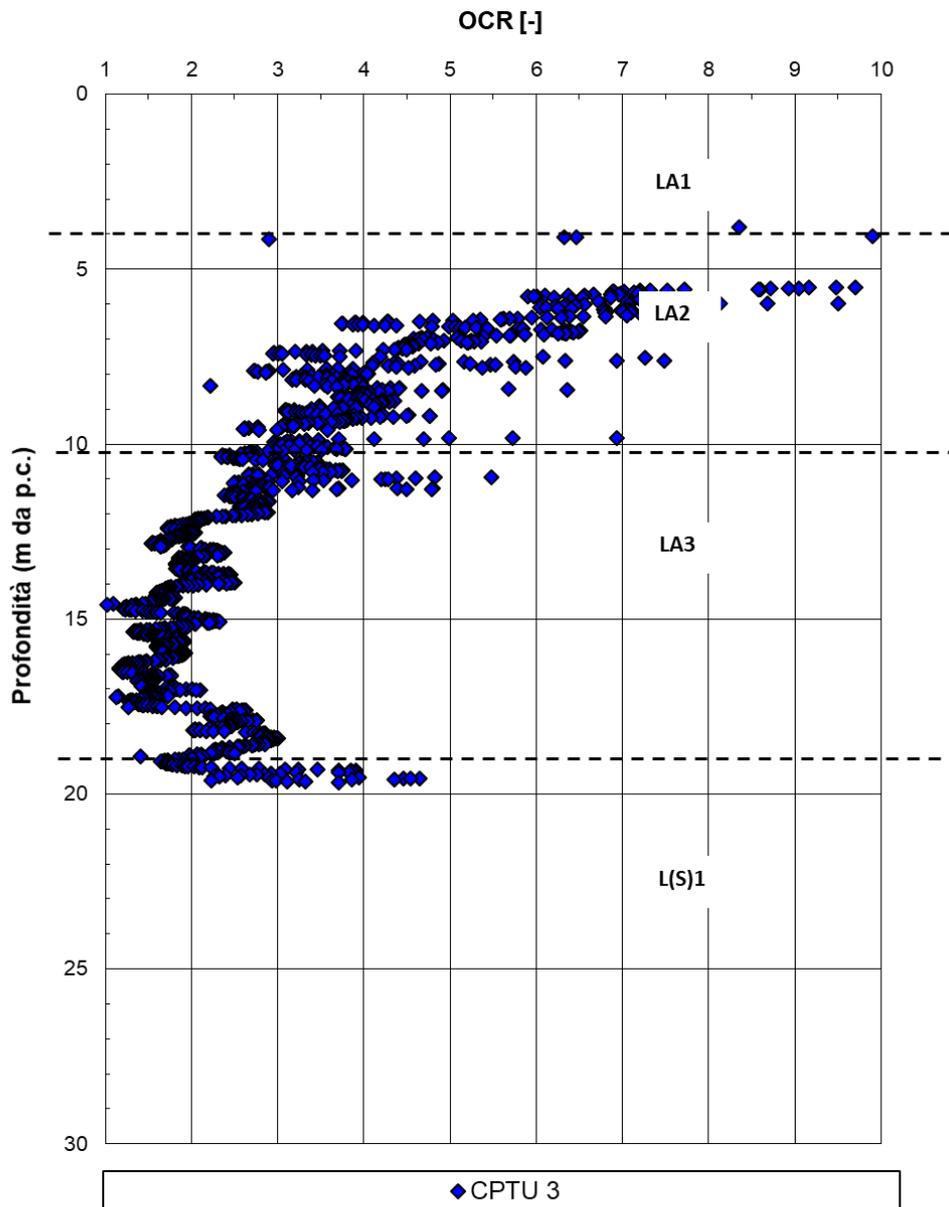


Figura 21: OCR da CPTU-03

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 3)

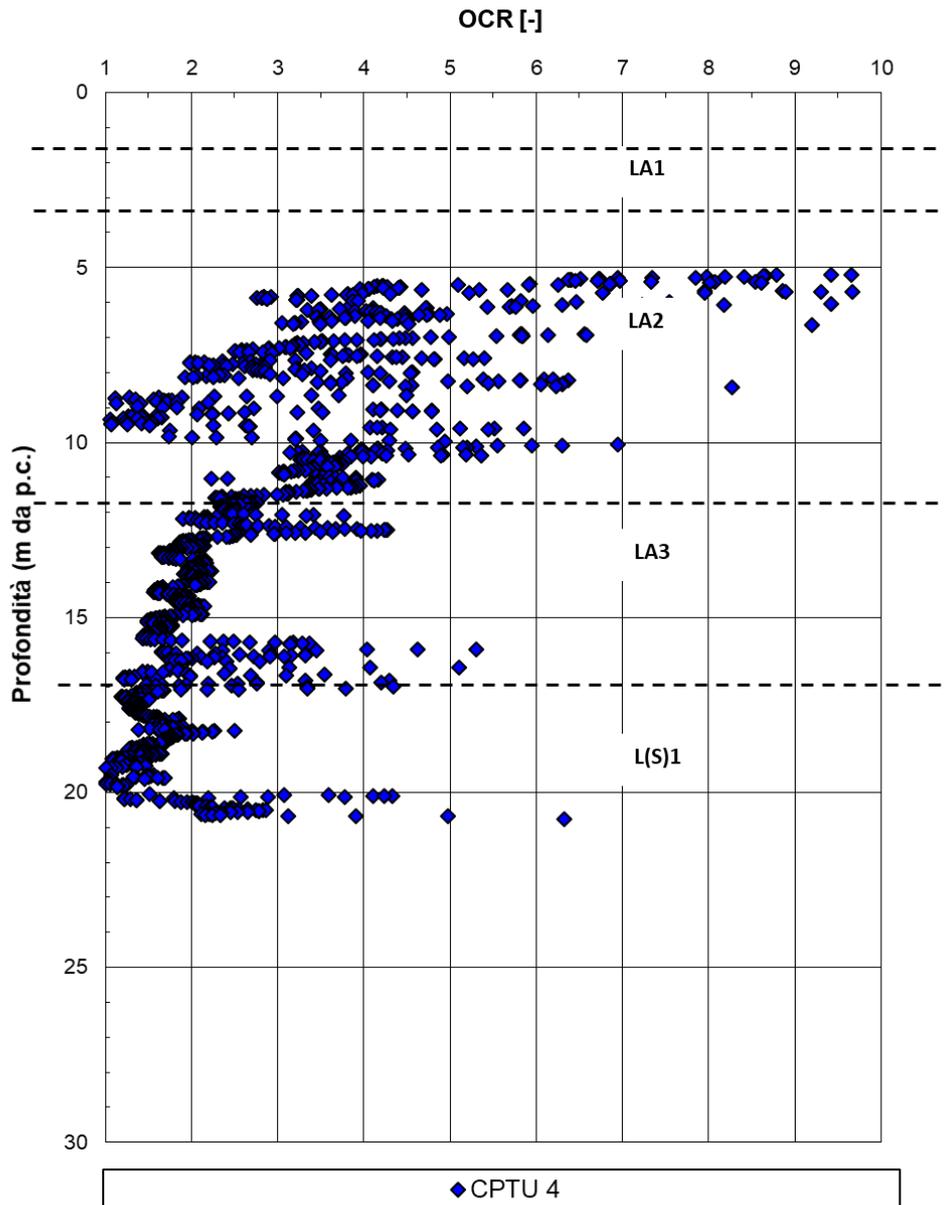


Figura 22: OCR da CPTU-04

7.1.7.2 Modulo di Young iniziale  $E_0$  da SPT e DPSH

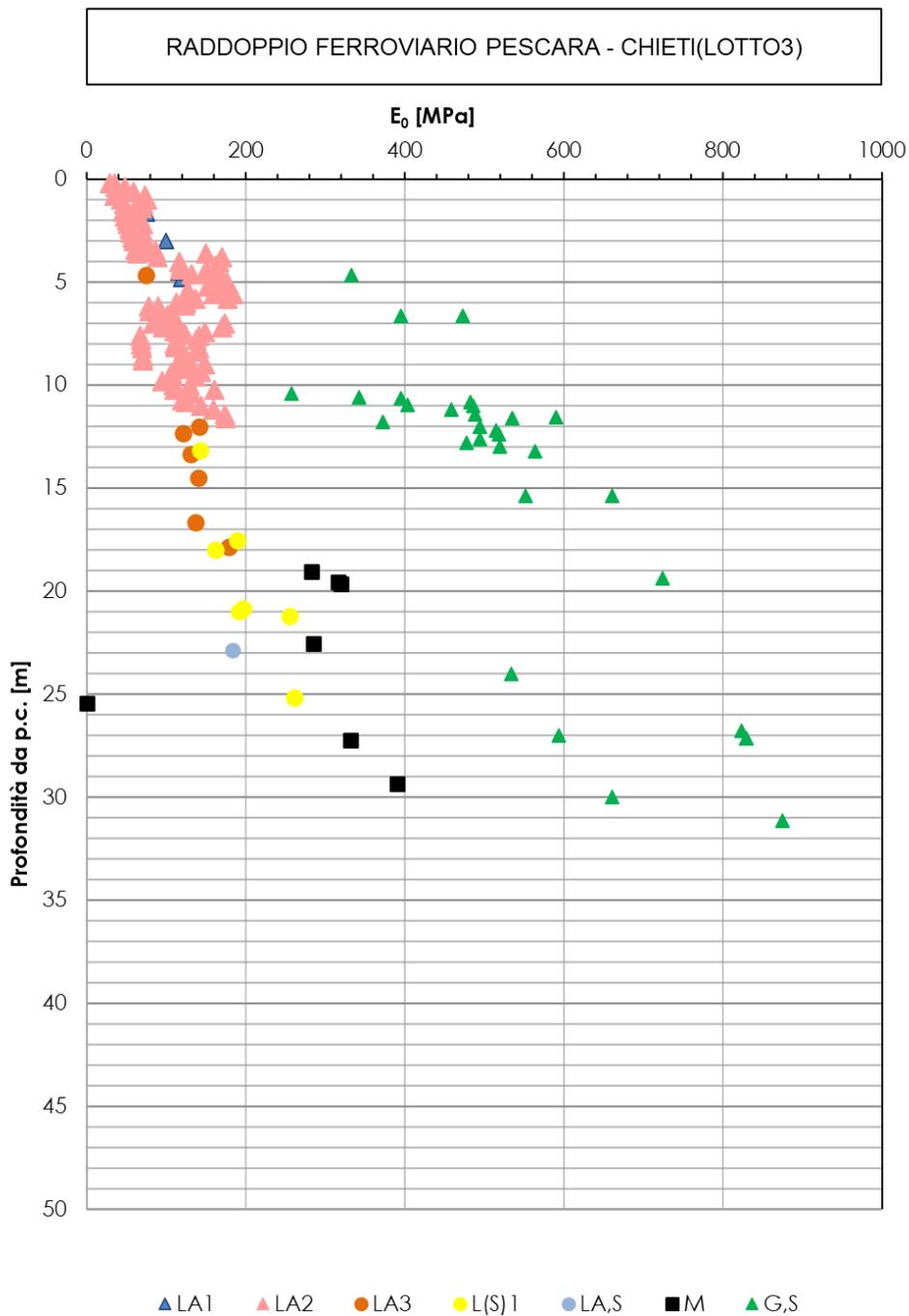


Figura 23: Modulo di Young iniziale da SPT e DPSH

7.1.7.3 Modulo di Young iniziale  $E_0$  da CPTU

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 3)

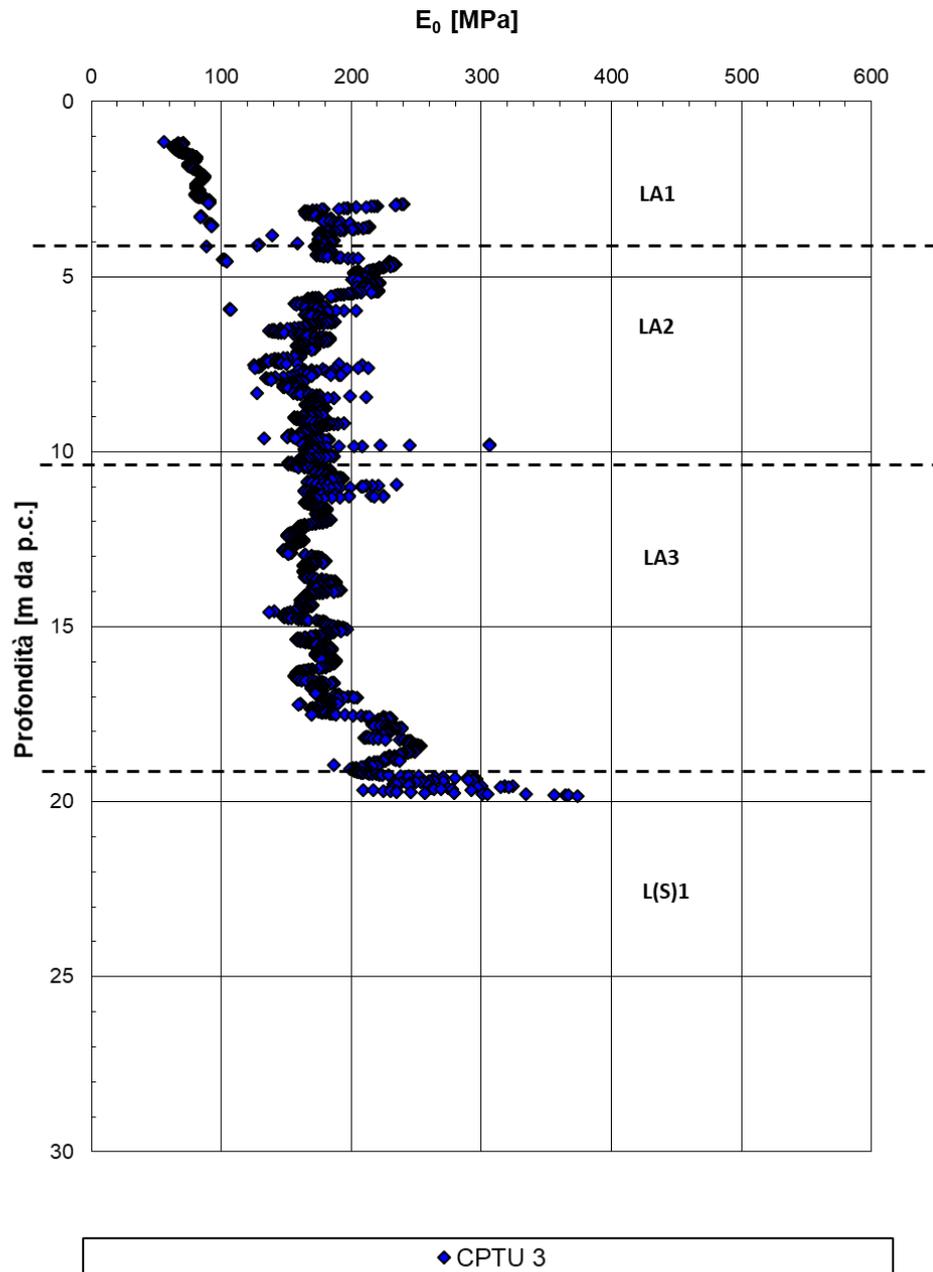


Figura 24: Modulo di Young iniziale da CPTU-03

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 3)

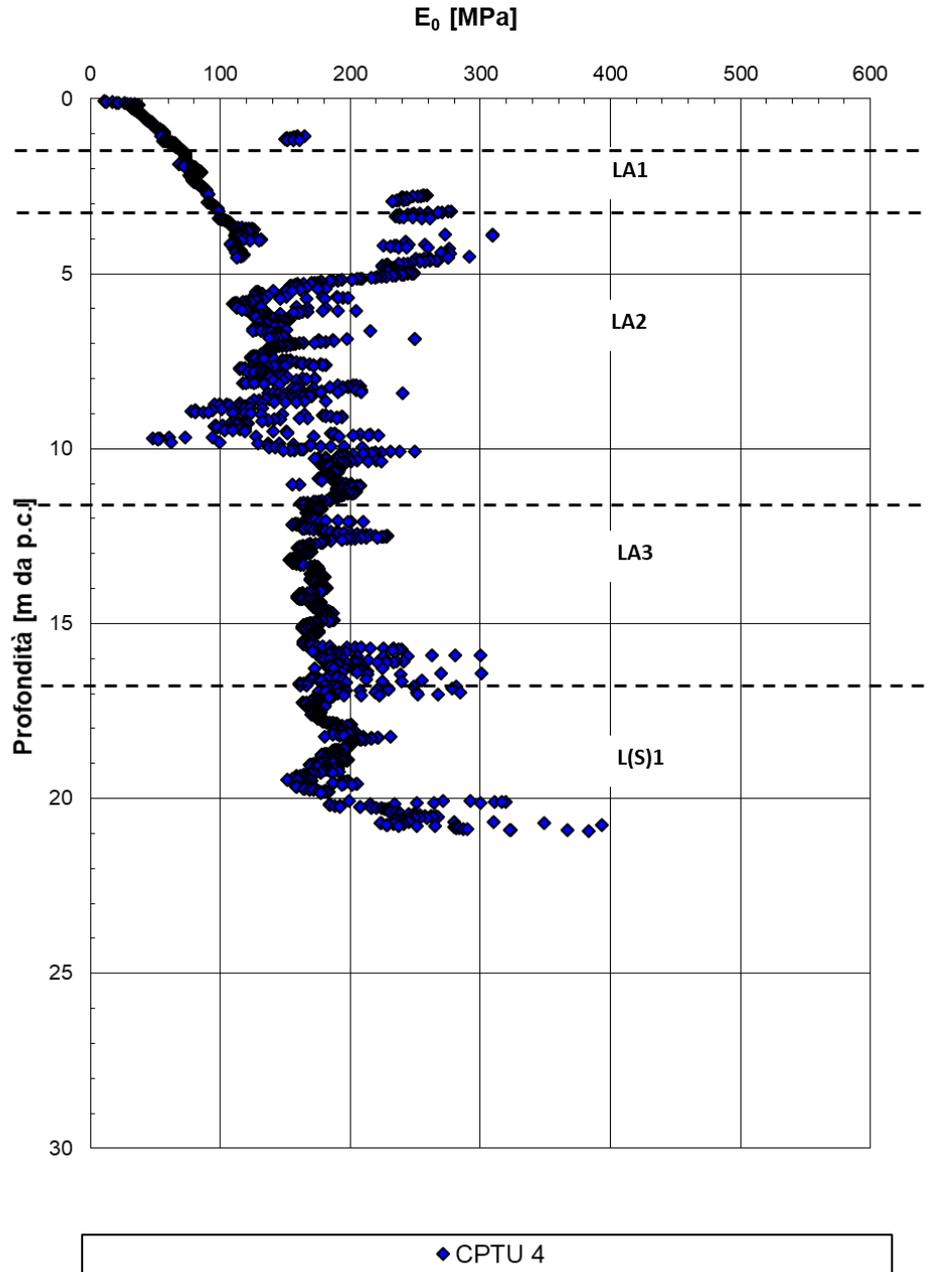


Figura 25: Modulo di Young iniziale da CPTU-04

7.1.7.4 Modulo di Young iniziale  $E_0$  da Vs di MASW

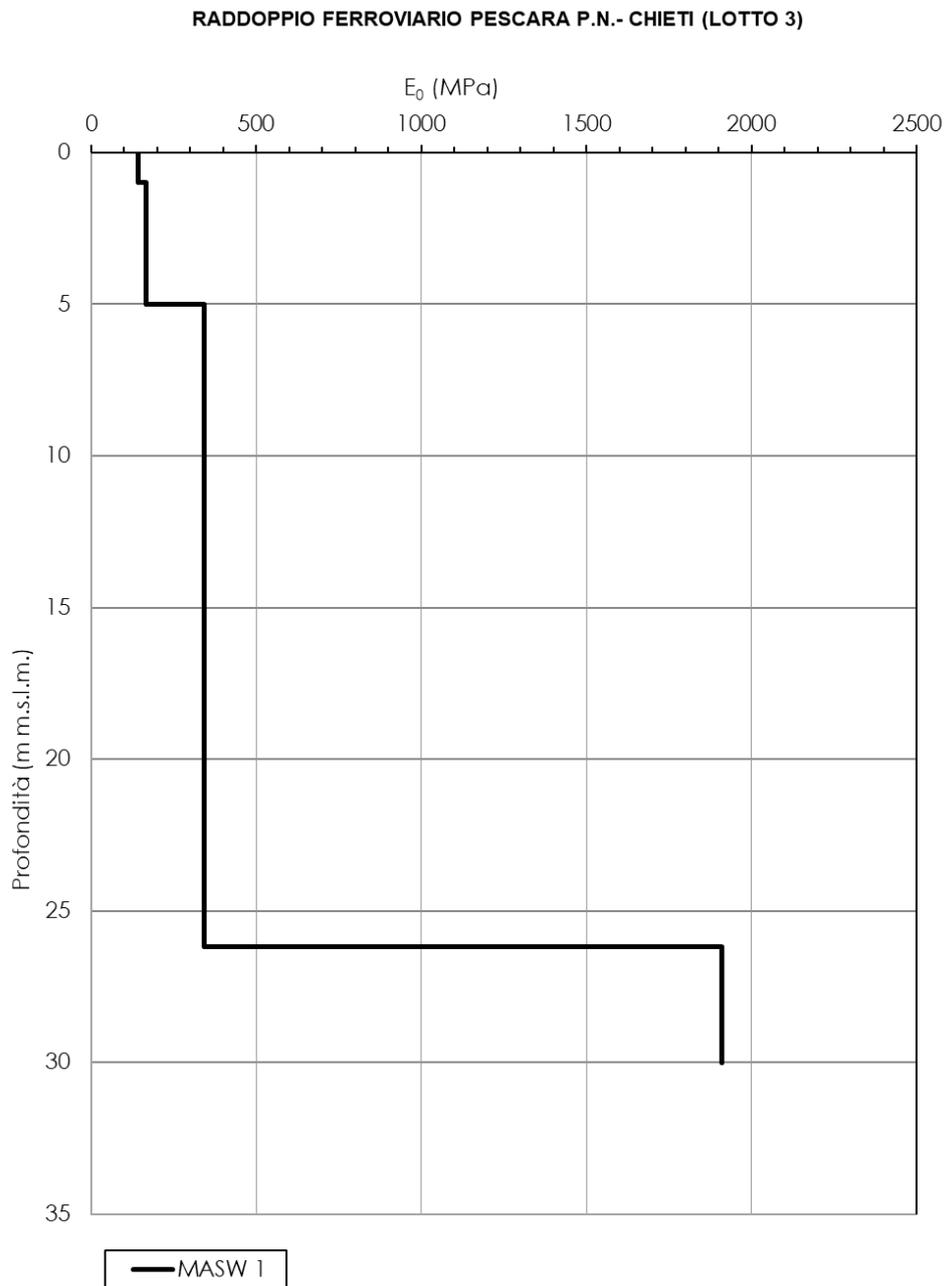


Figura 26: Modulo di Young iniziale da Vs di MASW-01

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.- CHIETI (LOTTO 3)

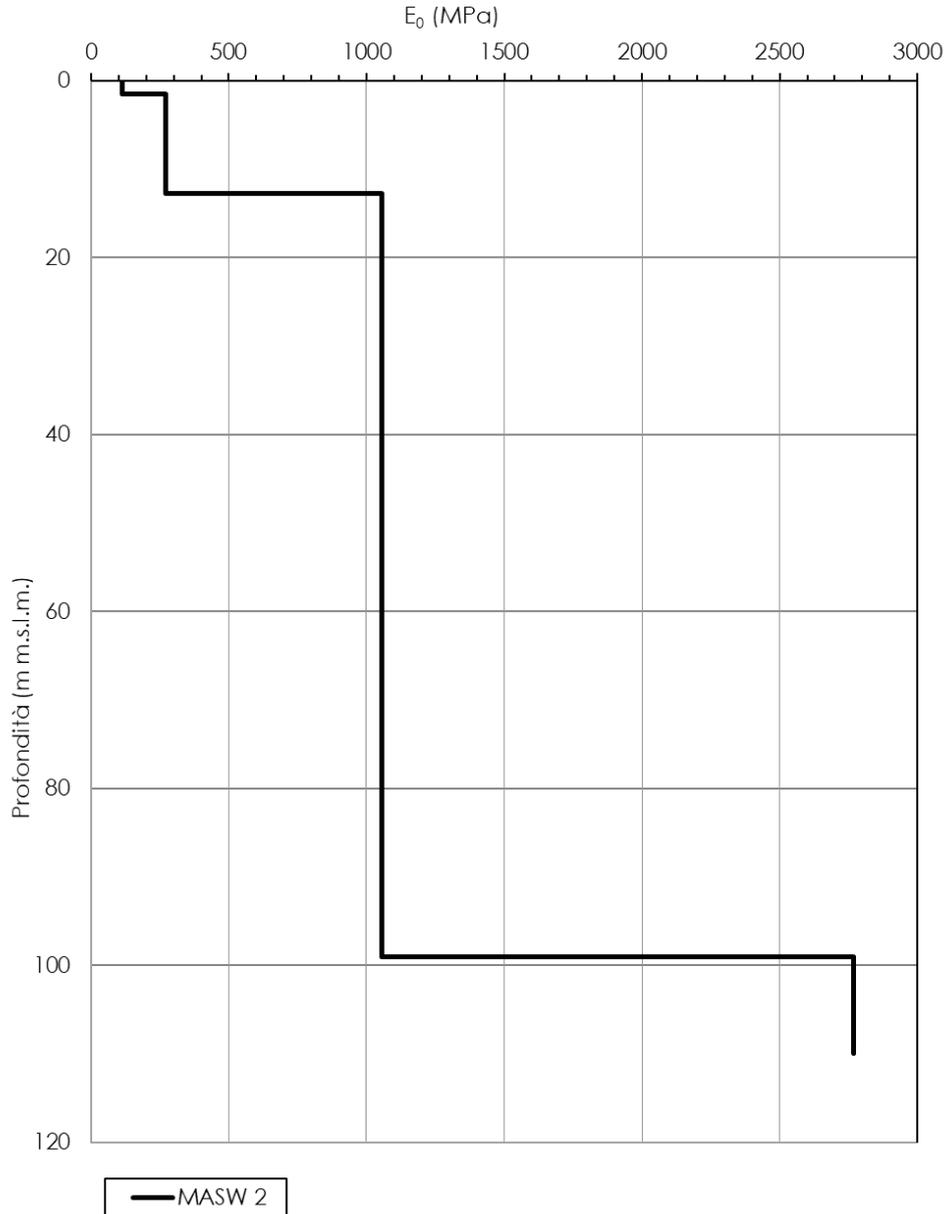


Figura 27: Modulo di Young iniziale da Vs di MASW-02

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.- CHIETI (LOTTO 3)

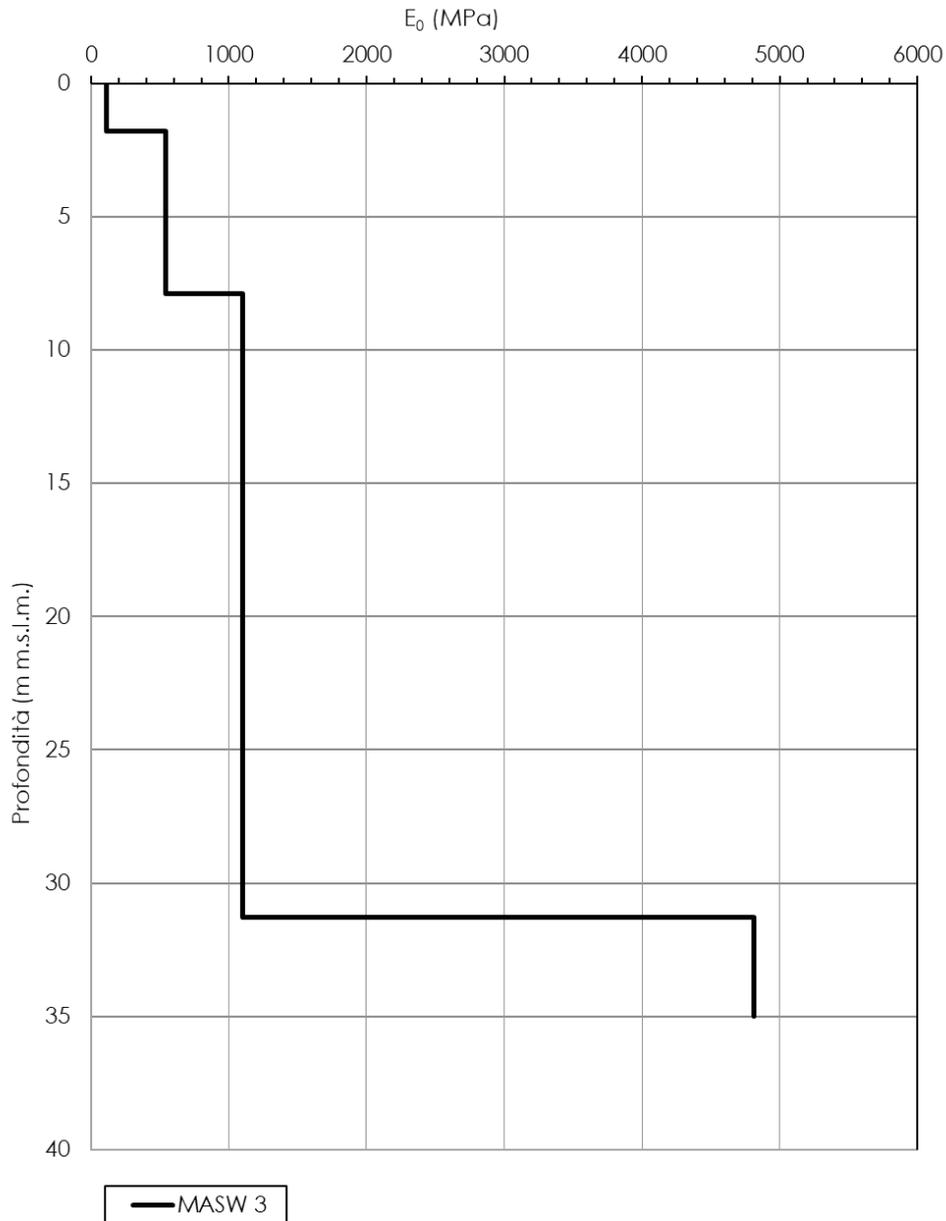


Figura 28: Modulo di Young iniziale da Vs di MASW-03

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.- CHIETI (LOTTO 3)

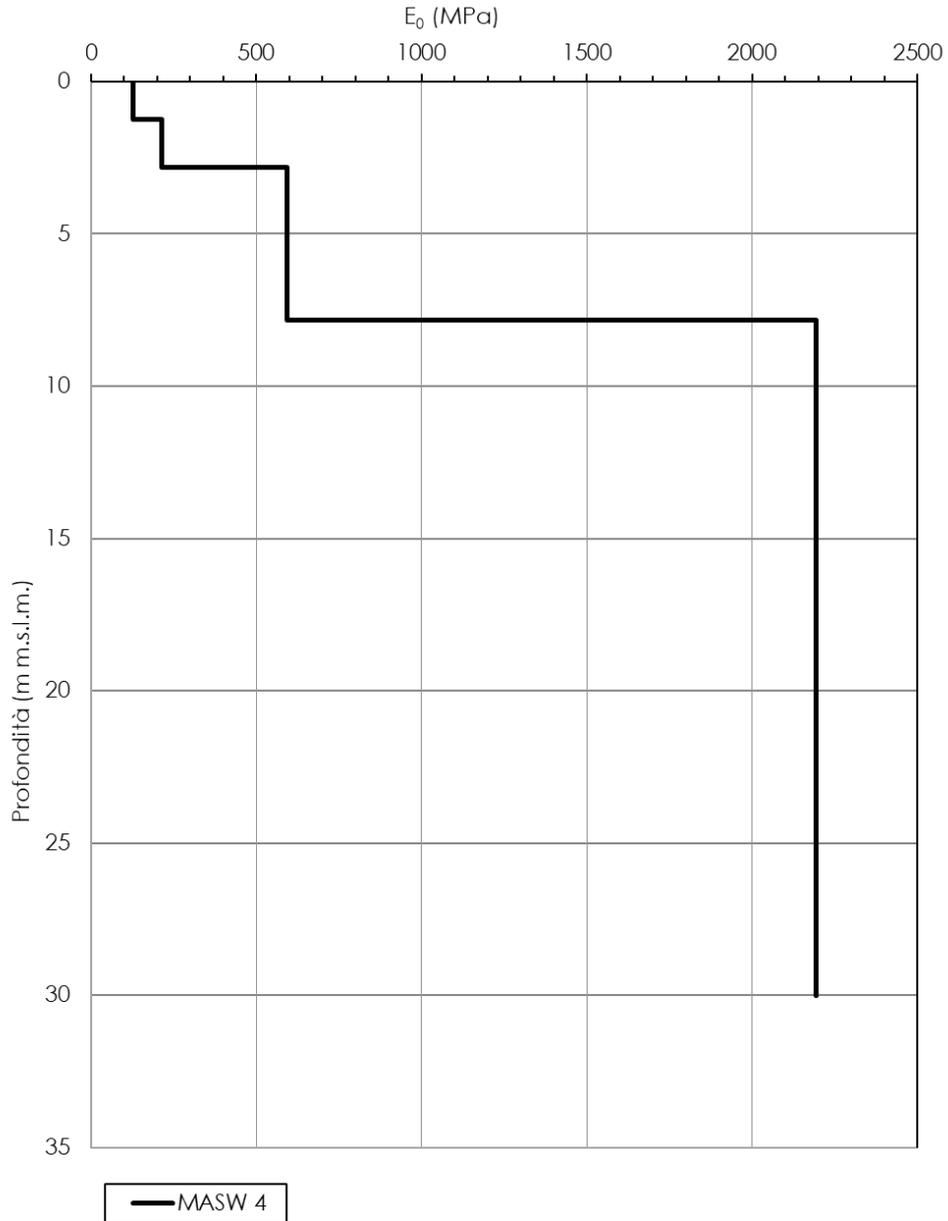


Figura 29: Modulo di Young iniziale da Vs di MASW-04

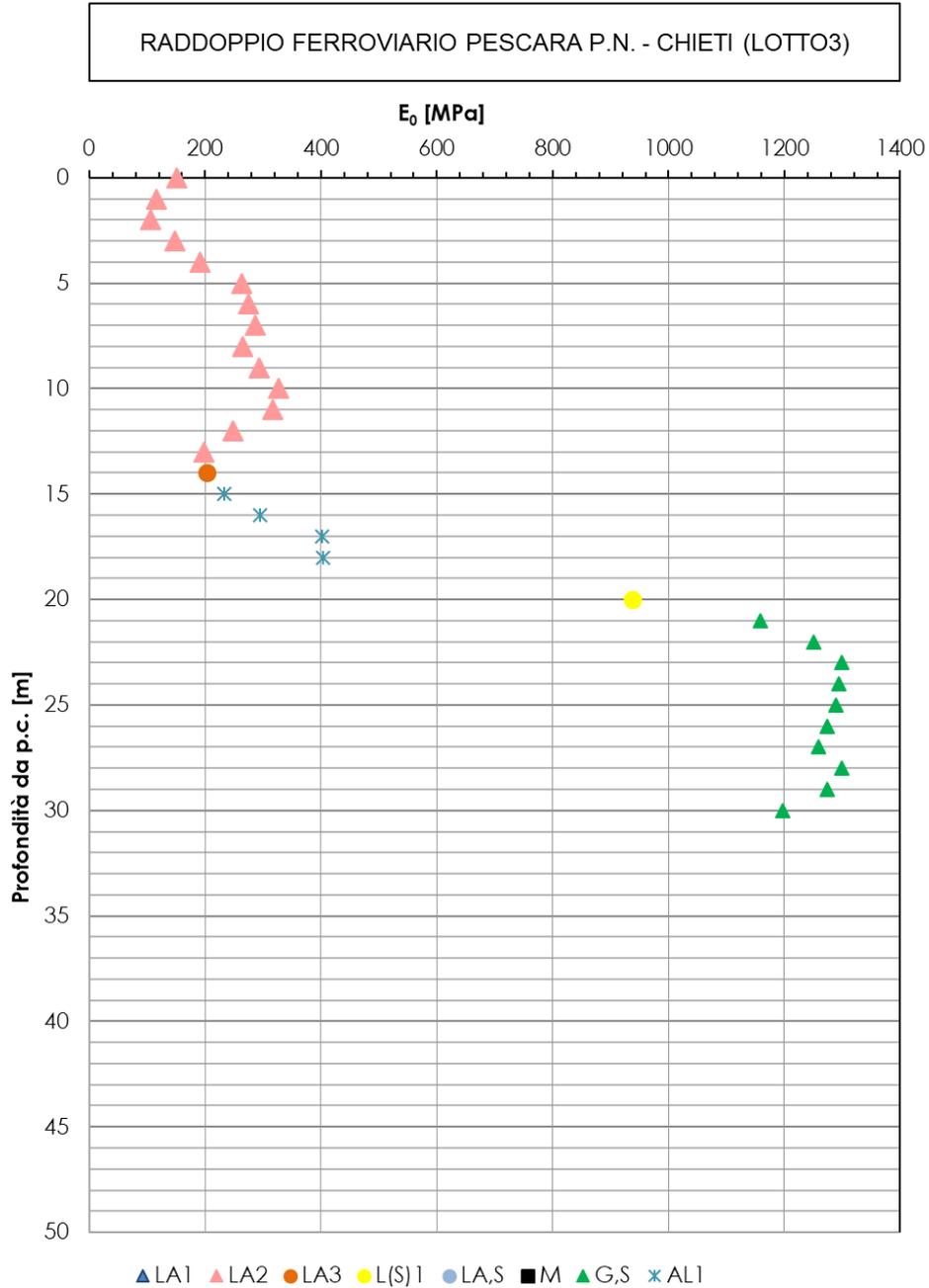


Figura 30: Modulo di Young iniziale da Vs di Down-hole

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

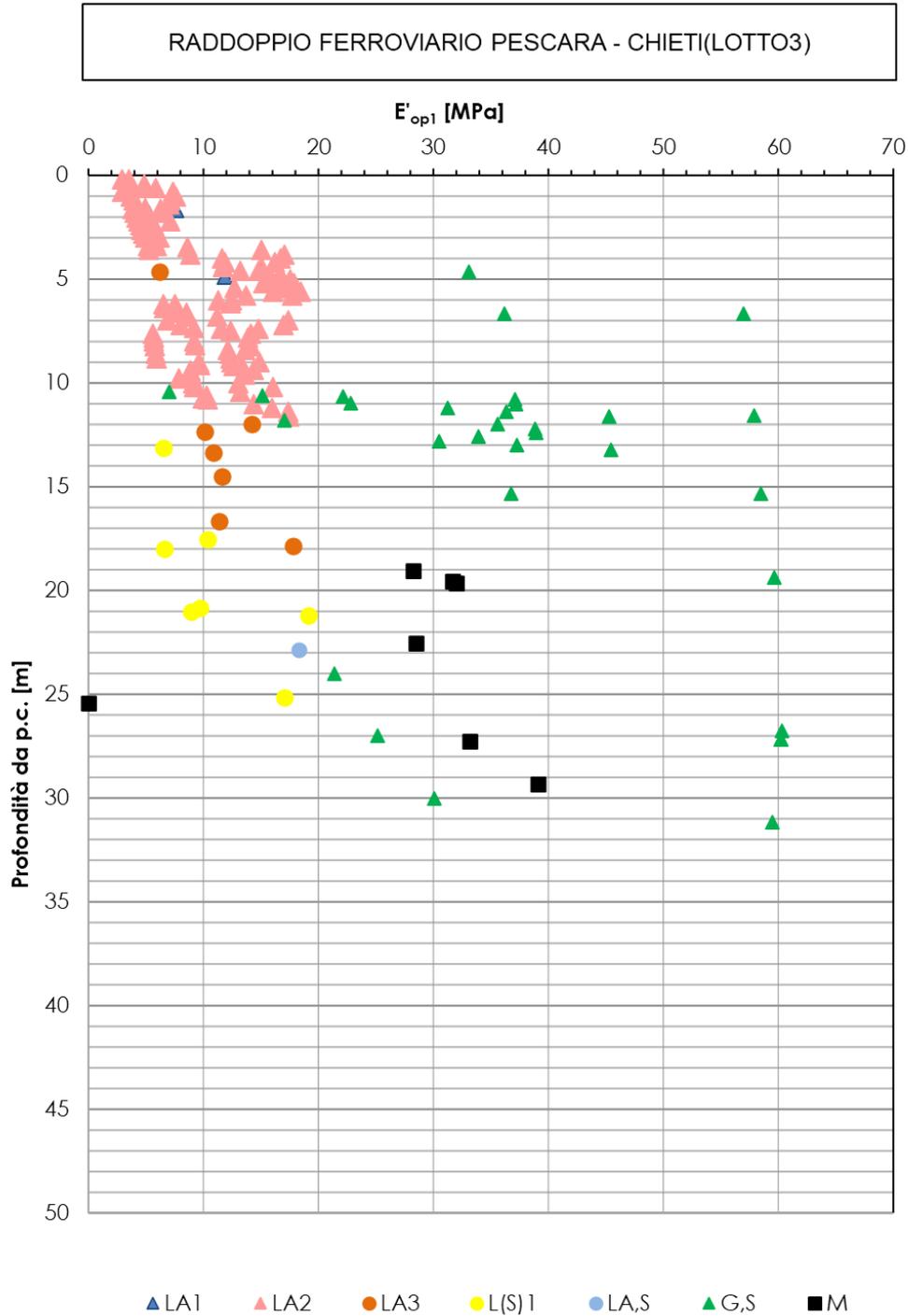


Figura 31: Modulo di Young operativo  $E_{op1}$  da SPT e DPSH

7.1.7.6 Modulo di Young operativo  $E_{op1}$  da CPTU

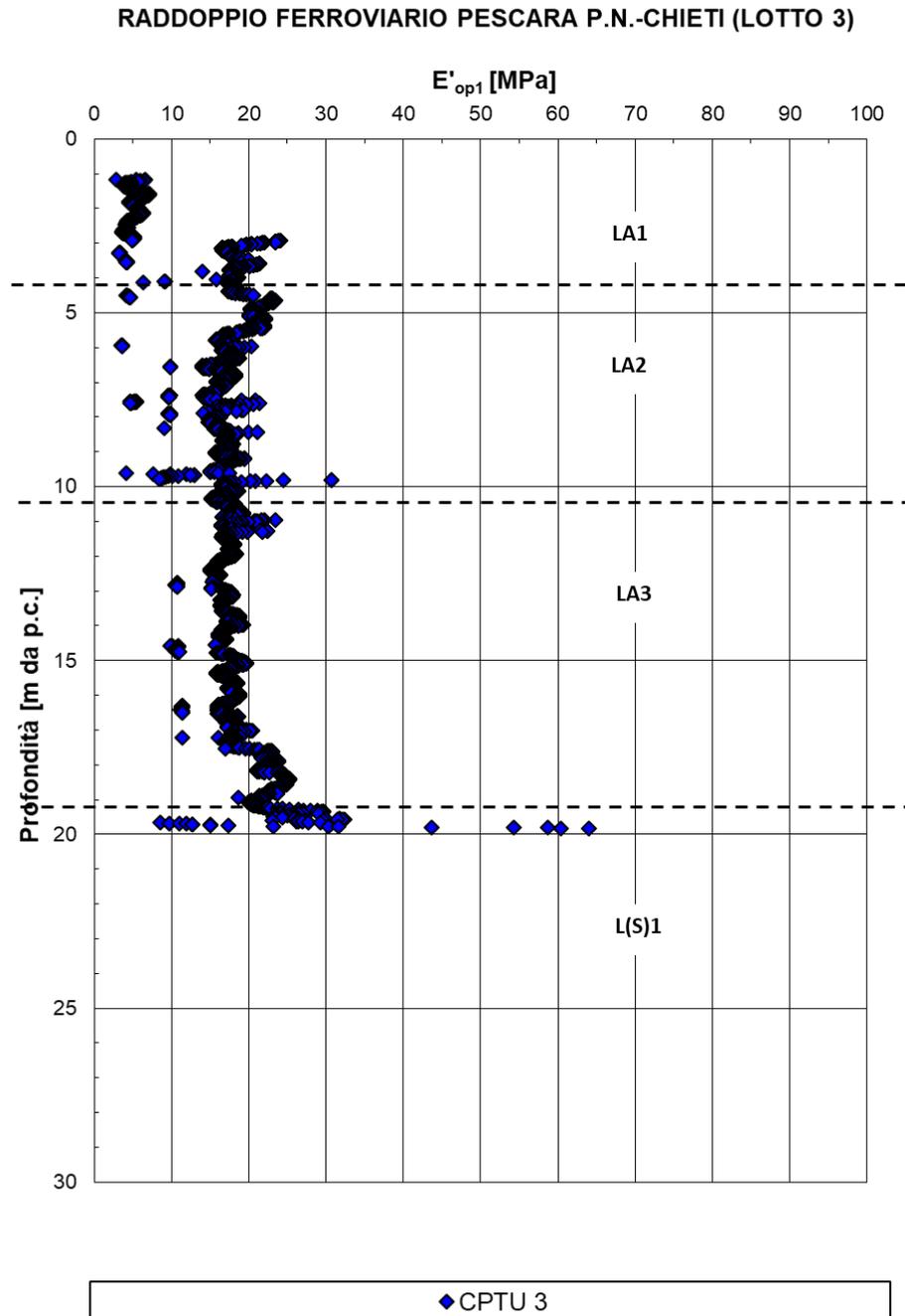


Figura 32: Modulo di Young operativo da CPTU-03

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 3)

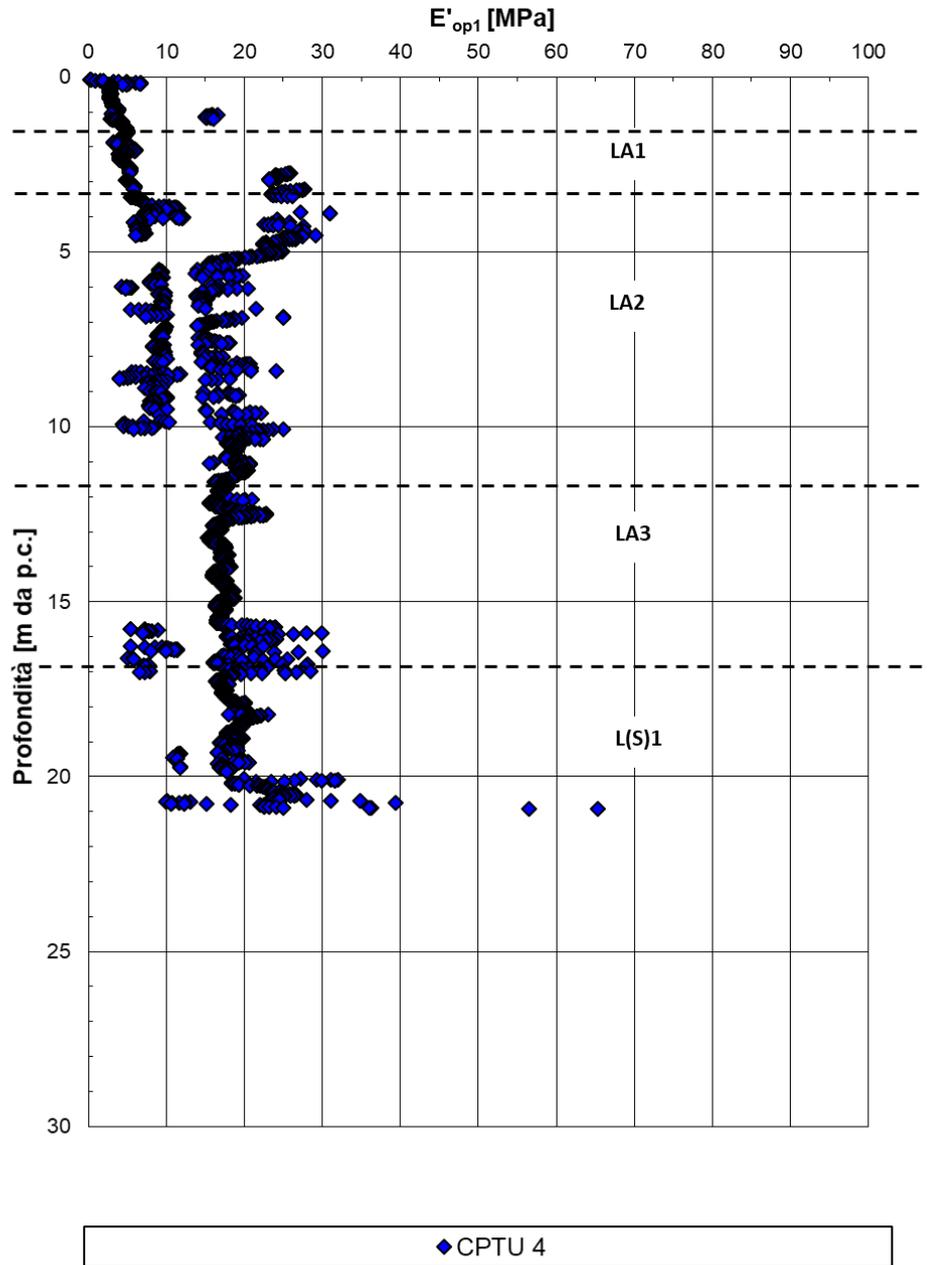


Figura 33: Modulo di Young operativo da CPTU-04

7.1.7.7 Modulo di Young operativo  $E_{op1}$  da Vs di MASW

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.- CHIETI (LOTTO 3)

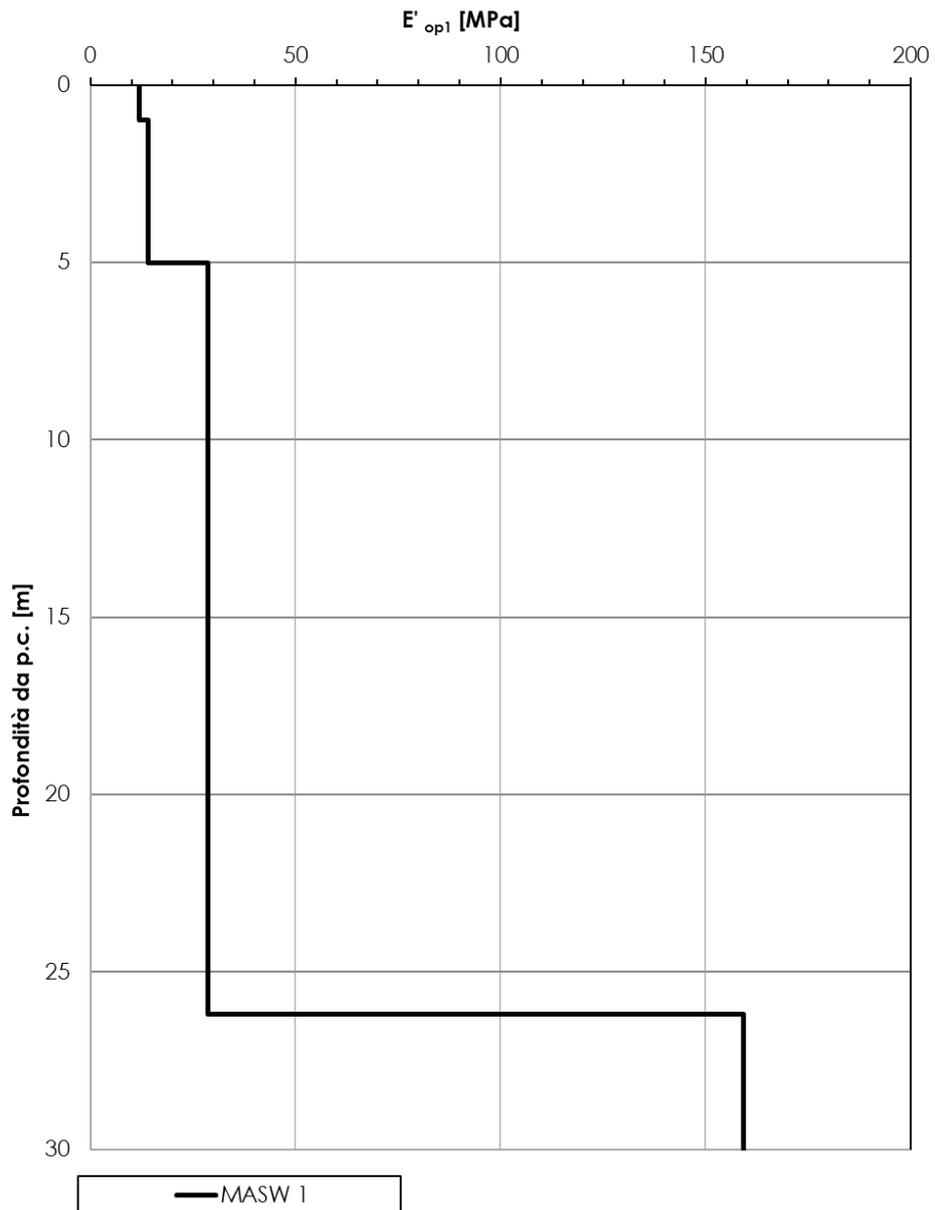


Figura 34: Modulo di Young operativo da Vs di MASW-01

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.- CHIETI (LOTTO 3)

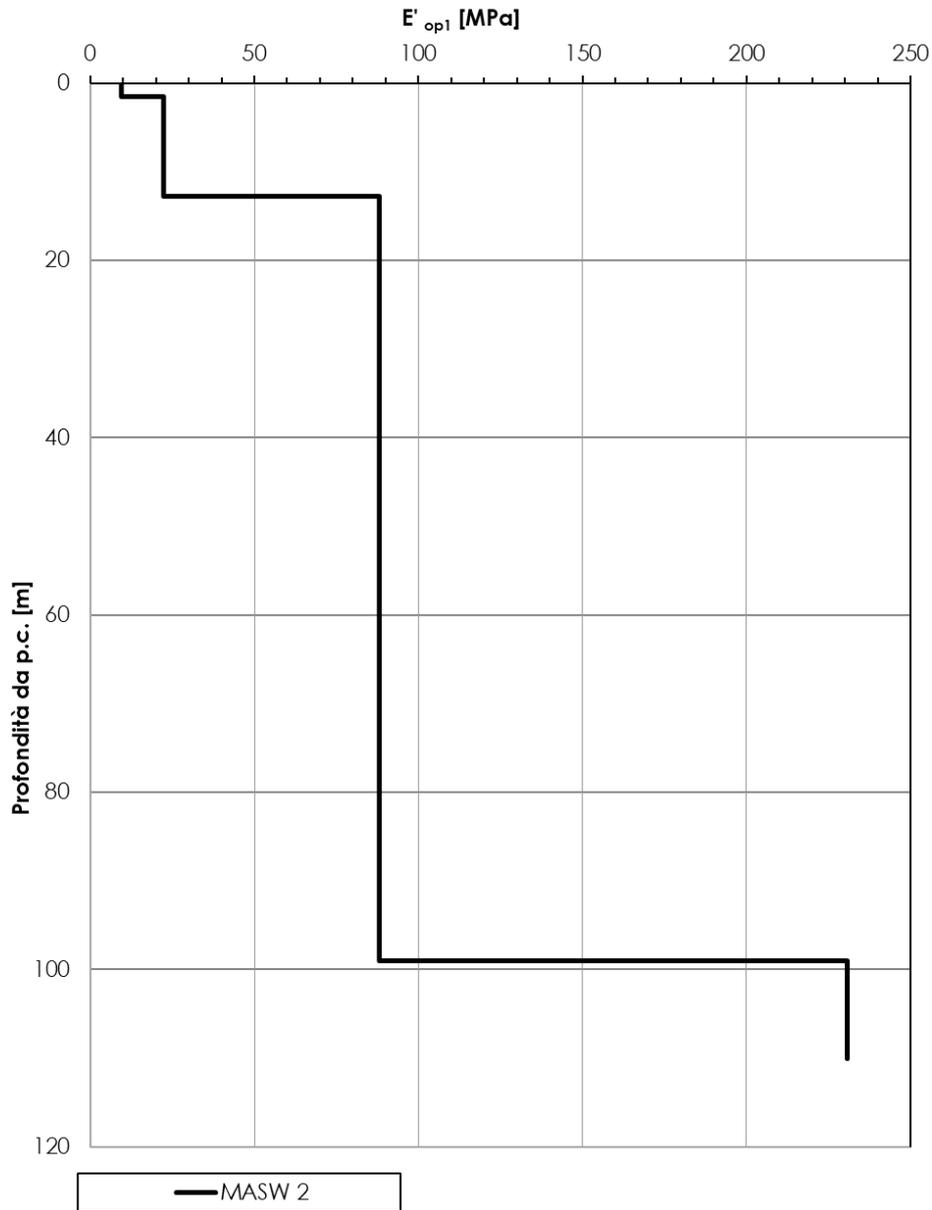


Figura 35: Modulo di Young operativo da Vs di MASW-02

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.- CHIETI (LOTTO 3)

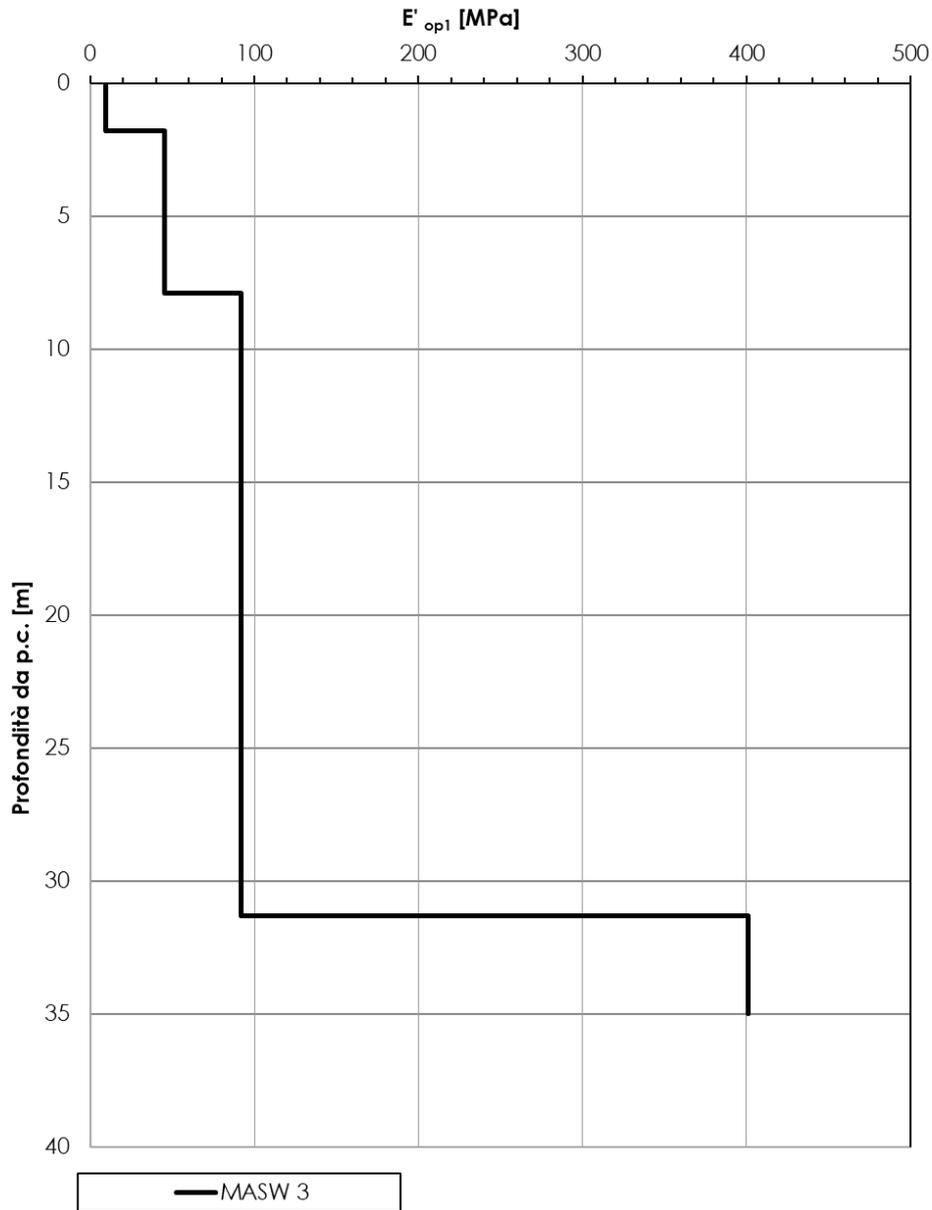


Figura 36: Modulo di Young operativo da Vs di MASW-03

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.- CHIETI (LOTTO 3)

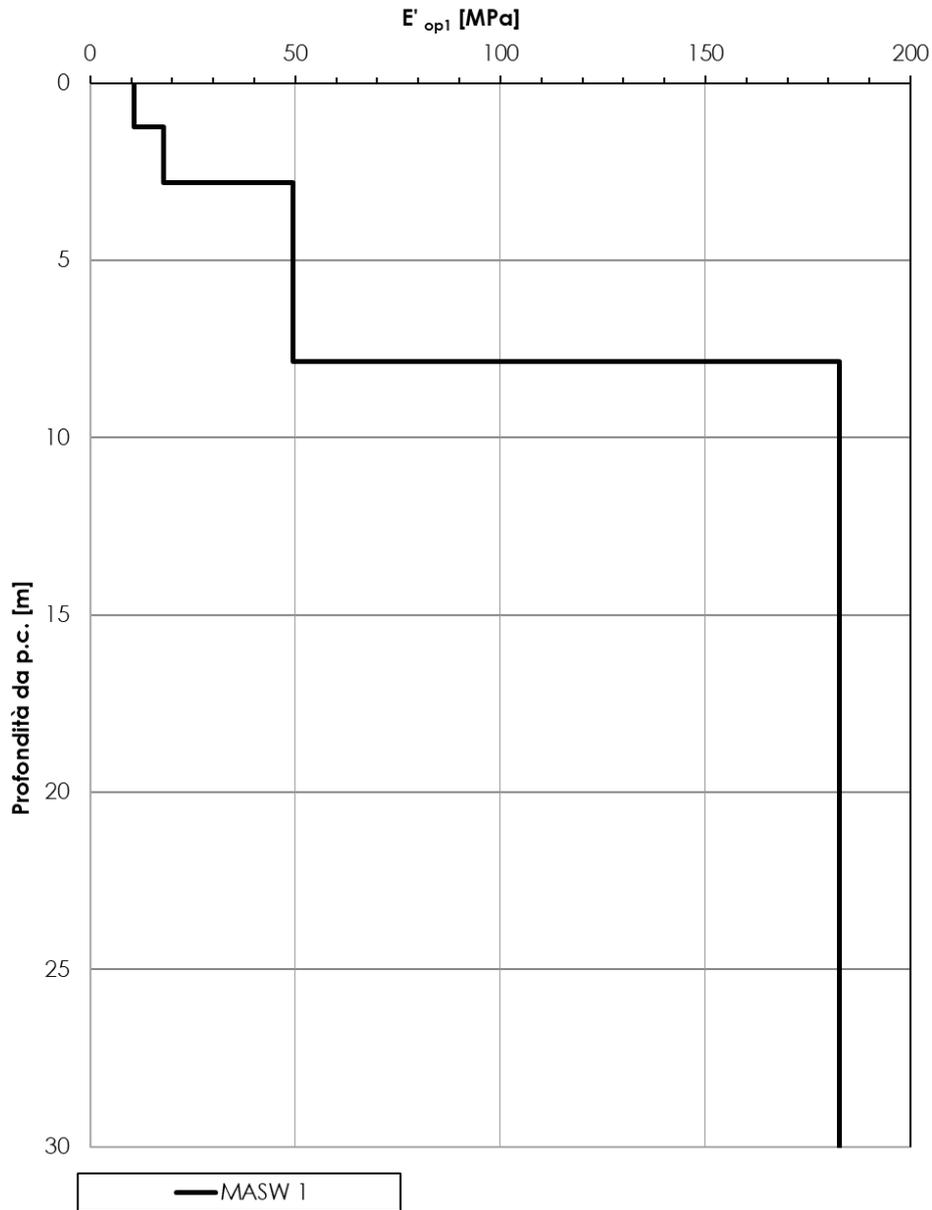


Figura 37: Modulo di Young operativo da Vs di MASW-04

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N. - CHIETI (LOTTO3)

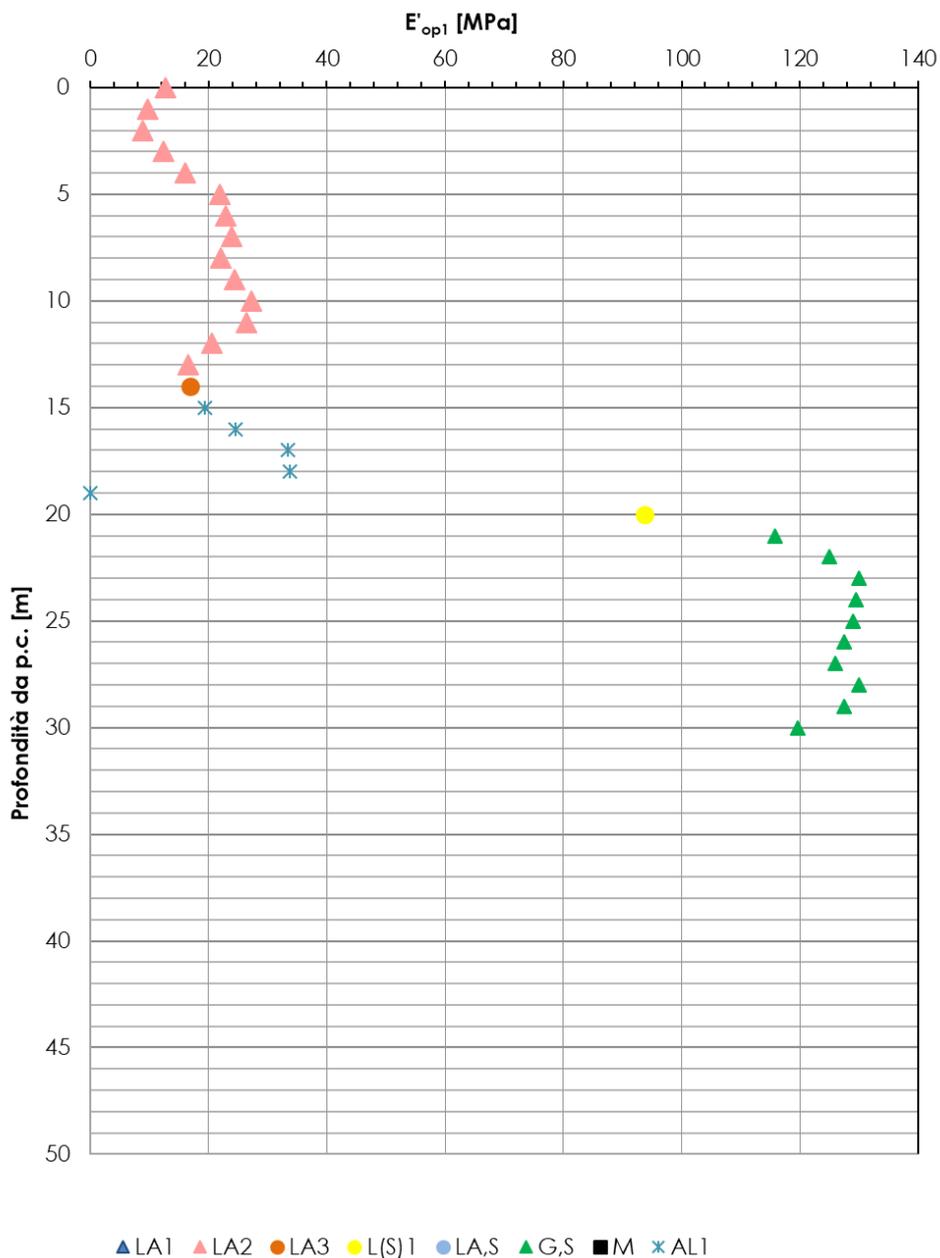


Figura 38: Modulo di Young operativo da Vs di Down-hole

## 7.1.8 Caratteristiche di resistenza

### 7.1.8.1 Terreni coesivi: coesione non drenata da SPT e DPSH

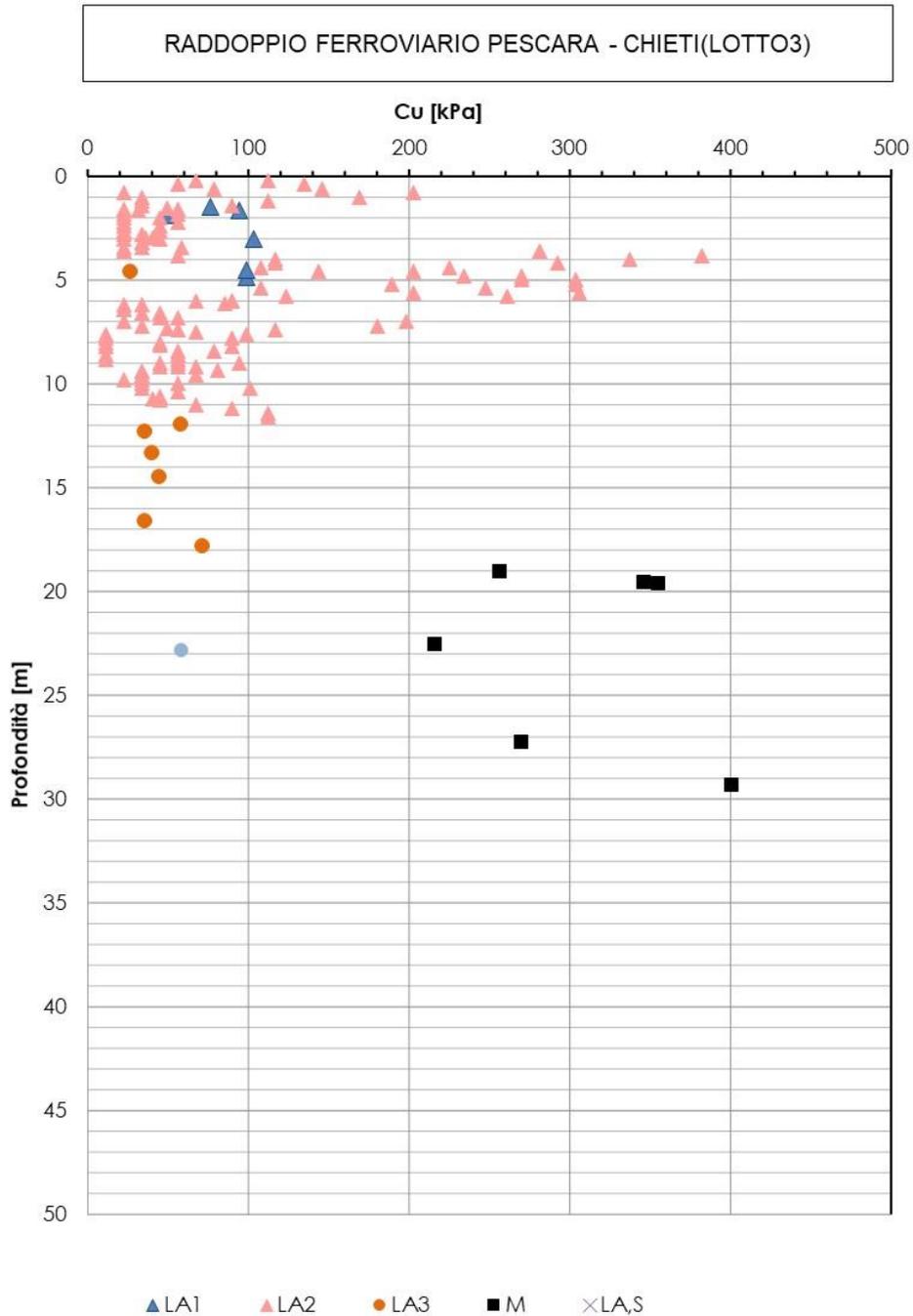


Figura 39:: Coesione non drenata da SPT

7.1.8.2 Terreni coesivi: coesione non drenata da CPTU

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 3)

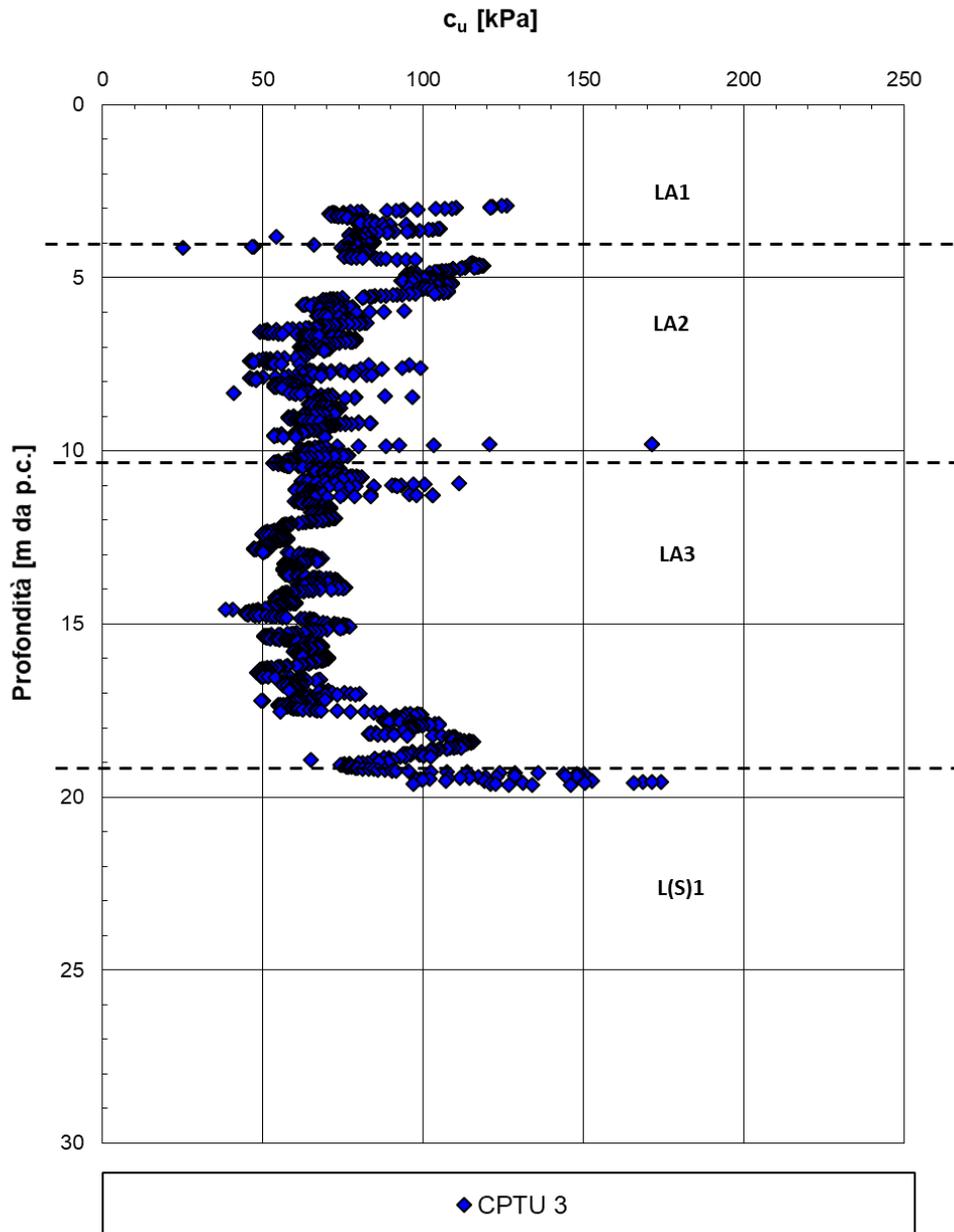


Figura 40:: Coesione non drenata da CPTU-03

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 3)

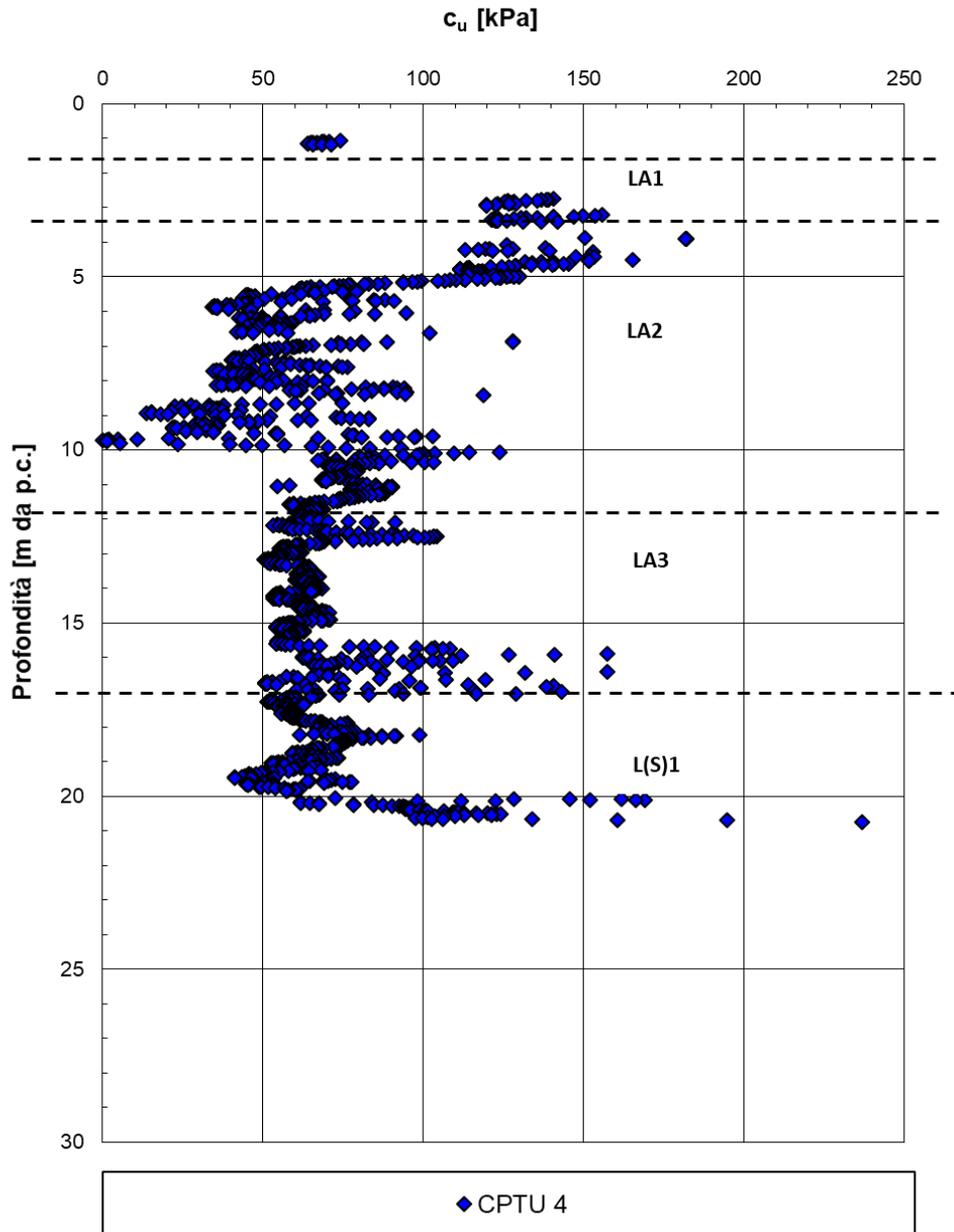


Figura 41:: Coesione non drenata da CPTU-04

7.1.8.3 Terreni coesivi: coesione non drenata da Pocket penetrometers

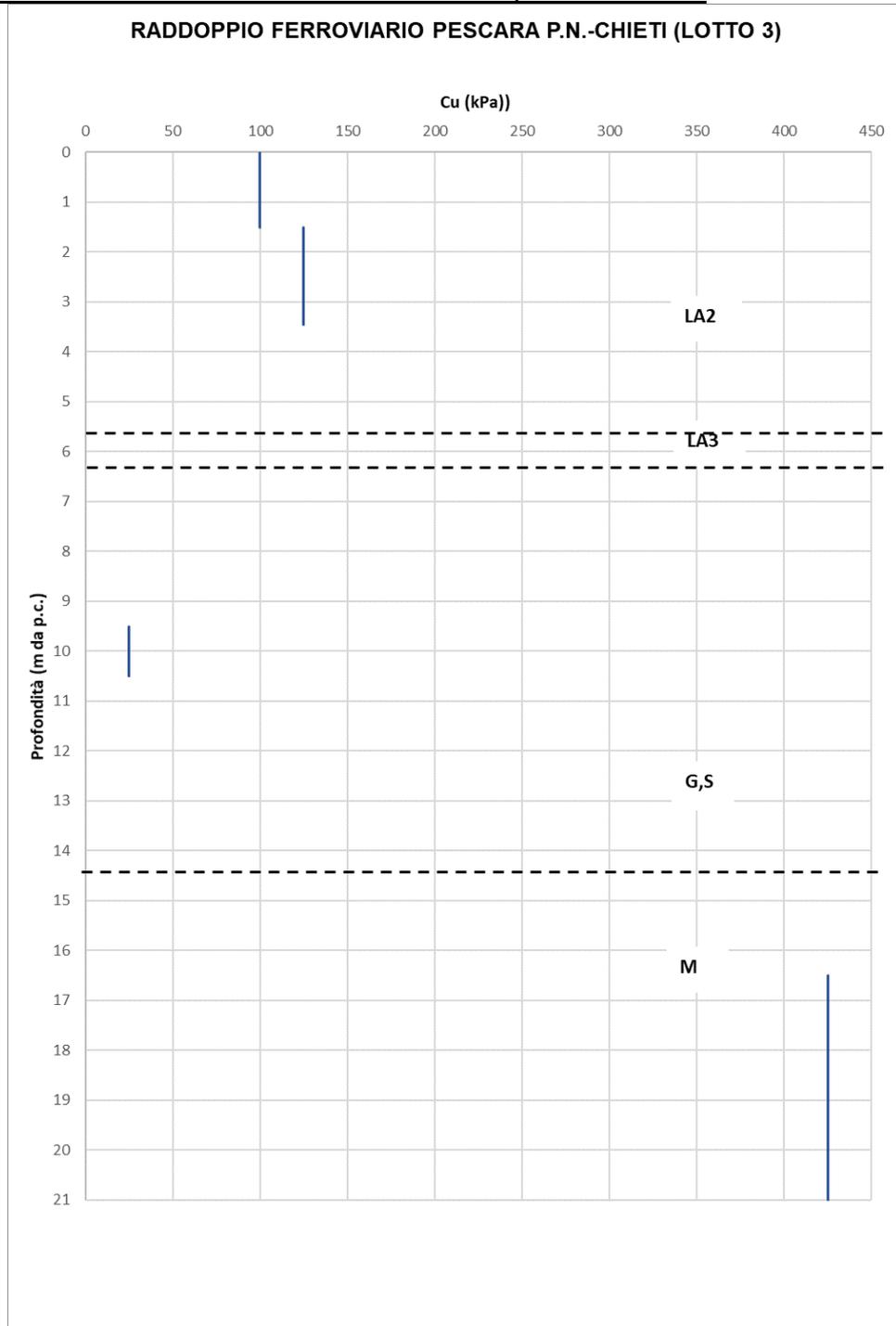


Figura 42: Coesione non drenata da Pocket penetrometer in S1

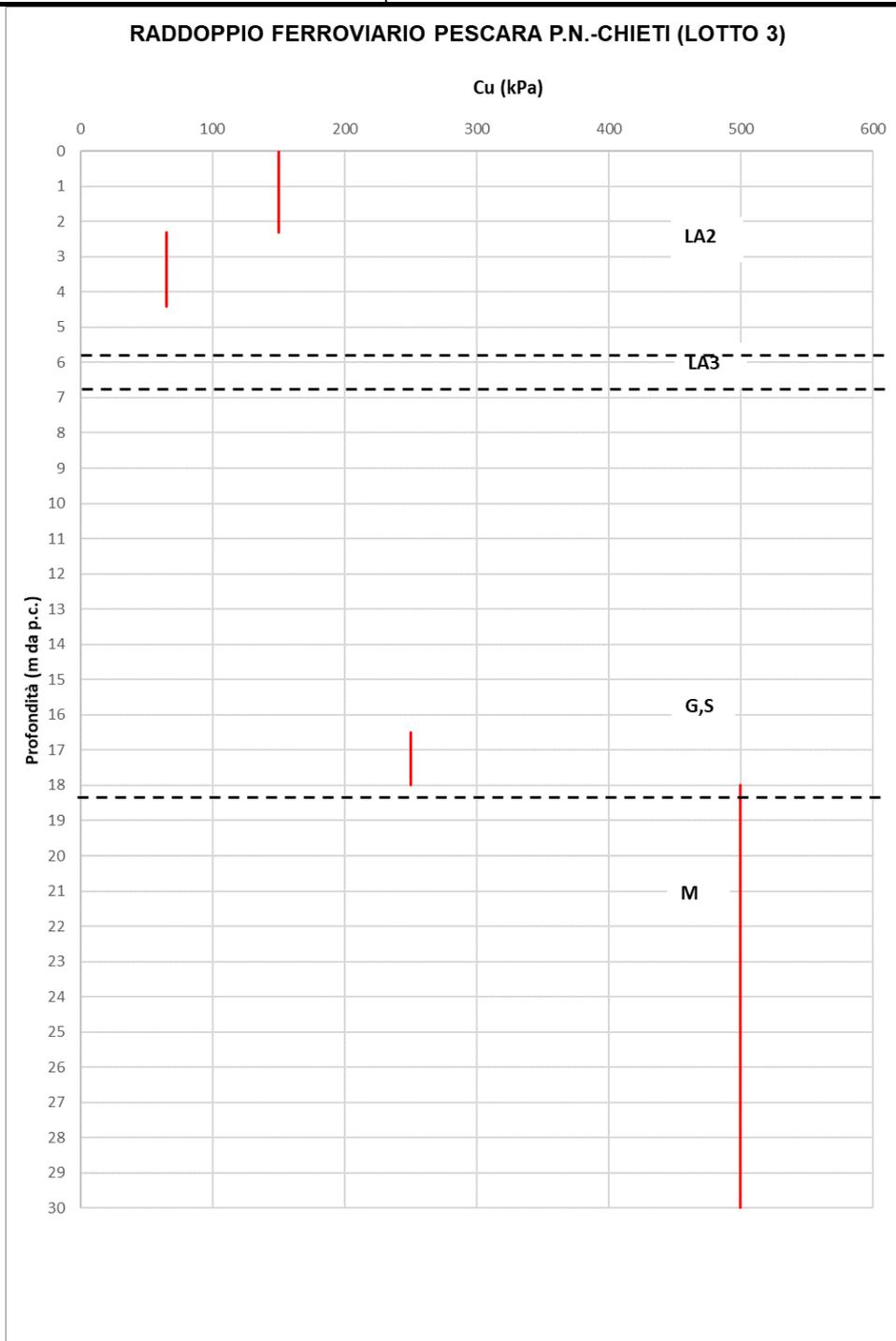


Figura 43: Coesione non drenata da Pocket penetrometer in S2

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 3)

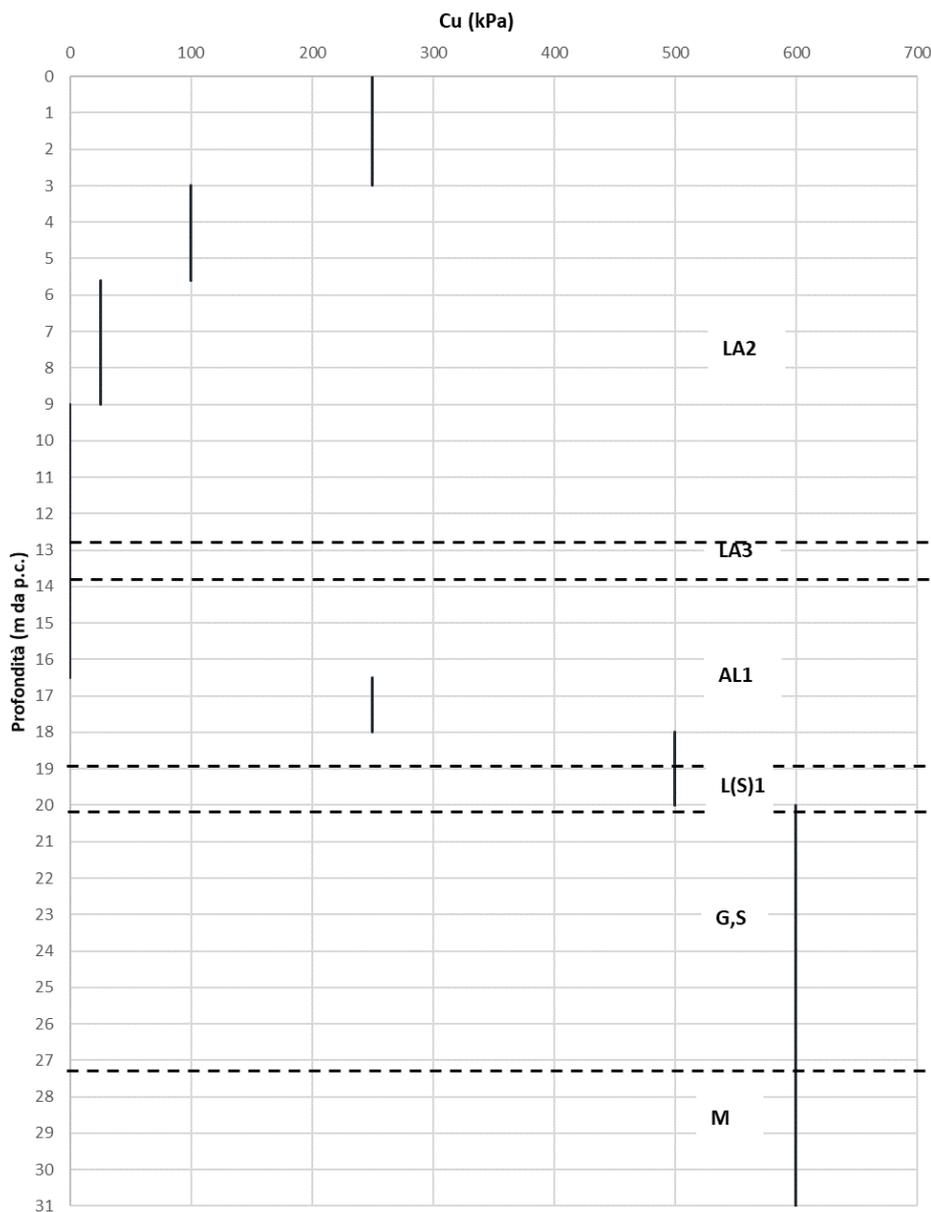


Figura 44: Coesione non drenata da Pocket penetrometer in S3

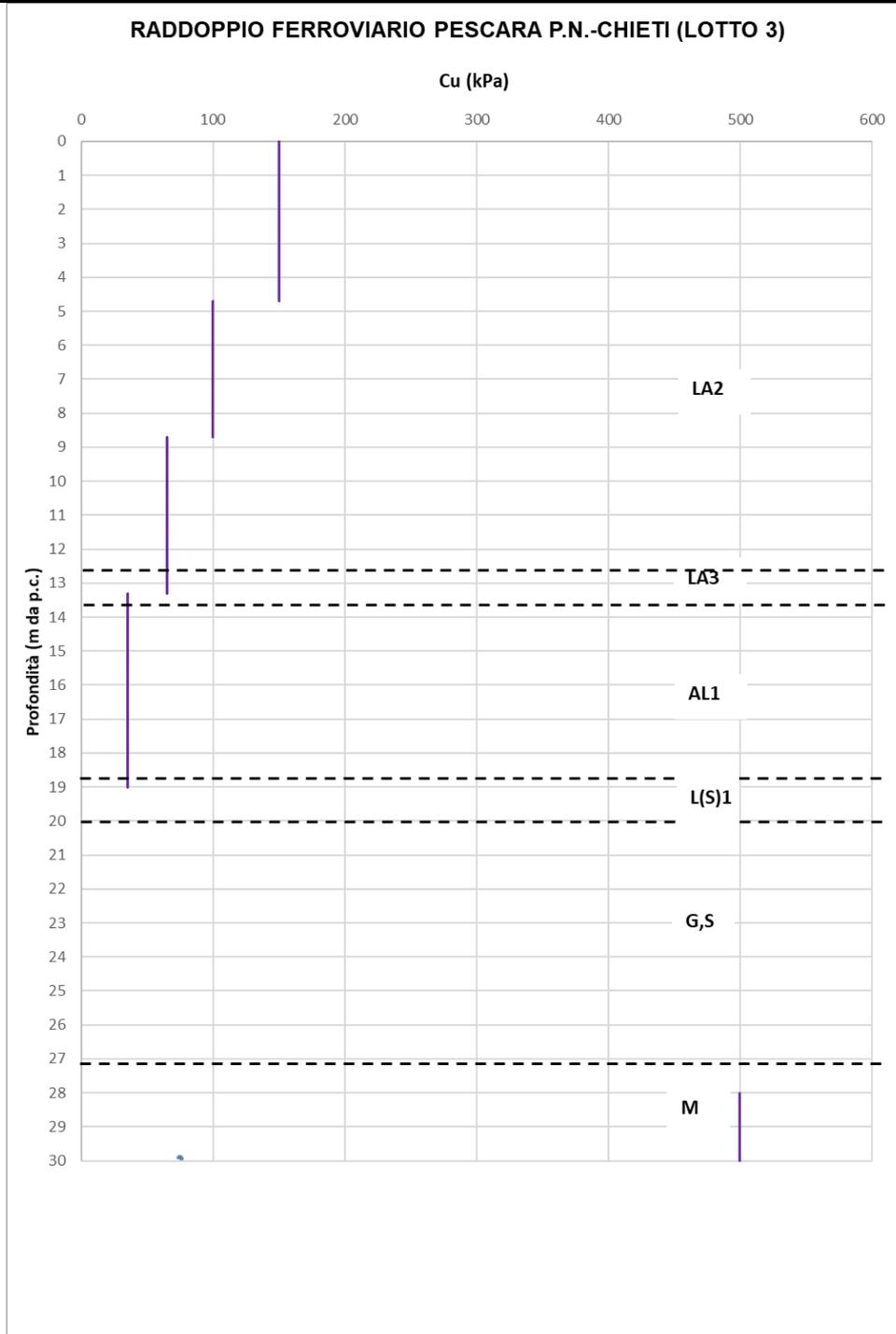


Figura 45:: Coesione non drenata da Pocket penetrometer in S4

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 3)

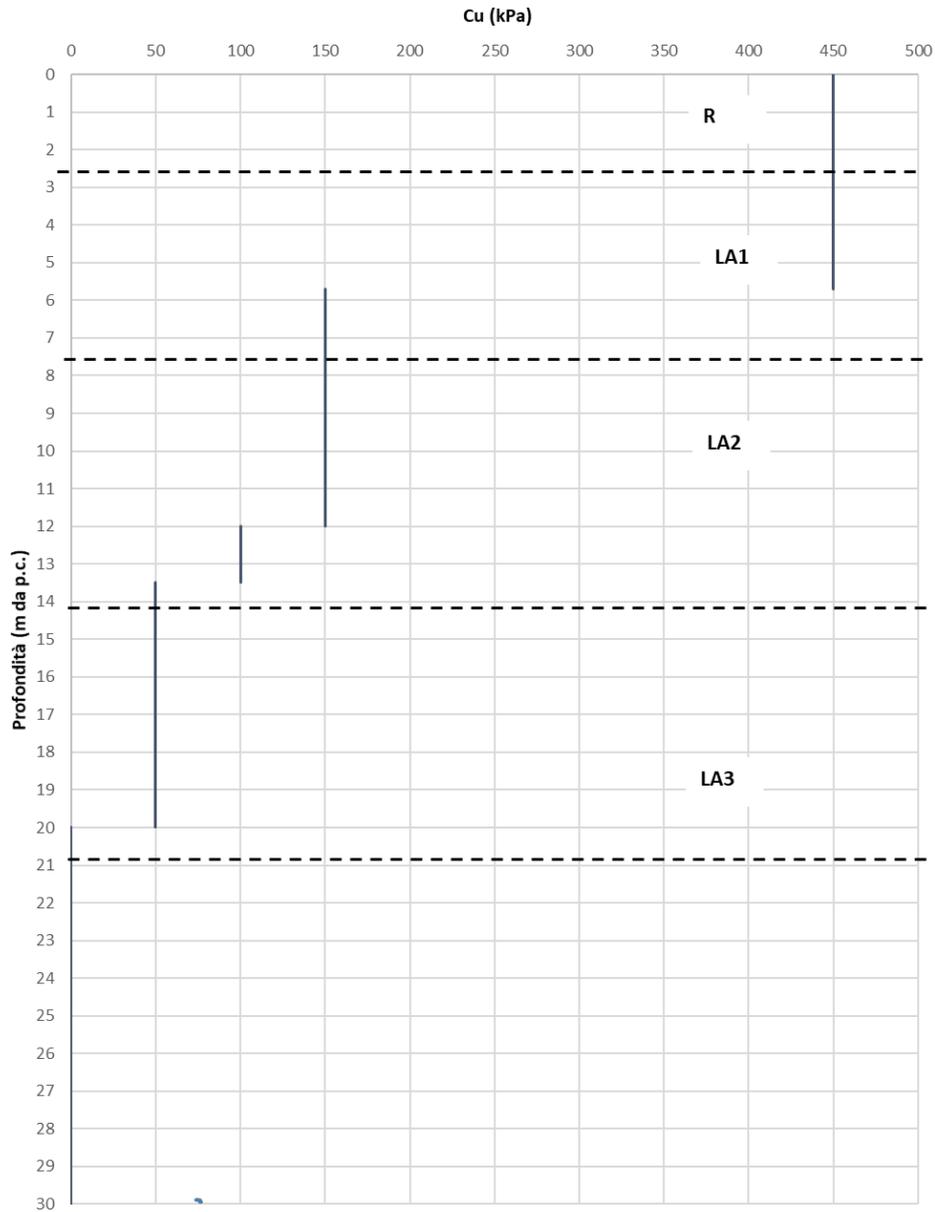


Figura 46: Coesione non drenata da Pocket penetrometer in S5

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 3)

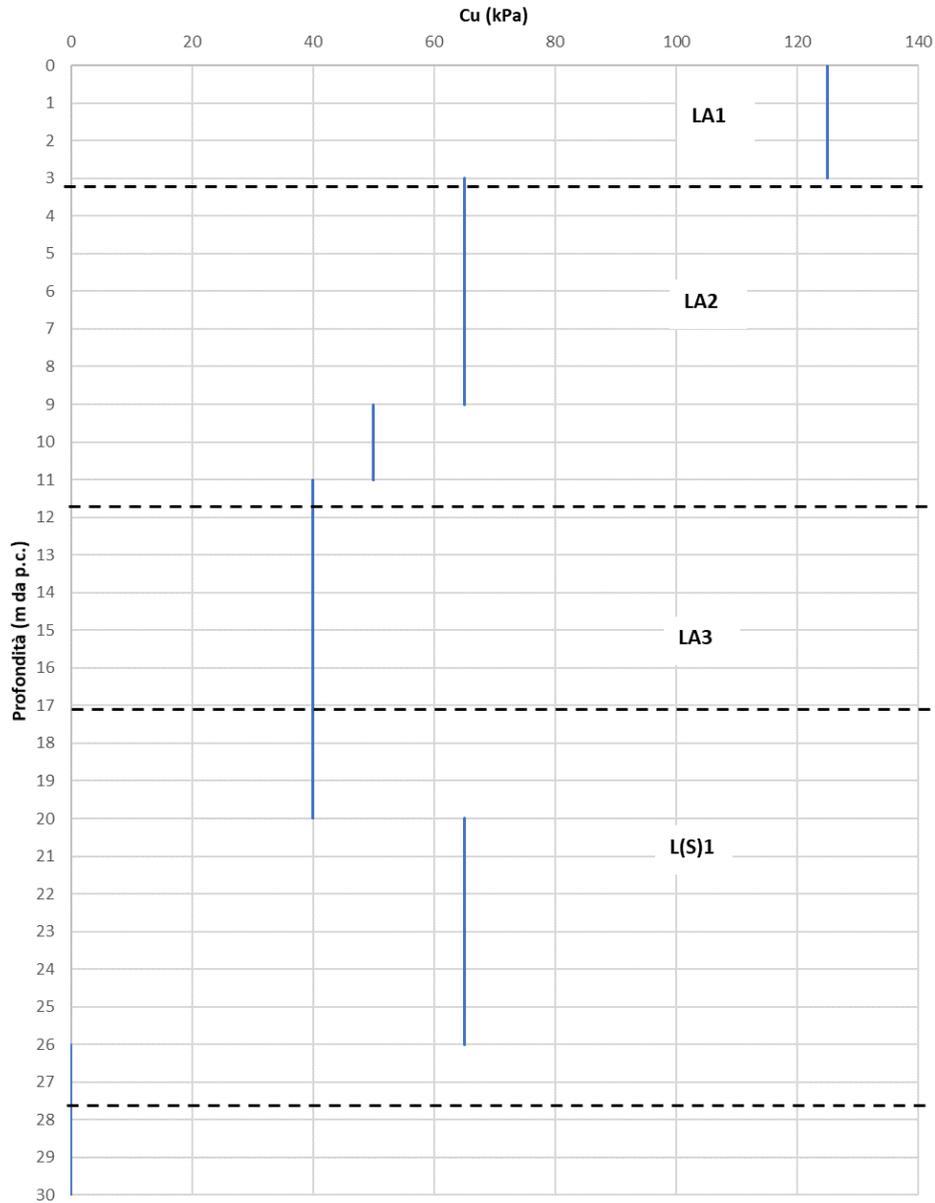


Figura 47: Coesione non drenata da Pocket penetrometer in S6

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 3)

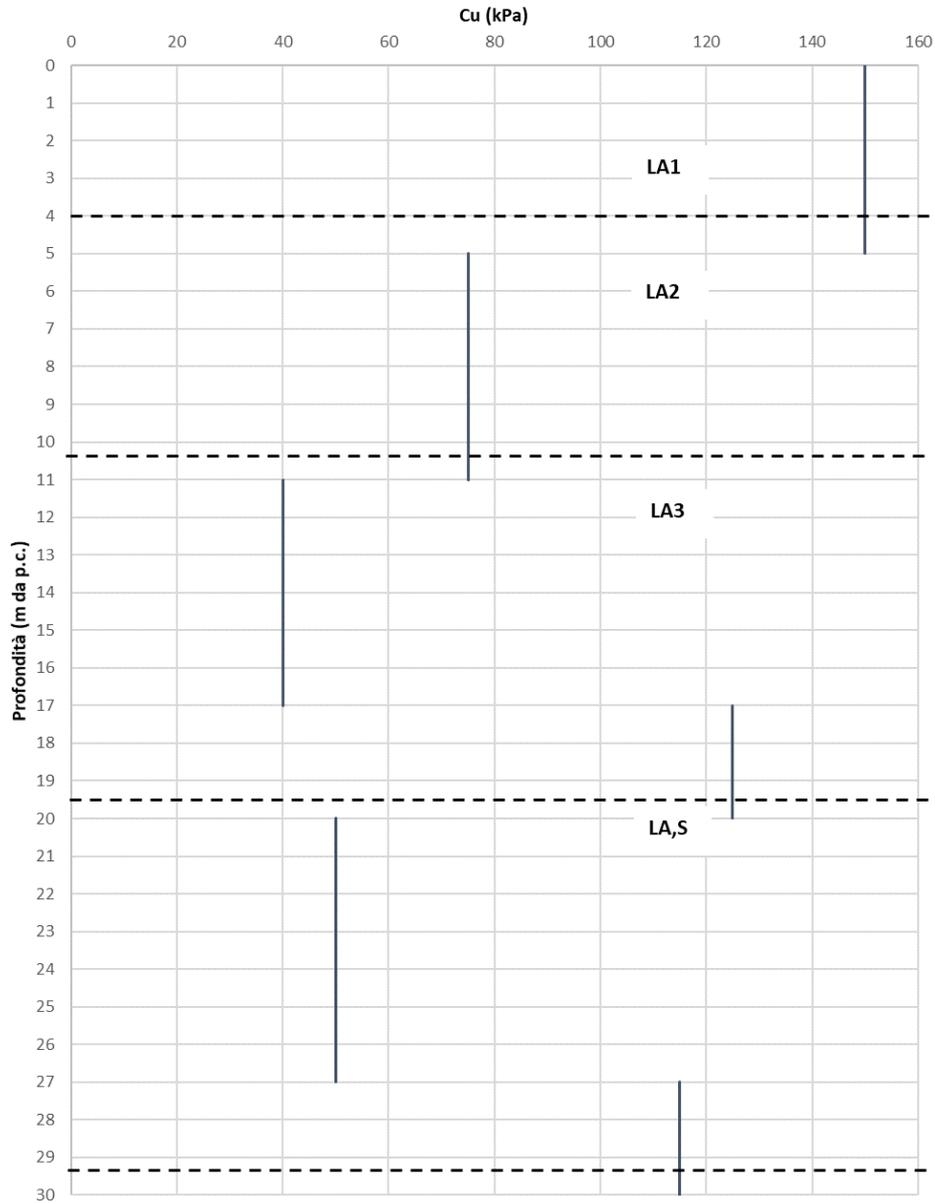
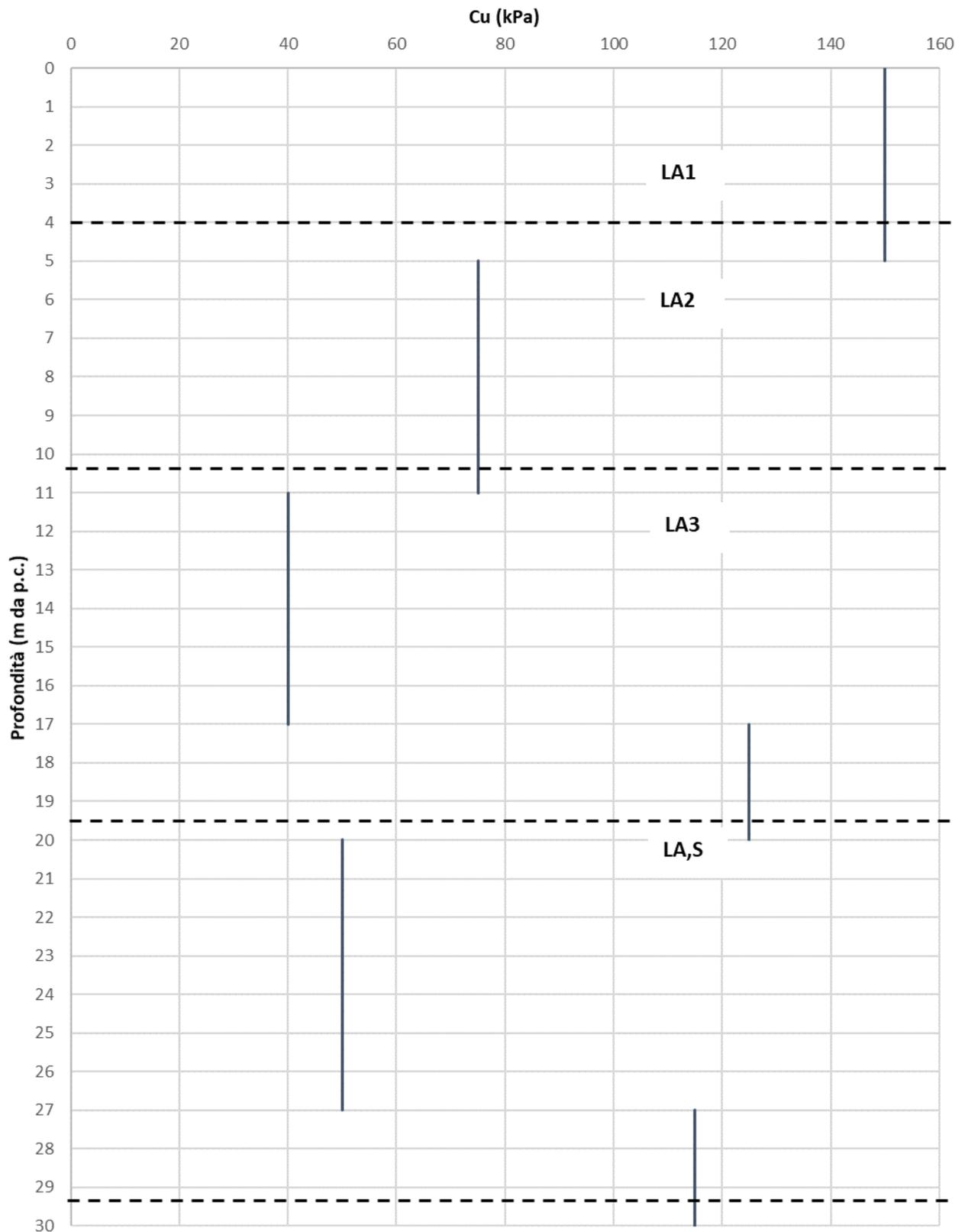


Figura 48: Coesione non drenata da Pocket penetrometer in S7

**RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 3)**



7.1.8.4 Terreni incoerenti: densità relativa da SPT e DPSH

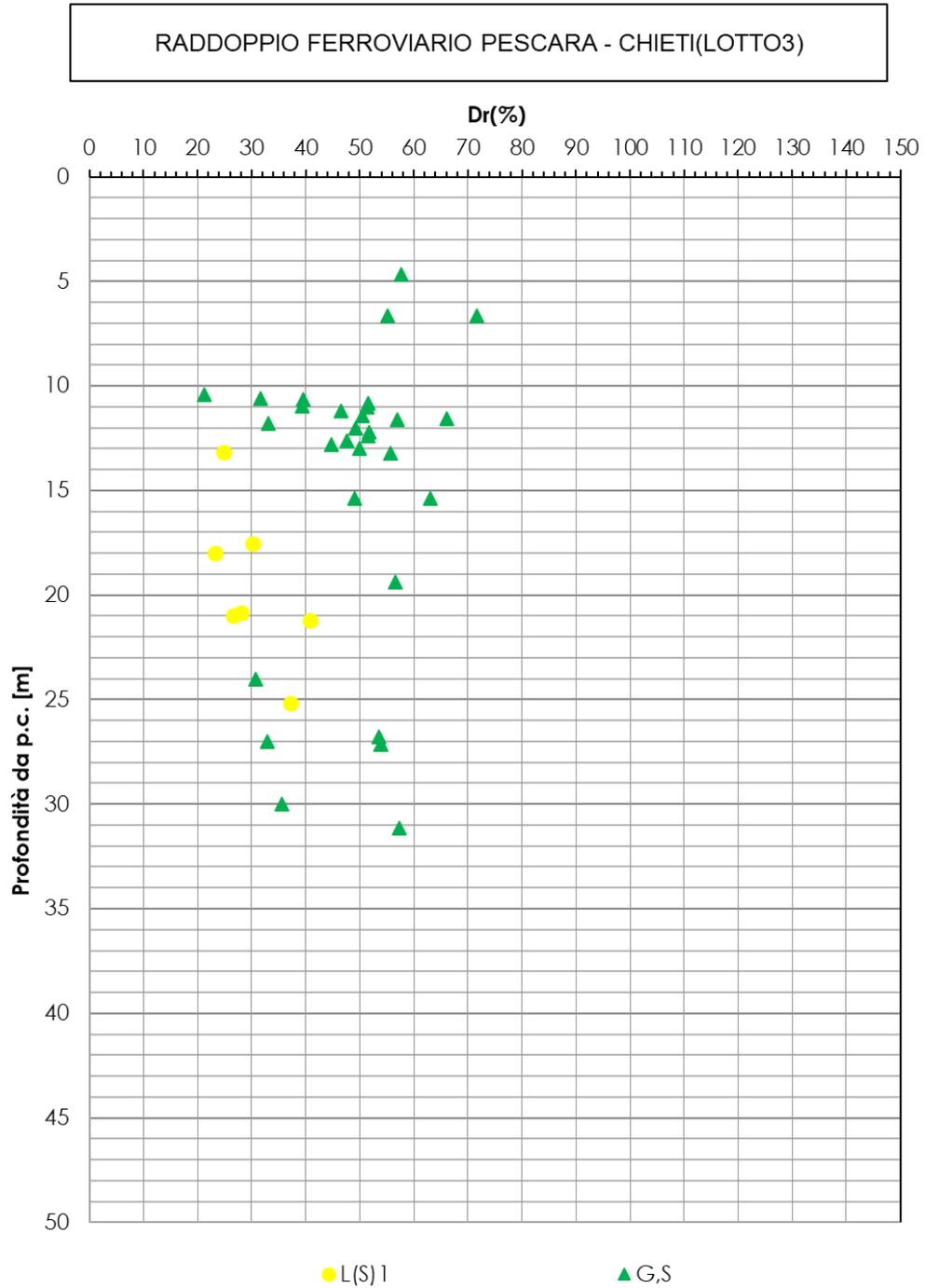


Figura 49: Densità relativa da SPT e DPSH

7.1.8.5 Terreni incoerenti: densità relativa da CPTU

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 3)

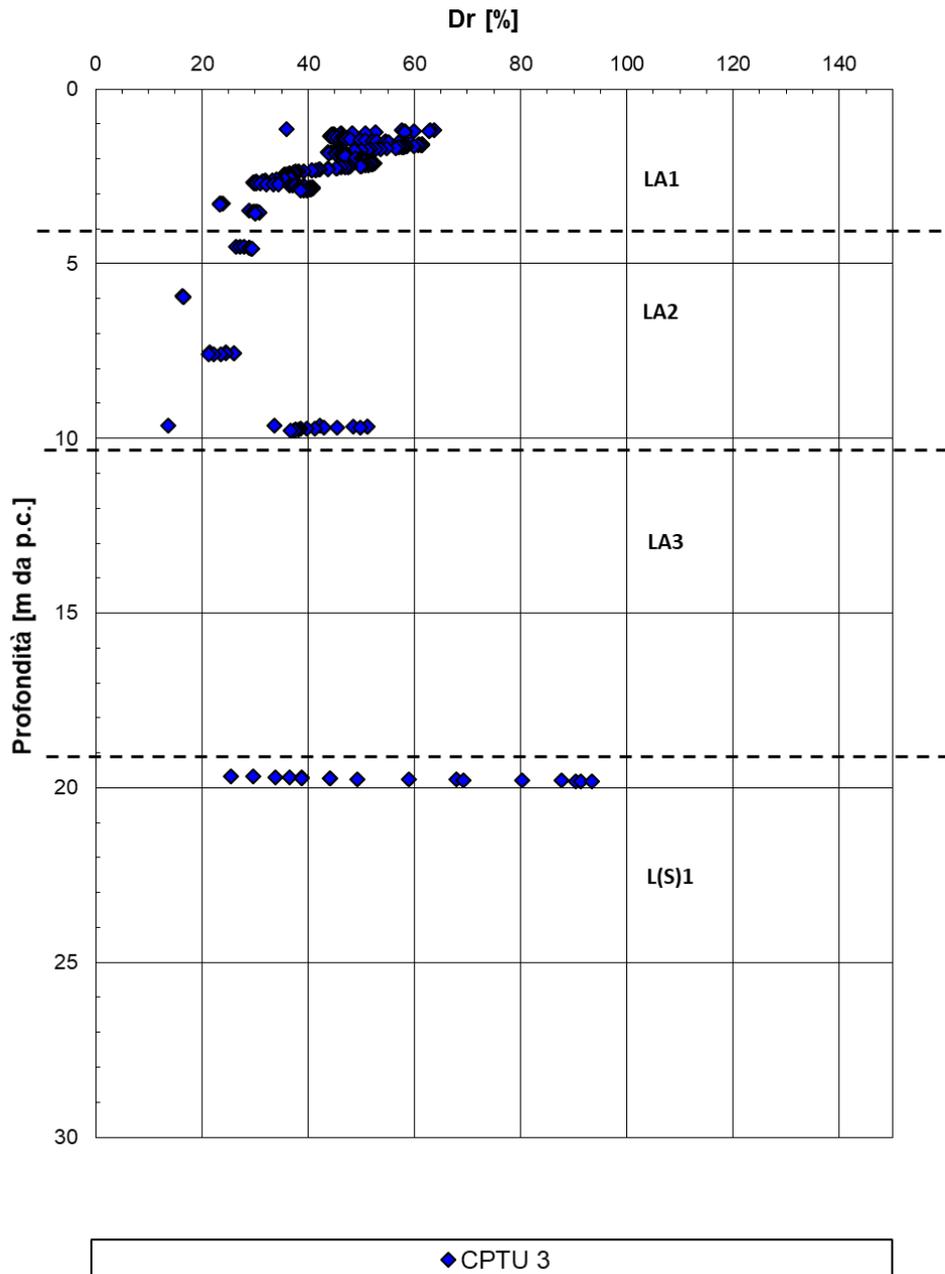


Figura 50: Densità relativa da CPTU-03

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 3)

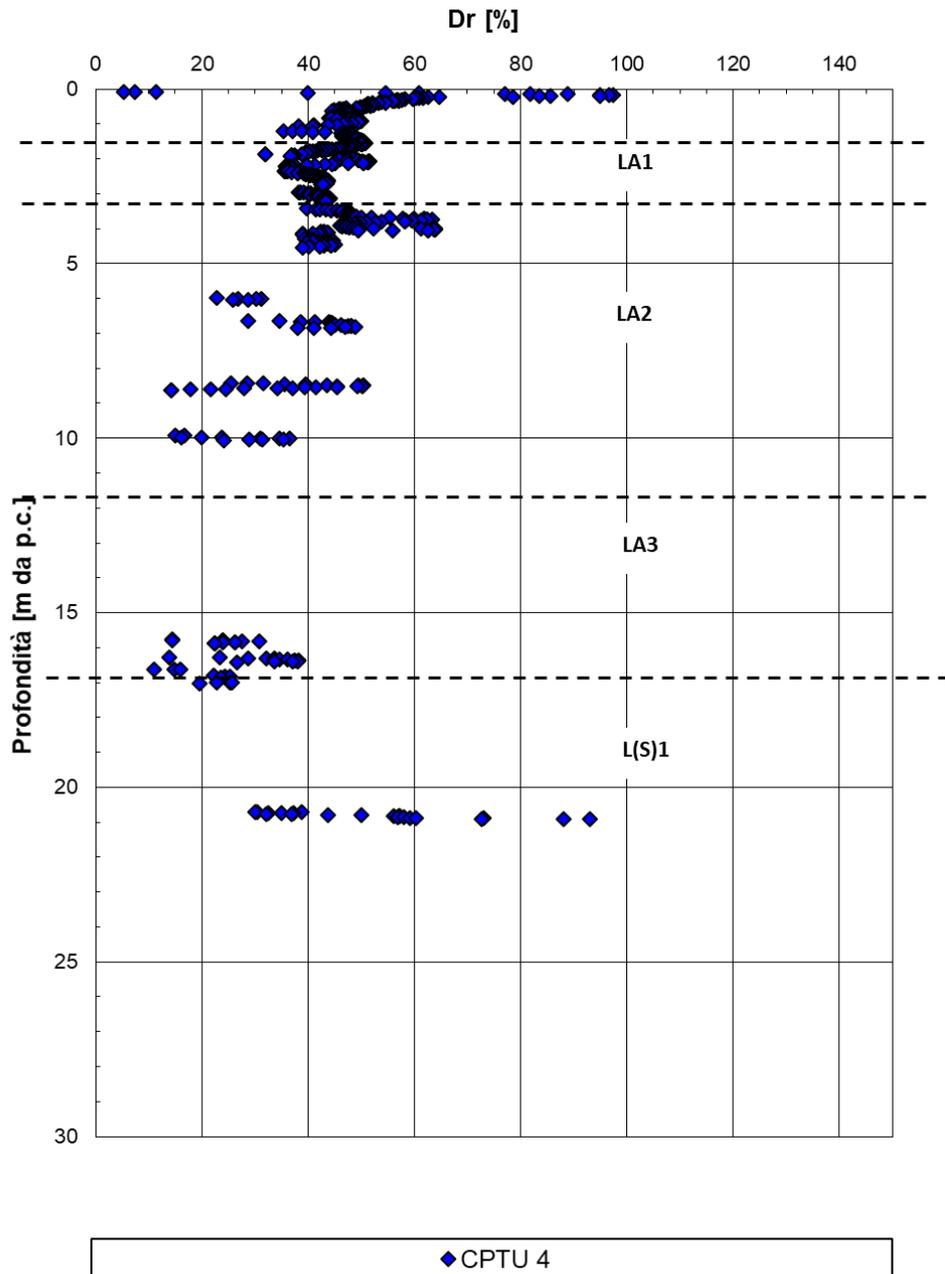


Figura 51: Densità relativa da CPTU-04

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

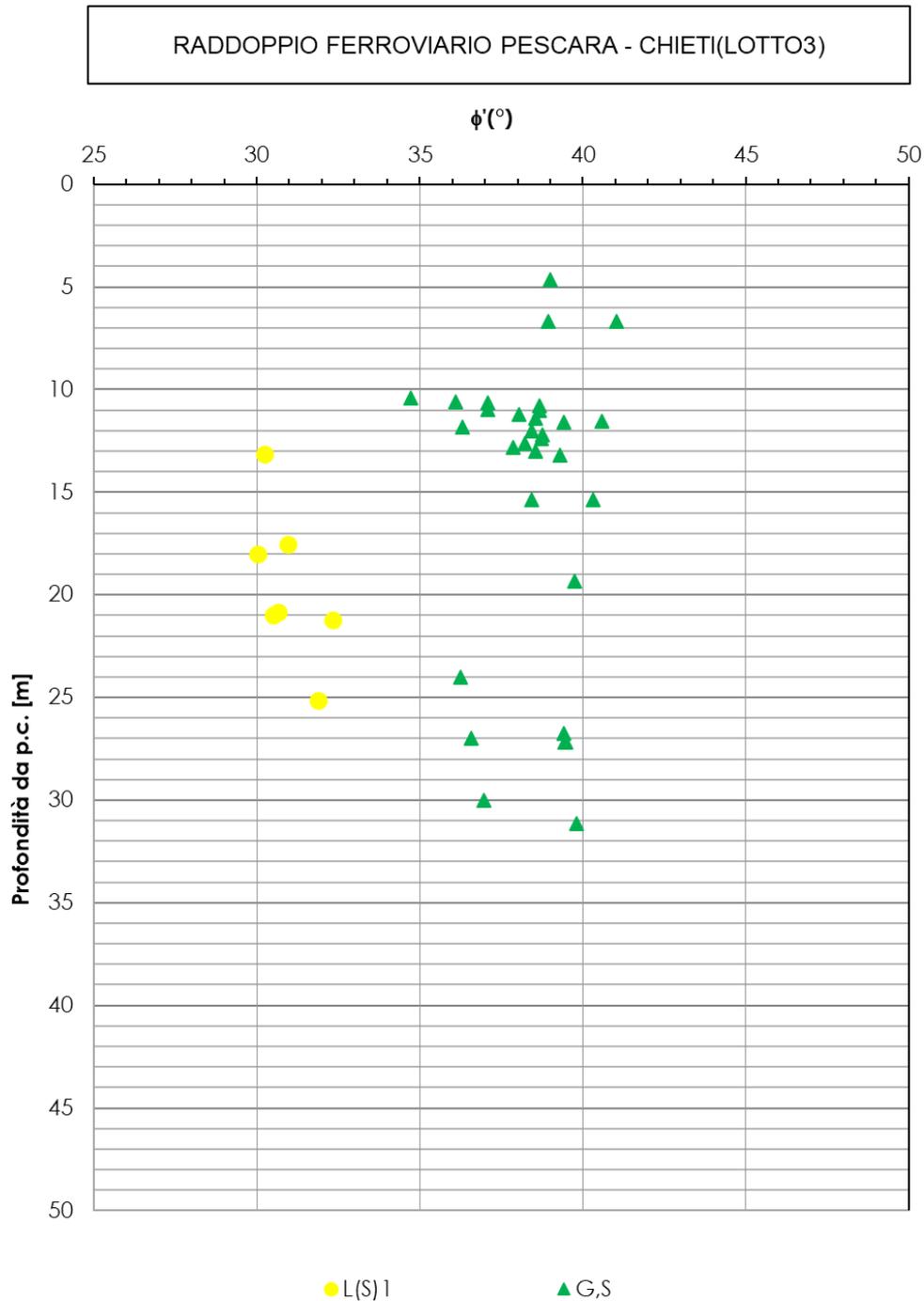


Figura 52: Angolo di resistenza al taglio da Bolton con Dr da SPT e DPSH

7.1.8.7 Terreni incoerenti: angolo d'attrito da CPTU

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 3)

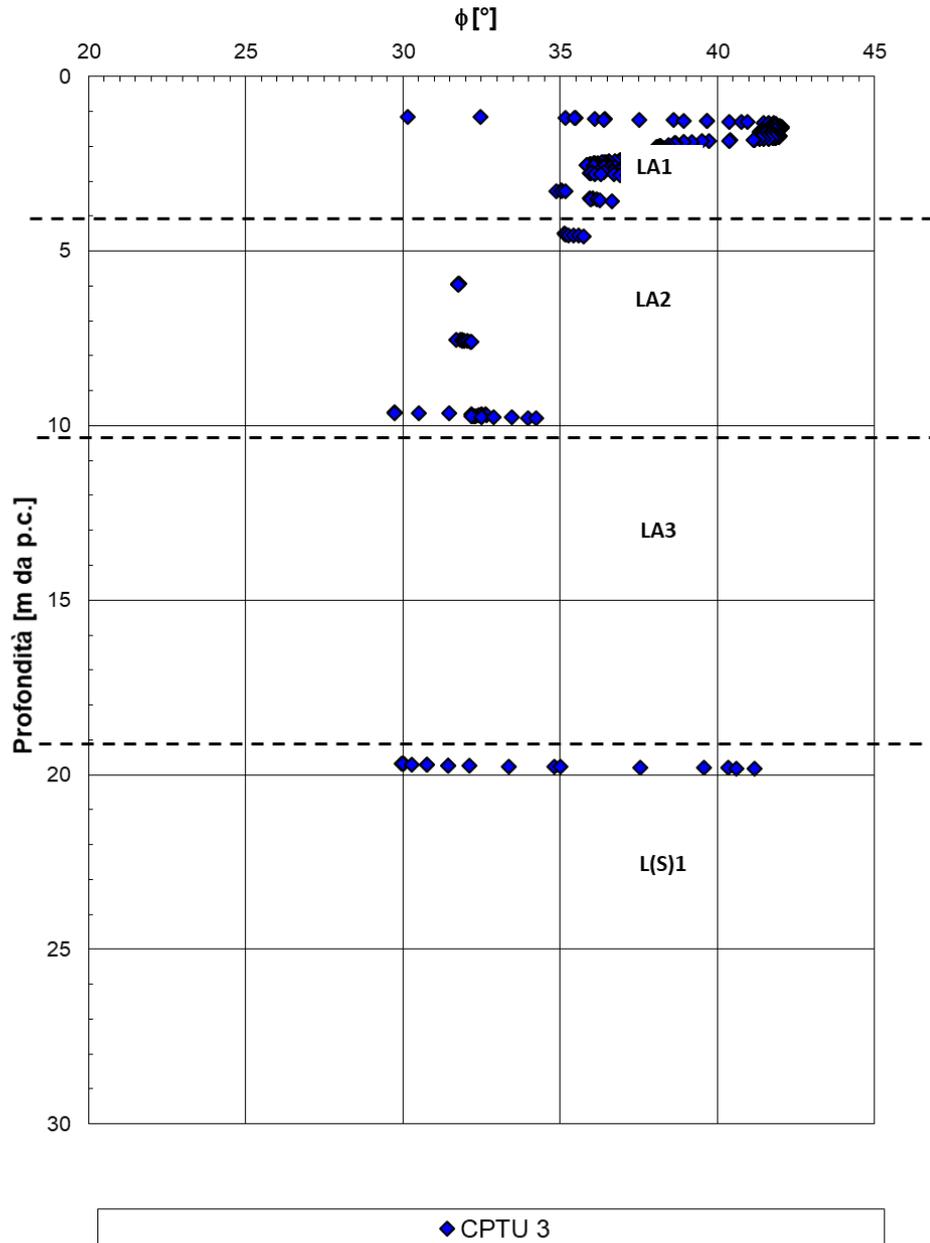


Figura 53: Angolo di resistenza al taglio da CPTU-03

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 3)

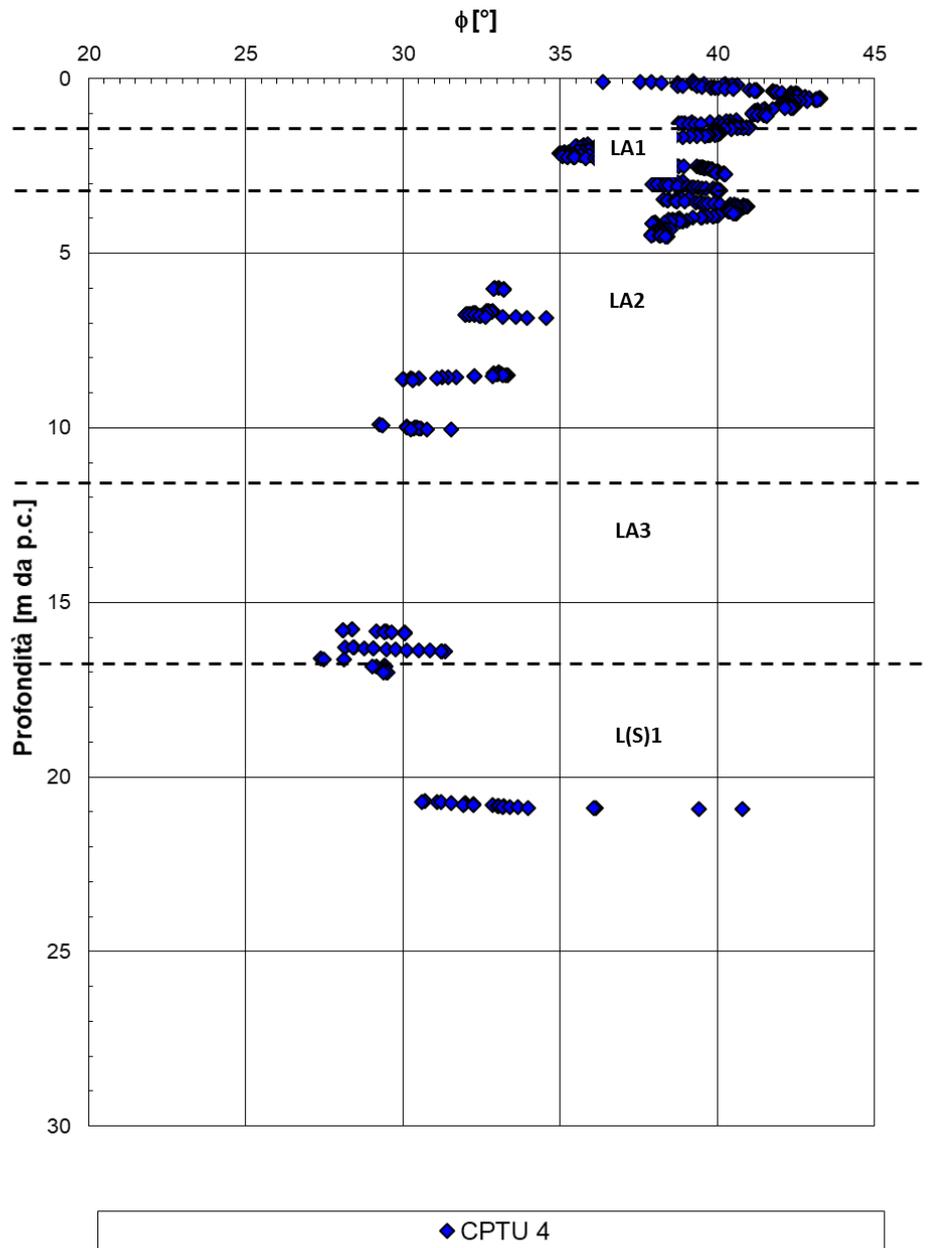


Figura 54: Angolo di resistenza al taglio da CPTU-04

## 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-CHIETI (LOTTO 3)

#### Peso dell'unità di volume

$\gamma_t$  (kN/m<sup>3</sup>)

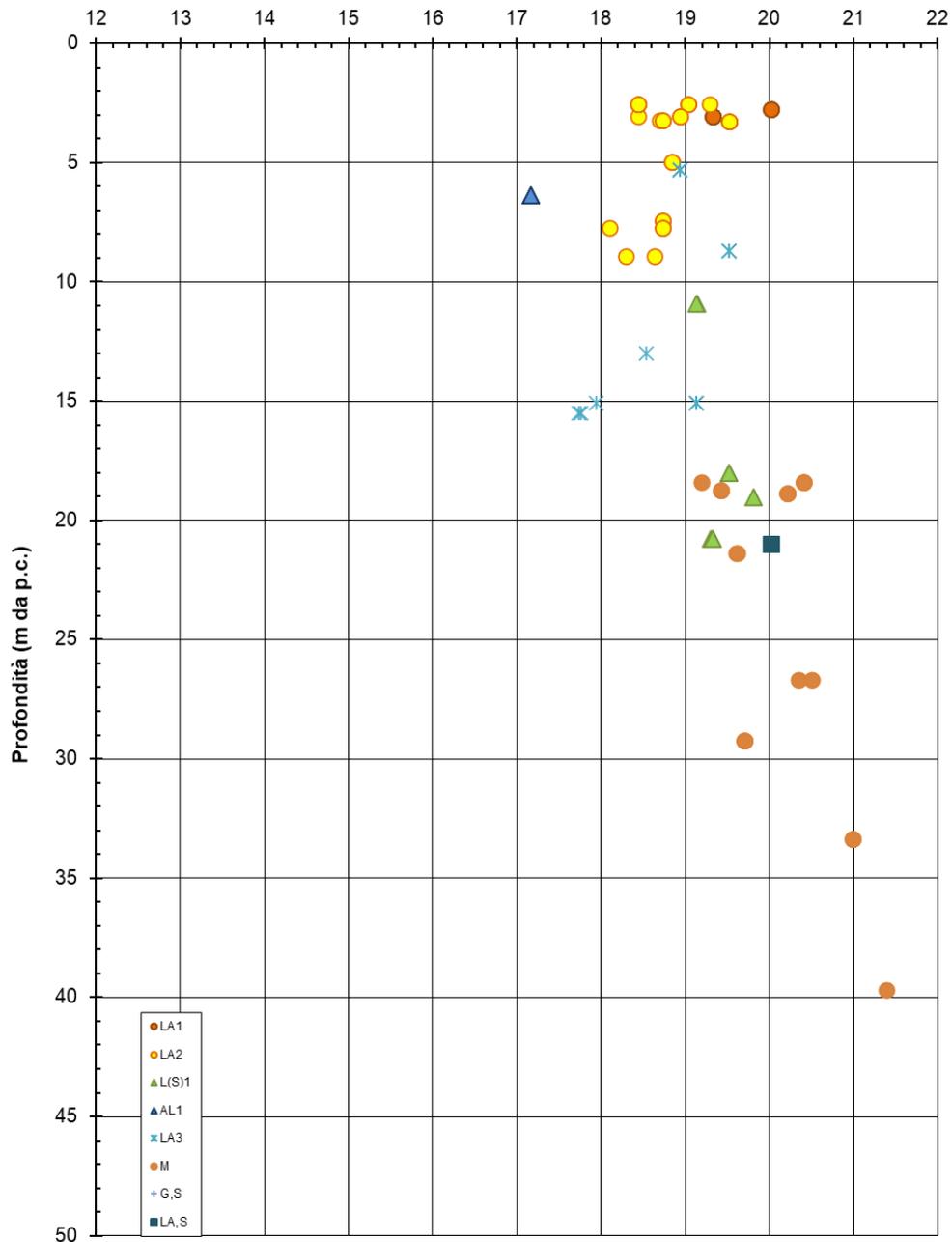


Figura 55: Pesi dell'unità di volume

**Composizione granulometrica**

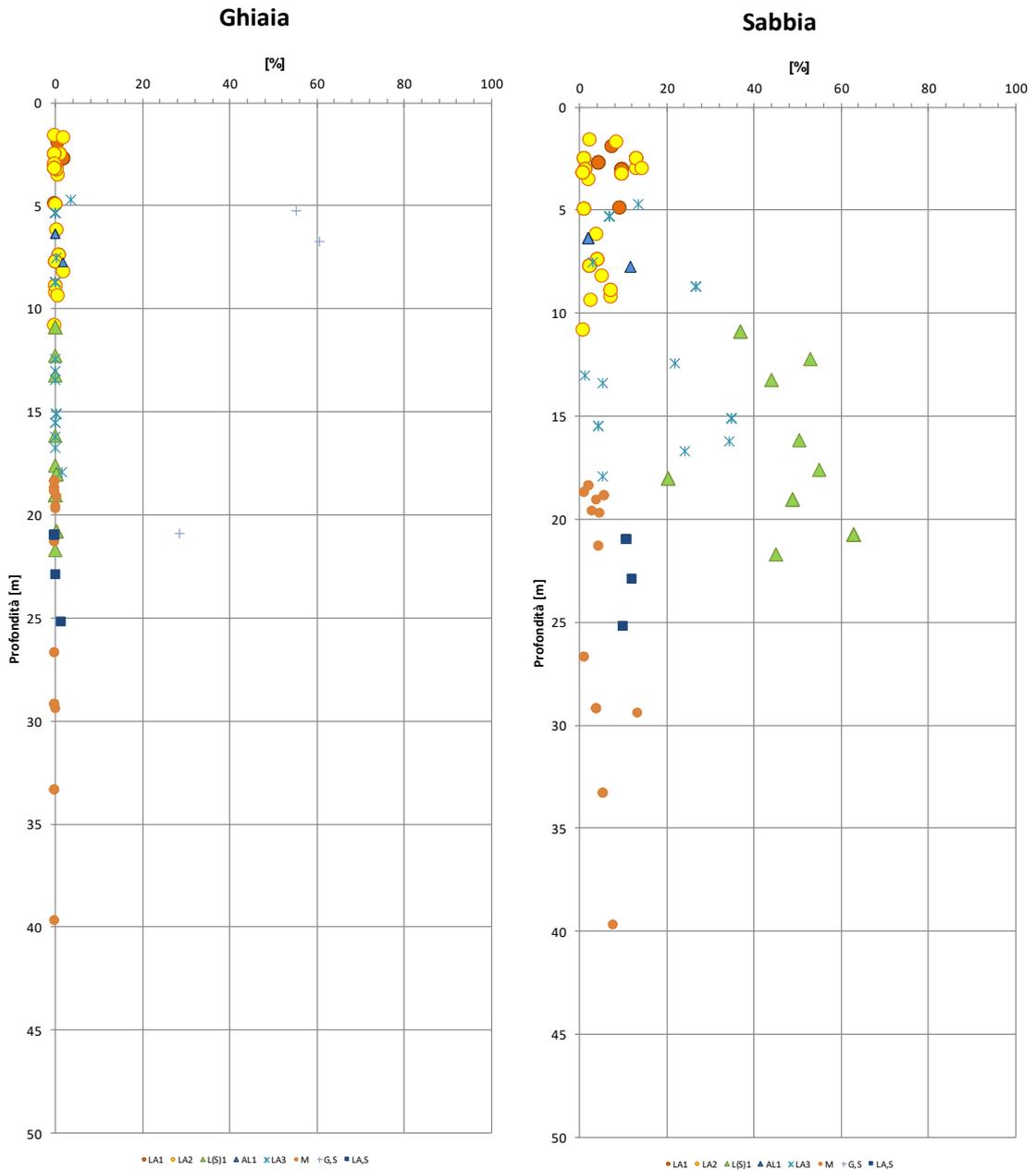


Figura 56: Composizione granulometrica Materiali granulari

**Composizione granulometrica  
Limo e Argilla**

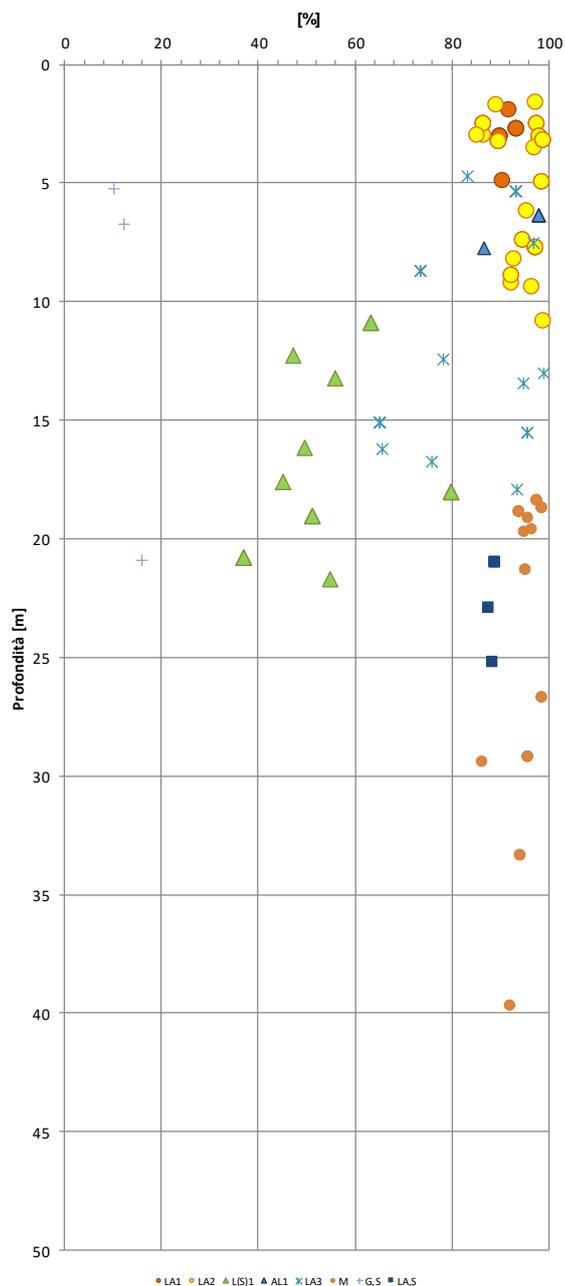


Figura 57: Composizione granulometrica Materiali coesivi

**RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA-CHIETI (LOTTO 3)**

**Contenuto d'acqua naturale**

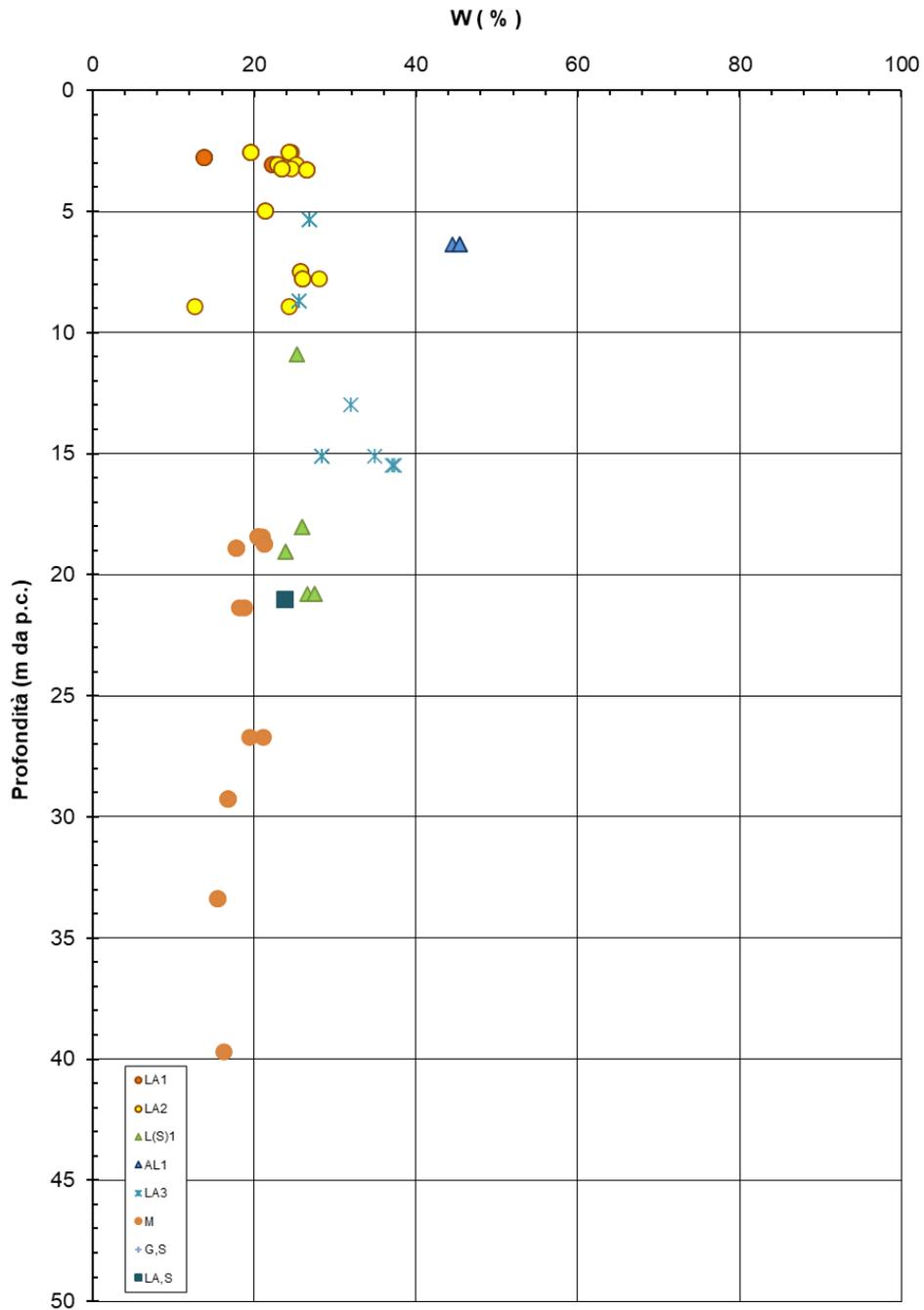
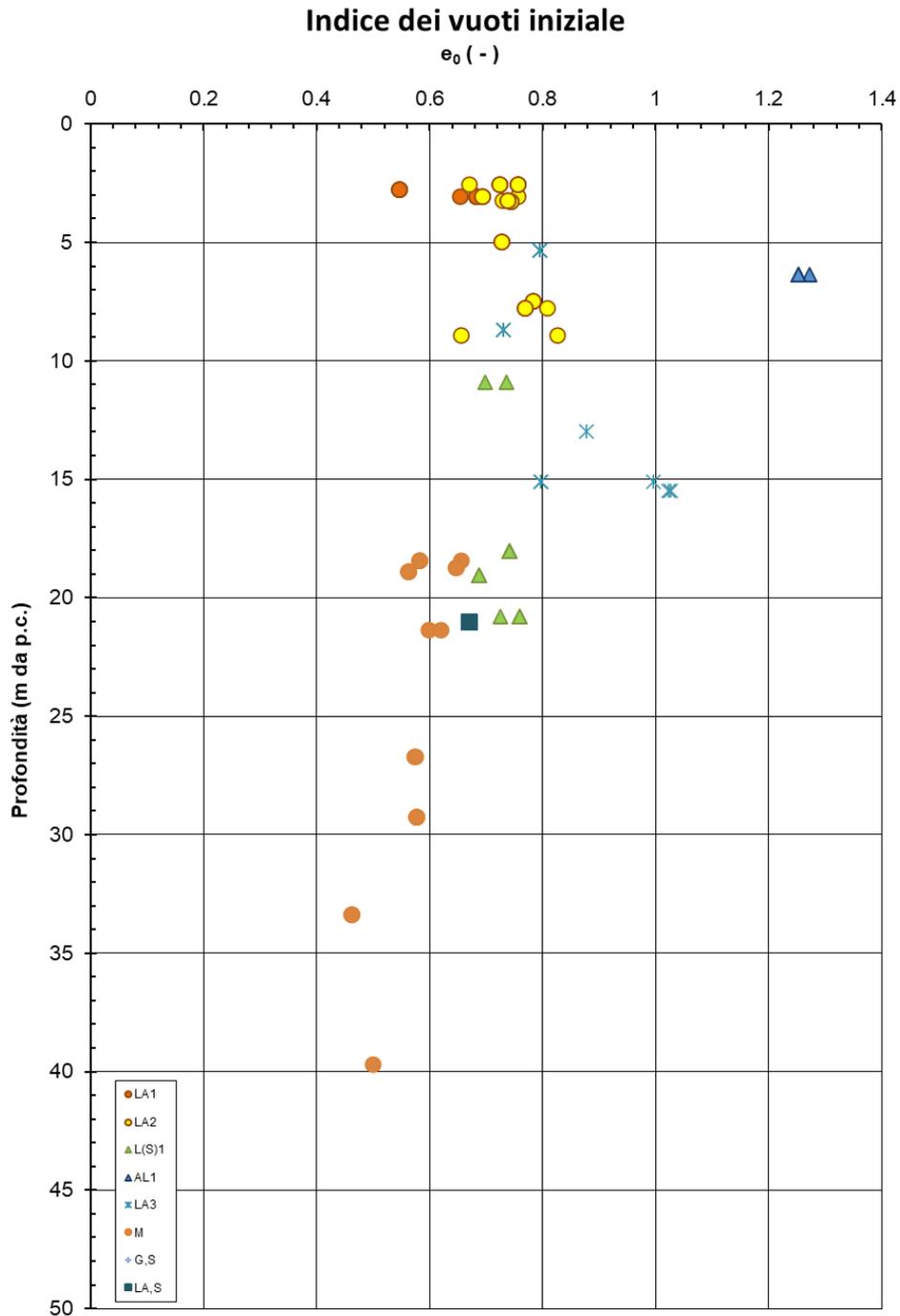


Figura 58: Contenuto naturale d'acqua

**RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA-CHIETI (LOTTO 3)**



**RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA-CHIETI (LOTTO 3)**

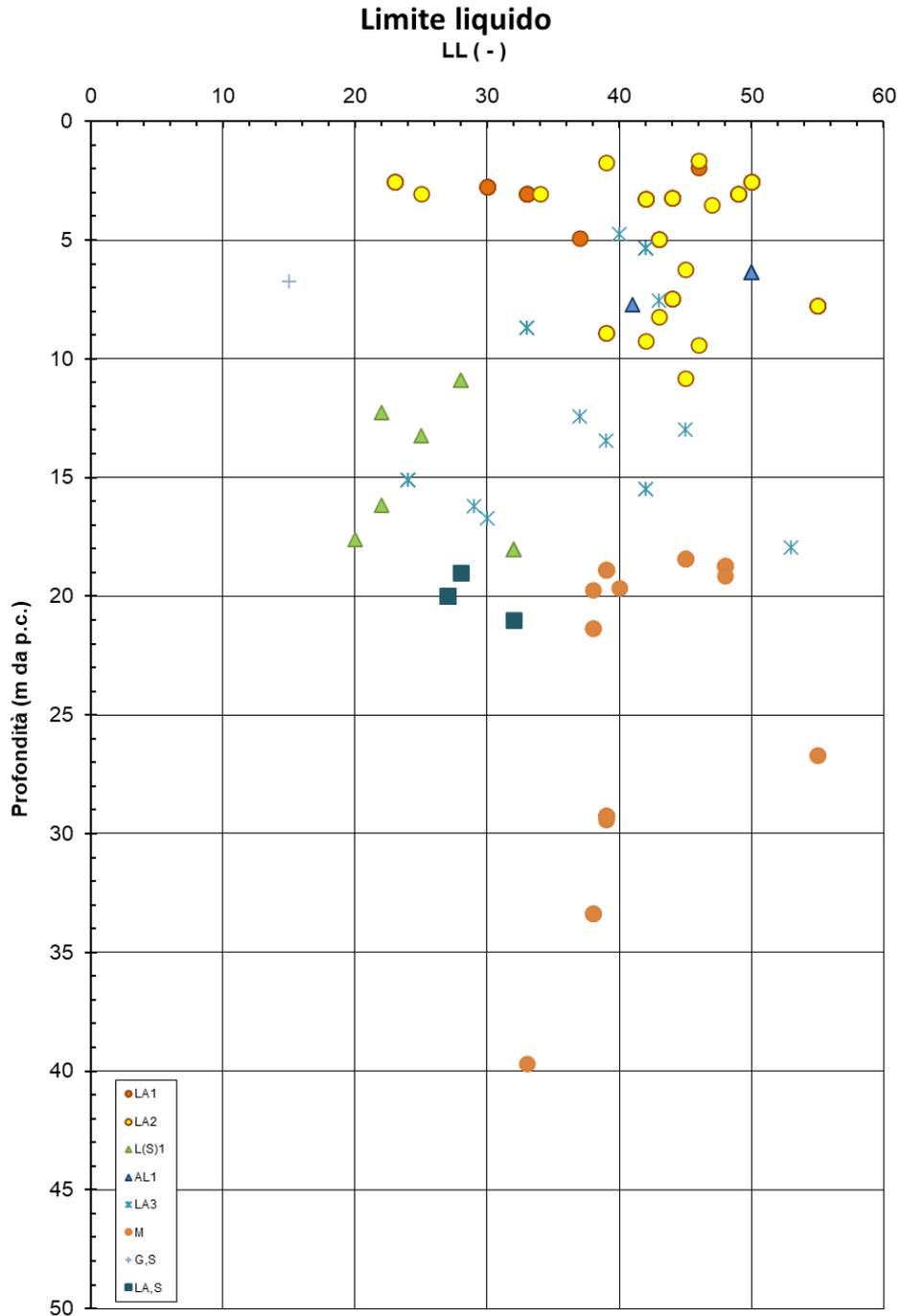


Figura 60: Limite liquido

**RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA-CHIETI (LOTTO 3)**

**Limite plastico**  
LP (-)

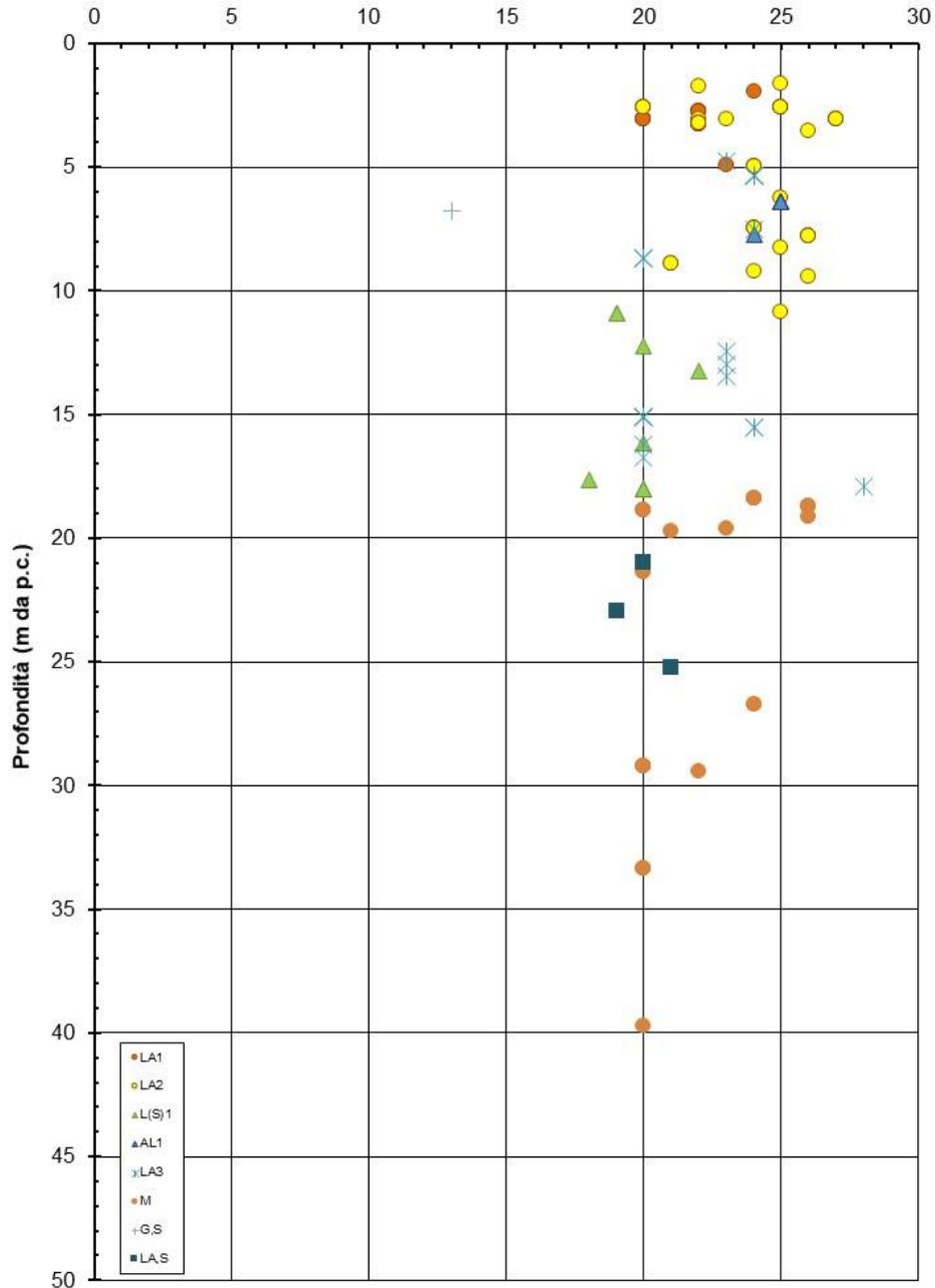
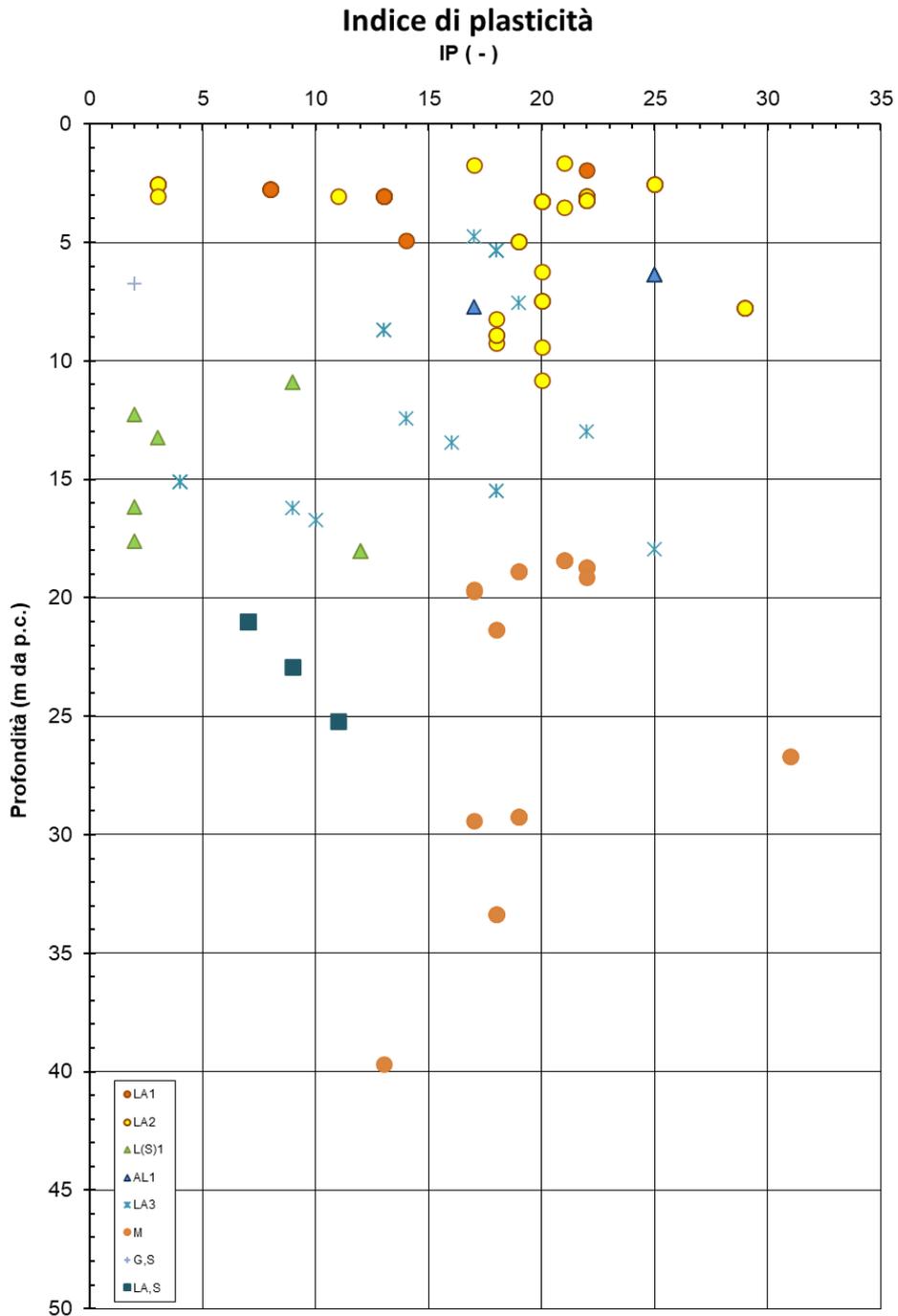


Figura 61: Limite plastico

**RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA-CHIETI (LOTTO 3)**



**RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA-CHIETI (LOTTO 3)**

**Carta di plasticità di Casagrande**

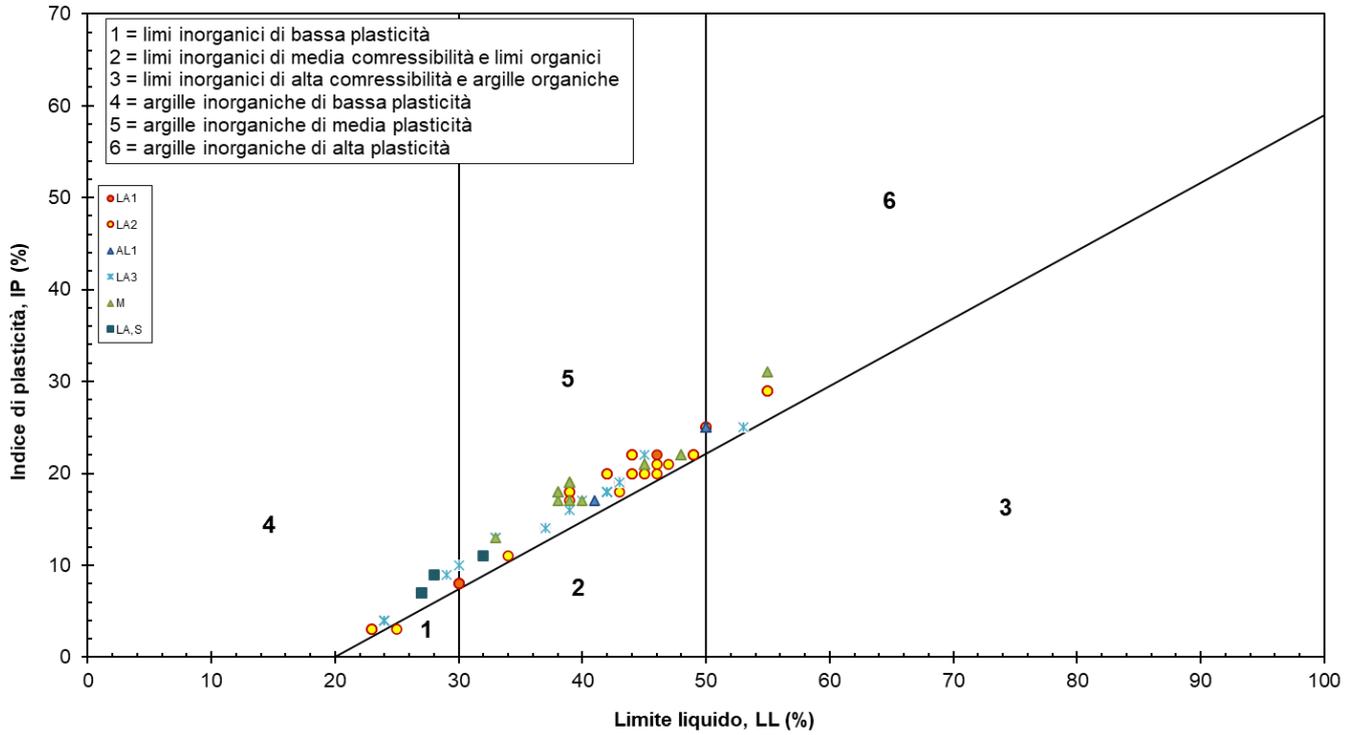


Figura 63: Carta di Casagrande

**RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA-CHIETI (LOTTO 3)**

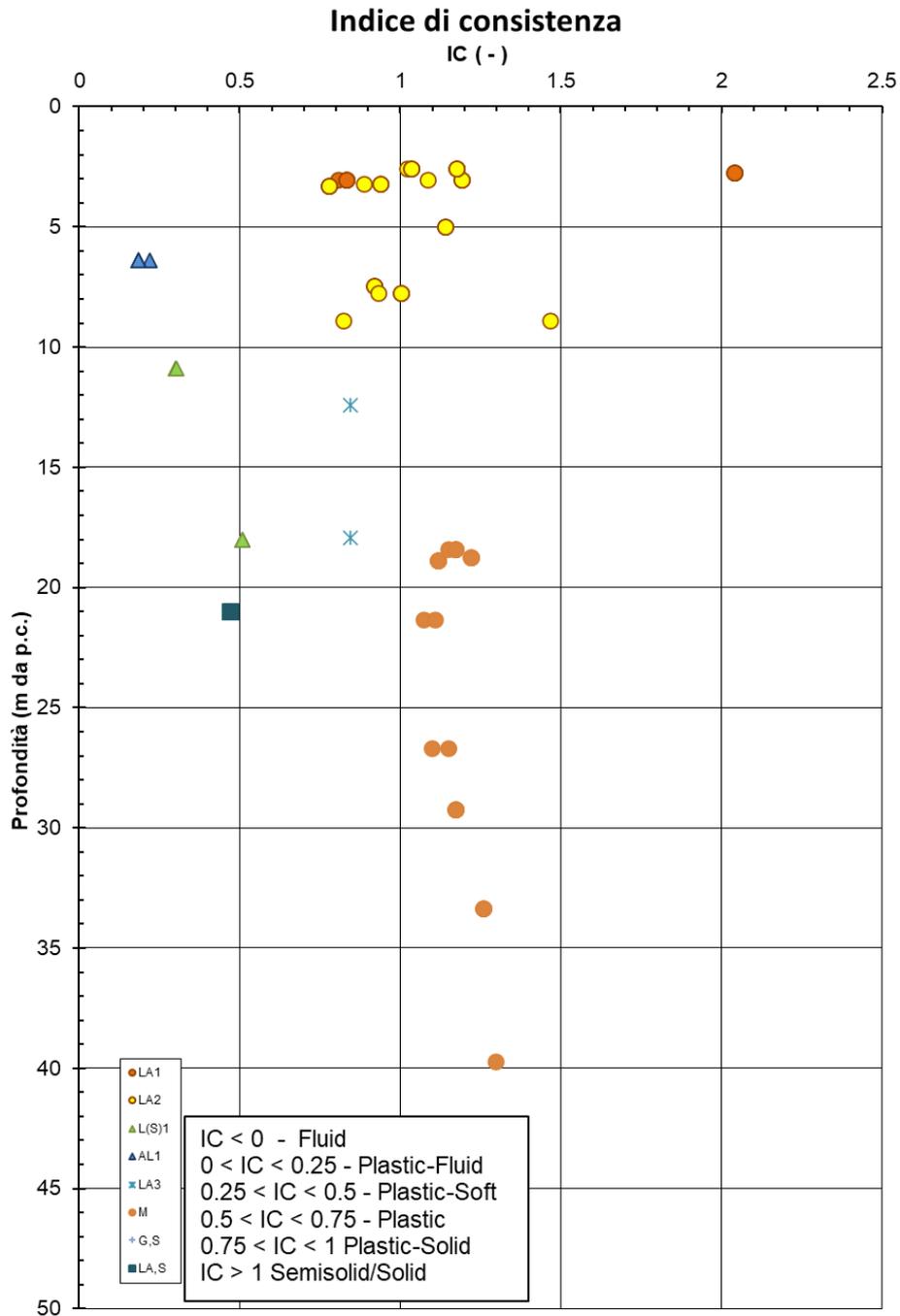


Figura 64: Indice di consistenza

## 7.2.2 Caratteristiche di resistenza

### RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA-CHIETI (LOTTO 3)

#### Coesione non drenata da prove TXUU

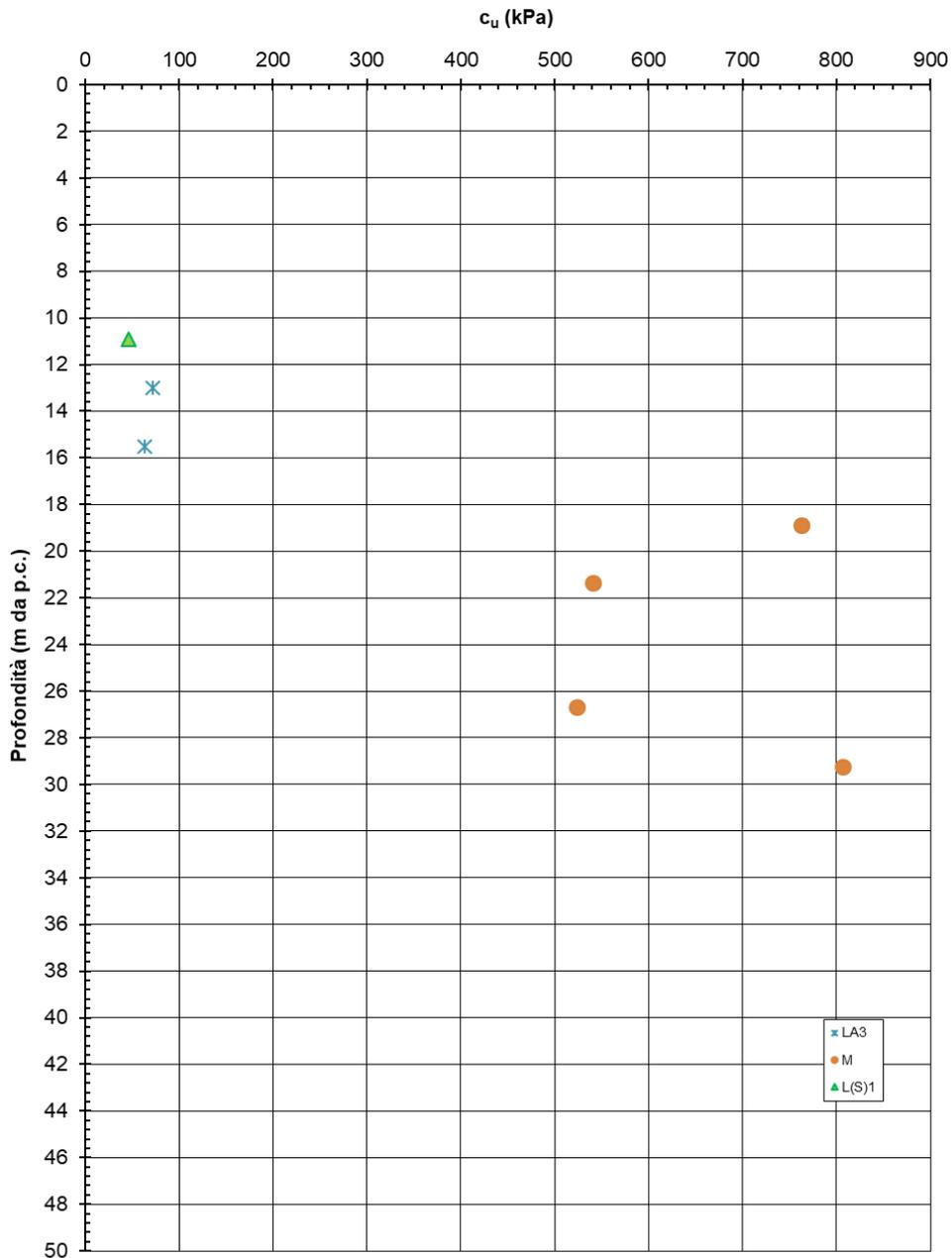


Figura 65: Coesione non drenata da prove TXUU

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA-CHIETI (LOTTO 3)

Angolo di attrito interno

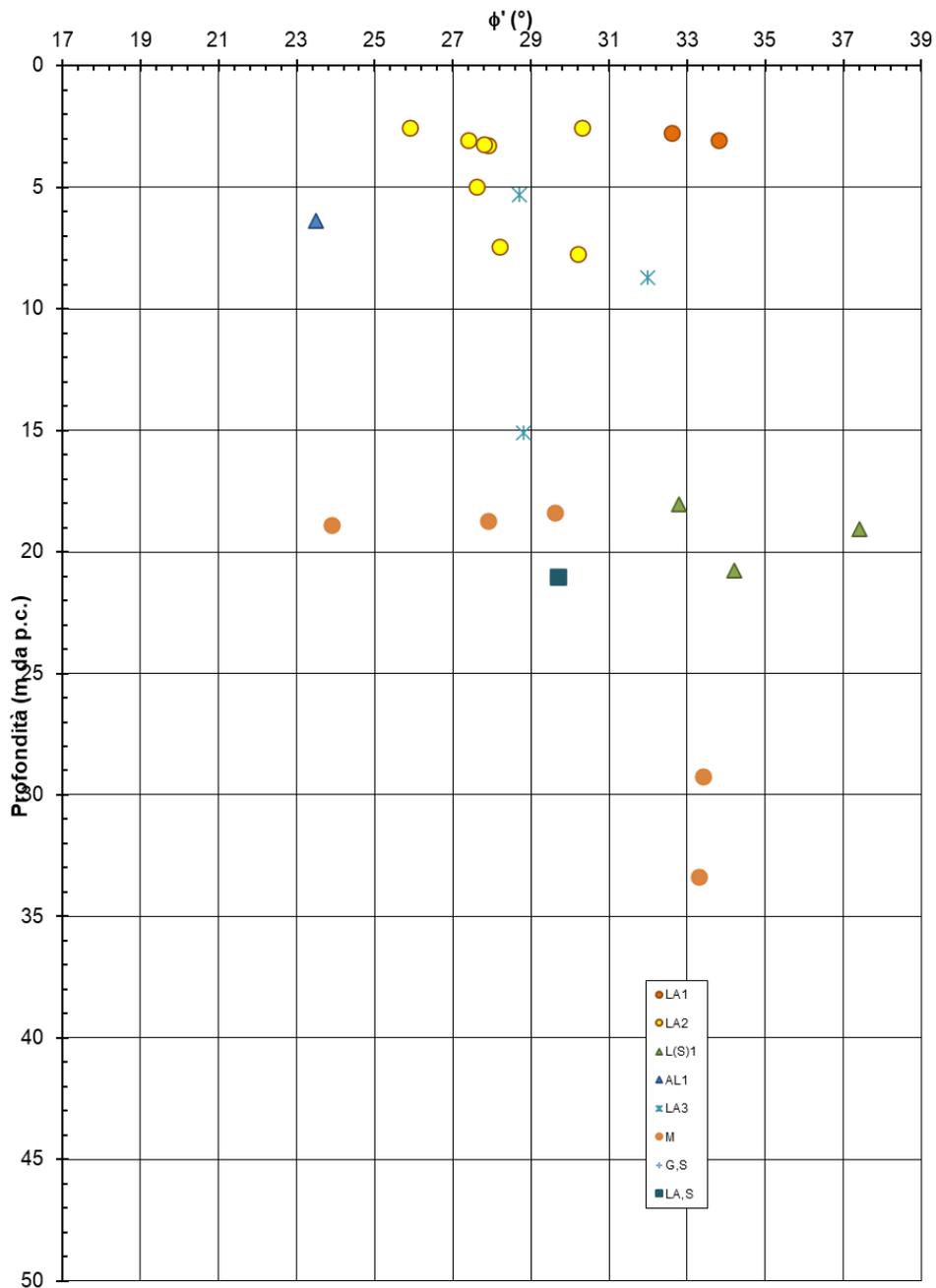


Figura 66: Angolo di attrito interno

Tabella 11: Tabella riassuntiva parametri di resistenza da certificati delle Prove di Taglio Diretto e prove di compressione triassiale

Sondaggio	Camp.	Prof.	TD_picco		TX-CID		TX-CIU		Interpretaz. Certificato		TX-UU	Unità
			$\tau$	$\sigma_v$	t	s'	t	s'	c'	$\phi'$		
[n°]	[n°]	[m p.c.]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[kPa]	[-]
S7	CI1	3.05	70	100					4	33.8		LA1
S7	CI1	3.05	140	200					4	33.8		LA1
S7	CI1	3.05	204	300					4	33.8		LA1
S7	CI2	7.45					91	187	3	28.2		LA2
S7	CI2	7.45					124	250	3	28.2		LA2
S7	CI2	7.45					148	315	3	28.2		LA2
S7	CI3	15.5									63	LA3
S7	CI4	21	116	200					5.4	29.7		LA,S
S7	CI4	21	208	350								LA,S
S7	CI4	21	287	500								LA,S
S6	CI1	2.55					115	251	6	25.9		LA2
S6	CI1	2.55					166	370	6	25.9		LA2
S6	CI1	2.55					227	504	6	25.9		LA2
S6	CI2	5.325	65	100					4.2	28.7		LA2
S6	CI2	5.325	107	200					4.2	28.7		LA2
S6	CI2	5.325	175	300					4.2	28.7		LA2
S6	CI3	8.7	62	100					2.3	32		LA3
S6	CI3	8.7	130	200					2.3	32		LA3
S6	CI3	8.7	188	300					2.3	32		LA3
S6	CI4	10.9									46	L(S)1
S6	CI5	20.775	136	200					2	34.2		L(S)1
S6	CI5	20.775	242	350					2	34.2		L(S)1
S6	CI5	20.775	339	500					2	34.2		L(S)1
S5	CI1	2.75	81	100					17.1	32.6		LA1
S5	CI1	2.75	145	200					17.1	32.6		LA1
S5	CI1	2.75	209	300					17.1	32.6		LA1
S5	CI3	15.1					103	193	12	28.8		LA3
S5	CI3	15.1					143	283	12	28.8		LA3
S5	CI3	15.1					172	327	12	28.8		LA3
S5	CR4	19.05	112	150					5.8	37.4		L(S)1
S5	CR4	19.05	244	300					5.8	37.4		L(S)1
S5	CR4	19.05	342	450					5.8	37.4		L(S)1
S4	CI1	3.05	67	100					6	27.4		LA2
S4	CI1	3.05	100	200					6	27.4		LA2
S4	CI1	3.05	171	300					6	27.4		LA2
S4	CI2	4.975			114	214			17	27.6		LA2
S4	CI2	4.975			191	391			17	27.6		LA2

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IA6F 03 D 29 GE GE0006 001 B 114 di 182

Sondaggio	Camp.	Prof.	TD_picco		TX-CID		TX-CIU		Interpretaz. Certificato		TX-UU	Unità
			$\tau$	$\sigma_v$	t	s'	t	s'	c'	$\phi'$		
[n°]	[n°]	[m p.c.]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[kPa]	[-]
S4	CI2	4.975			297	597			17	27.6		LA2
S4	CI3	7.75					149	284	7	30.2		LA2
S4	CI3	7.75					214	411	7	30.2		LA2
S4	CI3	7.75					245	487	7	30.2		LA2
S4	CI4	13									72	LA3
S4	CI5	18.025	219	300					6.5	32.8		L(S)1
S4	CI5	18.025	246	400					6.5	32.8		L(S)1
S4	CI5	18.025	348	500					6.5	32.8		L(S)1
S3	CI1	3.275	64	100					4.7	27.9		LA2
S3	CI1	3.275	105	200					4.7	27.9		LA2
S3	CI1	3.275	169	300					4.7	27.9		LA2
S3	CI2	6.375			68	168			1	23.5		AL1
S3	CI2	6.375			140	340			1	23.5		AL1
S3	CI2	6.375			195	495			1	23.5		AL1
S3	CI3	21.35									541	M
S3	CS4	29.225									806.53	M
S3	CS4	29.225	193	250					16	33.4		M
S3	CS4	29.225	333	500					16	33.4		M
S3	CS4	29.225	522	750					16	33.4		M
S2	CI1	2.55	80	100					9.2	30.3		LA2
S2	CI1	2.55	114	200					9.2	30.3		LA2
S2	CI1	2.55	196	300					9.2	30.3		LA2
S2	CI2	18.4	153	200					24.2	29.6		M
S2	CI2	18.4	236	400					24.2	29.6		M
S2	CI2	18.4	380	600					24.2	29.6		M
S2	CI3	18.725					266	533	19	27.9		M
S2	CI3	18.725					338	707	19	27.9		M
S2	CI3	18.725					385	770	19	27.9		M
S2	CS4	26.7									524	M
S1	CI1	3.225	70	100					3.7	27.8		LA2
S1	CI1	3.225	96	200					3.7	27.8		LA2
S1	CI1	3.225	176	300					3.7	27.8		LA2
S1	CI2	18.875									763	M
S1	CI2	18.875					474	725	198	23.9		M
S1	CI2	18.875					594	949	198	23.9		M
S1	CI2	18.875					638	1203	198	23.9		M
3SD1_int	CI1	33.35					307	491	4	33.3		M
3SD1_int	CI1	33.35					596	993	4	33.3		M
3SD1_int	CI1	33.35					662	1164	4	33.3		M

### 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 12: 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]	[%]
S3-CI2	AL1	6.38	1.95	1.8	2.8	5
S4-CI2	LA2	4.98	19	0.6	16.3	0.8

Tabella 13: Tabella riassuntiva parametri di deformabilità dai certificati delle Prove Edometriche

Sondaggio	Prof.	Materiale	LL	e <sub>0</sub>	e <sub>L</sub>	σ'v <sub>0</sub>	Cr	Cc	Cv	RR	CR	k
[ n° ]	[ m p.c. ]	[ - ]	[ % ]	[ - ]	[ - ]	[ kPa ]	[ - ]	[ - ]	[ cm <sup>2</sup> /s ]	[ - ]	[ - ]	[ cm/s ]
S1	3.225	LA2	44	0.728	1.1616	59.6625	0.025	0.231	1.17E-03	0.015	0.134	3.58E-08
S2	18.4	M	45	0.656	1.206	227.2	0.032	0.213	1.05E-03	0.019	0.128	1.23E-08
S2	26.7	M	55	0.574	1.485	297.75	0.020	0.163	1.84E-04	0.013	0.103	1.28E-09
S3	6.375	AL1	50	1.272	1.33	116.1875	0.069	0.388	1.84E-04	0.030	0.171	2.43E-08
S3	21.35	M	38	0.598	1.0222	243.475	0.034	0.116	6.13E-04	0.021	0.073	5.86E-09
S4	3.05	LA2	49	0.756	1.2789	56.425	0.032	0.217	7.40E-04	0.018	0.124	2.53E-08
S4	7.75	LA2	55	0.808	1.4465	143.375	0.025	0.287	3.64E-03	0.014	0.159	9E-08
S5	8.9	LA2	39	0.826	1.0686	164.65	0.027	0.239	6.91E-04	0.015	0.131	1.41E-08
S5	15.1	LA3	24	0.996	0.6432	279.35	0.052	0.336	4.06E-04	0.026	0.168	6.58E-09
S6	2.55	LA2	50	0.67	1.32	47.175	0.007	0.234	1.20E-04	0.004	0.140	2.04E-09
S6	10.9	L(S)1	28	0.698	0.742	201.65	0.016	0.218	1.19E-03	0.009	0.128	2.13E-08
S6	20.775	L(S)1	#N/D	0.726	#N/D	324.7875	0.021	0.244	5.62E-03	0.012	0.141	6.34E-08
S7	3.05	LA1	33	0.653	0.8778	48.725	0.014	0.183	5.19E-04	0.009	0.111	1.86E-08
S7	15.5	LA3	42	1.023	1.1004	154.55	0.068	0.377	2.90E-04	0.033	0.186	7.74E-09

**RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA-CHIETI (LOTTO 3)**

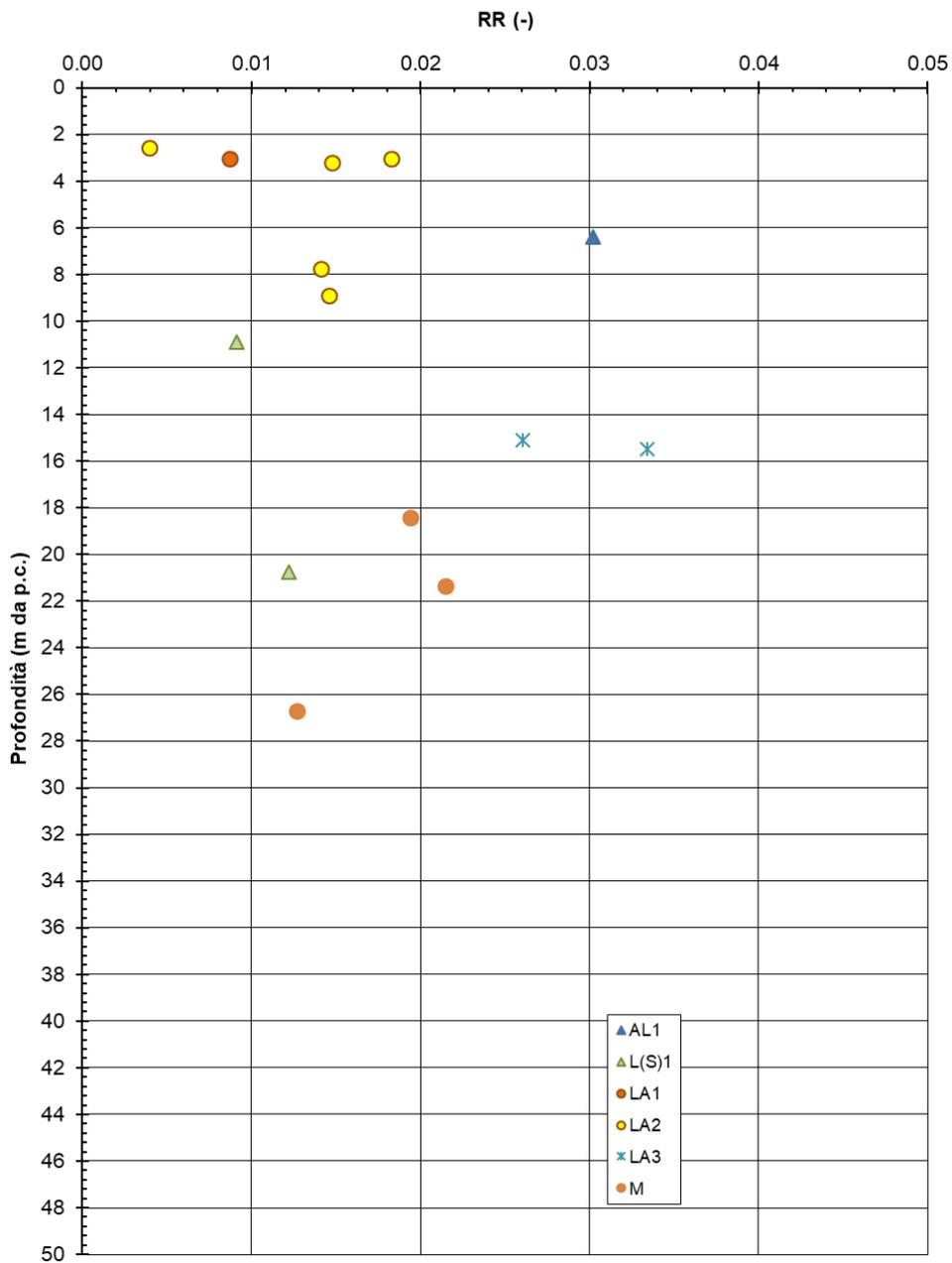


Figura 67: Rapporti di ricompressione da Prove Edometriche

**RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA-CHIETI (LOTTO 3)**

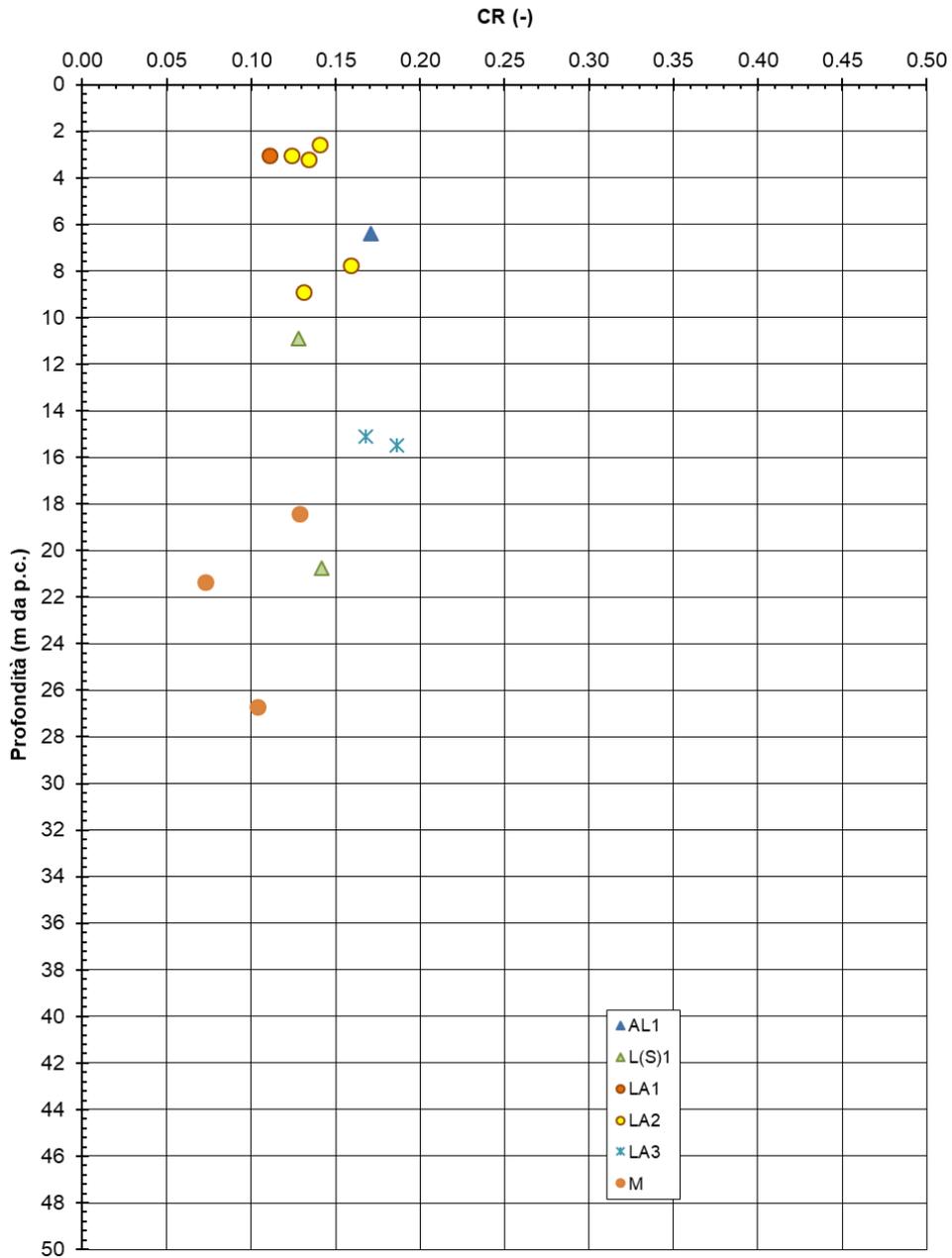


Figura 68: Rapporti di compressione da Prove Edometriche

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA-CHIETI (LOTTO 3)

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

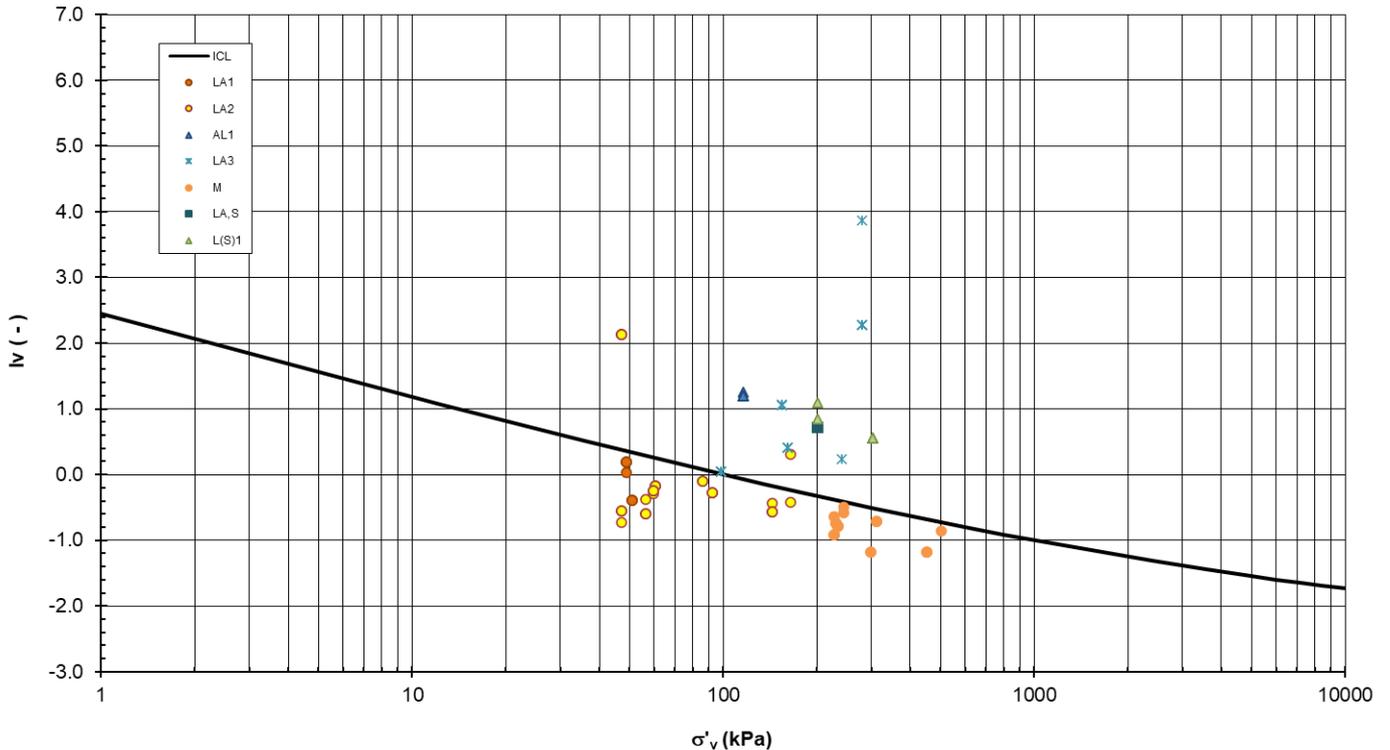


Figura 69: Curva di compressione intrinseca e indice dei vuoti in sito (Burland, 1990)

## 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. 2 prove di dissipazione nel corso dell'esecuzione delle CPTU-03 e CPTU-04. I risultati ottenuti, riportati in Tabella 14 e 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.

Tabella 14: 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 1	G,S	14.60	15.00	12/11/2018	1.80E-04	1.94E-04	1.87E-04
S 2	G,S	10.00	11.40	11/10/2018	1.01E-07	3.71E-07	2.64E-07
S 3	G,S	14.70	15.20	19/10/2018	6.28E-04	6.33E-04	6.28E-04
S 4	LA3	14.70	16.00	06/11/2018	2.39E-05	1.12E-04	5.12E-05
S 5	LA3	13.20	15.40	16/10/2018	1.64E-05	1.76E-05	1.74E-05
S 6	L(S)1	11.80	13.00	29/10/2018	1.23E-06	1.60E-06	1.44E-06
S 7	LA3	16.20	17.70	31/10/2018	1.25E-07	2-.50E-07	1.87E-07
3SD1_int	LA3	6.00	7.50	10/06/2020	-	-	3.00E-05
3SD1_int	G,S	20.00	21.00	11/06/2020	-	-	1.19E-05

Tabella 15: Risultati prove di dissipazione

Prova	Profondità [m da p.c.]	Materiale [-]	Permeabilità $K_h$ [m/s]
CPTU-03	8.42	LA2	5.4E-06
CPTU-04	18.21	L(S)1	1.5E-06

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

Sondaggio	Prof.	Materiale	Permeabilità $k_v$
[ n° ]	[m p.c.]	[ - ]	[m/s]
S1	3.225	LA2	3.58E-10
S2	18.4	M	1.23E-10
S2	26.7	M	1.28E-11
S3	6.375	AL1	2.43E-10
S3	21.35	M	5.86E-11
S4	3.05	LA2	2.53E-10
S4	7.75	LA2	9E-10
S5	8.9	LA2	1.41E-10
S5	15.1	LA3	6.58E-11
S6	2.55	LA2	2.04E-11
S6	10.9	L(S)1	2.13E-10
S6	20.775	L(S)1	6.34E-10
S7	3.05	LA1	1.86E-10
S7	15.5	LA3	7.74E-11

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. I valori di permeabilità orizzontale,  $k_h$ , ottenuti dalle prove di dissipazione risultano mediamente 10 volte superiori rispetto alle  $k_v$  misurate in foro con prove Lefranc.

**RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N. - CHIETI (LOTTO 3)**

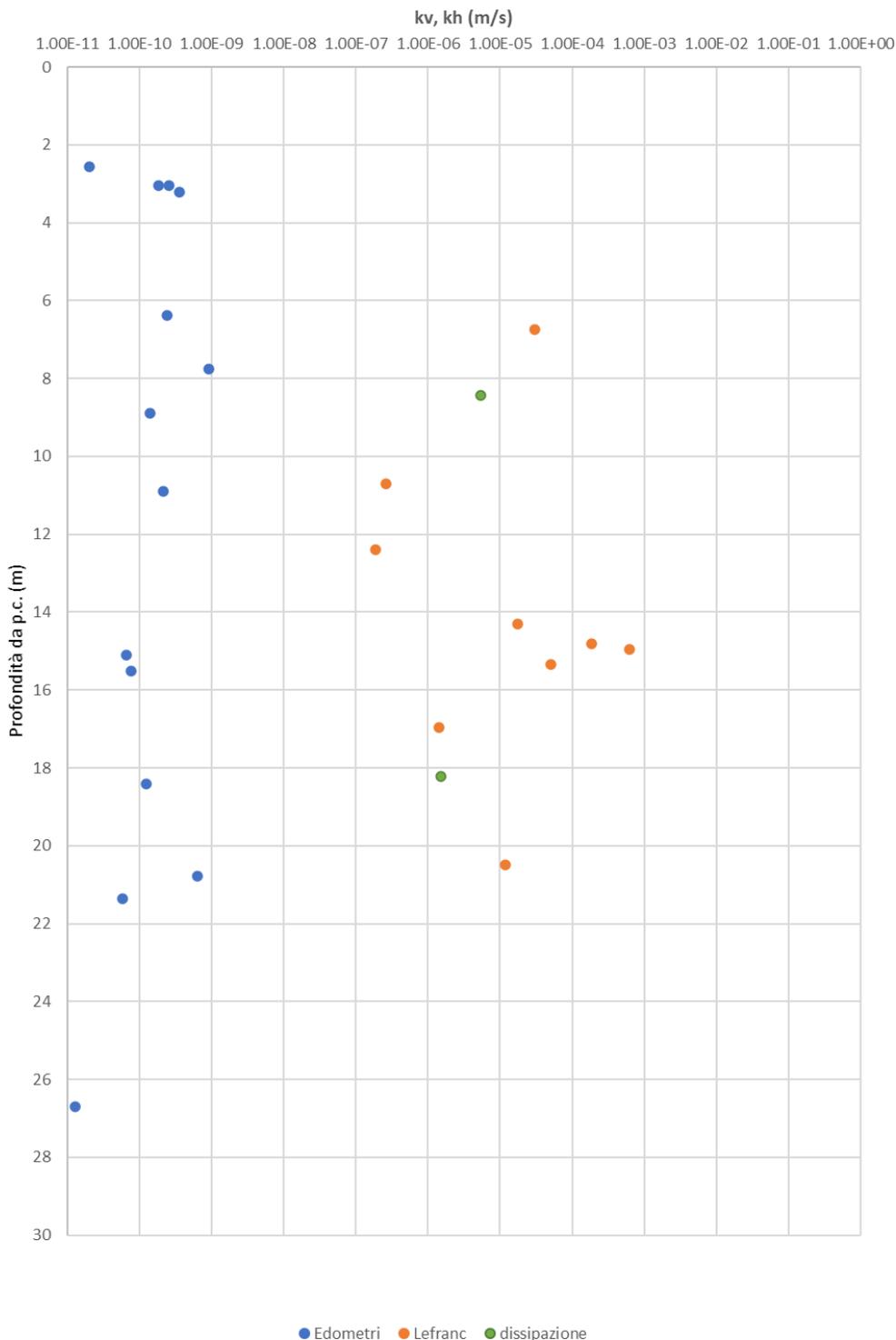


Figura 70: Permeabilità  $k_v$  e  $k_h$  da prove in sito e laboratorio

## 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

<b>k (m/sec)</b>	<b>Grado di permeabilità</b>	<b>Tipo di terreno</b>
$k > 1 \cdot 10^{-3}$	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 (AL1, LA1, LA2)

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  $K = 1 \times 10^{-7} / 1 \times 10^{-9}$  m/s.

### Limi sabbiosi (L(S)1, LA3)

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  $K = 1 \times 10^{-6}$  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 Figura 70) 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  $\gamma_n$  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 (LA3, L(S)1 o LA,S) 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 e Down-Hole.
- 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)).

- 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 13 Tabella 16 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 Tabella 13 sono evidenziati in giallo gli edometri utilizzati nella caratterizzazione seguente. Sempre nella medesima tabella sono evidenziati in azzurro gli edometri i cui campioni hanno mostrato apparentemente un comportamento rigonfiante.
- Nella Figura 69 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										
		$\gamma_v$	$K_0$	$\varphi'$	$c'$	$c_u$	$G_0$	$E_0$	$E_{op1}$	$E_{op2}$	$\nu'$	$k_v$ (*)	OCR	CR	RR	$C_{ae}$	$Z_0$
		[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[m/s]	[-]	[-]	[-]	[%]	[m da p.c.]
LA1	L,A; L(A)[S]	19.5	0.68	33	5	60 120	40 80	150 200	10 20	20 40	0.25	$1 \times 10^{-7}$	2.2	0.1	0.01	0.44	
LA2	L(A);L,A	19	0.75	28	5	30-60	60	150	15	30	0.25	$1 \times 10^{-7}$	2	0.14	0.013	0.55	
LA3	L(A,S); L(S,A)	18.5	0.6	28	0	50	48	120	12	24	0.25	$1 \times 10^{-6}$	1.3	0.18	0.03	0.7	
LA,S	L(A,S)	20	0.55	30	0	60	72	180	18	36	0.25	$1 \times 10^{-6}$	1.2	0.12	0.012	0.5	
AL1	L,A;A(L)	17.5	0.64	23	0	30	28	70	8	16	0.25	$1 \times 10^{-9}$	1.1	0.17	0.03	0.7	
L(S)1	L(S);S(L);S(L,A)	19.5	0.47	32	0	-	60-80	150-200	10-20	20-40	0.25	$1 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	
G,S	S; S(G);G(S);G	19	0.38	38	0	-	200 100	500 250	50 25	100 50	0.2	$1 \times 10^{-4}$	-	-	-	-	
M	A(M); M	20	0.54	28	25	200-500	160	400	40	80	0.25	$1 \times 10^{-9}$	1.05	0.1	0.017	0.4	

Nota:

- 1) I valori dei parametri di deformabilità e la  $C_u$  dell'unità LA1 presenti nella riga in alto caratterizzano lo strato di LA1 presente tra inizio lotto e la pk 13+550, mentre I valori dei parametri di deformabilità e la  $C_u$  dell'unità LA1 presenti nella riga in basso fanno riferimento al materiale che caratterizza lo strato LA1 dalla pk 13+550 in poi.
- 2) I valori dei parametri di deformabilità associati dell'unità G,S presenti nella prima riga caratterizzano lo strato di G,S tra inizio lotto e la pk 14+450 dove lo strato suddetto si trova a profondità più elevate, mentre I valori dei parametri di deformabilità dell'unità G,S presenti nella riga in basso fanno riferimento al materiale che caratterizza lo strato G,S dalla pk 14+550 in poi dove si incontra la suddetta unità caratterizza il deposito fin dai primi metri di profondità.

## 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.

- $\gamma_n$  = peso di volume naturale;
- $N_{SPT}$  = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;
- $q_c$  = resistenza alla punta misurata in prova CPTU e SCPTU;
- $\phi'$  = 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”;
- $\nu'$  = 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;

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

Non è stato possibile fare un confronto grafico tra i parametri geotecnici di progetto ottenuti dall'interpretazione delle prove in sito e di laboratorio, in termini di:

- Angolo di attrito interno ( $\phi'$ )
- Modulo di Young iniziale ( $E_0$ )

per insufficienza di dati. Tale confronto è stato effettuato per la coesione non drenata ( $C_u$ ), come in Figura 71.

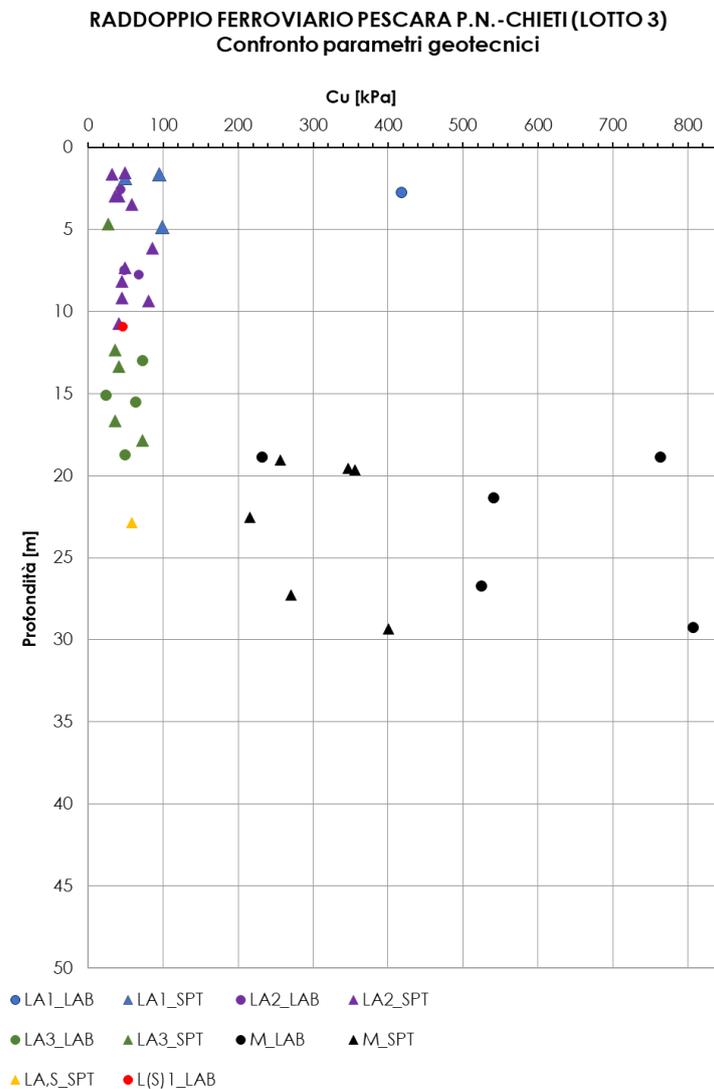


Figura 71: Parametri geotecnici da SPT e laboratorio a confronto



VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA CHIETI - INTERPORTO  
D'ABRUZZO (LOTTO 3)  
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA IA6F	LOTTO 03 D 29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. B	FOGLIO 131 di 182
------------------	------------------	----------------	-------------------------	-----------	----------------------

### 10.1 Da 12+852 a 13+420

Nel seguito si riportano le tabelle contenenti la stratigrafia di progetto per l'opera in esame e i relativi parametri geotecnici di calcolo.

Le indagini di riferimento sono: S7, CPTU\_03, MASW 1.

La falda si trova ad una quota media di circa +41.5 m slm.

Strato	Elevazione media da	Elevazione media a	Descrizione
	[m slm]	[m slm]	
R	+44.00	+42.80	R
LA1	+42.80	+40.00	L,A; L(A)[S]
LA2	+40.00	+33.85	L(A);L,A
LA3	+33.85	+24.85	L(A,S); L(S,A)
LA,S	+24.85	+14.80	L(A,S)
G,S	+14.80	+9.60	S; S(G);G(S);G
M	+9.60	-	A(M); M

UNITA'	Parametri resistenza					Parametri di deformabilità										
	$\gamma_v$	$K_0$	$\phi'$	$c'$	$c_u$	$G_0$	$E_0$	$E_{op1}$	$E_{op2}$	$\nu'$	$k_v$ (*)	OCR	CR	RR	$C_{ae}$	$Z_0$
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[m/s]	[-]	[-]	[-]	[%]	[m da p.c.]
<b>R</b>	19		38	-	-	-	150	15		0.25	-	-	-	-	-	
<b>LA1</b>	19.5	0.68	33	5	60	40	150	10	20	0.25	$1 \times 10^{-7}$	2.2	0.1	0.01	0.44	
<b>LA2</b>	19	0.75	28	5	30-60	60	150	15	30	0.25	$1 \times 10^{-7}$	2	0.14	0.013	0.55	
<b>LA3</b>	18.5	0.6	28	0	50	48	120	12	24	0.25	$1 \times 10^{-6}$	1.3	0.18	0.03	0.7	
<b>LA,S</b>	20	0.55	30	0	60	72	180	18	36	0.25	$1 \times 10^{-6}$	1.2	0.12	0.012	0.7	
<b>G,S</b>	19	0.38	38	0	-	200	500	50	100	0.2	$1 \times 10^{-4}$	-	-	-	-	
<b>M</b>	20	0.54	28	25	200-500	160	400	40	80	0.25	$1 \times 10^{-9}$	1.05	0.1	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)1 per i quali adottare  $k_h = k_v$ .

## 10.2 Da 13+420 a 14+100

Nel seguito si riportano le tabelle contenenti la stratigrafia di progetto per l'opera in esame e i relativi parametri geotecnici di calcolo.

Le indagini di riferimento sono: S6, CPTU-4, MASW 2.

La falda si trova ad una elevazione media di +27.5 m slm.

Strato	Elevazione media da [m slm]	Elevazione media a [m slm]	Descrizione
R	+45.00	+43.40	Riporto
LA1	+43.40	+41.80	L,A; L(A)[S]
LA2	+41.80	+33.20	L(A);L,A
LA3	+33.20	+28.00	L(A,S); L(S,A)
L(S)1 *	+28.00	+17.40	L(S);S(L);S(L,A)
LA,S	+17.40	+16.30	L(A,S)
G,S	+16.30	+9.30	S; S(G);G(S);G
M	+9.30	-	A(M); M

(\*) spessore medio stimato nella parte centrale della tratta, ridotto agli estremi, come meglio chiarito dal Doc. Rif. [8]



**VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA CHIETI - INTERPORTO  
D'ABRUZZO (LOTTO 3)  
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA**

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE**

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IA6F 03 D 29 GE GE0006 001 B 134 di 182

NITA'	Parametri di resistenza					Parametri di deformabilità						OCR	CR	RR	C <sub>ae</sub>	Z <sub>0</sub>
	γ <sub>v</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	K <sub>0</sub> [-]	φ' [°]	c' [kPa]	c <sub>u</sub> [kPa]	G <sub>0</sub> [MPa]	E <sub>0</sub> [MPa]	E <sub>op1</sub> [MPa]	E <sub>op2</sub> [MPa]	v' [-]	k <sub>v</sub> (*) [m/s]					
R	19		38	-	-	-	150	15		0.25	-	-	-	-	-	-
LA1	19.5	0.68	33	5	120	80	200	20	40	0.25	1x10 <sup>-7</sup>	2.2	0.1	0.01	0.44	-
LA2	19	0.75	28	5	30-60	60	150	15	30	0.25	1x 10 <sup>-7</sup>	2	0.14	0.013	0.55	-
LA3	18.5	0.6	28	0	50	48	120	12	24	0.25	1x 10 <sup>-6</sup>	1.3	0.18	0.03	07	-
L(S)1	19.5	0.47	32	0	-	60-80	150-200	10-20	20-40	0.25	1x 10 <sup>-6</sup>	-	-	-	-	-
LA,S	20	0.55	30	0	60	72	180	18	36	0.25	1x 10 <sup>-6</sup>	1.2	0.12	0.012	0.5	-
G,S	19	0.38	38	0	-	200	500	50	100	0.2	1x 10 <sup>-4</sup>	-	-	-	-	-
M	20	0.54	28	25	200-500	160	400	40	80	0.25	1x 10 <sup>-9</sup>	1.05	0.1	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)1 per i quali adottare  $k_h = k_v$ .

### 10.3 Da 14+100 a 14+710

Nel seguito si riportano le tabelle contenenti la stratigrafia di progetto per l'opera in esame e i relativi parametri geotecnici di calcolo. Le indagini di riferimento sono: S5.

La falda si trova ad una elevazione media di +32 m slm.

Strato	Elevazione media da	Elevazione media a	Descrizione
	[m slm]	[m slm]	
R	+48.00	+46.50	R
LA1 *	+46.50	+39.30	L,A; L(A)[S]
LA2	+39.30	+32.70	L(A);L,A
LA3	+32.70	+27.00	L(A,S); L(S,A)
L(S)1	+27.00	+24.30	L(S);S(L);S(L,A)
G,S	+24.30	+12.70	S; S(G);G(S);G
M	+12.70	-	A(M); M

(\*) lo spessore si riduce nella parte terminale della tratta 3.

UNITA'	Parametri di resistenza					Parametri di deformabilità										
	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$K_0$ [-]	$\varphi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$c_u$ [kPa]	$G_0$ [MPa]	$E_0$	$E_{op1}$ [MPa]	$E_{op2}$ [MPa]	$\nu'$ [-]	$k_v$ (*) [m/s]	OCR [-]	CR [-]	RR [-]	$C_{ae}$ [%]	$Z_0$ [m da p.c.]
<b>R</b>	19		38	-	-	-	150	15		0.25	-	-	-	-	-	-
<b>LA1</b>	19.5	0.68	33	5	120	80	200	20	40	0.25	$1 \times 10^{-7}$	2.2	0.1	0.01	0.44	-
<b>LA2</b>	19	0.75	28	5	30-60	60	150	15	30	0.25	$1 \times 10^{-7}$	2	0.14	0.013	0.55	-
<b>LA3</b>	18.5	0.6	28	0	50	48	120	12	24	0.25	$1 \times 10^{-6}$	1.3	0.18	0.03	07	-
<b>L(S)1</b>	19.5	0.47	32	0	-	60-80	150-200	10-20	20-40	0.25	$1 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-
<b>G,S **</b>	19	0.38	38	0	-	200 100	500 250	50 25	100 50	0.2	$1 \times 10^{-4}$	-	-	-	-	-
<b>M</b>	20	0.54	28	25	200-500	160	400	40	80	0.25	$1 \times 10^{-9}$	1.05	0.1	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)1 per i quali adottare  $k_h = k_v$ .

(\*\*) I valori dei parametri di deformabilità presenti nella prima riga caratterizzano lo strato di G,S fino a pk 14+550 dove lo strato suddetto si trova a profondità più elevate, mentre i valori dei parametri di deformabilità presenti nella riga in basso fanno riferimento al materiale che caratterizza lo strato dalla pk 14+550 in poi dove si incontra la suddetta unità che caratterizza il deposito da profondità meno elevate.

#### 10.4 Da 14+710 a 15+400

Nel seguito si riportano le tabelle contenenti la stratigrafia di progetto per l'opera in esame e i relativi parametri geotecnici di calcolo. Le indagini di riferimento sono: S3, S4, MASW 3, ERT1.

La falda si trova ad una elevazione media di +31 m slm.

Strato	Elevazione media da	Elevazione media a	Descrizione
	[m slm]	[m slm]	
R *	+44.40	+43.00	Riporto
LA2	+43.00	+33.40	L(A);L,A
LA3	+33.40	+32.00	L(A,S); L(S,A)
AL1	+32.00	+27.40	L,A;A(L)
L(S)1	+27.40	+26.00	L(S);S(L);S(L,A)
G,S	+26.00	+19.20	S; S(G);G(S);G
M	+19.20	-	A(M); M

(\*) spessore variabile lungo la tratta fino ad un massimo di 4.5 m, come meglio chiarito nel Doc. Rif [9]



VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA CHIETI - INTERPORTO  
D'ABRUZZO (LOTTO 3)  
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IA6F 03 D 29 GE GE0006 001 B 138 di 182

UNITA'	Parametri di resistenza					Parametri di deformabilità										
	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$K_0$ [-]	$\varphi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$c_u$ [kPa]	$G_0$ [MPa]	$E_0$	$E_{op1}$ [MPa]	$E_{op2}$ [MPa]	$\nu'$ [-]	$k_v$ (*) [m/s]	OCR [-]	CR [-]	RR [-]	$C_{ae}$ [%]	$Z_0$ [m da p.c.]
R	19		38	-	-	-	150	15			0.25	-	-	-	-	-
LA2	19	0.75	28	5	30-60	60	150	15	30	0.25	$1 \times 10^{-7}$	2	0.14	0.013	0.55	-
LA3	18.5	0.6	28	0	50	48	120	12	24	0.25	$1 \times 10^{-6}$	1.3	0.18	0.03	07	-
AL1	17.5	0.64	23	0	30	28	70	8	16	0.25	$1 \times 10^{-9}$	1.1	0.17	0.03	0.7	-
L(S)1	19.5	0.47	32	0	-	60-80	150-200	10-20	20-40	0.25	$1 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	
G,S	19	0.38	38	0	-	100	250	25	50	0.2	$1 \times 10^{-4}$	-	-	-	-	
M	20	0.54	28	25	200-500	160	400	40	80	0.25	$1 \times 10^{-9}$	1.05	0.1	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)1 per i quali adottare  $k_h = k_v$ .

### 10.5 Da 15+400 a fine lotto 3

Nel seguito si riportano le tabelle contenenti la stratigrafia di progetto per l'opera in esame e i relativi parametri geotecnici di calcolo. Le indagini di riferimento sono: S1, S2, ERT1, DPSH5.

La falda si trova ad una elevazione media di +31.00 m slm.

Strato	Elevazione media da [m slm]	Elevazione media a [m slm]	Descrizione
R	+41.00	+39.80	Riporto
LA2 *	+39.80	+35.30	L(A);L,A
LA3 *	+35.30	+34.30	L(A,S); L(S,A)
G,S *	+34.30	+22.70	S; S(G);G(S);G
M	+22.70	-	A(M); M

(\*) elevazione media stimata nella parte centrale della tratta, maggiormente approfondito nella parte iniziale della tratta.

UNITA'	Parametri di resistenza					Parametri di deformabilità										
	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$K_0$ [-]	$\varphi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$c_u$ [kPa]	$G_0$ [MPa]	$E_0$	$E_{op1}$ [MPa]	$E_{op2}$ [MPa]	$\nu'$ [-]	$k_v$ (**) [m/s]	OCR [-]	CR [-]	RR [-]	$C_{ae}$ [%]	$Z_0$ [m da p.c.]
R	19		38	-	-	-	150	15		0.25	-	-	-	-	-	-
LA2	19	0.75	28	5	30-60	60	150	15	30	0.25	$1 \times 10^{-7}$	2	0.14	0.013	0.55	-
LA3	18.5	0.6	28	0	50	48	120	12	24	0.25	$1 \times 10^{-6}$	1.3	0.18	0.03	07	-
G,S	19	0.38	38	0	-	100	250	25	50	0.2	$1 \times 10^{-4}$	-	-	-	-	-
M	20	0.54	28	25	200-500	160	400	40	80	0.25	$1 \times 10^{-9}$	1.05	0.1	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)1 per i quali adottare  $k_h = k_v$ .

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA CHIETI – INTERPORTO D’ABRUZZO (LOTTO 3) PROGETTO DI FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA</p>						
<p>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</p>	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA IA6F</td> <td>LOTTO 03 D 29</td> <td>CODIFICA GE</td> <td>DOCUMENTO GE0006 001</td> <td>REV. B</td> <td>FOGLIO 140 di 182</td> </tr> </table>	COMMESSA IA6F	LOTTO 03 D 29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. B	FOGLIO 140 di 182
COMMESSA IA6F	LOTTO 03 D 29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. B	FOGLIO 140 di 182		

## 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 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. [5]):

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

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. Per le quali si ha un 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 .... Per le quali  $C_U = 1.0$ .
- 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 ... Per le quali  $C_U = 1.5$ .

- 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 ... Per le quali  $C_U = 2$ .

Come indicato dai progettisti (cfr. Relazione Geologica Doc. Rif. [5]), l’infrastruttura ferroviaria appartiene alla Classe d’Uso II, alla quale le NTC2018 fanno corrispondere un coefficiente d’uso:

$$C_U = 1.0$$

L’azione sismica di verifica delle opere ferroviarie viene quindi associata ad un periodo di riferimento  $V_R$  ottenuto come:

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

### 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, per i diversi Stati Limite e classi d’uso delle strutture sono riportati in Tabella 19.

Tabella 19: Periodi di ritorno di riferimento per la determinazione dell’azione sismica.

Stato limite	$V_N = 75$ anni $C_u = 1$
SLO	45
SLD	75
SLV	712
SLU	1462

#### 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, ove si altresì viene riportato l’identificativo dei nodi del reticolo di riferimento entro cui è compreso il punto di calcolo dell’azione sismica

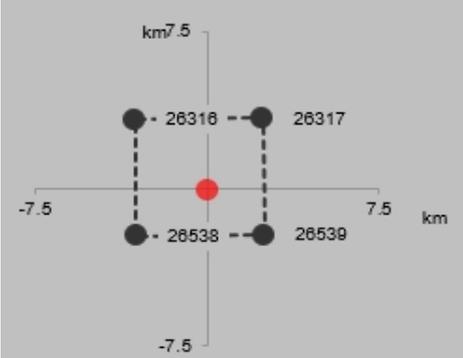
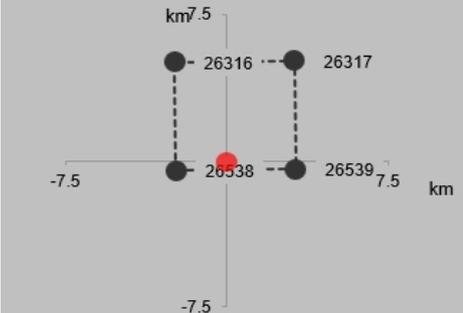
(elaborazione da foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v.1.0.3b, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009).

Il confronto fra i valori del parametro  $a_g$  calcolato ai diversi punti, per gli stati limite di interesse (Tabella 21) mostra come la variabilità dell'input sismico sia moderata, in un quadro di pericolosità sismica mediamente elevata.

Sulla base dei risultati ottenuti, si è deciso di associare un solo insieme di valori rappresentativi di pericolosità sismica per il lotto 3 di riferimento, sulla base del valore massimo tra i punti di interesse.

Il risultato dell'interpolazione per i parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  per i periodi di ritorno ed i tratti di riferimento è riportato in Tabella 22 (viabilità ferroviaria).

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
P1 – Inizio Lotto 3 (Prog. 12+852)	14.136868°	42.353307°	
P2 – Intersezione con svincolo autostrada Roma-Pescara (Prog. 14+800)	14.127558°	42.337447°	

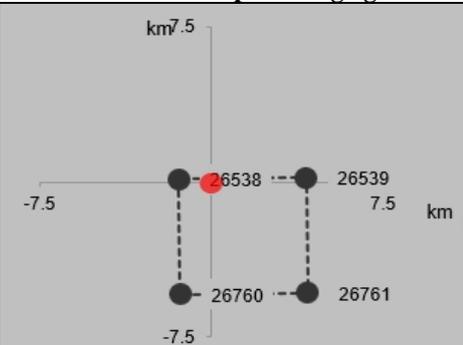
ID Punto	Longitudine	Latitudine	Localizzazione punti di griglia
P3 – Termine Lotto 3 (Prog. 15+942)	14.116146°	42.331968°	

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-NTCver.1.0.3.xls, CSSLPP (2009)). Linea ferroviaria ( $V_R = 75$  anni).

SL	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)		
		Punti di interesse		
		P1	P2	P3
SLO	45	0.062	0.063	0.064
SLD	75	0.078	0.079	0.080
SLV	712	<b>0.193</b>	<b>0.196</b>	<b>0.199</b>
SLC	1462	0.249	0.253	0.255

Tabella 22: Linea ferroviaria ( $V_R = 75$  anni). Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  per gli stati limite di riferimento.

SL	$T_R$ (anni)	Lotto 3		
		$a_g$ (g)	$F_0$ (-)	$T_c^*$ (s)
SLO	45	0.064	2.445	0.297
SLD	75	0.080	2.458	0.319
SLV	712	0.199	2.479	0.356
SLC	1462	0.255	2.510	0.363

## 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.

I risultati delle indagini geofisiche effettuate (N. 4 profili MASW; N. 4 prove HVSR, N. 1 Downhole) indicano come il parametro  $V_{S,eq}$  tenda ad aumentare verso progressive crescenti:

- MASW 1 (Prog. 12+850) –  $V_{S,eq} = 265$  m/s
- MASW 2 (Prog. 13+480) –  $V_{S,eq} = 317$  m/s
- Downhole S4 Pz (Prog. 14+800) –  $V_{S,eq} = 262$  m/s
- MASW 3 (Prog. 15+140) –  $V_{S,eq} = 392$  m/s
- MASW 4 (Prog. 15+942) –  $V_{S,eq} = 481$  m/s

Anche sulla base delle informazioni fornite nell’elaborato di Relazione Geologica (Doc. Rif. [5]), dal punto di vista della categoria di suolo, il tracciato può essere suddiviso in due tratti omogenei, ossia:

- Da inizio Lotto 3 fino alla Prog. 15+450 → CATEGORIA C
- Dalla Prog. 15+450 a termine Lotto 3 → CATEGORIA B

I coefficienti  $S_s$  per le categorie di sottosuolo B e C si ottengono dalle seguenti espressioni (vedi Tabella 3.2.IV del par. 3.2.3 delle NTC2018):

- $S_S = 1.0 \leq 1.40 - 0.4 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1.20$  (B)
- $S_S = 1.0 \leq 1.70 - 0.6 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1.50$  (C)

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, sempre sulla base delle informazioni fornite nell'elaborato di Relazione Geologica (Doc. Rif. [5]), il tracciato corre all'interno di un sito sostanzialmente pianeggiante e 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). Pertanto, il fattore di amplificazione topografica risulta pari a:

$$S_T = 1$$

Sulla base di quanto sopra, il tracciato risulta ripartito in 2 zone omogenee per quanto riguarda l'accelerazione massima al sito. Il fattore di sito S e l'azione sismica di progetto  $a_{max} = S \cdot a_g$  così ottenuti per i diversi periodi di ritorno e tipologia di opere sono riportati in Tabella 23 (linea ferroviaria).

Tabella 23: 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)	Da inizio a Prog. 15+450 (Categoria C)			Da Prog. 15+450 a termine Lotto (Categoria B)		
		$a_g$ (g)	S (-)	$a_{max}$ (g)	$a_g$ (g)	S (-)	$a_{max}$ (g)
SLO	45	0.064	1.50	0.096	0.064	1.20	0.077
SLD	75	0.080	1.50	0.120	0.080	1.20	0.096
SLV	712	0.199	1.41	0.279	0.199	1.20	0.238
SLC	1462	0.255	1.32	0.336	0.255	1.14	0.292

## 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 72 (coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$ ) e Figura 73 (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 72 o Figura 73.

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

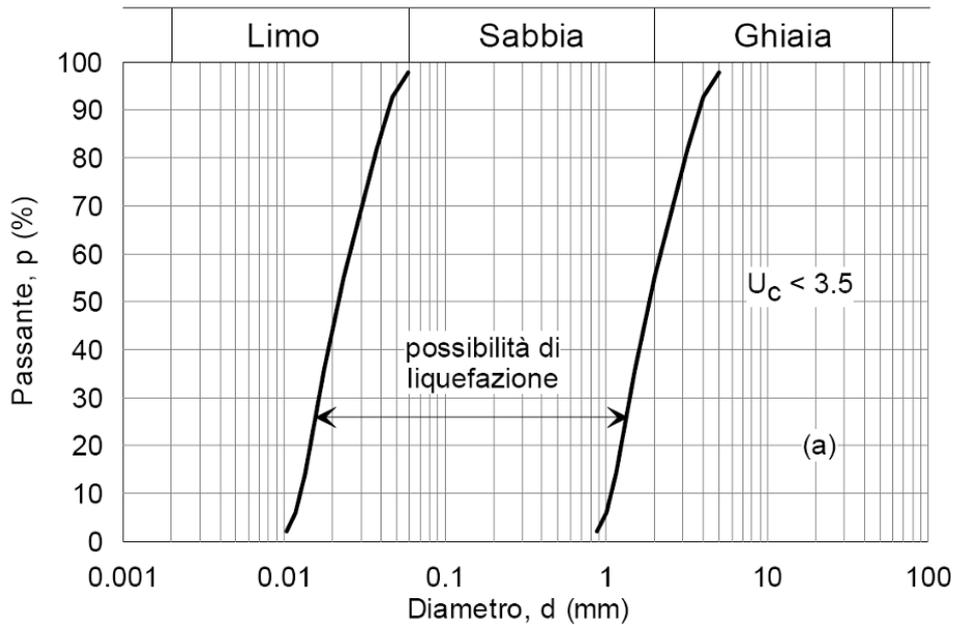


Figura 72: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ( $U_c < 3.5$ )

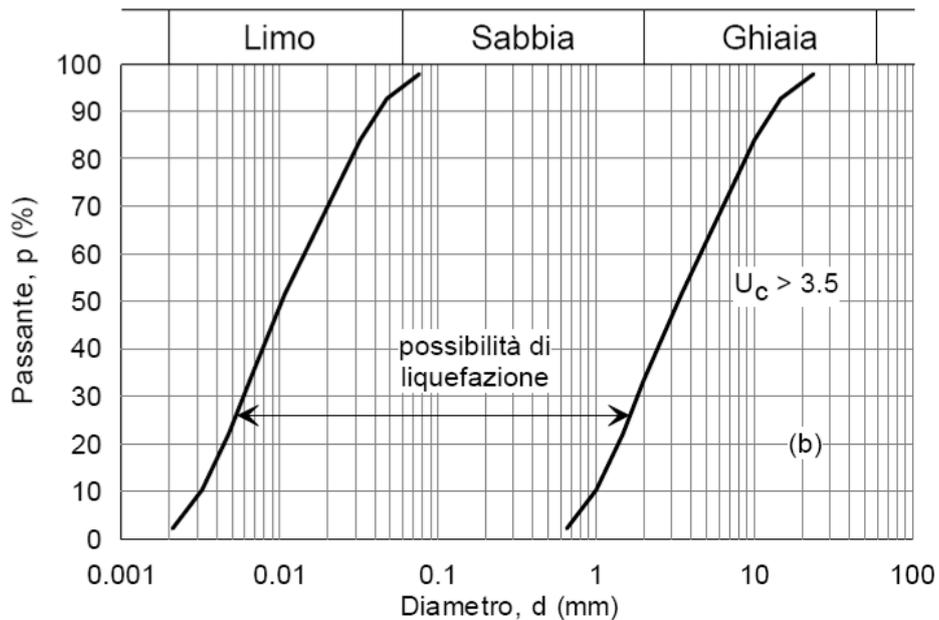


Figura 73: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ( $U_c > 3.5$ ).

### 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 per le opere ferroviarie e 1898 anni per le opere stradali.

La pericolosità sismica di riferimento  $a_{max}$  è definita per il Lotto 1 in Tabella 23 (linea ferroviaria). Tenuto conto della possibile interazione tra linea ferroviaria e viabilità stradale, si assume per la verifica a liquefazione il periodo di ritorno e la pericolosità sismica ad esso associata per quest’ultima, variabile a seconda della porzione di tracciato, i.e.:

- Da inizio tracciato a Prog. 15+450:  $a_{max} = 0.279$  g
- Da Prog. 15+450 a fine tracciato:  $a_{max} = 0.238$  g

La magnitudo di riferimento per la valutazione della pericolosità a liquefazione, sulla base dell’elaborato di Relazione Geologica (Doc. Rif. [5]) 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:

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

dove:

$a_{max}$  accelerazione di picco al sito

$g$  accelerazione di gravità

$\tau_c$  valore rappresentativo dello sforzo di taglio ciclico

$\sigma_{vo}$  tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni totali

$\sigma'_{vo}$  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 74: 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  $\sigma'_{v0}$  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:

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

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

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  $n = 0.75$ .

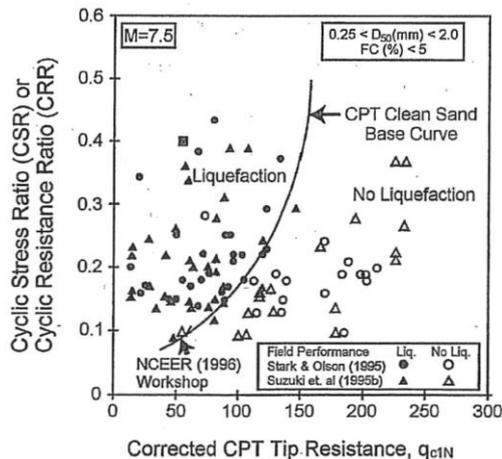


Figura 74– Relazione tra sforzo di taglio ciclico a liquefazione e valori corretti di resistenza alla punta  $q_{c1N}$  – sisma di riferimento Magnitudo = 7.5 (Robertson & Wride, 1998)

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):

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

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

#### 12.4.2 CRR da correlazioni su prove SPT

Il procedimento qui utilizzato si basa sulla relazione riportata in Figura 75, originariamente proposta da Seed e Idriss (1971,1982) e da Seed et al. (1985), e successivamente confermata da Youd et al. (2001).

In Figura 75, 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  $\sigma'_{v0}$  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.

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 75, 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 75 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 ( $FC < 5\%$ ).

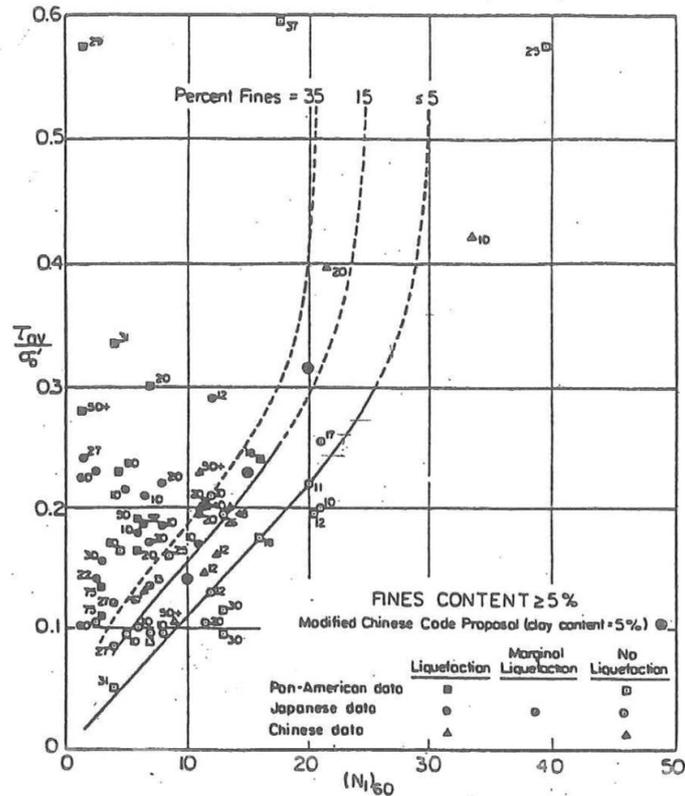


Figura 75: Relazione tra sforzo di taglio ciclico a liquefazione e  $N_{1(60)}$  – sisma di riferimento Magnitudo = 7.5 (Seed et al., 1985).

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:

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

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

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

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

$$\beta = [0.99 + (FC \cdot 1.5 / 1000)] \text{ per } 5\% < FC < 35\%$$

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

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:

$\sigma'_{v0}$  = 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  $\varepsilon_v$  alla densità relativa  $D_R$  e alla deformazione a taglio massima  $\gamma_{max}$  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):

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

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

Come detto, la determinazione del valore di deformazione a taglio  $\gamma$  avviene generalmente sulla base di prove di laboratorio, mettendo in relazione il valore massimo  $\gamma_{max}$  misurato in test ciclici non drenati con il fattore di sicurezza alla liquefazione (Ishihara & Yoshimine, 1992). Il valore di  $\gamma_{max}$  per bassi valori del fattore di sicurezza alla liquefazione tende ad un valore limite  $\gamma_{lim}$  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

$q_{c1N}$  (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  $\gamma_{lim}$  sono state impiegate le relazioni raccomandate da Idriss & Boulanger (2008):

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

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

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:

$$\begin{aligned} \gamma_{max} &= 0 && \text{se } FL \geq 2 \\ \gamma_{max} &= \min \left( \gamma_{lim}; 0.035(2 - FL) \left( \frac{1 - F_a}{FL - F_a} \right) \right) && \text{se } 2 > FL > F_a \\ \gamma_{max} &= \gamma_{lim} && \text{se } FL \leq F_a \end{aligned}$$

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  $\gamma_{max}$  e  $\varepsilon_v$ . Il cedimento atteso in superficie viene così ottenuto:

- Per le verifiche su CPT, integrando il valore di  $\varepsilon_v$  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  $\varepsilon_v$  calcolato.

### 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  $FL$ , 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 24.

Tabella 24: Classi di pericolosità alla liquefazione in funzione di LPI (Sonmez, 2003)

Indice Potenziale di Liquefazione LPI	Pericolosità
LPI = 0	Nessuna
0 < LPI ≤ 2	Bassa

2 < LPI ≤ 5	Moderata
5 < LPI ≤ 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. In particolare, i grafici per le prove CPT (ALLEGATO A.1) 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 ( $M = 6$ ) 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) 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, seppur presenti alcuni spessori di materiale, come mostrato in Tabella 25, per i quali i valori dei cedimenti post-sisma ottenuti e i valori degli LPI stimati risultano non nulli, possono comunque ritenersi trascurabili ai fini progettuali escludendo il rischio di liquefazione nella tratta in esame.

Tabella 25: Sintesi risultati verifiche a liquefazione

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]			
12+852 – 13+420	S7, CPTU3	+44.00	0.1	+34.10	+34.00	< 1	0.1 (Nessuna/Bassa)	0.6
13+420 – 14+100	S6, CPTU4	+45.00	-	-	-	-	-	-

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE**

COMMESSA IA6F LOTTO 03 D 29 CODIFICA GE DOCUMENTO GE0006 001 REV. B FOGLIO 164 di 182

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]			
							(Nessuna)	
14+100 – 14+710	S5, 3SD1_int	+48.00	0.2	+31.60	+31.50	-	- (Nessuna)	0.6
14+710 – 15+400	S4, S3	+44.40	0.2	+26.40	+26.20	< 1	0.0 (Bassa)	2.6
15+400 – 15+942	S2, S1	+41.00	-	-	-	-	- (Nessuna)	-



VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA CHIETI - INTERPORTO  
D'ABRUZZO (LOTTO 3)  
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

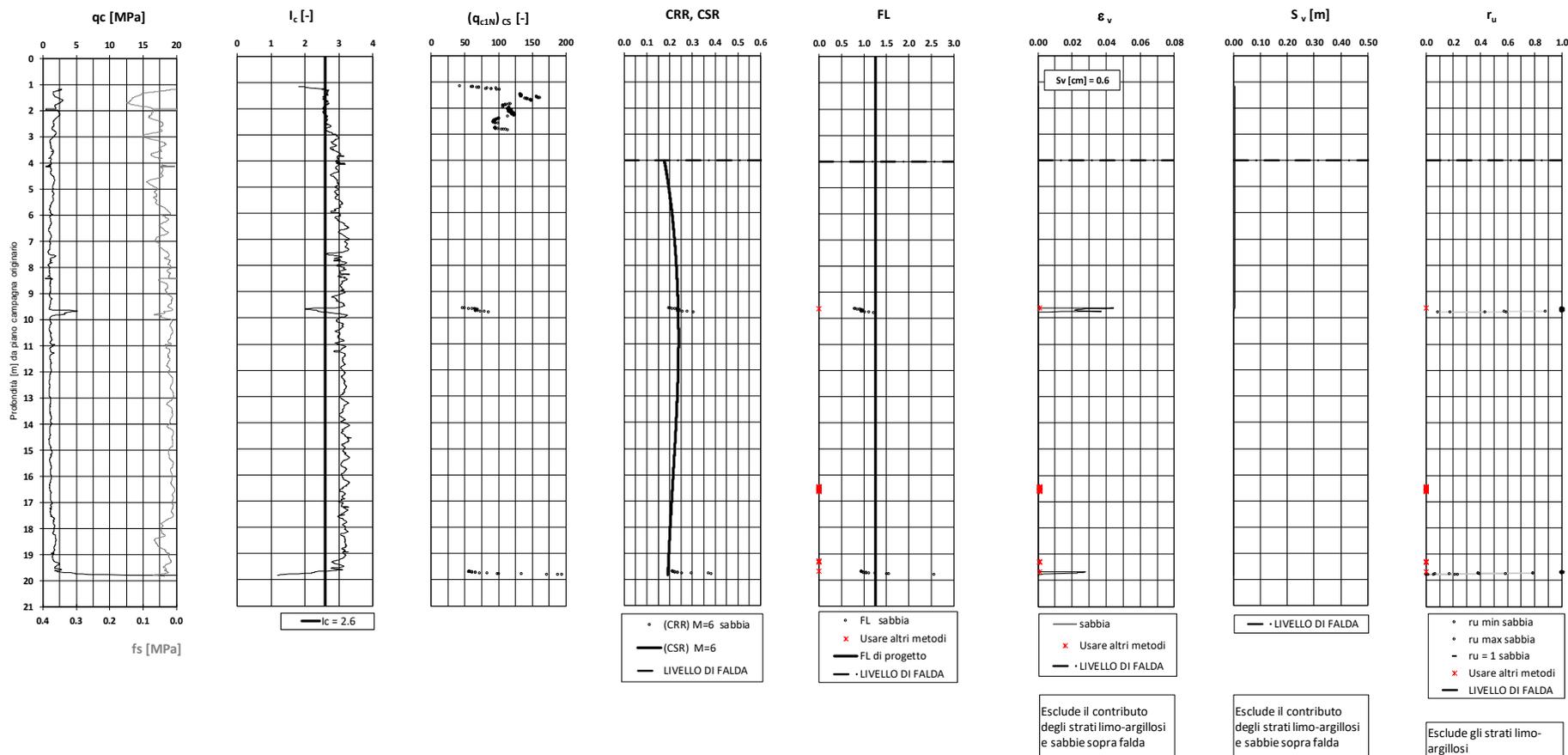
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA6F	03 D 29	GE	GE0006 001	B	165 di 182

## ALLEGATO A.1

### Verifiche a liquefazione su prove CPTU

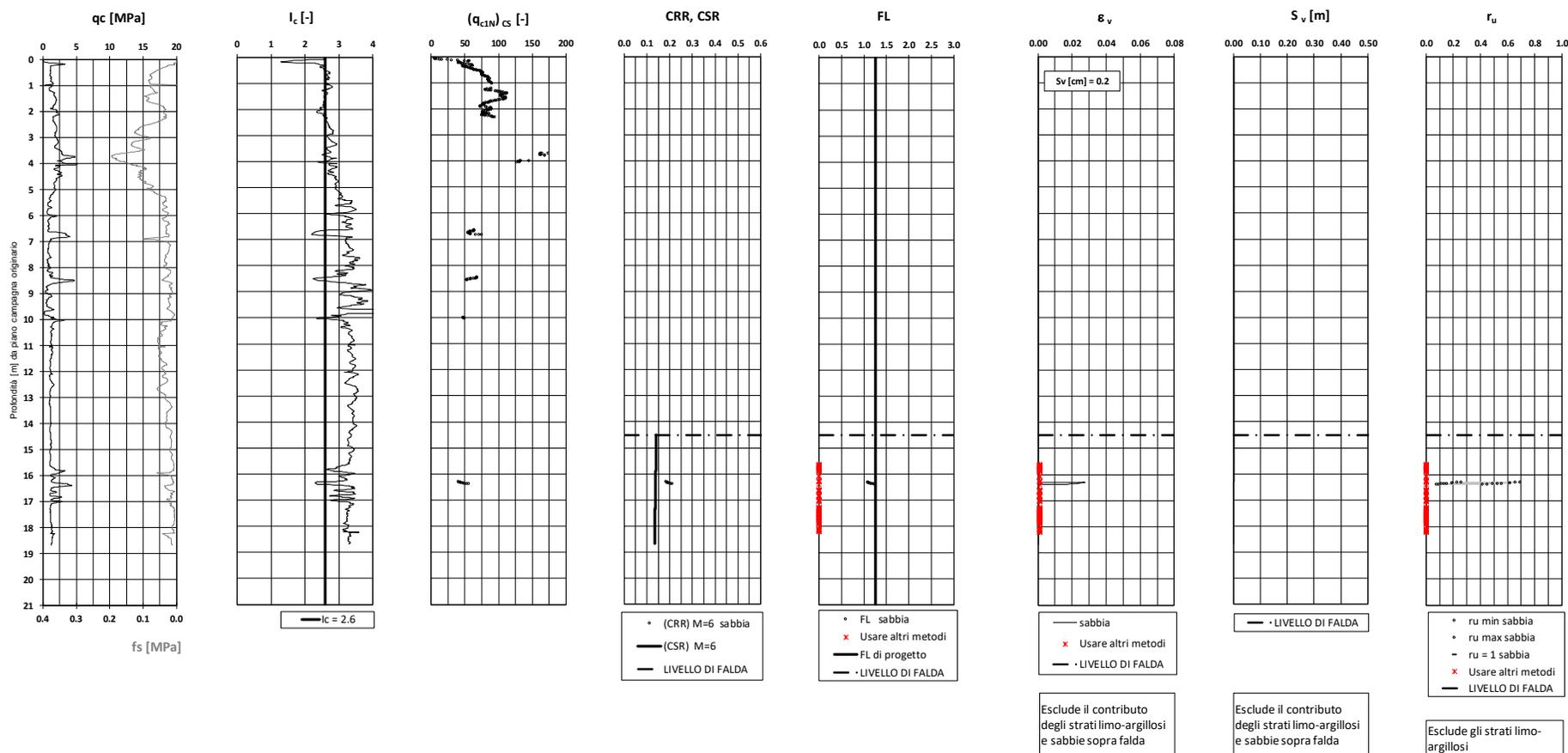
**- Velocizzazione della linea Roma-Pescara – Raddoppio ferroviario tratta Pescara P.N.- Chieti (Lotto 3) - Prova CPTU-3**

$A_{max\_calc} / g = 0.279$   $M_{calc} = 6$  Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001  $MSF = 2,2$



**- Velocizzazione della linea Roma-Pescara – Raddoppio ferroviario tratta Pescara P.N. - Chieti (Lotto 3) - Prova CPTU-4**

$A_{max\_calc} / g = 0.279$   $M_{calc} = 6$  Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001  $MSF = 2,2$





VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA CHIETI - INTERPORTO  
D'ABRUZZO (LOTTO 3)  
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA6F	03 D 29	GE	GE0006 001	B	168 di 182

## ALLEGATO B.1

### Verifiche a liquefazione su prove SPT



**VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA CHIETI - INTERPORTO  
D'ABRUZZO (LOTTO 3)  
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA**

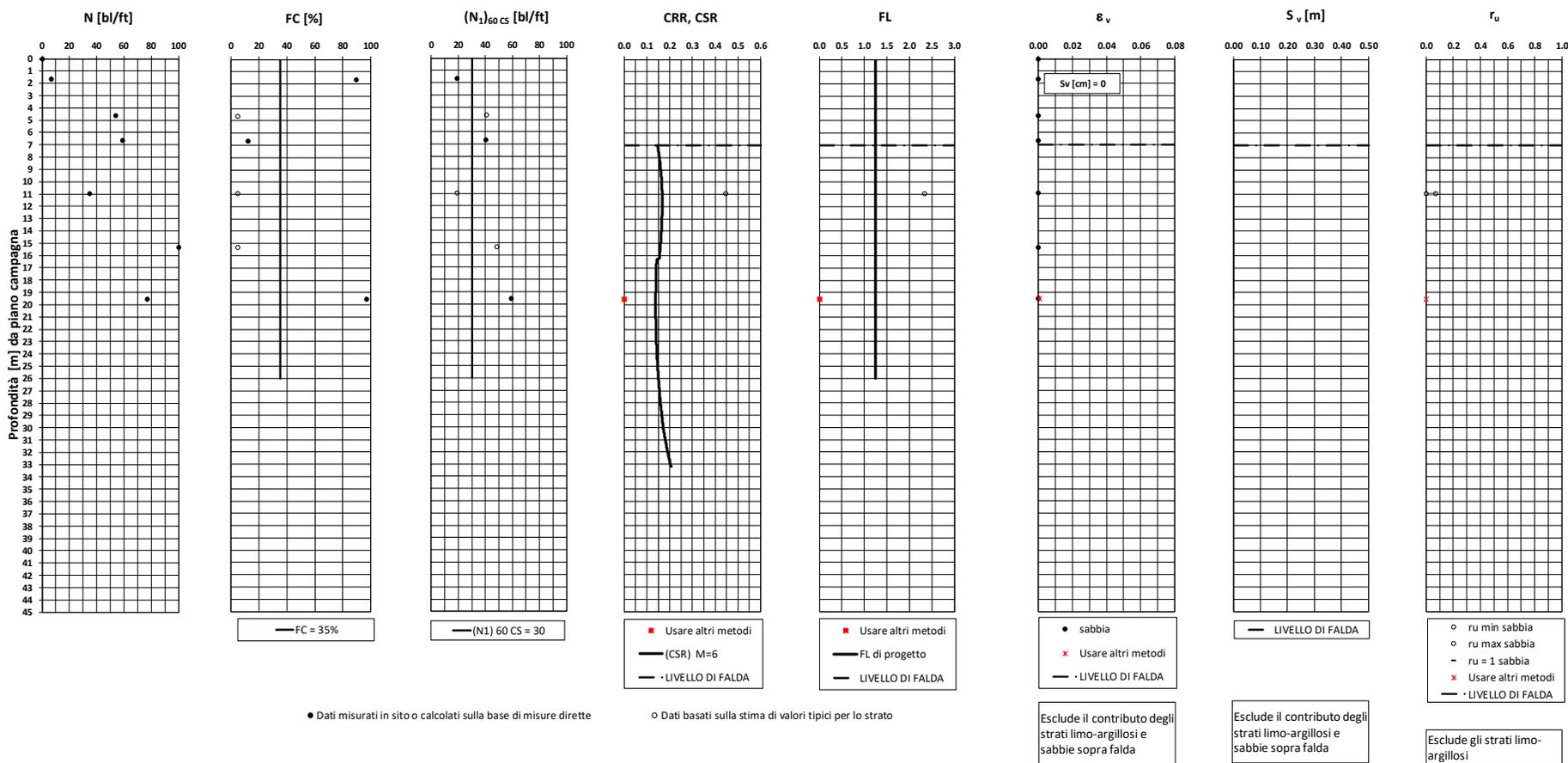
**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE**

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IA6F 03 D 29 GE GE0006 001 B 169 di 182

**Chieti-Interporto d'Abruzzo - Velocizzazione della linea Roma-Pescara – Raddoppio ferroviario tratta Chieti-Interporto d'Abruzzo (Lotto 3) - Prova S1**

$A_{max\_calc} / g = 0.238$   $M_{calc} = 6$  Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2,2

Sovraccarico = 0 kPa





**VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA CHIETI - INTERPORTO  
D'ABRUZZO (LOTTO 3)  
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA**

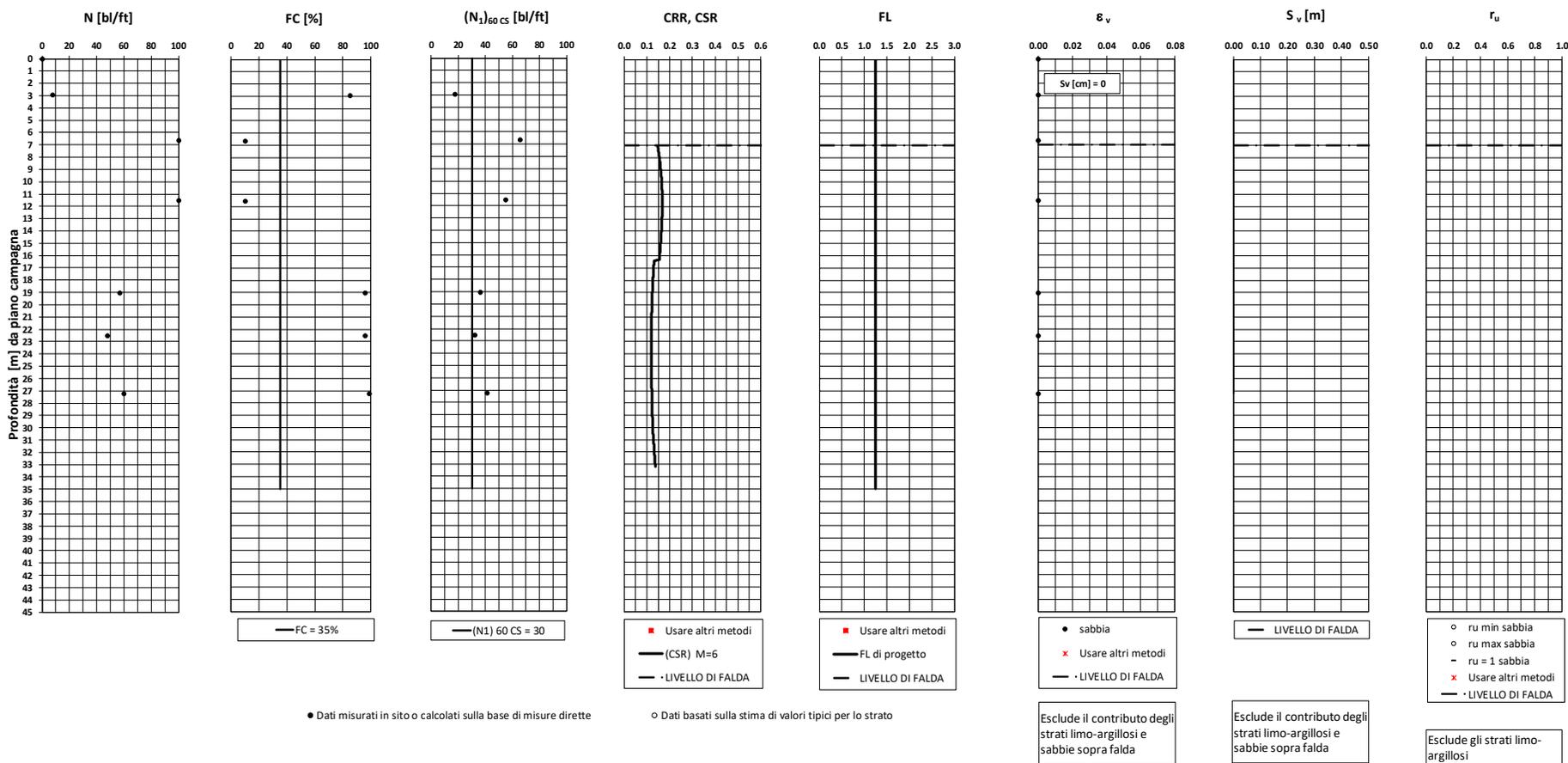
**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE**

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IA6F 03 D 29 GE GE0006 001 B 170 di 182

**Chieti-Interporto d'Abruzzo - Velocizzazione della linea Roma-Pescara – Raddoppio ferroviario tratta Chieti-Interporto d'Abruzzo (Lotto 3) - Prova S2**

$A_{max\_calc} / g = 0.238$   $M_{calc} = 6$  Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2,2

Sovraccarico = 0 kPa





**VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA CHIETI - INTERPORTO  
D'ABRUZZO (LOTTO 3)  
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA**

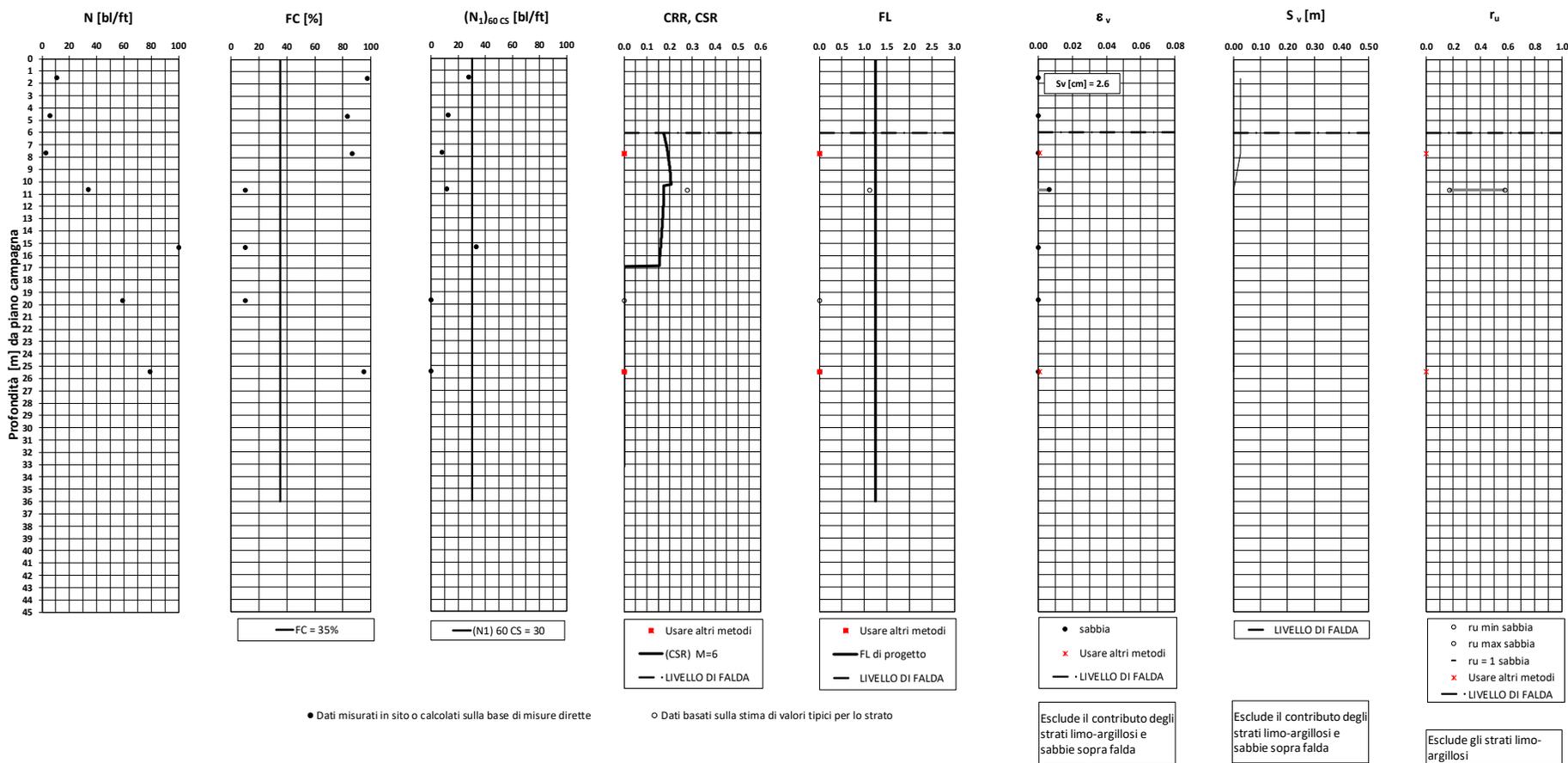
**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE**

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IA6F 03 D 29 GE GE0006 001 B 171 di 182

**Chieti-Interporto d'Abruzzo - Velocizzazione della linea Roma-Pescara – Raddoppio ferroviario tratta Chieti-Interporto d'Abruzzo (Lotto 3) - Prova S3**

$A_{max\_calc} / g = 0.279$   $M_{calc} = 6$  Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001  $MSF = 2,2$

Sovraccarico = 0 kPa





**VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA CHIETI - INTERPORTO  
D'ABRUZZO (LOTTO 3)  
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA**

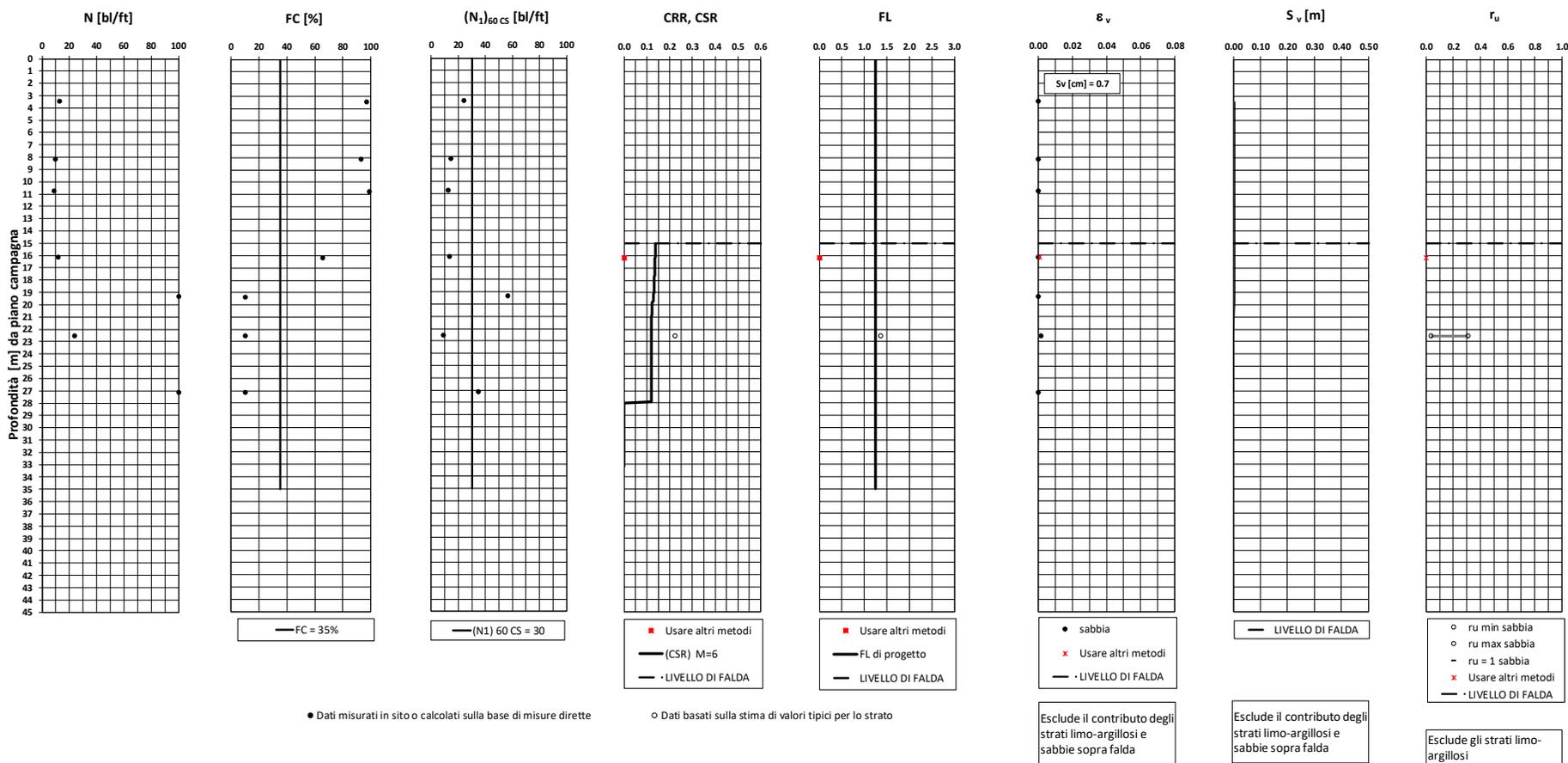
**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE**

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IA6F 03 D 29 GE GE0006 001 B 172 di 182

**Chieti-Interporto d'Abruzzo - Velocizzazione della linea Roma-Pescara – Raddoppio ferroviario tratta Chieti-Interporto d'Abruzzo (Lotto 3) - Prova S4**

$A_{max\_calc} / g = 0.279$   $M_{calc} = 6$  Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2,2

Sovraccarico = 0 kPa





VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA CHIETI - INTERPORTO  
D'ABRUZZO (LOTTO 3)  
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

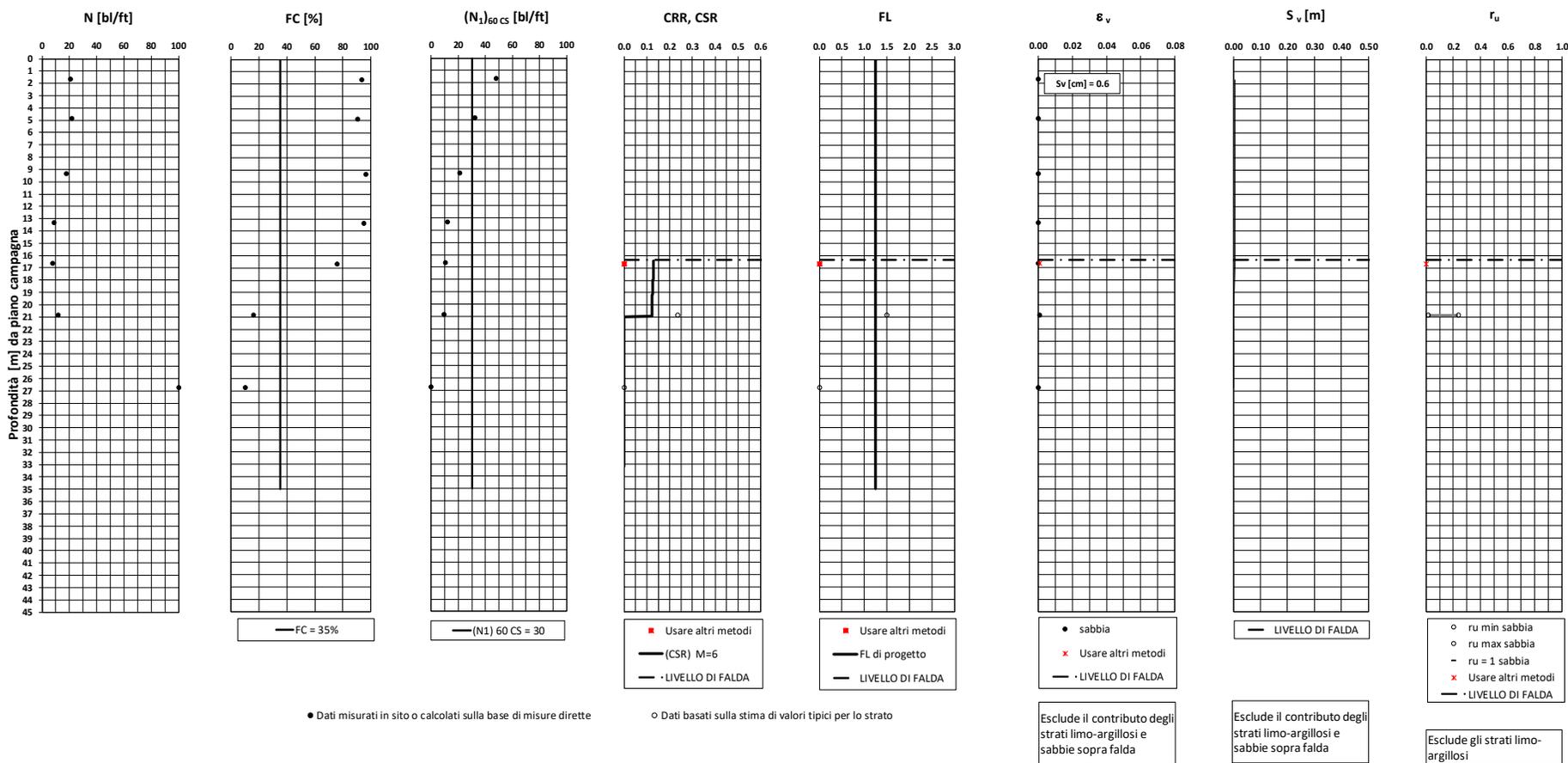
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IA6F 03 D 29 GE GE0006 001 B 173 di 182

Chieti-Interporto d'Abruzzo - Velocizzazione della linea Roma-Pescara – Raddoppio ferroviario tratta Chieti-Interporto d'Abruzzo (Lotto 3) - Prova S5

$A_{max\_calc} / g = 0.279$   $M_{calc} = 6$  Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2,2

Sovraccarico = 0 kPa





**VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA CHIETI - INTERPORTO  
D'ABRUZZO (LOTTO 3)  
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA**

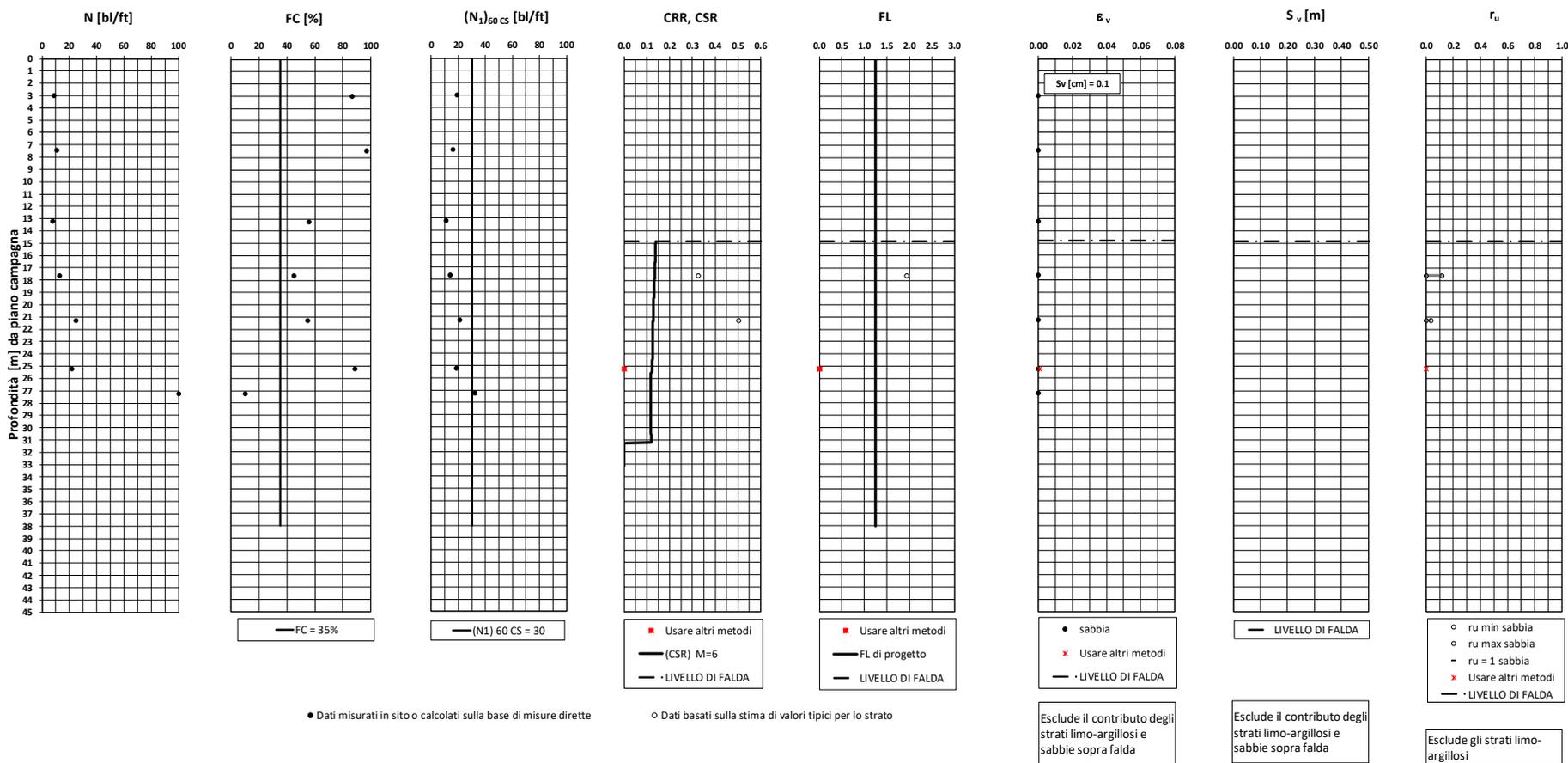
**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE**

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IA6F 03 D 29 GE GE0006 001 B 174 di 182

**Chieti-Interporto d'Abruzzo - Velocizzazione della linea Roma-Pescara – Raddoppio ferroviario tratta Chieti-Interporto d'Abruzzo (Lotto 3) - Prova S6**

$A_{max\_calc} / g = 0.279$   $M_{calc} = 6$  Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001  $MSF = 2,2$

Sovraccarico = 0 kPa





**VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA CHIETI - INTERPORTO  
D'ABRUZZO (LOTTO 3)  
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA**

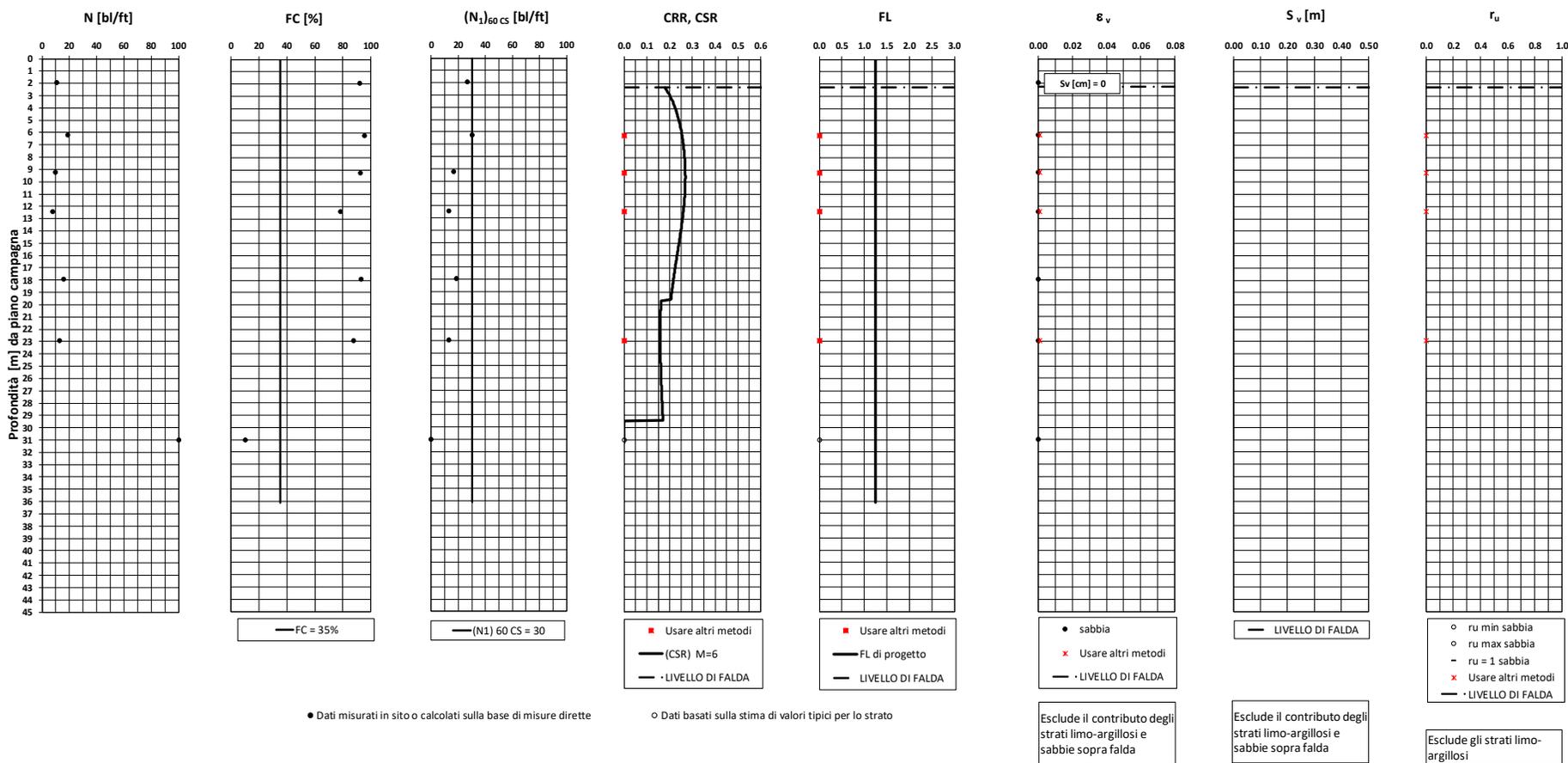
**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE**

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IA6F 03 D 29 GE GE0006 001 B 175 di 182

**Chieti-Interporto d'Abruzzo - Velocizzazione della linea Roma-Pescara – Raddoppio ferroviario tratta Chieti-Interporto d'Abruzzo (Lotto 3) - Prova S7**

$A_{max\_calc} / g = 0.279$   $M_{calc} = 6$  Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2,2

Sovraccarico = 0 kPa





**VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA CHIETI - INTERPORTO  
D'ABRUZZO (LOTTO 3)  
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA**

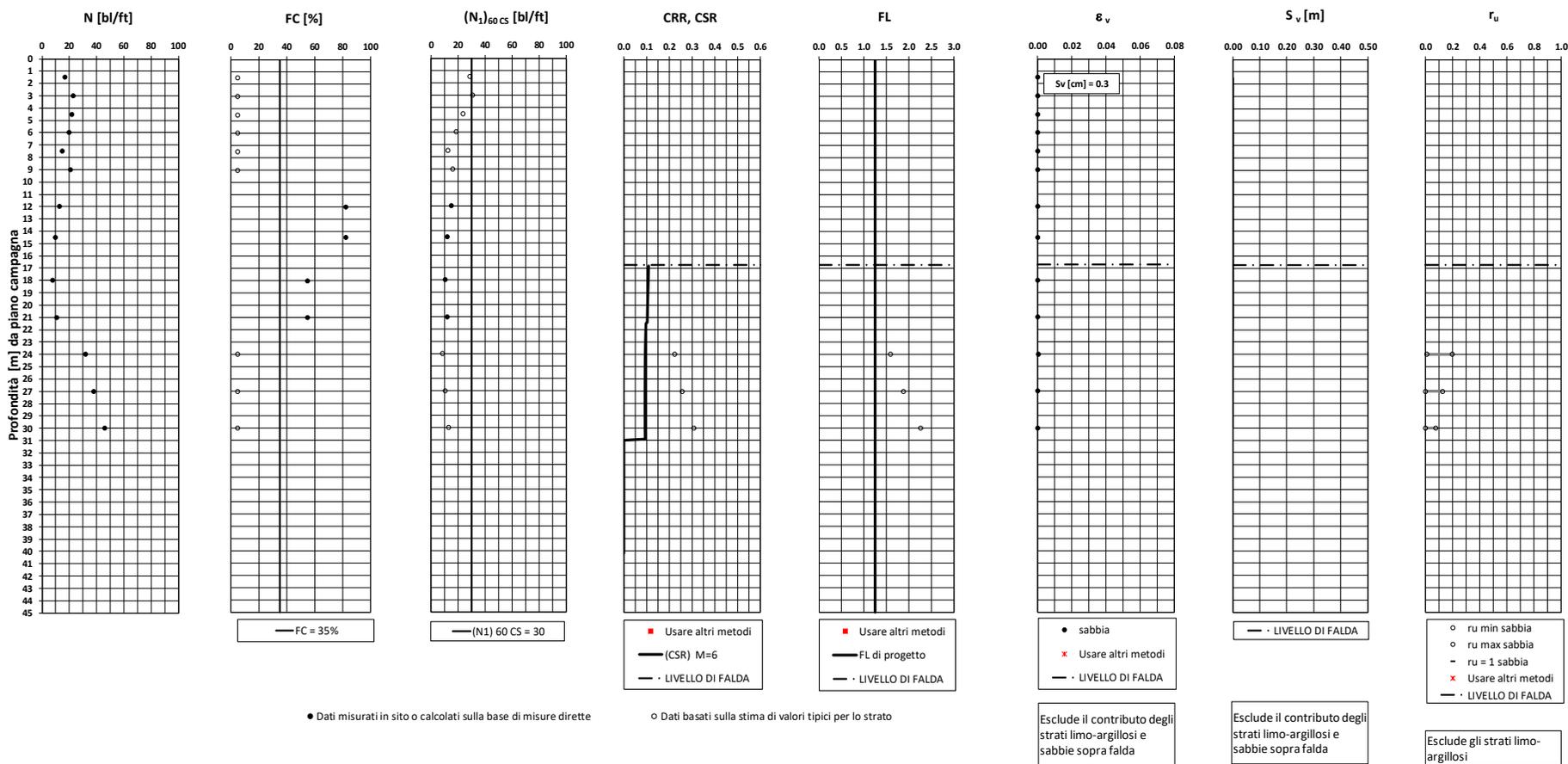
**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE**

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IA6F 03 D 29 GE GE0006 001 B 176 di 182

**Chieti-Interporto d'Abruzzo - Velocizzazione della linea Roma-Pescara – Raddoppio ferroviario tratta Chieti-Interporto d'Abruzzo (Lotto 3) - Prova 3SD1\_int**

$A_{max\_calc} / g = 0.238$   $M_{calc} = 6$  Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2.2

Sovraccarico = 0 kPa





VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA CHIETI - INTERPORTO  
D'ABRUZZO (LOTTO 3)  
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA6F	03 D 29	GE	GE0006 001	B	177 di 182

## ALLEGATO C

### Prove di laboratorio e loro interpretazione









