

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP J31H03000180008

DIREZIONE TECNICA
S.O. Ponti e grandi strutture

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA DI 2^ FASE

NPP 0258: GRONDA MERCI DI ROMA - CHIUSURA ANELLO NORD
TRATTA: VIGNA CLARA – TOR DI QUINTO

GEOTECNICA
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

SCALA:

-

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

NR4E 12 R 09 GE GE0006 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione per CSLPP	F. Aoe	Luglio 2023	L. Utzeri	Luglio 2023	T. Paoletti	Luglio 2023	A. Vittozzi Luglio 2023
								ITALFERR S.p.A. U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti Dott. Ing. Angelo Vittozzi Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma N° A20783

File: NR4E12R09GEGE006001A.doc

n.Elab:

INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	8
2.1	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	8
2.2	BIBLIOGRAFIA.....	8
2.3	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO	11
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	13
3.1	GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA.....	13
4	INQUADRAMENTO SISMICO.....	15
4.1	ACCELERAZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE.....	15
4.1.1	<i>Premessa</i>	15
4.1.2	<i>Vita Nominale, Classe d'Uso, Periodo di Riferimento per l'Azione Sismica</i>	15
4.1.3	<i>Stati limite e relative probabilità di superamento</i>	17
4.1.4	<i>Accelerazione di Riferimento su Suolo Rigido</i>	18
4.1.5	<i>Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche</i>	23
4.1.6	<i>Stabilità Nei Confronti Della Liquefazione</i>	27
4.1.6.1	<i>Condizioni di Esclusione da Verifica a Liquefazione</i>	27
5	CAMPAGNE DI INDAGINE UTILIZZATE PER LO STUDIO GEOTECNICO.....	29
5.1	CAMPAGNA DI INDAGINE ITOLFERR 2023.....	30
5.2	CAMPAGNA DI INDAGINE ITOLFERR 2021.....	32
5.3	CAMPAGNA DI INDAGINE ITOLFERR 2003.....	34
6	CARATTERISTICHE DELLA FALDA	37
	I LIVELLI DI FALDA DI PROGETTO SONO INDICATI NEI PROFILI GEOTECNICI.....	37
7	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE	38
8	CRITERI E CORRELAZIONI UTILIZZATI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	40
8.1	CONSIDERAZIONI GENERALI	40

8.2	INDIVIDUAZIONE DEL TIPO DI COMPORTAMENTO ATTESO DA PROVE CPT/CPTU.....	40
8.3	TERRENI GRANULARI	42
8.3.1	<i>Stato iniziale e caratteristiche fisiche</i>	42
8.3.1.1	Densità relativa	42
	Densità relativa da prove CPT	42
	Densità relativa da SPT	43
8.3.2	<i>Parametri di resistenza</i>	47
8.3.2.1	Angolo di resistenza al taglio.....	47
	Da prove di laboratorio.....	47
	Da densità relativa (da prove CPTu e SPT).....	47
8.3.3	<i>Parametri di deformabilità</i>	48
8.3.3.1	Moduli elastici a piccole deformazioni	48
	Moduli elastici iniziali da prove CPT	49
	Moduli da velocità delle onde di taglio da prove SPT	49
8.3.3.2	Moduli elastici operativi	50
8.3.4	<i>Coefficienti di permeabilità</i>	51
8.4	TERRENI COESIVI	52
8.4.1	<i>Classificazione</i>	52
8.4.2	<i>Stato tensionale iniziale</i>	52
	Pressione di preconsolidazione da prove di laboratorio.....	52
	Pressione di preconsolidazione da prove CPTu.....	53
	Pressione di preconsolidazione da altre correlazioni	53
8.4.3	<i>Parametri di resistenza</i>	54
8.4.3.1	Resistenza al taglio in condizioni non drenate	54
	Coazione non drenata da prove di laboratorio	54
	Coazione non drenata da pocket penetrometer e torvane.....	54
	Coazione non drenata da prove CPT	54
8.4.3.2	Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci	55
8.4.4	<i>Parametri di deformabilità</i>	55
8.4.4.1	Moduli elastici iniziali	55
	Moduli elastici iniziali da prove CPT/CPTu.....	55
8.4.4.2	Coefficienti di compressibilità.....	56
8.4.4.3	Coefficiente di consolidazione secondaria.....	56
8.4.4.4	Moduli elastici “operativi” in condizioni drenate	57
8.4.5	<i>Coefficienti di permeabilità</i>	58
9	DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI.....	59
9.1	UNITÀ R	59
9.1.1	<i>Stato iniziale e caratteristiche fisiche</i>	63
9.1.2	<i>Parametri di resistenza</i>	65

9.1.3	Parametri di rigidezza	67
9.1.4	Permeabilità	69
9.2	UNITÀ LS.....	70
9.2.1	Stato iniziale e caratteristiche fisiche.....	73
9.2.2	Parametri di resistenza	81
9.2.3	Parametri di rigidezza	86
9.2.4	Permeabilità	88
9.3	UNITÀ SL.....	89
9.3.1	Stato iniziale e caratteristiche fisiche.....	93
9.3.2	Parametri di resistenza	97
9.3.3	Parametri di rigidezza	100
9.3.4	Permeabilità	102
9.4	UNITÀ AL1.....	104
9.4.1	Stato iniziale e caratteristiche fisiche.....	107
9.4.2	Parametri di resistenza	116
9.4.3	Parametri di rigidezza	120
9.4.4	Permeabilità	122
9.5	UNITÀ GLS.....	123
9.5.1	Stato iniziale e caratteristiche fisiche.....	124
9.5.2	Parametri di resistenza	127
9.5.3	Parametri di rigidezza	128
9.5.4	Permeabilità	131
10	SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI E LIVELLI DI FALDA DI PROGETTO.....	132
11	TEMATICHE GEOTECNICHE AFFRONTATE NEL PROGETTO	134

1 PREMESSA

Il progetto della chiusura dell'anello nord di Roma è stato oggetto di Progettazione Preliminare (Legge Obiettivo) nell'ambito del più ampio progetto di Gronda Merci di Roma, costituito dalla Cintura Nord e dalla Gronda Sud. Il progetto preliminare è stato oggetto di VIA nel 2004, che si è conclusa con parere positivo, ma con prescrizioni molto impattanti per il tracciato della gronda Sud.

Gli interventi si compongono nello specifico di un itinerario di gronda alla capitale per il traffico merci e un potenziamento per i servizi di tipo metropolitano, al fin di rendere la rete meno vulnerabile a crisi localizzate.

L'area interessata dall'intervento riguarda il territorio di Roma e provincia, ma l'area vasta di ripercussione dei suoi effetti ha carattere regionale e interregionale, essendo Roma un nodo cruciale di attraversamento tra nord e sud del Paese. In Figura 1-1 è rappresentato lo schematico del nodo di Roma secondo quanto previsto dalla legge obiettivo.

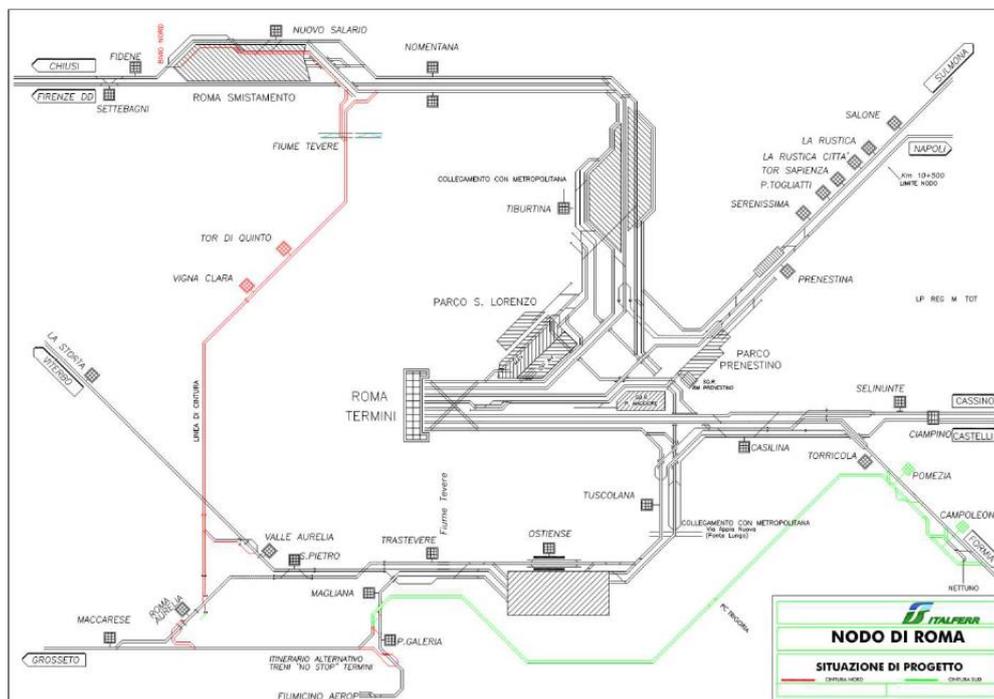


Figura 1-1 Schematico del nodo di Roma secondo quanto previsto dalla legge obiettivo

Per il suo valore trasportistico, è stato deciso di riprendere la progettazione della Cintura Nord, che consentirebbe di potenziare l'offerta commerciale nel nodo e creare un servizio a ring con vocazione prevalentemente di trasporto passeggeri.

Il presente progetto prevede, come stato di fatto, il progetto di riattivazione della tratta Valle Aurelia – Vigna Clara a doppio binario.

Del progetto oggetto della presente documentazione attualmente risultano realizzati:

- galleria Monte Mario;
- sede ferroviaria da Valle Aurelia fino a Vigna Clara;
- stazione di Vigna Clara;
- raddoppio tratta Valle Aurelia - Vigna Clara

Di seguito il piano schematico di progetto.

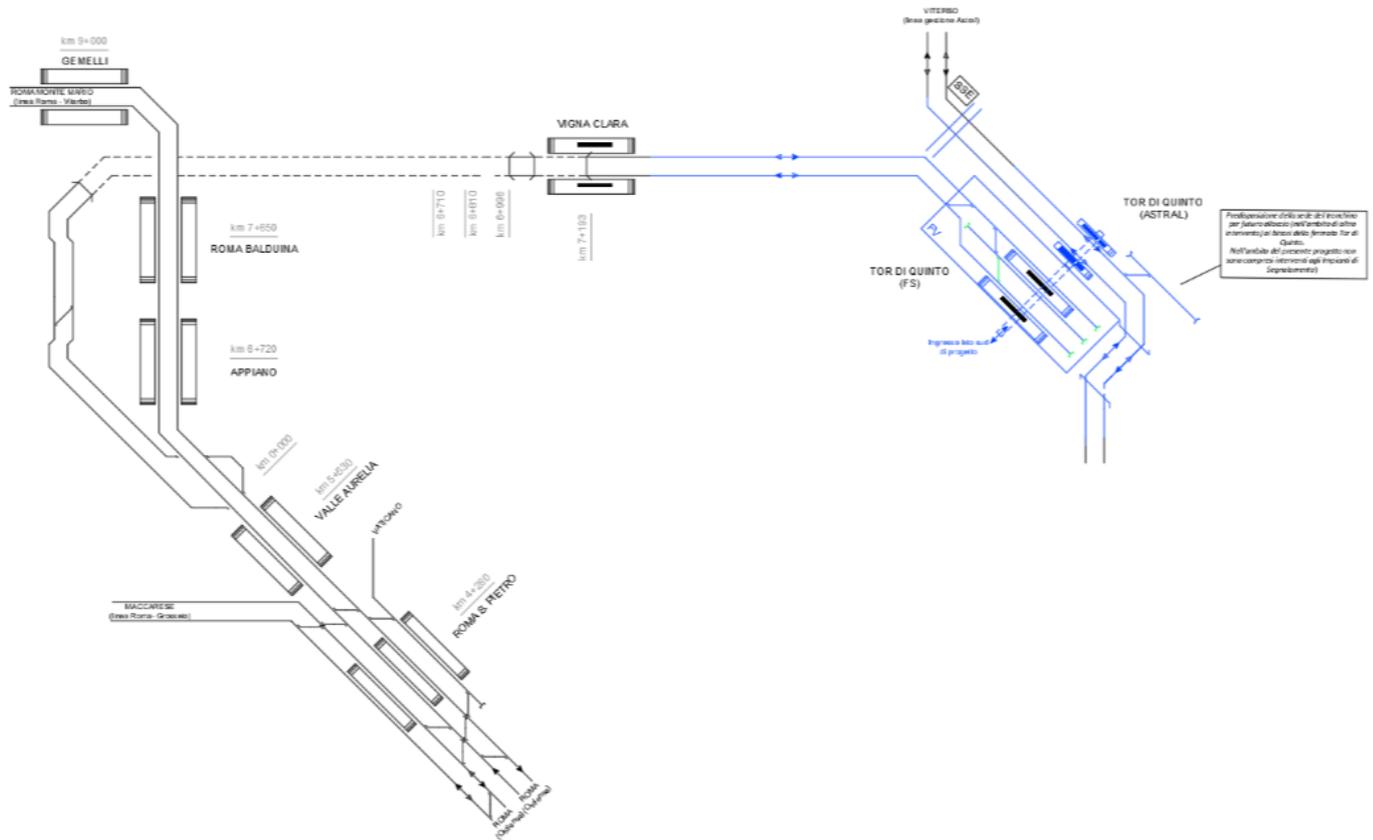


Figura 1-2 Scenario Schematico di Progetto del Lotto

Nella presente relazione vengono descritti i risultati dello studio geotecnico del Lotto 1b, basato sulle indagini di sito e sulle prove di laboratorio eseguite nell'ambito delle campagne di indagini predisposte da Italferr.

Il documento si articola come segue:

- nel capitolo 2 sono elencate le normative, i riferimenti bibliografici e i documenti di riferimento;
- nel capitolo 3 è riportata una sintesi del quadro geologico di riferimento;
- nel capitolo 4 viene definito l'input sismico lungo il tracciato;
- nel capitolo 5 è riportata una descrizione delle campagne di indagini geognostiche prese a riferimento nello studio;
- nel capitolo 6 sono riportate le letture piezometriche disponibili e le caratteristiche della falda lungo il tracciato;
- nel capitolo 7 sono definite le unità geotecniche di riferimento;
- nel capitolo 8 sono descritti i criteri e correlazioni adottati per l'interpretazione delle indagini in sito e di laboratorio;
- nel capitolo 9 vengono definiti i valori caratteristici dei parametri geotecnici sulla base delle indagini disponibili per le diverse unità geotecniche individuate;
- nel capitolo 10 è riportata la sintesi dei valori dei parametri geotecnici assunti nella caratterizzazione.

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 GE	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. A	FOGLIO 8 di 134

2 **NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

2.1 **NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO**

- [1] 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;
- [2] 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”;
- [3] RFI DTC SI CS MA IFS 001 del 2023 – “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”;
- [4] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [5] UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [6] AGI (1977) Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.
- [7] AGI (2005) Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida.

2.2 **BIBLIOGRAFIA**

- [8] Bolton (1986) “The strength and dilatancy of sands” *Geotechnique* 36 , n° 1.
- [9] 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.*
- [10] Bellotti R., Ghionna V., Jamiolkowski M., Robertson P.K. (1989) “Design parameters of cohesionless soils from in situ tests” *Spec. Session of In Situ Testing of Soil Properties for Transportation Facilities, National Research Council, TRB, Washington.*
- [11] Chen, B.S. and Mayne, P.W. (1996). “Statistical Relationship between Piezocone Measurements and Stress History of Clays” *Canadian Geotechnical Journal* 33, pp. 488-498.
- [12] Clayton C.R.I. (1995) “The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use” *CIRIA Report n° 143, 1995.*

- [13] 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.
- [14] Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" *Proceedings In-situ 2001*, Bali.
- [15] 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.
- [16] Jamiolkowski, M., Lo Presti, D.C.F. and Garizio, G.M. (2001). "Correlation between Relative Density and Cone Resistance for Silica Sands". *Jubilee Volume 75th Anniversary of K. Terzaghi's. Erdbaumechanik Wien*, Edit. H. Brandl.
- [17] Ladd C.C., Foot R. (1974) "A new design procedure for stability of soft clays" *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, vol.100, n° 7.
- [18] 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.*
- [19] 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.*
- [20] Lancellotta, R (2009). *Geotechnical Engineering – Second Edition*. Taylor & Francis.
- [21] 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.*
- [22] Lunne T., Christoffersen H.P., Tjelta T.I. (1985) "Engineering use of piezocone data in North Sea clays" *Proc. XI ICSMFE, S. Francisco.*
- [23] Lunne, T., Robertson, P.K., Powell, J.J.M. (1997). "Cone Penetration Testing in Engineering Practice" *Blackie Academic and Professional, London.*
- [24] Mayne P.W., Rix G.J. (1993) " $G_{max} - Q_c$ relationship for clays" *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, vol.16, n°1, pp. 54-60
- [25] 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.

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 GE	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. A	FOGLIO 10 di 134

- [26] 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.
- [27] Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.
- [28] Olsen R.S., Farr J.V. (1986) "Site characterization using the cone penetration test" Proc. Intern. Symposium In-Situ '86, Blacksburg (USA).
- [29] Rix, G.J. and Stokoe, K.H. (1991). "Correlation of initial tangent modulus and cone resistance". Proc. Of the International Symposium on Calibration Chamber Testing, Potsdam, N.Y. Edit. Elsevier.
- [30] Robertson P.K., Campanella R.G. (1984) "Guidelines for use and interpretation of the electric cone penetration tests" Soil Mech. Series n° 69, Department of Civil Engineering, University of British Columbia.
- [31] Robertson P.K., Campanella R.C. (1986) "Guidelines for use, interpretation and application of the CPT and CPTU" Soil Mechanics Series 105, Department of Civil Eng., Univ. Of British Columbia, Vancouver.
- [32] Robertson P.K., Campanella R.G., Gillespie D., Greig J. (1986) "The interpretation of Begemann friction jacket cone results to give soil types and design parameters" Proc. VII ECSMF, Brighton (U.K.).
- [33] Robertson, P.K. (1990). Soil Classification using the CPT. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, 151-158.
- [34] Robertson, P.K., and Cabal (Robertson), K.L., (2010). Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering - 6th edition. Gregg Drilling & Testing, Inc.,
- [35] 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.
- [36] Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I.

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 GE	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. A	FOGLIO 11 di 134

[37] 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.

[38] Youd T.D. (1972) “Factors controlling maximum and minimum density of sands” Proceedings of Symposium on Eval. Dens., ASTM STP 523.

2.3 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO

[39] ITALFERR – Progetto di Fattibilità tecnico Economica – Gronda merci di Roma – Chiusura anello Nord – Relazione indagini pregresse sito e laboratorio 2003

[40] ITALFERR – PFTE – Progetto di Fattibilità tecnico Economica di 2^a Fase – NPP 0258 Gronda merci di Roma – Gronda merci di Roma Cintura Nord – Relazione indagini geofisiche 2021

[41] ITALFERR – Progetto di Fattibilità tecnico Economica di 2^a Fase – NPP 0258 Gronda merci di Roma – Gronda merci di Roma Cintura Nord- – Relazione indagini geognostiche 2021

[42] ITALFERR – Progetto di Fattibilità tecnico Economica – Gronda merci di Roma – Chiusura anello Nord – Relazione con i risultati di laboratorio 2021

[43] ITALFERR – Progetto di Fattibilità tecnico Economica di 2^a Fase – NPP 0258 Gronda merci di Roma – Gronda merci di Roma Cintura Nord – Report indagini integrative: indagini geofisiche (2023)

[44] ITALFERR – Progetto di Fattibilità tecnico Economica – Gronda merci di Roma – Chiusura anello Nord – Report indagini integrative: prove di laboratorio (2023)

[45] ITALFERR – Progetto di Fattibilità tecnico Economica – Gronda merci di Roma – Chiusura anello Nord – Report monitoraggio piezometrico 08-2022 – 02-2023

[46] ITALFERR – Progetto di Fattibilità tecnico Economica – Gronda merci di Roma – Chiusura anello Nord – Campagna di indagini per la redazione del PFTE+: indagini geognostiche integrativa

[47] ITALFERR – Progetto di Fattibilità tecnico Economica di 2^a Fase – NPP 0258 Gronda merci di Roma – Gronda merci di Roma Cintura Nord – Relazione geologica, geomorfologica ed idrogeologica (Doc. NR4E12R69RGGE0001001A)

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 GE	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. A	FOGLIO 12 di 134

- [48] ITALFERR – Progetto di Fattibilità tecnico Economica di 2^a Fase – NPP 0258 Gronda merci di Roma – Gronda merci di Roma Cintura Nord – Carta Geologica con elementi di geomorfologia e profilo geologico (Doc. NR4E12R69L5GE0001001A)
- [49] ITALFERR – Progetto di Fattibilità tecnico Economica di 2^a Fase – NPP 0258 Gronda merci di Roma – Gronda merci di Roma Cintura Nord – Profilo geotecnico (Doc. NR4E12R09F6GE0006001A)
- [50] ITALFERR – Progetto di Fattibilità tecnico Economica di 2^a Fase – NPP 0258 Gronda merci di Roma – Gronda merci di Roma Cintura Nord – Relazione suscettibilità alla liquefazione (Doc. NR4E12R09GEGE0006002A)
- [51] ITALFERR – Progetto di Fattibilità tecnico Economica di 2^a Fase – NPP 0258 Gronda merci di Roma – Gronda merci di Roma Cintura Nord – Relazione di predimensionamento Rilevati e Scatolari (Doc. NR4E12R09RHGE0006001A)

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

3.1 GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA

Le analisi effettuate ed i rilievi di campo condotti hanno permesso di distinguere e cartografare differenti unità geologiche, relative a successioni sedimentarie di substrato e a coperture recenti. In particolare, le perimetrazioni e le descrizioni geologico-strutturali delle unità individuate nell'area derivano da un'integrazione tra le informazioni riportate in letteratura ed i dati raccolti dal rilevamento geologico di superficie e le indagini geognostiche a disposizione. La sintesi del modello geologico di riferimento è riportata nella Relazione geologica, geomorfologica ed idrogeologica e nelle carte e profili geologici di riferimento (Doc. Rif.[47], [48])

Di seguito vengono descritte le singole unità litostratigrafiche individuate nel solo lotto 1b. Per maggiori dettagli si rimanda alla Relazione geologica.

Le unità sono brevemente descritte dalla più recente alla più antica.

UNITA' UBIQUATERNARIE

Riporti antropici (h): depositi costituiti principalmente da ghiaie poligeniche ed eterometriche con locali frammenti di laterizi, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa da scarsa ad abbondante; a luoghi si rinvencono passaggi di sabbie e sabbie limose, a struttura indistinta, con diffusi resti vegetali e abbondanti ghiaie poligeniche. Tale unità comprende anche il rilevato ferroviario esistente (Olocene).

SISTEMA DEL FIUME TEVERE

Depositi alluvionali recenti (bb1, bb2, bb3): tali depositi si rinvencono estesamente in corrispondenza dei principali corsi d'acqua dell'area e, in particolare, lungo il fondovalle del Fiume Tevere e del Fiume Aniene, che rappresentano i principali elementi idrografici superficiali della zona di Roma. Si tratta di depositi continentali di canale fluviale, argine, piana inondabile, lago di meandro e canale in fase di abbandono, costituiti da tre differenti litofacies a composizione ghiaioso-sabbiosa (**bb1**), sabbioso-limosa (**bb2**) e argilloso-limosa (**bb3**). Poggiano in contatto stratigrafico discordante sulle unità più antiche e presentano uno spessore massimo di circa 70 m (Olocene).

UNITA' DEL SUBSTRATO PLIOCENICO

Formazione di Monte Vaticano (MVA): si tratta di una successione marina di piattaforma e scarpata superiore, costituiti da una singola litofacies a composizione argilloso-marnosa, affioranti nella porzione nord-occidentale dell'area di studio della tratta "Bivio Pineto-Stazione Aurelia". Lungo il versante occidentale e meridionale di Monte Mario, anche se in profondità, si rinviene ovunque al di sotto dei termini litologici pleistocenici e olocenici. Litologicamente, la successione in esame è formata da argille, argille limose e argille marnose di colore grigio e grigio-azzurro (**MVA**), talora marrone e giallastro per alterazione, in strati da sottili a medi, con abbondanti resti fossili, in alternanza con sabbie fini grigie e giallastre (Pliocene superiore p.p. – Pliocene inferiore p.p.).

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase					
	NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NR4E	12	R 09 GE	GE 00 06 001	A	15 di 134

4 INQUADRAMENTO SISMICO

4.1 ACCELERAZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE

4.1.1 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 e sismologico dell'area sono oggetto della relazione geologica a cui qui si fa diretto riferimento. Sempre oggetto della relazione geologica sono la definizione della categoria di sottosuolo e della categoria topografica di riferimento.

4.1.2 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, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto lungo la linea ferroviaria (rilevati, trincee e opere lungo linea) è stato assunto:

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

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 $C_U = 2$.

Nel caso in esame è stato assunto:

- per l'infrastruttura ferroviaria (rilevati e trincee) e tutte le opere in linea e le opere di attraversamento ($C_U = 1.5$);

Pertanto, l'azione sismica di verifica viene associata ad un periodo di riferimento V_R pari a:

- $V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1.5 = 112.5$ anni (infrastruttura ferroviaria);

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase					
	NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NR4E	12	R 09 GE	GE 00 06 001	A	17 di 134

4.1.3 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 4.1.

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase					
	NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NR4E	12	R 09 GE	GE 00 06 001	A	18 di 134

Tabella 4.1: Periodi di ritorno per l'azione sismica di progetto, in funzione delle opere considerate, per i diversi stati limite.

Stato limite di riferimento		Probabilità di superamento P_{VR}	<u>Infrastruttura ferroviaria</u> Periodo di ritorno dell'azione sismica T_R
Stati limite di esercizio (SLE)	Stato limite di immediata operatività (SLO)	81%	68
	Stato limite di danno (SLD)	63%	113
Stati limite ultimi (SLU)	Salvaguardia della vita umana (SLV)	10%	1068
	Stato limite di prevenzione del collasso (SLC)	5%	2193

4.1.4 Accelerazione di Riferimento su Suolo Rigido

In allegato al Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 (riferita dalle NTC2018), i valori a_g (accelerazione orizzontale massima su sito rigido e superficie topografica orizzontale), F_0 (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e T_c^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) 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.

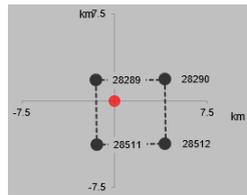
Per definire i valori della pericolosità sismica di base, sono stati scelti 15 punti di riferimento aventi le coordinate geografiche riportate in Tabella 4.2, ove altresì viene riportato l'identificativo dei nodi del reticolo di riferimento entro cui è compreso il punto di calcolo dell'azione sismica (elaborazione da foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v.1.0.3b, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009).

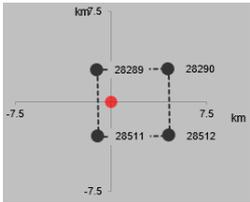
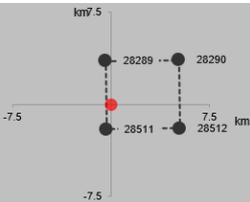
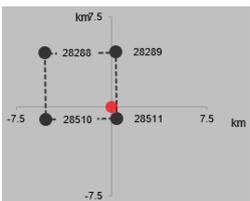
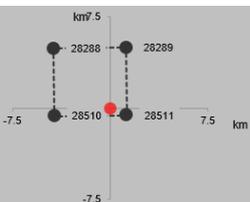
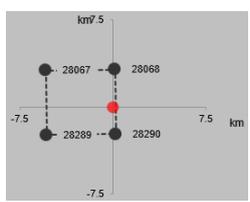
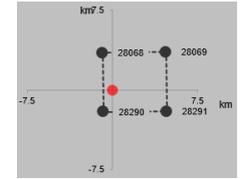
Il confronto fra i valori del parametro a_g calcolato ai diversi punti, per gli stati limite di interesse (Tabella 4.3) mostra come la variabilità dell'input sismico lungo la tratta sede delle opere sia limitata per corti periodi di ritorno, mentre cresce apprezzabilmente per valori del periodo di ritorno più lunghi.



Figura 4-1: Ubicazione punti scelti lungo il tracciato per calcolo azione sismica – Google Earth

Tabella 4.2: 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	12.432882	41.914031	

ID Punto	Longitudine	Latitudine	Localizzazione punti di griglia
P2	12.427751	41.906186	
P3	12.419856	41.898065	
P4	12.410491	41.889101	
P5	12.400217	41.885335	
P6	12.479153	41.951581	
P7	12.491662	41.949171	

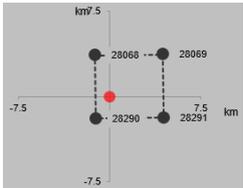
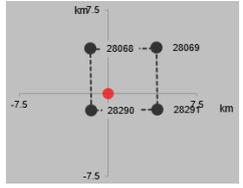
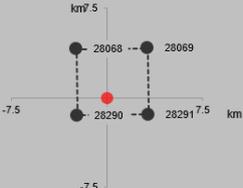
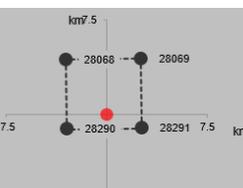
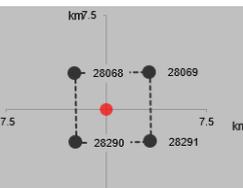
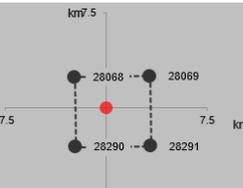
ID Punto	Longitudine	Latitudine	Localizzazione punti di griglia
P8	12.495649	41.948106	
P9	12.498959	41.944584	
P10	12.510277	41.943885	
P11	12.51777	41.941364	
P12	12.509361	41.954726	
P13	12.509186	41.958901	

Tabella 4.3: Valori di a_g per punti diversi nel tracciato di interesse (ottenuti mediante il foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSLLPP (2009)). Infrastruttura ferroviaria ($V_R = 150$ anni)

SL	T_R	a_g (g)												
	(anni)	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13
SLO	68	0.053	0.053	0.053	0.053	0.052	0.055	0.056	0.057	0.057	0.058	0.059	0.057	0.057
SLD	113	0.063	0.063	0.063	0.063	0.062	0.065	0.066	0.067	0.068	0.069	0.070	0.068	0.068
SLV	1068	0.120	0.122	0.122	0.122	0.120	0.120	0.125	0.127	0.130	0.134	0.138	0.129	0.127
SLC	2193	0.143	0.146	0.146	0.147	0.145	0.141	0.148	0.151	0.154	0.160	0.166	0.154	0.151

In conclusione, il tracciato è stato diviso in sotto-tratte di lunghezza pari a 1 km circa per la definizione della pericolosità sismica di progetto lungo il tracciato:

Lotto 3: tratta Bivio Pineto – Stazione Aurelia:

- il tratto A1: dal punto P1 (Prog. $\approx 0+000$ km) al P2 (Prog. $\approx 1+009$ km) con il punto P2 come il punto di riferimento;
- il tratto A2: dal punto P2 (Prog. $\approx 1+009$ km) al P3 (Prog. $\approx 2+099$ km) con il punto P3 come il punto di riferimento;
- il tratto A3: dal punto P3 (Prog. $\approx 2+099$ km) al P4 (Prog. $\approx 3+395$ km) con il punto P3 come il punto di riferimento.
- il tratto A4: dal punto P4 (Prog. $\approx 3+395$ km) al P5 (Prog. $\approx 4+418$ km) con il punto P4 come il punto di riferimento.

Lotto 1: tratta Vigna Clara-Tor di Quinto e Lotto 2: Bivio Tor di Quinto – Val D'Ala

- il tratto B1: dal punto P6 (Prog. $\approx 0+519$ km) al P7 (Prog. $\approx 1+621$ km) con il punto P7 come il punto di riferimento.
- il tratto B2: dal punto P7 (Prog. $\approx 1+621$ km) al P8 (Prog. $\approx 1+937$ km) con il punto P8 come il punto di riferimento.
- il tratto B3: dal punto P8 (Prog. $\approx 1+937$ km) al P9 (Prog. $\approx 2+414$ km) con il punto P9 come il punto di riferimento.
- il tratto B4: dal punto P9 (Prog. $\approx 2+414$ km) al P10 (Prog. $\approx 3+561$ km) con il punto P10 come il punto di riferimento.

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase					
	NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NR4E	12	R 09 GE	GE 00 06 001	A	23 di 134

- il tratto B5: dal punto P10 (Prog. ≈3+561 km) al P11 (Prog. ≈4+236 km) con il punto P11 come il punto di riferimento.

Lotto 3: tratta Bivio Tor di Quinto - Smistamento:

- il tratto B6: dal punto P10 (Prog. 0+824 km) al P12 con il punto P10 come il punto di riferimento.
- il tratto B7: dal punto P12 al P13 con il punto P12 come il punto di riferimento.

4.1.5 *Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche*

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 V_S non inferiore a 800 m/s.

I risultati ricavati dalle prove tipo MASW e Down-Hole in termini di valore equivalente di velocità di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ sono riportati in Tabella 4.4, nella quale sono anche indicate le categorie di sottosuolo che ne derivano, come richiamato nella relazione geologica (Doc.Rif.[47]).

Come è possibile notare, le 9 prove effettuate forniscono generalmente una categoria di sottosuolo C, a meno delle sole MASW3 e MASW5 sulla base delle quali viene individuata la categoria E; è da notare che in stretta prossimità della MASW5 la prova Down-Hole-S7 ha fornito un profilo delle onde di taglio corrispondente ad una categoria C.

Tenendo presente la maggiore incertezza legata alle indagini indirette di tipo MASW per la determinazione delle V_s , si è ritenuto in questa sede di fare riferimento ai risultati delle prove Down-Hole e di considerare per l'intera tratta la categoria di sottosuolo C. In ogni caso, si raccomandano approfondimenti nelle fasi progettuali successive.

Tabella 4.4: Risultati delle prove geofisiche in termini di $V_{s,eq}$ e categoria di sottosuolo per i siti di progetto.

Localizzazione	Indagine	PROFONDITÀ SUBSTRATO	$V_{s,eq}$ (m/s)	Tipo di suolo
Tratta Vigna Clara – Tor di Quinto	MASW 1	>30m	343	C
Tratta Vigna Clara – Tor di Quinto	Down-Hole S1	>30m	352	C
Tratta Vigna Clara – Tor di Quinto	Down-Hole L1BPS02DH	>30m	252	C
Tratta Vigna Clara – Tor di Quinto	Down-Hole L1BPS04DH	>30m	232	C
Tratta Tor di Quinto-Viadotto sul Tevere	MASW 2	>30m	226	C
Tratta Tor di Quinto-Viadotto sul Tevere	Down-Dole S 6	>30m	251	C
Tratta tra Viadotto sul Tevere-Biforcazione smistamento	MASW 3	<30m	289	E
Stazione val d'Ala	MASW 4	>30m	254	C
Inizio ramo smistamento	MASW 5	<30m	280	E
Inizio ramo smistamento	Down-Hole S7	>30m	290	C
Termine ramo smistamento	Down-Hole S11	>30m	315	C

$V_{s,eq}$ = valore equivalente di velocità di propagazione delle onde di taglio.

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

$$S_s = 1.0 \leq 1.70 - 0.6 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1.50 \quad (C)$$

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, il tracciato inerente alle opere all'aperto, oggetto della presente relazione, può essere 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:

$$S_T = 1$$

Il fattore di sito S e l'azione sismica di progetto $a_{max} = S \cdot a_g$ ottenuti per i diversi periodi di ritorno e tipologie di opere sono riportati in Tabella 4.5.

Tabella 4.5: Valori di a_g e dei coefficienti di sito S e dell'accelerazione di progetto a_{max} per gli stati limite di riferimento. Infrastruttura ferroviaria ($V_R = 112.5$ anni)

Tratta di riferimento	SL	T_R (anni)	a_g (g)	S (-)	a_{max} (g)
Tratto A1 (Da Prog. 0+000 km a Prog. 1+009 km)	SLO	68	0.053	1.500	0.080
	SLD	113	0.063	1.500	0.095
	SLV	1068	0.122	1.500	0.183
	SLC	2193	0.146	1.461	0.213
Tratto A2 (Da Prog. 1+009 km a Prog. 2+099 km)	SLO	68	0.053	1.500	0.080
	SLD	113	0.063	1.500	0.095
	SLV	1068	0.122	1.500	0.183
	SLC	2193	0.146	1.461	0.213
Tratto A3 (Da Prog. 2+099 km a Prog. 3+395 km)	SLO	68	0.053	1.500	0.080
	SLD	113	0.063	1.500	0.095
	SLV	1068	0.122	1.500	0.183
	SLC	2193	0.146	1.461	0.213
Tratto A4 (Da Prog. 3+395 km a Prog. 4+357 km)	SLO	68	0.053	1.500	0.080
	SLD	113	0.063	1.500	0.095
	SLV	1068	0.122	1.500	0.183
	SLC	2193	0.146	1.461	0.213

Tratta di riferimento	SL	T _R (anni)	a _g (g)	S (-)	a _{max} (g)
Tratto B1 (Da Prog. 0+519 km a Prog. 1+621 km)	SLO	68	0.056	1.500	0.084
	SLD	113	0.066	1.500	0.099
	SLV	1068	0.125	1.496	0.187
	SLC	2193	0.148	1.455	0.215
Tratto B2 (Da Prog. 1+621 km a Prog. 1+937 km)	SLO	68	0.057	1.500	0.086
	SLD	113	0.067	1.500	0.101
	SLV	1068	0.127	1.494	0.190
	SLC	2193	0.151	1.451	0.219
Tratto B3 (Da Prog. 1+937 km a Prog. 2+414 km)	SLO	68	0.057	1.500	0.086
	SLD	113	0.068	1.500	0.102
	SLV	1068	0.130	1.491	0.194
	SLC	2193	0.154	1.477	0.227
Tratto B4 (Da Prog. 2+414 km a Prog. 3+561 km)	SLO	68	0.058	1.500	0.087
	SLD	113	0.069	1.500	0.104
	SLV	1068	0.134	1.485	0.199
	SLC	2193	0.160	1.440	0.230
Tratto B5 (Da Prog. 3+561 km a Prog. 4+236 km)	SLO	68	0.059	1.500	0.089
	SLD	113	0.070	1.500	0.105
	SLV	1068	0.138	1.480	0.204
	SLC	2193	0.166	1.433	0.238
Tratto B6	SLO	68	0.058	1.500	0.087
	SLD	113	0.069	1.500	0.104
	SLV	1068	0.134	1.485	0.199
	SLC	2193	0.160	1.440	0.230
Tratto B7	SLO	68	0.057	1.500	0.086

Tratta di riferimento	SL	T _R (anni)	a _g (g)	S (-)	a _{max} (g)
	SLD	113	0.068	1.500	0.102
	SLV	1068	0.129	1.490	0.192
	SLC	2193	0.154	1.477	0.227

4.1.6 Stabilità Nei Confronti Della Liquefazione

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.

4.1.6.1 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 qc1N > 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 qc1N 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 4-2 (coefficiente di uniformità U_c < 3.5) e Figura 4-3 (coefficiente di uniformità U_c > 3.5).

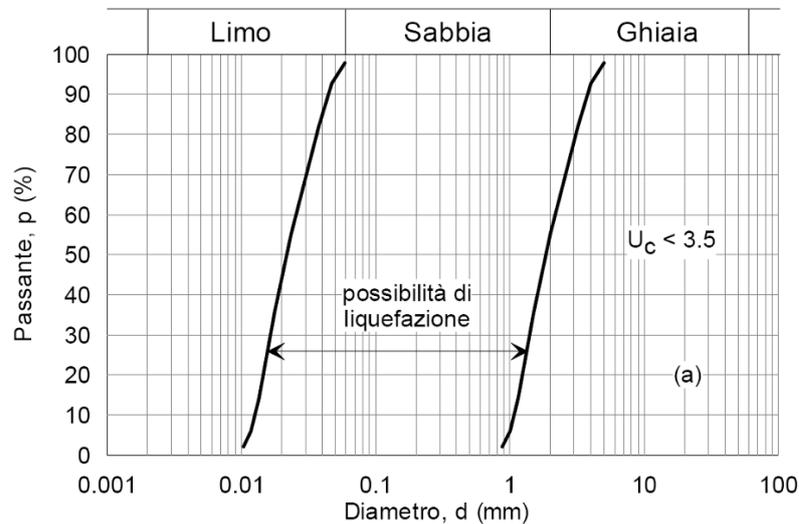


Figura 4-2: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c < 3.5$)

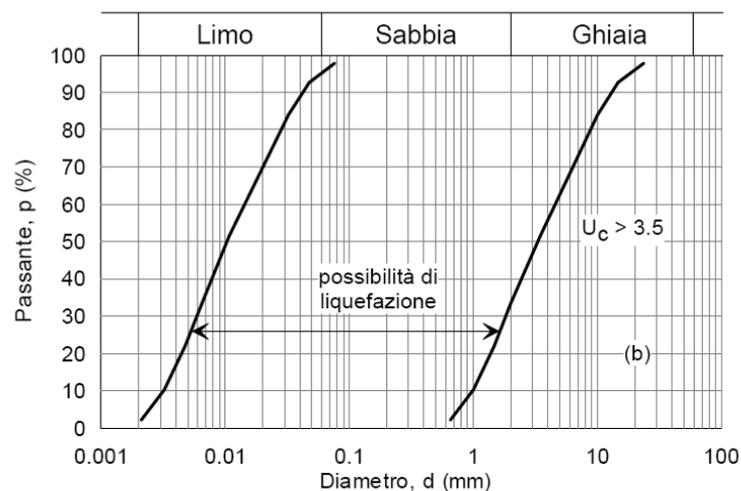


Figura 4-3: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c > 3.5$).

Sulla base dei valori di pericolosità sopra determinati, la verifica a liquefazione non può essere omessa poiché nessuno dei sopraelencati criteri risulta soddisfatto. Si rimanda allo specifico elaborato Doc.Rif.[50] per le verifiche a liquefazione, anticipando qui che i risultati hanno condotto alla sostanziale esclusione della possibilità di instaurarsi del fenomeno per la tratta analizzata.

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 GE	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. A	FOGLIO 29 di 134

5 CAMPAGNE DI INDAGINE UTILIZZATE PER LO STUDIO GEOTECNICO

Per la redazione del presente studio sono stati utilizzati i risultati di indagini e prove geotecniche, in sito e di laboratorio, condotte nell'area durante le seguenti campagne di indagine:

- Campagna di indagine eseguita da ITALFERR tra Maggio e Giugno 2023, nell'ambito del presente progetto di fattibilità (Doc. Rif.da [43] a [46]);
- Campagna di indagine eseguita da ITALFERR tra Gennaio e Maggio 2021, nell'ambito del presente progetto di fattibilità (Doc. Rif.da [40] a [42]);
- Campagna di indagini pregresse effettuate da ITALFERR nel 2003 nell'ambito del progetto preliminare "Gronda merci di Roma cintura Nord" (Doc.Rif. [39]).

L'ubicazione delle prove in sito è riportata in Figura 5-2 e Figura 5-3. Il dettaglio delle indagini geognostiche considerate nel presente report è riportato nei paragrafi successivi.

Nelle figure ed in

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 GE	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. A	FOGLIO 30 di 134

Tabella 5.2 e Tabella 5.3 sono riportate anche le indagini eseguite lungo la tratta in galleria non oggetto della caratterizzazione geotecnica contenuta in questo documento, in quanto, i risultati delle prove sono stati presi in considerazione laddove inerenti alle unità geotecniche rinvenute nella tratta del presente studio.

5.1 CAMPAGNA DI INDAGINE ITALFERR 2023

La campagna di indagini eseguita da ITALFERR nel 2023 ha compreso le seguenti tipologie di prove (Figura 5-1):

- No. 4 sondaggi a carotaggio continuo (L1BOS01PZ, L1BPS02DH, L1BPS03PZ, L1BPS04DH) distribuiti nelle tratte Vigna Clara – Val d’Ala e Bivio Tor di Quinto – Smistamento di cui 2 attrezzati con piezometro a tubo aperto e Casagrande (L1BOS01PZ e L1BPS03PZ) e 2 per esecuzione prove Dow-Hole (L1BPS02DH, L1BPS04DH);
- No. 1 sondaggi a distruzione di nucleo (L1BPS03PZBIS);
- prove SPT realizzate all’interno di sondaggi;
- prove di permeabilità *Lefranc* realizzate durante l’esecuzione dei sondaggi;
- prove pressiometriche;
- prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati;
- misure freatiche in foro.

In

Tabella 5.2 sono riportati gli identificativi delle indagini eseguite con le rispettive ubicazioni, tipo di prove eseguite, profondità delle verticali e tipologie di piezometri utilizzati.

Per il dettaglio delle prove si rimanda a specifiche relazioni (Doc. Rif.da [43] a [46]).

Tabella 5.1: Sintesi delle indagini relative alla campagna ITALFERR del 2023

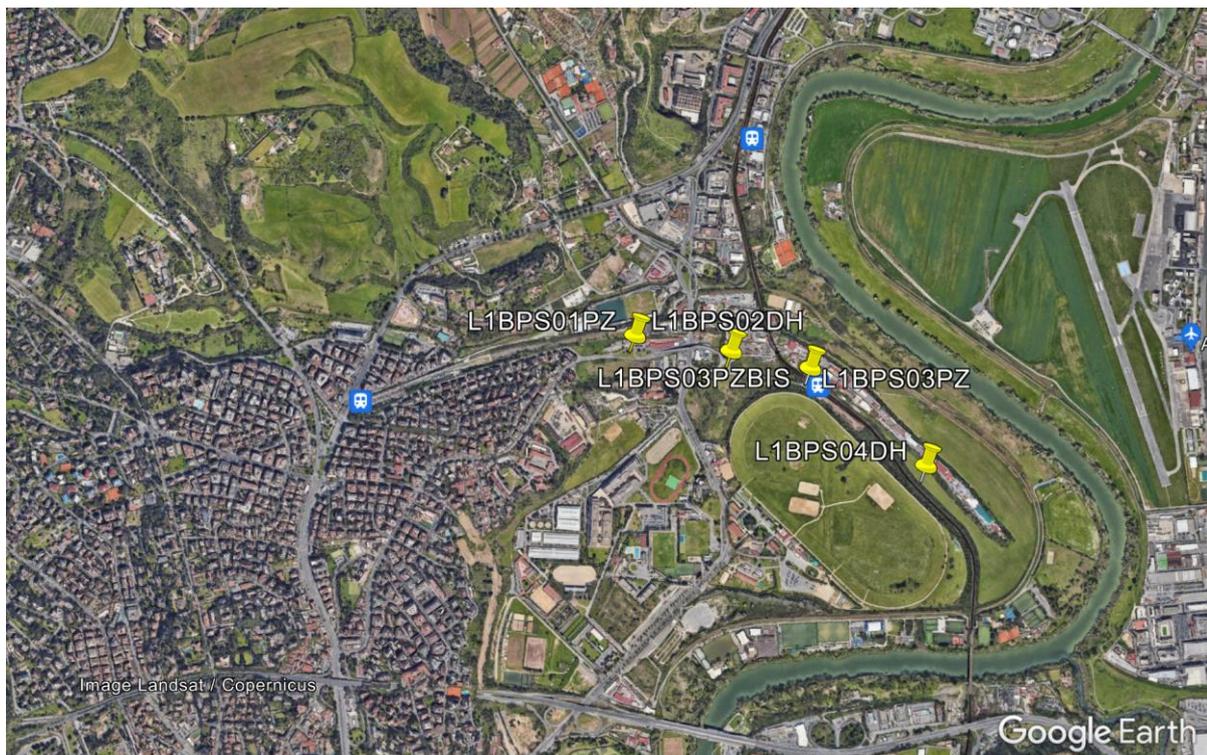
ID	Tipo di indagine	Coordinate Gauss Boaga		Quota	Profondità	SPT	Lefranc/ Pressiometriche/ Dilatometriche	Foro attrezzato	CI	CR
		Est	Nord							
(sigla)	(Tipo)			(m slmm)	(m)	(n.prove)	(n.prove) (L)=Lefranc (P)=Pressiometrica (D)=dilatometrica	C=Casagrande (¹) TA=Tubo Aperto (²) Down Hole	(#)	(#)
L1BPS01PZ	Sondaggio	2311331	4647432	19.7*	60.0	11	4 (L)/2 (P)	TA	7	10
L1BPS02DH	Sondaggio	2311659	4647383	21.4*	60.0	13	4 (L)/2 (P)	Down Hole	6	9
L1BPS03PZ	Sondaggio	2311928	4647328	20.3*	60.0	12	4 (L)/3 (P)	Casagrande	8	11
L1BPS03PZBIS	Sondaggio (DN)	2311925	4647330	20.3*	21.3	0	-	Casagrande	0	0
L1BPS04DH	Sondaggio	2312320	4647001	16.6*	55.5	13	3 (L)/2 (P)	Down Hole	7	12

(¹) = Tra parentesi la profondità della cella Casagrande

CI = campioni indisturbati

* le quote sono state ricalcolate sulla base della cartografia

CR campioni rimaneggiati/semidisturbati/rimaneggiati da SPT



	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 GE	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. A	FOGLIO 32 di 134

Figura 5-1: Tratta Vigna Clara-Val D'ala - Ubicazione indagini 2023- Google Earth

5.2 CAMPAGNA DI INDAGINE ITOLFERR 2021

La campagna di indagini eseguita da ITOLFERR nel 2021 ha compreso le seguenti tipologie di prove:

- No. 6 sondaggi a carotaggio continuo (S1, S4, S6, S7, S10 e S11) distribuiti nelle tratte Vigna Clara – Val d'Ala e Bivio Tor di Quinto – Smistamento di cui 2 attrezzati con piezometro Casagrande (S4 e S10) e 4 per esecuzione prove Down-Hole (S1, S6, S7 e S11);
- No. 4 sondaggi a carotaggio continuo (SG2, SG3, SG5, SG6) nella tratta in galleria Bivio Pineto – Stazione Aurelia tutti attrezzati con piezometro Casagrande;
- prove SPT realizzate all'interno di sondaggi;
- prove di permeabilità *Lefranc* realizzate durante l'esecuzione dei sondaggi;
- prove pressiometriche ed una prova dilatometrica eseguite durante l'esecuzione dei sondaggi (ulteriori prove dilatometriche hanno riguardato la tratta in galleria che non è trattata nella presente relazione);
- prove di laboratorio (determinazione dei limiti di Atterberg, determinazione delle principali grandezze fisiche del campione, analisi granulometriche, prove di taglio diretto, prove triassiali, prove edometriche) sui campioni prelevati in sito;
- No. 6 prove penetrometriche statiche con piezocono, delle quali CPTu1, CPTu2, CPTu4, CPTu6 e CPTu7 distribuite nelle tratte Vigna Clara – Val d'Ala e Bivio Tor di Quinto – Smistamento e CPTu3 in prossimità dell'imbocco Nord della galleria al Bivio Pineto;
- No. 5 indagini sismiche MASW;
- No. 5 indagini sismiche HVSR;

In

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 GE	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. A	FOGLIO 33 di 134

Tabella 5.2 sono riportati gli identificativi delle indagini eseguite con le rispettive ubicazioni, tipo di prove eseguite, profondità delle verticali e tipologie di piezometri utilizzati.

Per il dettaglio delle prove si rimanda a specifiche relazioni (Doc.Rif.[42])

Tabella 5.2: Sintesi delle indagini relative alla campagna ITALFERR del 2021

ID	Tipo di indagine	Coordinate Gauss Boaga		Quota	Profondità	SPT	Lefranc/ Pressiometriche/ Dilatometriche	Foro attrezzato	CI	CR
(sigla)	(Tipo)	Est	Nord	(m slmm)	(m)	(n.prove)	(n.prove) (L)=Lefranc (P)=Pressiometrica (D)=dilatometrica	C=Casagrande (¹) TA=Tubo Aperto (²) Down Hole	(#)	(#)
MASW1	Masw	2311428	4647414	n.d.	30.0	-	-	-	-	-
MASW2	Masw	2312693	4646675	n.d.	30.0	-	-	-	-	-
MASW3	Masw	2312959	4646442	n.d.	30.0	-	-	-	-	-
MASW4	Masw	2314181	4646305	n.d.	30.0	-	-	-	-	-
MASW5	Masw	2313625	4646549	n.d.	30.0	-	-	-	-	-
CPTu1	CPTu	2311057	4647503	n.d.	43.9	-	-	-	-	-
CPTu2	CPTu	2312426	4647059	19.0	41.5	-	-	-	-	-
CPTu3 (*)	CPTu	2307087	4643675	50.9	19.7	-	-	-	-	-
CPTu4	CPTu	2312101	4647186	20.6	24.1	-	-	-	-	-
CPTu6	CPTu	2313575	4647723	22.9	26.5	-	-	-	-	-
CPTu7	CPTu	2312616	4646790	17.8	45.5	-	-	-	-	-
S1-DH	Sondaggio	2311278	4647464	20.7	50.0	7	3(L); 2(P)	Down hole	3	10
S4-PZ	Sondaggio	2312098	4647189	19.3	40.0	6	3(L); 1(P)	C (20.0m)	5	7
S6-DH	Sondaggio	2312690	4646670	16.1	55.0	16	3(L); 2(P)	Down hole	2	12
S7-DH	Sondaggio	2313624	4646568	22.1	55.0	10	3(L); 2(P)	Down hole	3	15
S10- PZ	Sondaggio	2314238	4646260	20.8	30.0	7	2(L); 1(P)	C (15.0m)	3	0
S11-DH	Sondaggio	2313581	4648222	20.4	50.0	5	3 (L); 1(P); 1(D)	Down hole	4	1
SG2 (*)	Sondaggio	2304659	4640457	70.6	35.5	11	3 (L); 1(P); 1(D)	C (28.0m)	2	3
SG3 (*)	Sondaggio	2305171	4640714	74.0	45.0	0	3 (L); 2(P)	C (38.9m)	2	2
SG5 (*)	Sondaggio	2306660	4642570	88.0	60.0	0	3 (L); 2(P)	C (55.7m)	3	0
SG6 (*)	Sondaggio	2305977	4641690	84.3	65.5	1	3 (L); 2(D)	C (48.0m)	5	0

(¹) = Tra parentesi la profondità della cella Casagrande

(²) = Tra parentesi il tratto finestrato

(*) = Tratta Bivio Pineto – Stazione Aurelia dove è prevista la GA, la cui caratterizzazione geotecnica è contenuta in un documento dedicato

CI = campioni indisturbati

CR campioni rimaneggiati/semidisturbati/rimaneggiati da SPT

5.3 CAMPAGNA DI INDAGINE ITALFERR 2003

La campagna di indagini eseguita da ITALFERR nel 2003 ha compreso le seguenti tipologie di prove:

- No. 3 sondaggi a carotaggio continuo attrezzati con piezometro a tubo aperto;
- prove SPT realizzate all'interno di sondaggi;
- prove di permeabilità *Lefranc* realizzate all'interno di sondaggi;

- prove di laboratorio (determinazione dei limiti di Atterberg, determinazione delle principali grandezze fisiche del campione, analisi granulometriche, prove di taglio diretto) sui campioni prelevati in sito.

In Tabella 5.3 sono riportati gli identificativi delle indagini eseguite con le rispettive ubicazioni, tipo di prove eseguite, profondità delle verticali e tipologie di piezometri utilizzati.

Per il dettaglio delle prove si rimanda a specifiche relazioni (Doc.Rif.[39]).

Tabella 5.3: Sondaggi a carotaggio continuo relativi alla campagna ITALFERR del 2003

ID	Tipo di indagine	Coordinate UTM Zone 33 N		Quota (m slmm)	Profondità (m)	SPT (n.prove)	Lefranc (n.prove)	Foro attrezzato	CI (#)	CR (#)
		Est	Nord							
(sigla)	(Tipo)	Est	Nord	(m slmm)	(m)	(n.prove)	(n.prove)	C=Casagrande ⁽¹⁾ TA= Tubo Aperto ⁽²⁾ Down Hole	(#)	(#)
XL151VG01	Sondaggio	2312783	4646534	15.3	60.0	7	2	TA (3.0÷57.0m)	1	12
XL151VG02	Sondaggio	2312884	4646405	20.9	55.0	8	1	TA (3.0÷52.0m)	3	12
XL151VG03	Sondaggio	2313462	4646164	21.8	55.0	8	1	TA (3.0÷52.0m)	2	8

⁽¹⁾ = Tra parentesi la profondità della cella Casagrande
⁽²⁾ = Tra parentesi il tratto finestrato
 CI = campioni indisturbati
 CR campioni rimaneggiati/semidisturbati/rimaneggiati da SPT

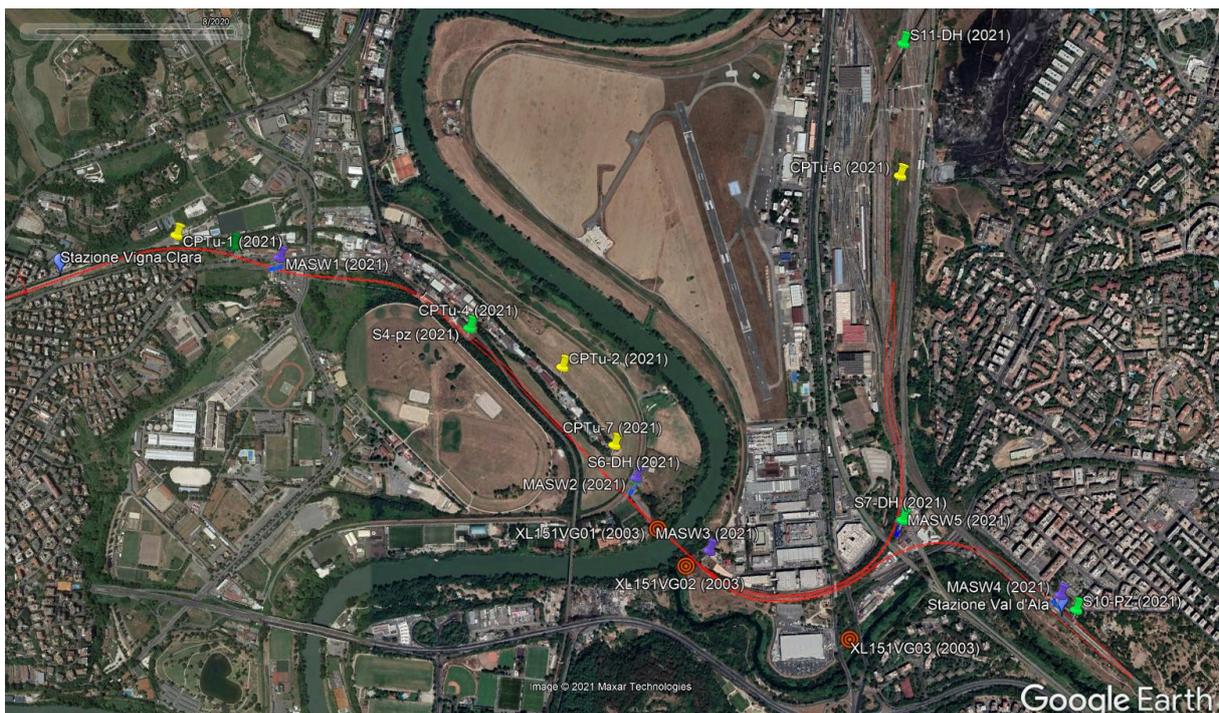


Figura 5-2: Tratta Vigna Clara-Val D'ala e Ramo smistamento - Ubicazione indagini precedenti- Google Earth



Figura 5-3: Tratta galleria Bivio Pineto-Stazione Aurelia - Ubicazione indagini - Google Earth

6 CARATTERISTICHE DELLA FALDA

Le caratteristiche idrogeologiche generali dell'area in esame sono descritte in uno specifico capitolo della Relazione Geologica, Geomorfologica ed Idrogeologica (Doc.Rif. [47]). I livelli di falda sono stati definiti in primo luogo sulla base delle letture piezometriche disponibili effettuate nell'ambito delle campagne di indagini.

In Tabella 6.3 si riportano le letture piezometriche disponibili al momento della stesura della presente relazione, relativamente alla strumentazione installata nell'ambito delle campagne indagini Italferr 2003, 2021 e 2023. I valori dei livelli di falda z_w sono espressi in metri come soggiacenza della stessa dal piano campagna.

Tabella 6.1: Letture piezometriche – sondaggi 2023

ID SONDAGGIO	DATA LETTURA								
	08/2022	09/2022	10/2022	12/2022	01/2023	02/2023	04/2023	05/2023	06/2023
L1BPS01PZ	-	-	-	4.10	3.85	3.80	3.95	3.70	4.02
L1BPS03PZ	-	10.55	10.50	10.50	10.37	10.45	10.04	10.15	10.11
L1BPS03bisPZ	-	11.17	11.15	9.88	9.94	9.70	10.56	10.43	10.45

Letture in m da p.c.

Tabella 6.2: Letture piezometriche – sondaggi 2022

ID SONDAGGIO	DATA LETTURA										
	01/2021	04/2021	08/2022	09/2022	10/2022	12/2022	01/2023	02/2023	04/2023	05/2023	06/2023
S4	6.60	8.95	10.75	10.72	10.60	10.34	9.95	10.00	10.12	10.25	10.40

Letture in m da p.c.

Tabella 6.3: Letture piezometriche – sondaggi 2021

ID SONDAGGIO	DATA LETTURA					
	14/01/2021	21/01/2021	05/02/2021	08/02/2021	24/02/2021	24/04/2021
S4	-	6.60	-	-	-	8.95
S10	5.35	-	-	-	-	5.86
SG3 (*)	-	-	22.50	-	-	19.87
SG5 (*)	-	-	30.80	-	-	20.18
SG2 (*)	-	-	-	22.70	-	22.80
SG6 (*)	-	-	-	-	27.30	31.80

Letture in m da p.c.
(*) Sondaggi eseguiti in corrispondenza della tratta in progetto in galleria non oggetto della presente relazione geotecnica

Tabella 6.4: Letture piezometriche – sondaggi 2003

ID SONDAGGIO	DATA LETTURA
	08/04/2003
XL151VG01	4.15
XL151VG02	4.40
XL151VG03	5.90

I livelli di falda di progetto sono indicati nei profili geotecnici.

7 DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

A partire dal modello geologico locale riportato nel paragrafo 3.1, le descrizioni stratigrafiche dei sondaggi insieme alle foto delle cassette e alle prove di laboratorio, e la determinazione dell'indice di comportamento I_c nelle prove CPTu, hanno permesso di individuare i passaggi stratigrafici tra materiali e di classificare i terreni attraversati. Sulla base dell'interpretazione dei risultati delle indagini disponibili, sono state identificate le unità geotecniche di riferimento, cioè unità aventi comportamento omogeneo dal punto di vista meccanico.

I criteri e le correlazioni utilizzate per l'interpretazione delle prove geotecniche in sito e di laboratorio e la definizione dei valori caratteristici dei parametri meccanici delle singole unità geotecniche sono illustrati rispettivamente ai capitoli 8 e 9.

Le **unità geotecniche** individuate sono di seguito elencate:

- **Unità geotecnica R:** materiale rimaneggiato assimilabile a riporto antropico e/o terreno vegetale costituito principalmente da sabbia eterometrica limosa e/o limo sabbioso, ma talvolta argilla limosa con locali frammenti di laterizi e inclusi tufacei e sporadiche ghiaie. Tale unità è corrispondente all'unità geologica denominata **h**;

Depositi alluvionali

- **Unità geotecnica LS:** limo argilloso debolmente sabbioso e/o limo sabbioso debolmente argilloso con frequenti livelletti di sabbia limosa e rara ghiaia. Rare tracce di materiale organico. Il contenuto di fine è variabile nell'intervallo 40÷80% e il contenuto di sabbia è tra 30÷60%. Tale unità è stata rinvenuta nella prima parte del tracciato, dalla stazione di Vigna Clara fino al Fiume Tevere, generalmente dal piano campagna, o dalla base dell'unità R, per spessori variabili tra 5 e 10 m; localmente, in corrispondenza della stazione di Vigna Clara (CPTu1), l'unità è stata rinvenuta al di sotto della formazione AL1 da circa 14 a 31 m da. Tale unità è stata individuata come la parte più limosa delle unità geologiche denominate **bb2** e **bb3**;
- **Unità geotecnica SL:** sabbia da debolmente limosa a con limo, talvolta ghiaiosa. Rare tracce di materiale organico. Il contenuto di sabbia è sempre maggiore del 50% ed il contenuto di fine è compreso tra il 15 e il 40%; è presente lungo tutto il tracciato analizzato con spessori variabili tra qualche metro a decine di metri. La successione stratigrafica tra l'unità SL e l'unità geotecnica AL1 (vedi punti successivi) non è sempre la stessa lungo le verticali, ma si presenta con alternanza variabile lungo il tracciato. Tale unità è corrispondente alla frazione più sabbiosa

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase					
	NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NR4E	12	R 09 GE	GE 00 06 001	A	39 di 134

dell'unità geologica denominata **bb2** e, talvolta, include lenti di materiale ghiaioso costituenti l'unità geologica **bb1**;

- **Unità geotecnica AL1:** argilla limosa e limo argilloso debolmente sabbioso / limo sabbioso debolmente argilloso. Presenti livelli millimetrici sabbiosi e rare intercalazioni ghiaiose. Rare tracce di materiale organico. Il contenuto di fine è generalmente $\geq 80\%$. Lungo il tracciato, la successione stratigrafica con l'unità geotecnica SL non è ben definita ma in un'alternanza continua. Tale unità rappresenta la facies più argillosa delle unità geologiche denominate **bb2** e **bb3**;
- **Unità geotecnica GLS:** ghiaia poligenica eterometrica con sabbia debolmente limosa e/o sabbia con ghiaia debolmente argillosa. Tale formazione costituisce la base dei depositi alluvionali recenti, è rinvenuta lungo l'intero tracciato analizzato, a profondità variabili e con spessori compresi tra 5 e 20m. Tale unità è corrispondente all'unità geologica denominata **bb1**.

Substrato Pliocenico

- **Unità geotecnica AL3:** Argilla limosa con livelli da centimetrici a decimetrici di sabbia fine. Presenti tracce di materiale organico. Tale unità è il substrato pliocenico costituito dalla formazione di Monte, sebbene non sia stata intercettata da alcun sondaggio nell'area del lotto 1b. Essa è corrispondente all'unità geologica denominata **MVA**.

In Figura 7-1 si riporta uno schema riassuntivo delle unità geotecniche individuate insieme alle corrispondenti unità geologiche. I rapporti stratigrafici sono illustrati nei profili geotecnici (Doc.Rif.[49]).

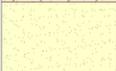
UNITA' GEOTECNICA	DESCRIZIONE MATERIALE	UNITA' GEOLOGICA
 R	Materiale di riporto o terreno vegetale costituiti da sabbia eterometrica limosa e/o limo sabbioso. Presenti frammenti di laterizi e inclusi tufacei.	h
 LS	Alternanze di limo argilloso debolmente sabbioso-limo sabbioso debolmente argilloso e sabbia eterometrica limosa. Rare tracce di materiale organico. Rara ghiaia	bb2/bb3
 SL	Sabbia da debolmente limosa a con limo, talvolta debolmente ghiaiosa. Presenti tracce di materiale organico.	bb1/bb2
 AL1	Alternanze di argilla limosa e limo argilloso debolmente sabbioso-limo sabbioso debolmente argilloso. Presenti livelli milleimetrici sabbiosi e rare intercalazioni ghiaiose. Presenti tracce di materiale organico.	bb2/bb3
 GLS	Ghiaia poligenica eterometrica con sabbia debolmente limosa e/o sabbia con ghiaia debolmente argillosa.	bb1
 AL3	Argilla limosa con livelli da centimetrici a decimetrici di sabbia fine. Presenti tracce di materiale organico.	MVA

Figura 7-1: Schema riassuntivo delle unità geotecniche

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 GE	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. A	FOGLIO 40 di 134

8 CRITERI E CORRELAZIONI UTILIZZATI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

8.1 CONSIDERAZIONI GENERALI

Tra i criteri adottati per la caratterizzazione geotecnica dei terreni si è tenuto conto che nell'area di studio sono presenti sia formazioni classificabili a "comportamento coesivo", sia formazioni a comportamento più spiccatamente "granulare". Al fine di applicare correttamente correlazioni note in letteratura secondo il criterio del comportamento prevalente dei terreni costituenti le unità geotecniche, la metodologia di lavoro adottata ha pertanto condotto a suddividere le stesse nelle due classi di comportamento.

In particolare, le unità geotecniche **LS**, **AL1** sono state classificate a comportamento coesivo, mentre le unità **R**, **SL**, **GLS** sono state classificate a comportamento granulare.

In funzione di tale suddivisione schematica sono state implementate le correlazioni ritenute più significative per la determinazione dei parametri fisici, di resistenza e di deformabilità di interesse, a partire dai risultati delle prove in sito e delle prove di laboratorio.

Un importante ausilio alla individuazione del tipo di comportamento atteso per ciascuna unità è fornito dai profili delle resistenze misurate durante le prove penetrometriche statiche di tipo CPTu, applicando i criteri descritti nel paragrafo seguente.

L'unità geotecnica **AL3**, che rappresenta il substrato rigido ed è costituita da argilla limosa, non è interessata dalle indagini del lotto 1b. Poiché, però, non è oggetto delle sezioni di verifica, la caratterizzazione geotecnica verrà in questa fase progettuale trascurata.

8.2 INDIVIDUAZIONE DEL TIPO DI COMPORTAMENTO ATTESO DA PROVE CPT/CPTU

Ai fini dell'individuazione del comportamento atteso (coesivo o granulare) per le unità geotecniche indagate, nell'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPT e CPTU si determina l'indice di comportamento I_c .

A tale scopo, si fa 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:

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

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

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

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

in cui:

α = rapporto delle aree del penetrometro statico;

u_o = pressione idrostatica;

σ_{vo} = pressione verticale totale geostatica;

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica.

Nella letteratura tecnica sono state sviluppate in passato numerose correlazioni che a partire dai valori delle quantità indicate precedentemente permettono di risalire al tipo di materiale attraversato dalla prova (si veda ad esempio Robertson & Campanella 1984, Robertson et al. 1986; Olsen & Farr 1986; Robertson 1990, per quanto riguarda le prove CPT e Robertson & Campanella 1986, Robertson 1990, per quanto riguarda le prove CPTU; si veda anche Lunne et al., 1997).

Attraverso la determinazione dei valori di F_r e Q_T si determina l'indice I_c o I_{SBT} "Soil Behaviour Type Index" attraverso la seguente equazione ricorsiva nel parametro n , da definirsi mediante procedura iterativa:

$$I_c = ((3.47 - \log Q)^2 + (\log F_r + 1.22)^2)^n$$

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase					
	NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NR4E	12	R 09 GE	GE 00 06 001	A	42 di 134

Roberston (2010) fornisce una descrizione del comportamento del terreno in funzione del parametro I_c (si veda tabella sottostante).

In linea generale il comportamento atteso dei terreni indagati può essere considerato coesivo (“clay-like”) per $I_c > 2.6$ e incoerente (“sand-like”) per $I_c < 2.6$; nel capitolo 9, i dati ottenuti dalle CPTu saranno commentati ed interpretati anche sulla base di quanto qui brevemente richiamato.

Tabella 8.1 Comportamento atteso dei terreni sulla base dei valori di I_c (Roberston, 2010)

<i>Zone</i>	<i>Soil Behavior Type</i>	<i>I_c</i>
1	<i>Sensitive, fine grained</i>	N/A
2	<i>Organic soils – clay</i>	> 3.6
3	<i>Clays – silty clay to clay</i>	2.95 – 3.6
4	<i>Silt mixtures – clayey silt to silty clay</i>	2.60 – 2.95
5	<i>Sand mixtures – silty sand to sandy silt</i>	2.05 – 2.6
6	<i>Sands – clean sand to silty sand</i>	1.31 – 2.05
7	<i>Gravelly sand to dense sand</i>	< 1.31
8	<i>Very stiff sand to clayey sand*</i>	N/A
9	<i>Very stiff, fine grained*</i>	N/A

** Heavily overconsolidated or cemented*

8.3 TERRENI GRANULARI

Di seguito si riportano i criteri utilizzati per caratterizzare i terreni prevalentemente granulari.

In conseguenza del fatto che in tali materiali risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in sito (mediante correlazioni empiriche) e delle prove di classificazione di laboratorio effettuate su campioni rimaneggiati.

8.3.1 Stato iniziale e caratteristiche fisiche

8.3.1.1 Densità relativa

La densità relativa nelle sabbie (D_r) può essere ricavata con una certa approssimazione dall'interpretazione delle prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Densità relativa da prove CPT

La densità relativa D_r è stata desunta dalla seguente relazione, a partire dalla resistenza alla punta q_c (Jamiolkowski et al. 2001):

$$D_r = [100 \cdot [0.268 \cdot \ln(q_c / (\sigma'_v)^{0.5}) - 0.675]]$$

Densità relativa da SPT

In accordo a quanto indicato da Skempton (1986) la densità relativa nelle sabbie 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 8.2;

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

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

$(K_o)_{nc}$ = $1 - \sin\phi'$ = 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 8.2: 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	$(21,7 \div 27,5) \cdot \frac{1+2 \cdot (k_o)_{sc}}{1+2 \cdot (k_o)_{nc}}$

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

$$N_{SPT} = \frac{50}{a} \cdot 30 \quad \text{se il rifiuto viene raggiunto nel primo tratto di 15 cm}$$

$$N_{SPT} = \frac{50}{b} \cdot 30 \quad \text{se il rifiuto viene raggiunto nel secondo tratto di 15 cm}$$

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase					
	NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NR4E	12	R 09 GE	GE 00 06 001	A	44 di 134

$N_{SPT} = N_2 + \frac{50}{c} \cdot 15$ se il rifiuto viene raggiunto nel terzo tratto di 15 cm

essendo (a), (b) e (c) gli affondamenti misurati (in centimetri) per un numero di colpi pari a 50, rispettivamente nel primo, secondo e terzo tratto di 15 cm.

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 opera come segue:

1. Ove possibile, nell'ambito della stessa formazione sabbioso-ghiaiosa, si effettua 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 valuta 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 sono equiparati ai valori N_{SPT} ottenibili con il campionatore standard;
2. Ove possibile ad ogni valore N_{SPT} è 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 e 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 4, viene effettuata facendo riferimento ad un valore di D_{50} medio stimato;

3. Nel caso di raggiungimento delle condizioni di rifiuto, l'interpretazione geotecnica del dato sperimentale viene 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
- $N_{SPT} = N_2 + \frac{50}{n} \cdot 15 \leq 100$ se le condizioni di rifiuto sono raggiunte nel terzo tratto di 15cm

essendo (a) l'affondamento misurato (in centimetri) per un numero di colpi pari a 50. Vanno inoltre scartati i valori (troppo bassi o troppo alti) che si scostano decisamente dalla linea di tendenza caratteristica;

4. L'interpretazione dei valori N_{SPT} viene effettuata 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 0,4-0,5, successivamente esteso da Ishihara et al. (2001) anche al caso dei terreni sovraconsolidati; tale metodo utilizza la seguente espressione:

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

essendo:

D_r = densità relativa (-)

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

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

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

$k_{o,NC}$ = $1 - \sin\phi'$ = coefficiente di spinta a riposo di terreni normalmente consolidati (-)

$k_{o,SC}$ = $(K_o)_{nc} \cdot (GSC)^{0,5}$ coefficiente di spinta a riposo di terreni sovraconsolidati (-)

GSC = grado di sovraconsolidazione (-)

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

- o 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:

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

- o Resistenze ottenute con il campionatore standard nelle sabbie e con il campionatore LPT, di diametro maggiore rispetto a quello standard, nel caso delle ghiaie. Nell'applicazione di quanto sopra nel caso dei terreni sabbioso-ghiaiosi ($D_{50} \geq 1$ mm), essendo i risultati disponibili ottenuti con il campionatore standard, il valore N_{SPT} misurato, assunto pari a $(N_{SPT})_{60\%}$, è stato modificato adottando la seguente relazione

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

essendo:

C_{NLPT} = fattore correttivo per $D_{50} \geq 1$ mm, valutato con la seguente espressione

$$C_{NLPT} = 0.56 - 0.084 \cdot \ln(D_{50}) \text{ con } D_{50} \text{ in mm (Clayton, 1995).}$$

Nel presente progetto si è fatto riferimento alla correlazione di Skempton (1986) per le unità geotecniche R, SL e LS (lenti più sabbiose), applicando costanti empiriche delle sabbie fini normalmente consolidate, mentre per l'unità geotecnica GLS si è utilizzata la correlazione di Cubrinowski & Ishihara (1999).

8.3.2 Parametri di resistenza

8.3.2.1 Angolo di resistenza al taglio

Da prove di laboratorio

L'angolo di resistenza al taglio è stato ricavato, dove disponibili, da prove di taglio diretto TD e da prove triassiali consolidate drenate TX-CID.

Da densità relativa (da prove CPTu e SPT)

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

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

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

essendo:

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

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

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

σ_{ff}' = tensione efficace normale alla superficie di rottura = 272 kPa;

m = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti a rottura (vedi Tabella 8.3);

φ_{cv}' = angolo di resistenza al taglio a volume costante o di stato critico (°);

D_r = densità relativa ricavata da prove N_{SPT} o da prove CPTu (-)

Tabella 8.3: 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
σ_2' = tensione principale efficace intermedia	
σ_3' = tensione principale efficace minore	

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase					
	NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NR4E	12	R 09 GE	GE 00 06 001	A	48 di 134

I valori dell'angolo di resistenza al taglio φ_{cv} sono stati ipotizzati anche sulla base di quanto indicato nella Tabella 8.4 (vedi ad esempio Youd, 1972; Stroud, 1988).

Tabella 8.4: Valori dell'angolo di resistenza al taglio φ_{cv} per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)

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

Nel caso delle ghiaie a spigoli arrotondati si può assumere mediamente $\varphi_{cv}' = 34^\circ \div 36^\circ$.

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

- $\varphi_{cv}' = 28^\circ$ per l'unità geotecnica R
- $\varphi_{cv}' = 27^\circ$ per l'unità geotecnica LS (lenti sabbiose)
- $\varphi_{cv}' = 30^\circ$ per l'unità geotecnica SL
- $\varphi_{cv}' = 32^\circ$ per le unità geotecniche GLS e GSL
- $m = 3$.

8.3.3 Parametri di deformabilità

8.3.3.1 Moduli elastici a piccole deformazioni

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

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

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

essendo:

- γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m^3 ;
- ν' = rapporto di Poisson del terreno = $0,15 \div 0,30$;
- V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s .

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase					
	NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NR4E	12	R 09 GE	GE 00 06 001	A	49 di 134

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata da prove geofisiche “down-hole”, “cross hole”, SCPTU, MASW o indirettamente, interpretando i risultati delle prove CPTU e SPT come descritto nel paragrafi successivi.

Moduli elastici iniziali 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 Rix & Stokoe (1991) 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 (1991) secondo cui vale la seguente espressione:

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

dove:

- σ'_{v0} = pressione verticale efficace esistente in sito (kPa);
- q_c = resistenza di punta del penetrometro statico (kPa);
- G_0 = modulo di taglio iniziale (kPa).

Moduli da velocità delle onde di taglio 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 della correlazione proposta da Ohta & Goto (1978) (vedi anche Baldi et al. 1989); in base a tale correlazione vale quanto segue:

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

essendo:

- $C = 67,3$;
- z = profondità dal p.c. in metri;
- f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi la Tabella 8.5);
- f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi la Tabella 8.6).

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase					
	NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NR4E	12	R 09 GE	GE 00 06 001	A	50 di 134

$(N_{SPT})_{60\%}$ è stato assunto = N_{SPT} , in quanto tipicamente l'energia trasferita alle aste è dell'ordine del 60%.

**Tabella 8.5: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A
(funzione dell'epoca geologica del deposito)**

f_A	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

**Tabella 8.6: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G
(funzione della composizione granulometrica del deposito)**

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

In questa sede l'interpretazione delle prove, riportata nei successivi capitoli, verrà effettuata assumendo:

$f_G = 1.45$ per le unità geotecniche GLS e GSL;

$f_G = 1.09$ per le unità geotecniche R, SL e LS (lenti più sabbiose)

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

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

essendo:

ρ = Densità del materiale

8.3.3.2 Moduli elastici operativi

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 questo, la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo elastico-non lineari, i dati di ingresso per le analisi sono: i moduli elastici iniziali descritti al par.8.3.3.1 e le curve di degrado del modulo in

funzione del livello di deformazione indotto. Tipiche curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione indotto, possono essere tratte da Lo Presti (1989).

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo lineari, basati sulla teoria dell'elasticità, i moduli di deformabilità "operativi" da associare allo specifico problema al contorno, vengono a dipendere dalle effettive deformazioni indotte e/o dal grado di mobilitazione della resistenza al taglio. Con riferimento alle opere della tratta in oggetto vale indicativamente quanto segue:

- nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young "operativi" E_{op1} sono pari a circa $(1/6 \div 1/10) \cdot E_0$
- nel calcolo di opere di sostegno e di fondazione i moduli di Young "operativi" E_{op2} sono pari a circa $1/3 \div 1/5 \cdot E_0$. I valori di modulo suddetti sono associabili a gradi di mobilitazione della resistenza al taglio e/o a deformazioni indotte rispettivamente pari a circa 25÷30% e a $1 \cdot 10^{-3}$ (ghiaie) o $5 \cdot 10^{-3}$ (sabbie).

8.3.4 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità k sono determinabili sulla base dei risultati delle prove di permeabilità *Lefranc* in foro di sondaggio; in alternativa o per conferma essi possono essere stimati sulla base della litologia da dati bibliografici (si veda Tabella 8.7)

Tabella 8.7: Stima dei coefficienti di permeabilità in base alla descrizione litologica

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

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 GE	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. A	FOGLIO 52 di 134

8.4 TERRENI COESIVI

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine (percentuale di fine maggiore del 50%) è affidata sia all'interpretazione delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove in sito. Tali prove sono state programmate ed effettuate allo scopo di classificare i materiali e di determinarne:

- lo stato iniziale;
- i parametri di resistenza al taglio;
- i parametri di deformabilità;
- i coefficienti di permeabilità.

8.4.1 Classificazione

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

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

8.4.2 Stato tensionale iniziale

La valutazione dello stato tensionale iniziale è fatta sulla base:

- di quanto desumibile dagli studi di carattere geologico;
- dall'interpretazione delle prove di laboratorio (edometriche);
- dall'interpretazione delle prove CPTu

Pressione di preconsolidazione da prove di laboratorio

Lo stato tensionale in sito sarà stimato sulla base dei risultati in termini di grado di sovraconsolidazione meccanico ($GSC = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$), essendo σ_{vmax}' la pressione di preconsolidazione desumibile dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande e σ_{vo}' la pressione verticale efficace geostatica.

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase					
	NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NR4E	12	R 09 GE	GE 00 06 001	A	53 di 134

Pressione di preconsolidazione da prove CPTu

La pressione di preconsolidazione, determinabile con le prove di laboratorio (edometri), sarà messa a confronto con quella ricavabile dall'interpretazione delle prove CPTu applicando la seguente espressione (vedi Chen & Mayne, 1996):

$$\frac{\sigma'_p}{p_a} = 0.86 \left(\frac{q_t - \sigma_{vo}}{p_a} \right)^{0.93} (IP)^{-0.28}$$

essendo:

IP = indice di plasticità in %

σ'_p = pressione di preconsolidazione

σ_{vo} = pressione verticale totale

q_t = resistenza di punta corretta.

Pressione di preconsolidazione da altre correlazioni

Per completezza e ove appropriato, nel caso dei materiali a grana fine saturi sotto falda, in assenza di prove edometriche, la pressione di preconsolidazione σ'_{vmax} ed il grado di sovraconsolidazione $GSC = \sigma'_{vmax} / \sigma'_{vo}$ sono stimati 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:

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 successivo;

σ'_{vo} = pressione verticale efficace geostatica.

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 GE	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. A

8.4.3 Parametri di resistenza

8.4.3.1 Resistenza al taglio in condizioni non drenate

La resistenza al taglio non drenata c_u dei terreni coesivi è stata valutata facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio e di sito.

Coesione non drenata da 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 saturi di buona qualità. In questa sede si farà principalmente riferimento ai risultati di prove triassiali non consolidate non drenate di compressione e carico (TX-UU) effettuate su campioni indisturbati, saturi, con il presupposto che tali campioni abbiano preservato le gran parte delle tensioni di consolidazione geostatiche e a prove triassiali consolidate ad uno stato tensionale confrontabile a quelle di sito e non drenate (TX-CIU).

Coesione non drenata da pocket penetrometer e torvane

Dove disponibili, i risultati in termini di coesione non drenata, ricavati dalle prove effettuate con il pocket penetrometer, sono stati confrontati con i valori ottenuti dalle prove di laboratorio e di sito.

Coesione non drenata 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).

$$c_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}}$$

essendo:

N_{kt} = coefficiente adimensionale compreso tra 10 e 20;

σ_{v0} = pressione verticale totale;

q_t = resistenza di punta corretta.

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase					
	NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NR4E	12	R 09 GE	GE 00 06 001	A	55 di 134

8.4.3.2 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), triassiali consolidate non drenate (TX-CIU) e triassiali consolidate drenate (TX-CID).

8.4.4 Parametri di deformabilità

8.4.4.1 Moduli elastici iniziali

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

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

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

essendo:

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

ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0,15 ÷ 0,30;

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

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata da prove geofisiche “down hole”, “cross hole”, SCPTU, MASW o indirettamente, interpretando i risultati delle prove CPTU e SPT come descritto nel paragrafi successivi.

Moduli elastici iniziali da prove CPT/CPTu

I moduli di elasticità iniziali possono essere ricavati dalle prove CPT/CPTu utilizzando la correlazione empirica proposta da Mayne & Rix (1993) secondo la quale:

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

dove:

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 GE	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. A	FOGLIO 56 di 134

G_o = modulo di taglio iniziale

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

q_t = resistenza di punta del penetrometro statico corretta

e_o = indice dei vuoti iniziale.

8.4.4.2 Coefficienti di compressibilità

A partire dai risultati delle prove edometriche, è possibile valutare i parametri di compressibilità C_c (coefficiente di compressione) e C_R-C_S (coefficiente di rigonfiamento o ricomprensione), ovvero rispettivamente le pendenze della curva di compressione vergine e della curva di scarico disegnate nel piano $\log \sigma'_v - e$.

8.4.4.3 Coefficiente di consolidazione secondaria

Sulla base dei risultati delle prove edometriche si può stimare anche l'indice di consolidazione secondaria $C_{\alpha\varepsilon}$, al fine di calcolare i cedimenti dovuti alle deformazioni viscoso dello scheletro solido del terreno. La valutazione dell'indice di consolidazione secondaria può essere effettuata come rapporto tra la variazione di deformazione tra due istanti di tempo t_1 e t_2 e la variazione logaritmica di tali tempi, prendendo a riferimento la porzione terminale dei diagrammi "deformazione-tempo" oltre la fine della consolidazione primaria. Per il caso in esame si fa riferimento ai $C_{\alpha\varepsilon}$ (nel piano ε -log t) stimati lungo la parte terminale delle suddette $\varepsilon - \log t$ (dove queste risultano lineari), alle pressioni di interesse, ovvero quelle nel tratto 100-200 kPa o al più 200-400 kPa.

Tale indice è stimato dunque come:

$$C_{\alpha\varepsilon} = \Delta\varepsilon / \Delta \log t$$

In Figura 8-1 si riporta un esempio di calcolo.

ESEMPIO CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI CONSOLIDAZIONE SECONDARIA

Da prova edometrica, grafico cedimento-tempo gradino 100-200 kPa

Sondaggio S4 - Campione C11

Tempo		Cedimento (mm)	eps _v (-)	C _{αs}	
(min)	(sec)			(-)	(%)
0	0	0.600	0.030928		
0.25	15	0.736	0.0368		
1	60	0.761	0.03805		
2	120	0.778	0.0389		
4	240	0.800	0.04		
7	420	0.821	0.04105		
10	600	0.836	0.0418		
20	1200	0.874	0.0437		
40	2400	0.914	0.0457		
70	4200	0.948	0.0474		
100	6000	0.970	0.0485		
200	12000	1.005	0.05025		
500	30000	1.035	0.05175		
1440	86400	1.060	0.053	0.0027210	0.2720985

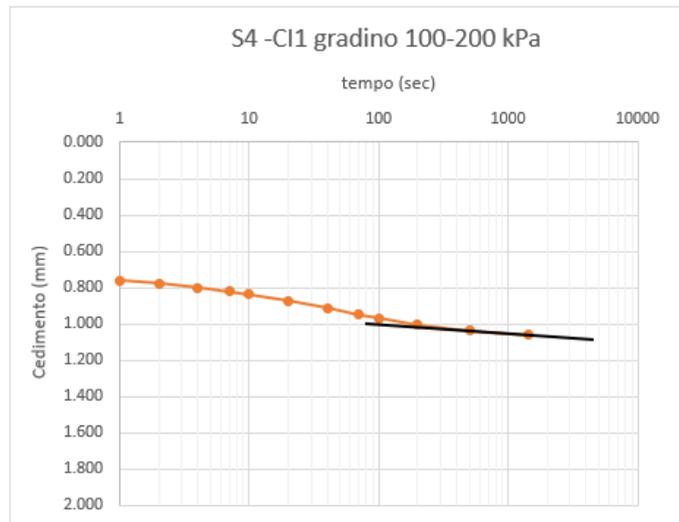


Figura 8-1: - Esempio di calcolo del coefficiente di consolidazione secondaria $C_{\alpha s}$. Il coefficiente è rappresentato dalla pendenza della retta nera.

8.4.4.4 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.
- Curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto misurate in laboratorio o ricavabili dalla letteratura tecnica. Tipiche curve di degrado del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione di taglio γ indotto, proposte da Vucetic & Dobry (1991). In alternativa a queste 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, risulta rigorosamente applicabile in problemi di scarico e/o di scarico e ricarica tensionale; nel caso di problemi di "primo carico", caratterizzati da incrementi di tensione rispetto alla condizione geostatica potrebbe condurre ad una sottostima degli spostamenti.

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 $1/10 E_0$ 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 $(300 \div 400) \cdot c_u$ 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).

2 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).

8.4.5 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità k sono determinabili sulla base dei risultati delle prove di permeabilità *Lefranc* in foro di sondaggio; in alternativa o per conferma essi possono essere stimati sulla base della litologia da dati bibliografici (si veda Tabella 8.7)

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 GE	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. A	FOGLIO 59 di 134

9 DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

La definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici è stata effettuata con i criteri e le correlazioni illustrati al precedente capitolo. Nei paragrafi seguenti si riportano, suddivisi nelle unità geotecniche descritte nel Capitolo 7, i risultati e l'interpretazione delle prove eseguite in sito (prove penetrometriche standard (SPT), prove penetrometriche statiche (CPTu), prove *Down-Hole* e prove *LeFranc*) e delle prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati nei sondaggi.

Come già anticipato nel Capitolo 7, le descrizioni stratigrafiche dei sondaggi insieme alle foto delle cassette e alle prove di laboratorio, e la determinazione dell'indice di comportamento I_c nelle prove CPTu, hanno permesso di individuare i passaggi stratigrafici tra materiali e di classificare i terreni attraversati come coesivi o granulari al fine di utilizzare, per l'interpretazione delle prove e la determinazione dei parametri geotecnici, le relative correlazioni proposte nel Capitolo 8.

9.1 UNITÀ R

Tale unità è costituita da materiale rimaneggiato assimilabile a riporto antropico e/o terreno vegetale costituito principalmente da sabbia eterometrica limosa e/o limo sabbioso, con locali frammenti di laterizi e inclusi tufacei e sporadiche ghiaie. Tale unità è stata rinvenuta nei sondaggi e/o CPTu: L1APCPT01, L1APS01, CPTu1, S1, L1BPS01PZ, L1BPS02DH, L1BPS03PZ, S4, CPTU2, L1BPS04DH, CPTu4.

In Figura 9-1 ed in Figura 9-2 si riportano i risultati delle prove in sito, rispettivamente SPT e CPTu eseguite in tale formazione. I valori di N_{SPT} misurati, variano da 5 a 20 colpi/30 cm, mentre i valori di q_c sono compresi tra 0.8 e 2.5 MPa con picchi anche maggiori. In Figura 9-3 si riporta l'indice di comportamento ricavato dalle prove CPTu, sulla base di quanto riportato in figura, il terreno di riporto appare di composizione eterogenea tra sabbie, limi e talvolta livelletti argillosi.

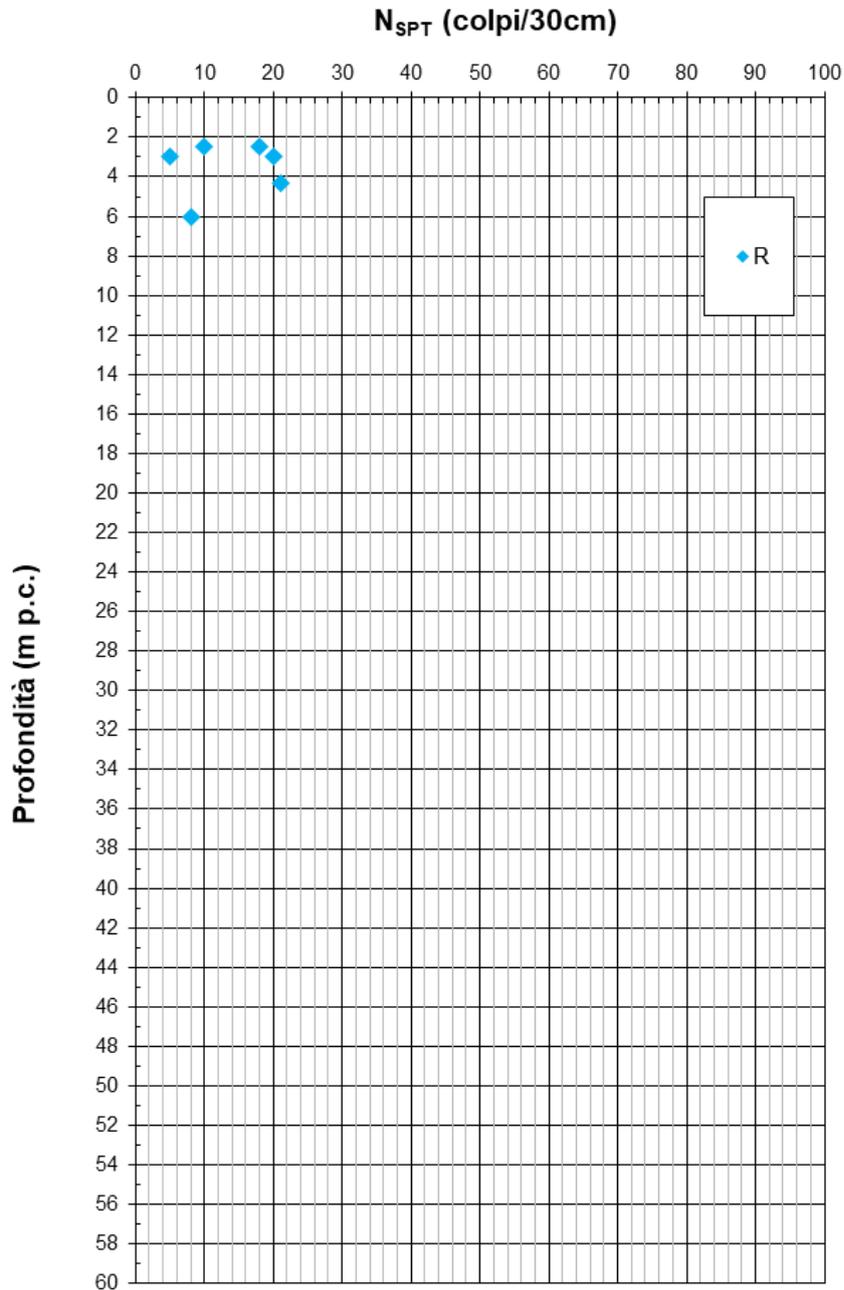


Figura 9-1: R - N_{SPT}

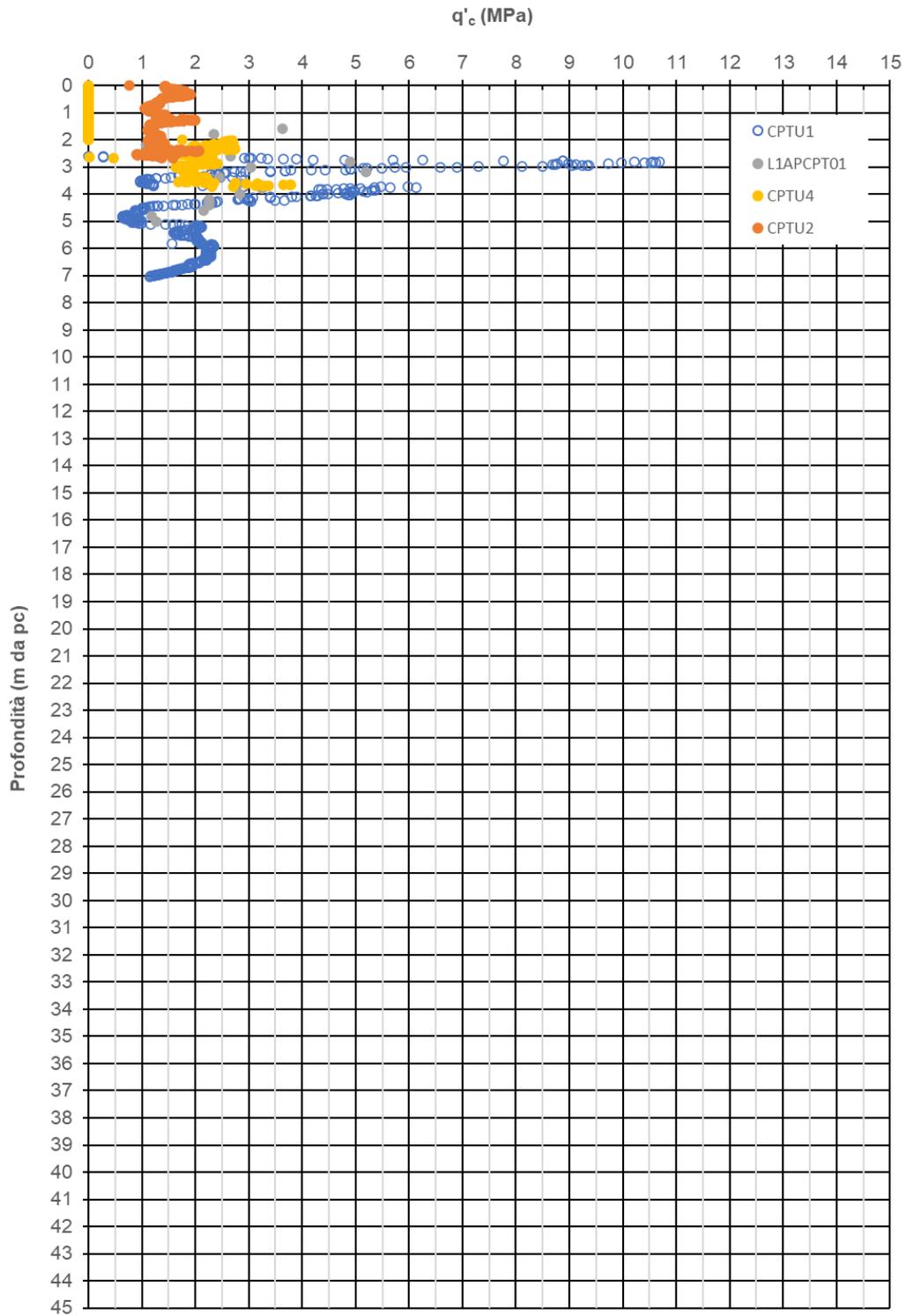


Figura 9-2:R - q_c

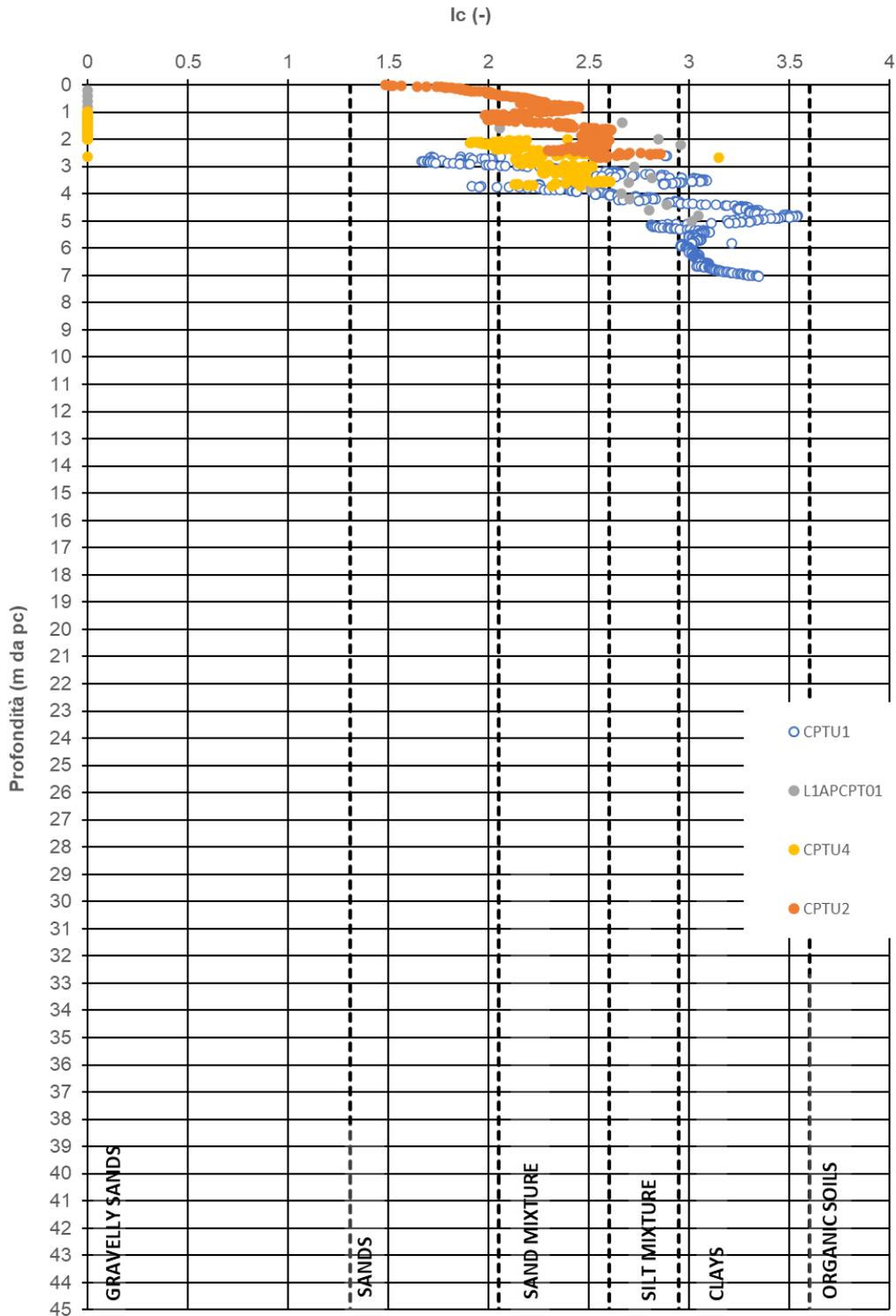


Figura 9-3: R – Indice di comportamento I_c

9.1.1 Stato iniziale e caratteristiche fisiche

Le analisi di laboratorio svolte per l'unità geotecnica R, finalizzate alla determinazione delle caratteristiche fisiche, risultano carenti in numero. Pertanto, la definizione di tali grandezze è stata svolta integrando le risultanze delle prove di laboratorio con dati di letteratura. In particolare, il peso dell'unità di volume (γ_t) è stato valutato in un *range* compreso tra 18 e 19 kN/m³. I soli dati disponibili in merito alla composizione granulometrica sono riportati in Tabella 9.1;

Tabella 9.1: R – Composizione granulometrica

SONDAGGIO	CAMPIONE	Profondità	Classificazione	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)
S1	SPT 1	3.23	n.d.	n.d.	n.d.	25.17	
L1BPS01PZ	CI1	4.6	A6	5.00	57.00	20.00	18.00
L1BPS02DH	CI1	5.2	A1-b	61.00	24.00	11.00	4.00

In Figura 10.4 la densità relativa, riferita alla porzione più grossolana con un contenuto di Limi+Argille<35%, ricavata da prove CPTu e N_{SPT}, i cui valori sono compresi mediamente tra 30% e 50% con picchi più elevati.

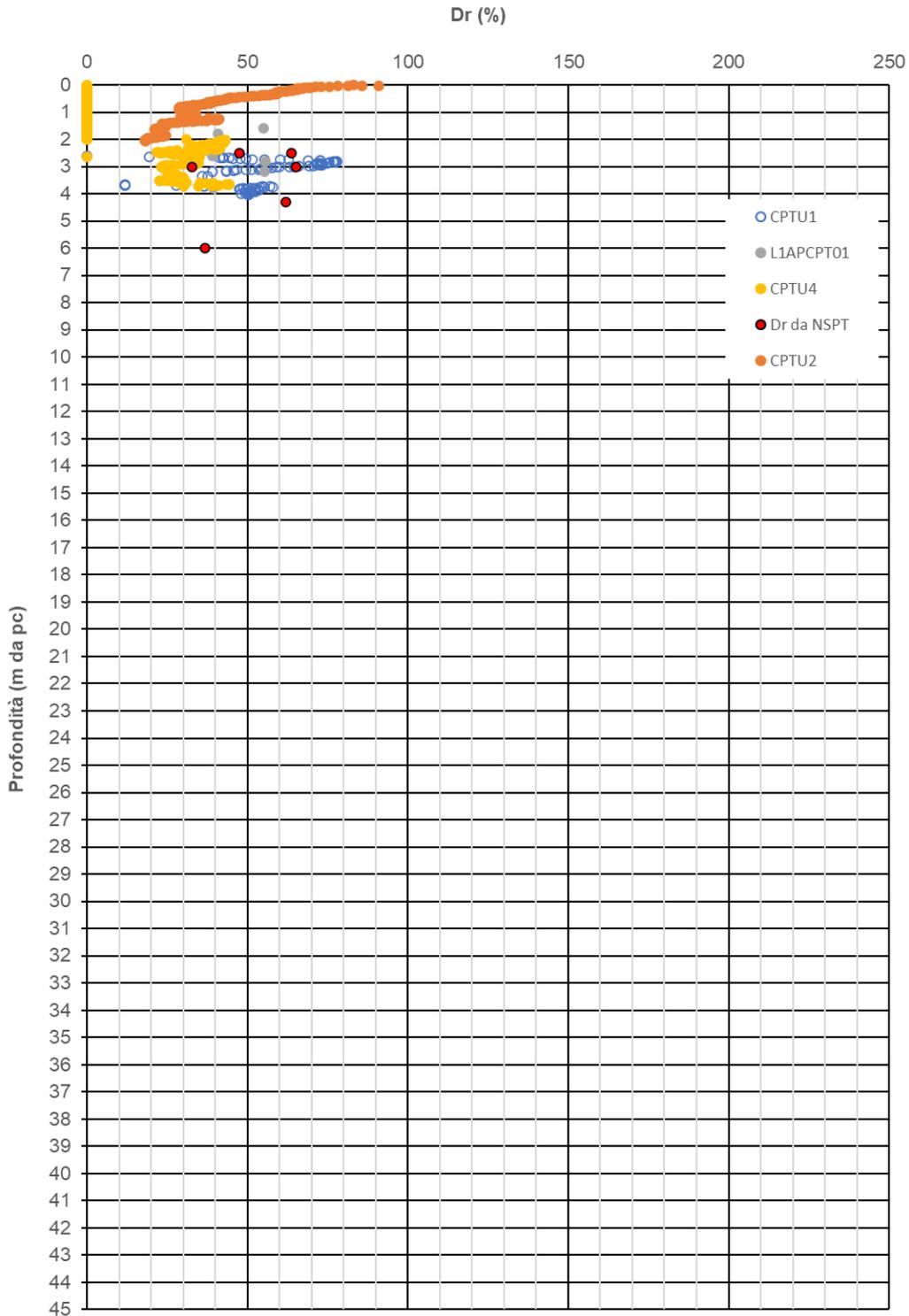


Figura 9-4: R - Densità relativa



Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2^a fase
NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR4E	12	R 09 GE	GE 00 06 001	A	65 di 134

9.1.2 Parametri di resistenza

Con riferimento a quanto riscontrato in tale formazione, si riporta in Figura 9-5 l'angolo d'attrito ricavato da prove CPTu e N_{SPT} , i cui valori sono compresi mediamente tra 28° e 32°, con locali valori inferiori. Si ricorda che, dato l'alto contenuto di fini che si può riscontrare in questa formazione, si è fatto riferimento cautelativamente nelle correlazioni ad un angolo di attrito a volume costante pari a 28°.

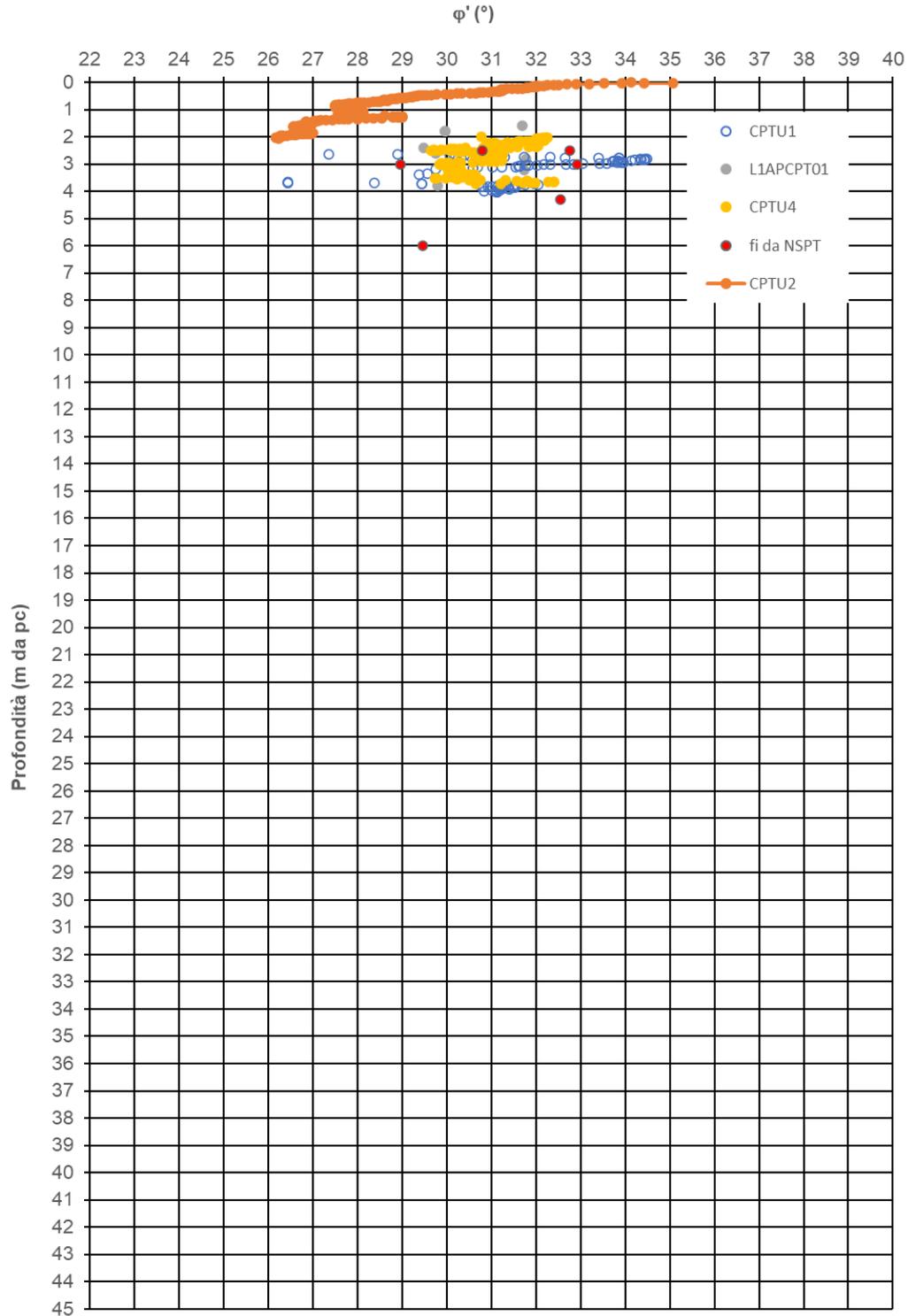


Figura 9-5: R - Angolo d'attrito

9.1.3 Parametri di rigidità

Con riferimento a quanto riscontrato in tale formazione, si riportano:

- in Figura 9-6 il modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 ricavato da prove CPTu, N_{SPT} e *Down-Hole*, i cui valori sono compresi mediamente tra 30 MPa e 70 MPa;

Sulla base di quanto sopra e di quanto dichiarato al capitolo 8 i valori del modulo di *Young* operativo E'_{op} possono essere assunti come segue:

- E'_{op1} compreso tra 7.5 MPa e 17 MPa per calcoli riguardanti i cedimenti dei rilevati e di fondazioni dirette lungo il tracciato analizzato;
- E'_{op2} compreso tra 15 MPa e 34 MPa per calcoli riguardanti opere di sostegno.

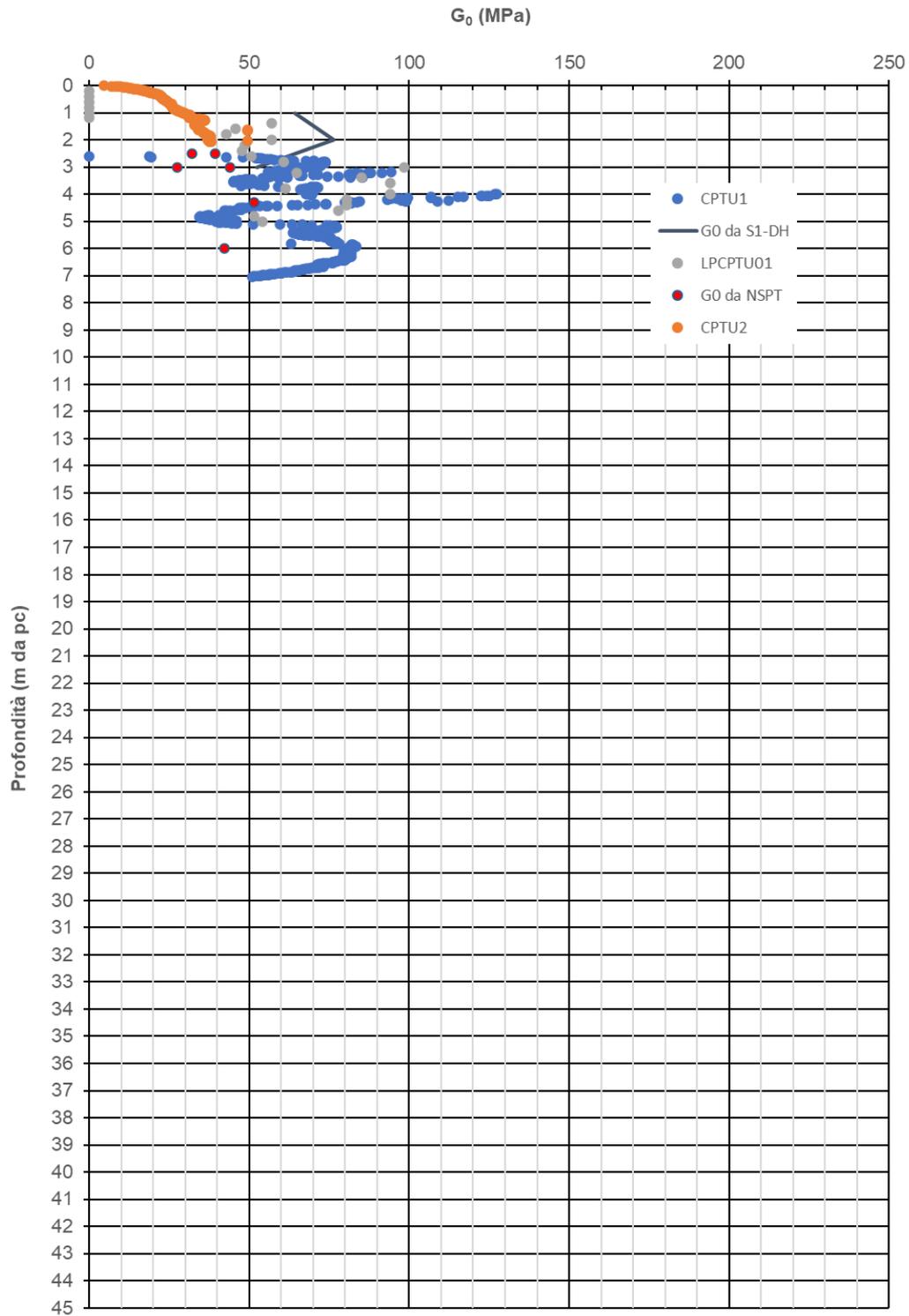


Figura 9-6:R- G_0

9.1.4 Permeabilità

In Figura 10.8 si riportano i valori di permeabilità da prove *Lefranc* eseguite in tale formazione. Per tale materiale è stato assunto un valore di permeabilità dell'ordine di $k_v=1E-5$ m/s.

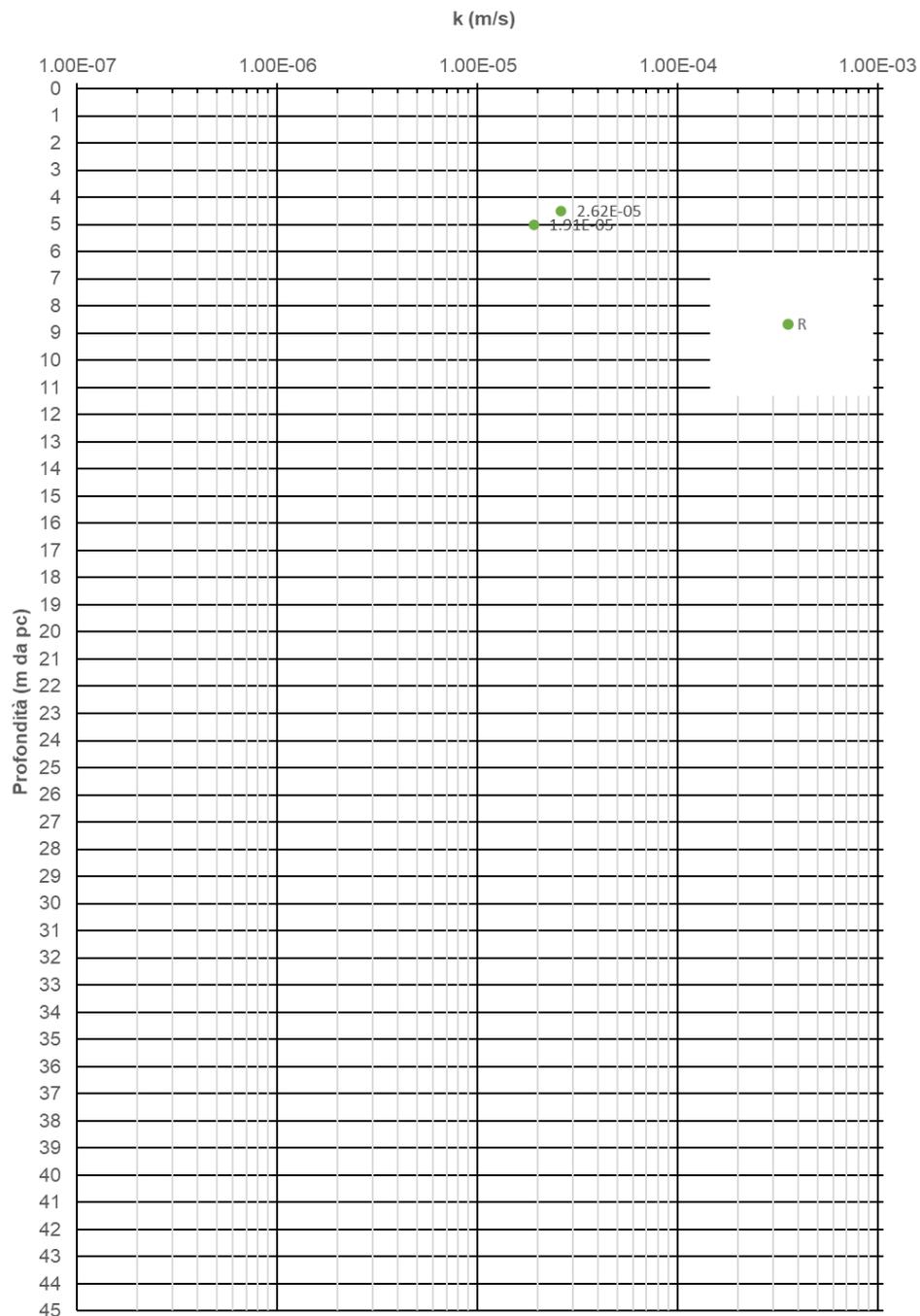


Figura 9-7: R – Permeabilità da prove Lefranc

9.2 UNITÀ LS

Tale unità è costituita da limo argilloso debolmente sabbioso e/o limo sabbioso debolmente argilloso con frequenti livelletti di sabbia limosa e rara ghiaia. Sono presenti rare tracce di materiale organico.

L'unità geotecnica LS è stata rinvenuta nella prima parte del tracciato, dalla stazione di Vigna Clara fino al Fiume Tevere, generalmente dal piano campagna, o dalla base dell'unità R, per spessori variabili tra 5 e 10 m; localmente, in corrispondenza della stazione di Vigna Clara (CPTu1), l'unità è stata rinvenuta al di sotto della formazione AL1. Nello specifico, è stata rinvenuta nei sondaggi e/o CPTu: L1APS01, L1APCPT01, CPTu1, L1BPS01PZ, L1BPS02DH, L1BPS03PZ, L1BPS04DH, S4, CPTu4, CPTu2.

In Figura 9-8 si riportano i risultati delle prove CPTu eseguite in tale formazione; i valori di q_c sono mediamente compresi tra 1 e 2.2 MPa fino a 14 m da pc; a profondità maggiori (CPTu1) i valori misurati sono fortemente dispersi tra un minimo di 1 MPa e picchi anche maggiori di 6 MPa in corrispondenza dei livelletti più sabbiosi. In Figura 9-9 si riporta l'indice di comportamento ricavato dalle prove CPTu; sulla base di quanto riportato in figura, l'unità geotecnica LS appare di composizione eterogenea costituita da limi e, in corrispondenza della CPTu01, una continua alternanza di livelletti sabbiosi e argillosi.

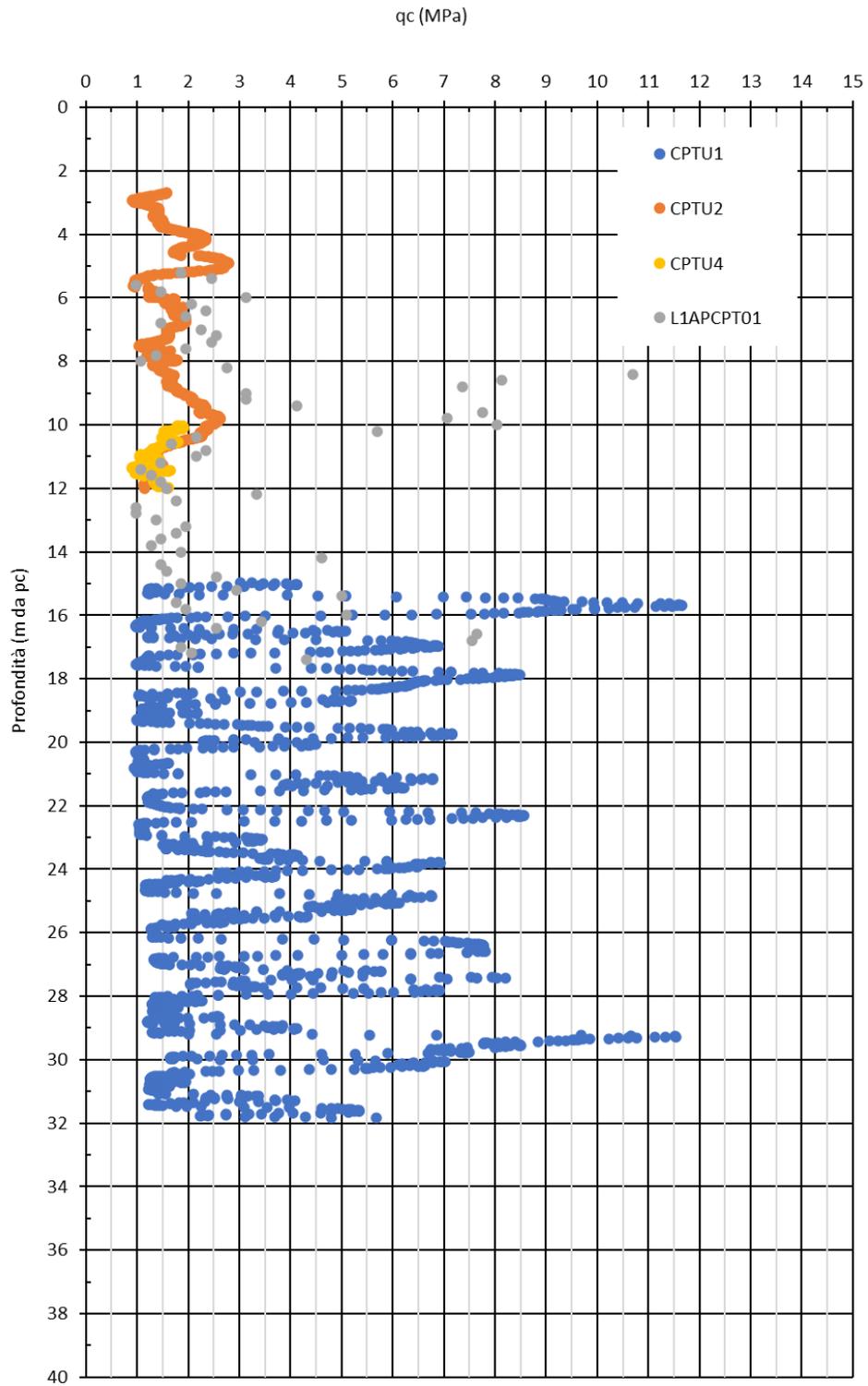


Figura 9-8: LS - q_c

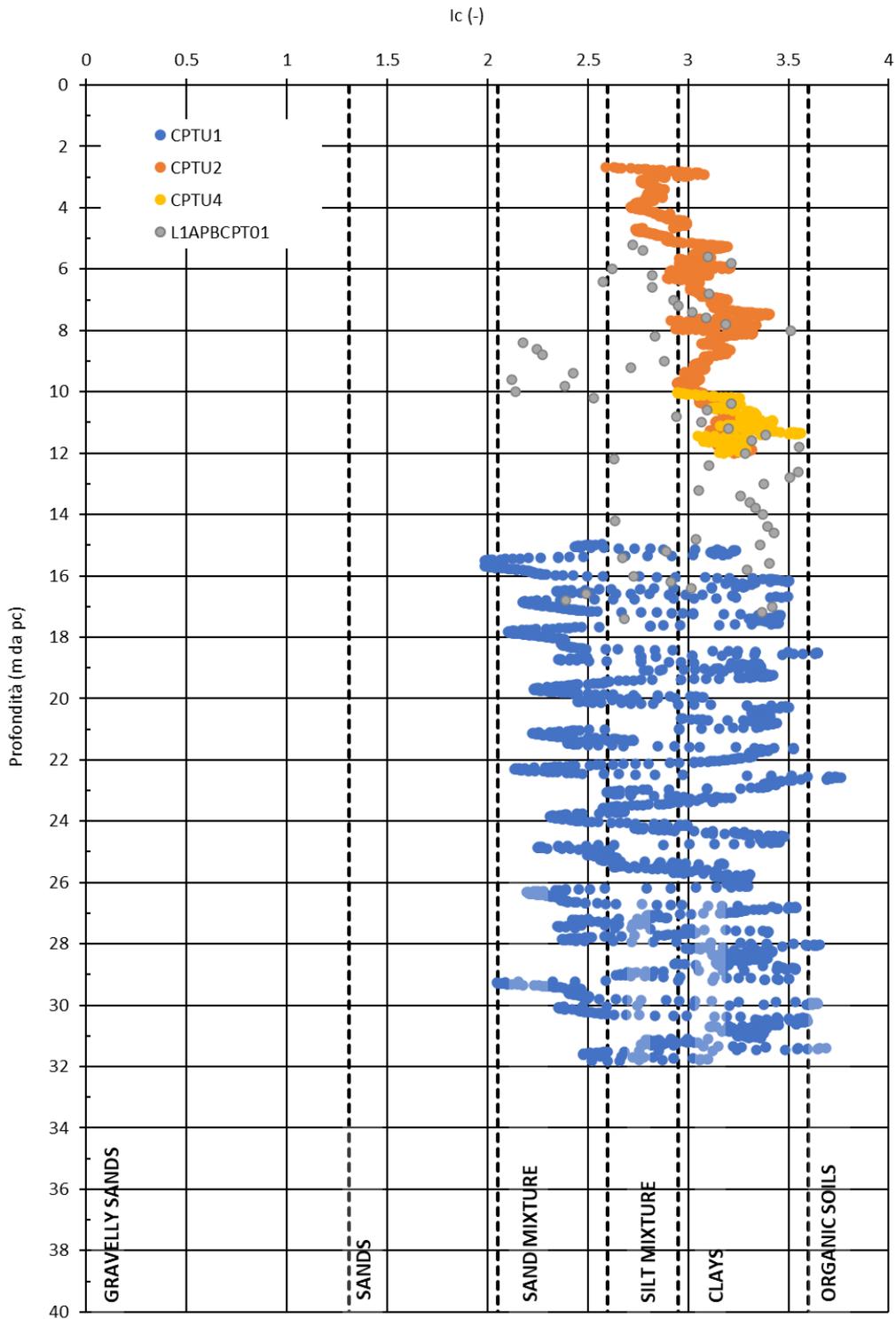


Figura 9-9: LS – Indice di comportamento Ic

9.2.1 Stato iniziale e caratteristiche fisiche

Con riferimento a quanto riscontrato in tale formazione, si riportano di seguito i risultati delle prove finalizzate alla determinazione dei parametri di stato e delle caratteristiche fisiche del materiale.

- il peso dell'unità di volume (γ_t) è stato determinato solo in alcuni dei campioni prelevati ottenendo mediamente un valore pari a 19 kN/m³ (Figura 9-10).
- in Figura 9-12 è riportato il contenuto di Limo + Argilla, i cui valori sono mediamente compresi tra il 40-80%; dalla Tabella 9.2 è poi possibile verificare che il contenuto di sabbia è compreso tra il 30-60%, mentre il contenuto di ghiaia varia tra 0 e 20%.
- Il contenuto di acqua naturale (w_n), è compreso tra il 20 e il 35% (Figura 9-11). In Figura 9-13 e Figura 9-14 si riportano rispettivamente il Limite Liquido (LL), e il Limite Plastico (PL);
- in Figura 9-15 è riportato l'Indice di plasticità (IP), i cui pochi valori sono dispersi tra 6 e 25%.
- In Figura 9-16 è riportato il grado di sovraconsolidazione da prove CPTu; il materiale appare sovraconsolidato per i primi metri, il grado di sovraconsolidazione stimato è maggiore di 2 fino a circa 12 m da pc.

Tabella 9.2: LS – Composizione granulometrica

SONDAGGIO	CAMPIONE	Profondità	Classificazione	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)
S1	CR1	5.15	A7-6	23.34	35.68	26.66	14.32
S1	SPT 2	6.23	A7-6	9.41	27.65	37.42	25.52
S4	SPT 1	3.23	A2-4	5.45	54.45	32.29	7.81
S4	SPT 2	6.23	A4	0.00	51.17	30.31	18.52
S4	SPT 3	9.23	A4	0.00	53.27	26.52	20.21
L1BPS01PZ	CI2	6.55	A7-6	1.00	14.00	35.00	50.00
L1BPS02DH	CI2	9.55	A6	0.00	21.00	62.00	17.00
L1BPS02DH	CI4	36.65	A7-6	0.00	13.00	61.00	26.00
L1BPS02DH	CI6	53.00	A4	0.00	9.00	64.00	27.00
L1BPS03PZ	CI1	2.20	A7-6	1.00	5.00	68.00	26.00
L1BPS04DH	CI1	1.9	A6	0.00	18.00	67.00	15.00

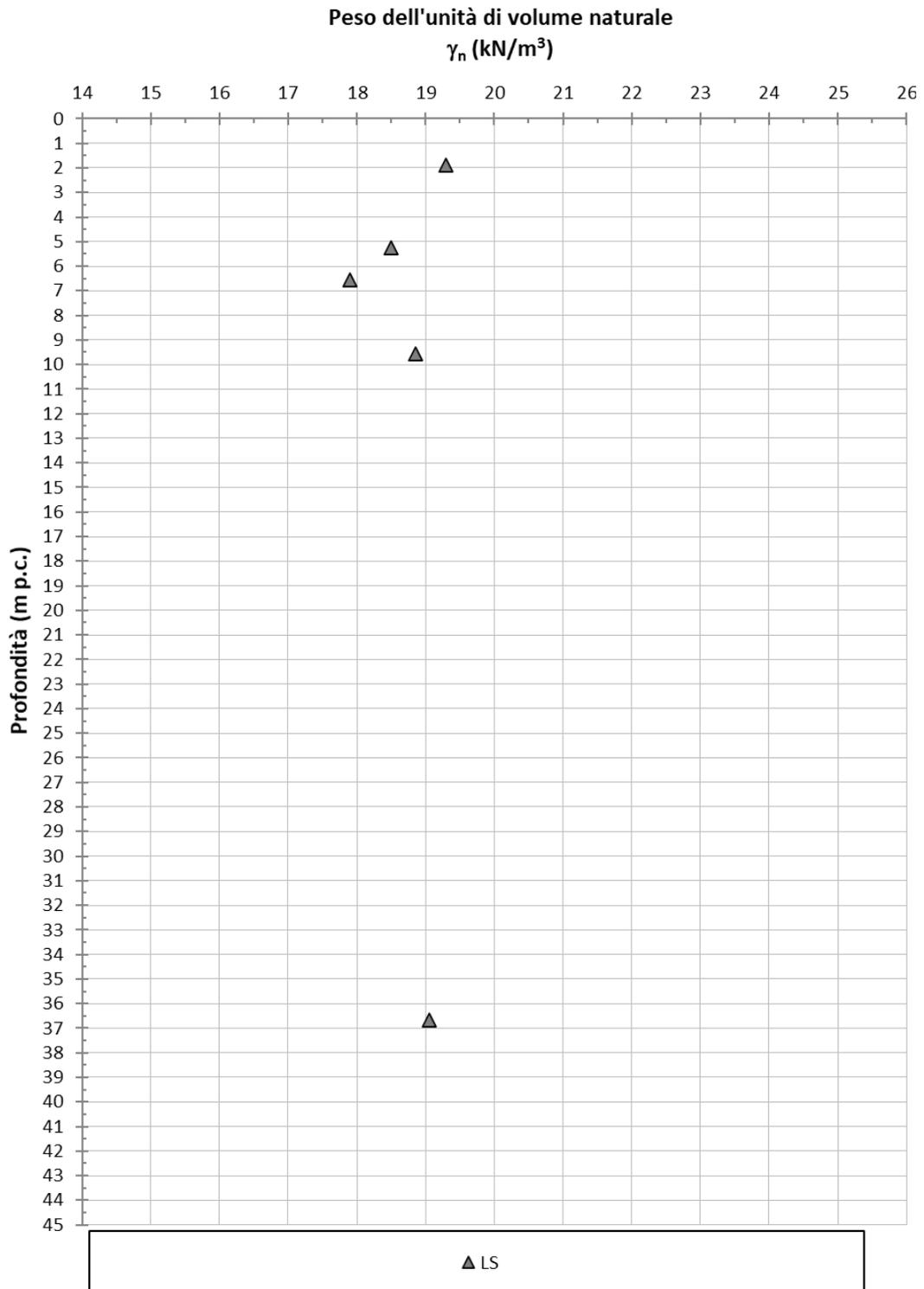


Figura 9-10: Unità LS – Peso dell'unità di volume naturale.

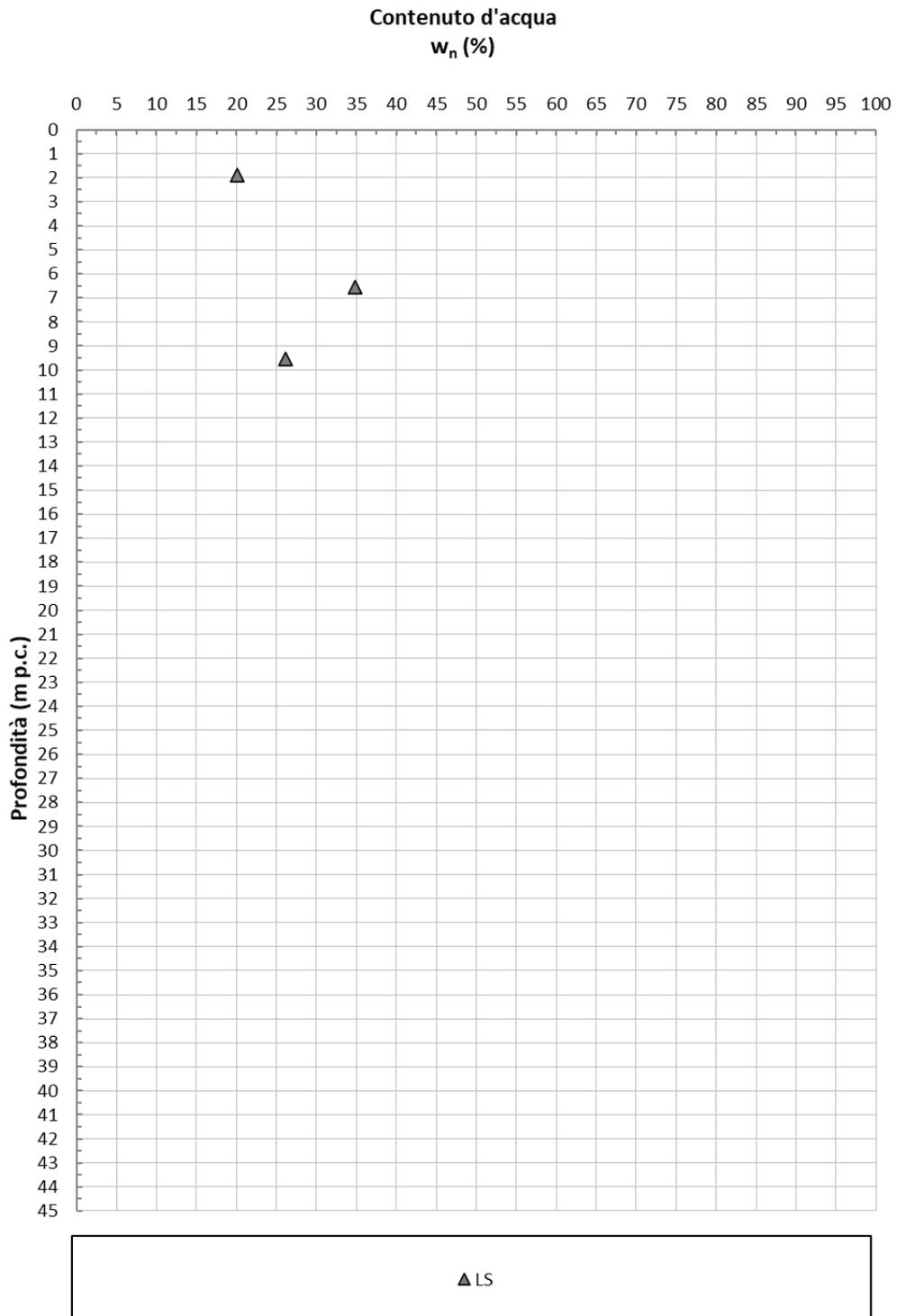


Figura 9-11: Unità LS – Contenuto d'acqua

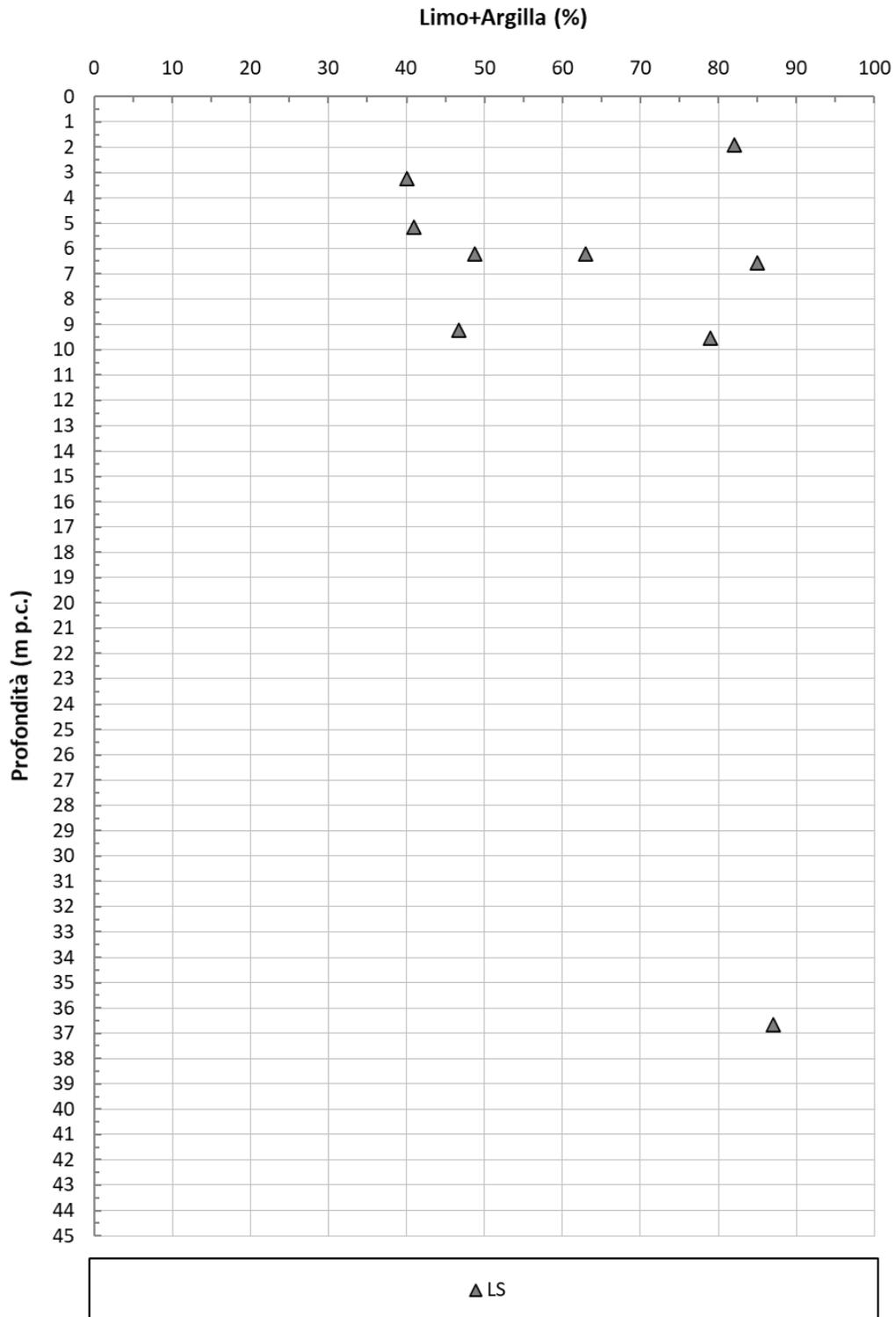


Figura 9-12: Unità LS – Contenuto percentuale di Limo + Argilla

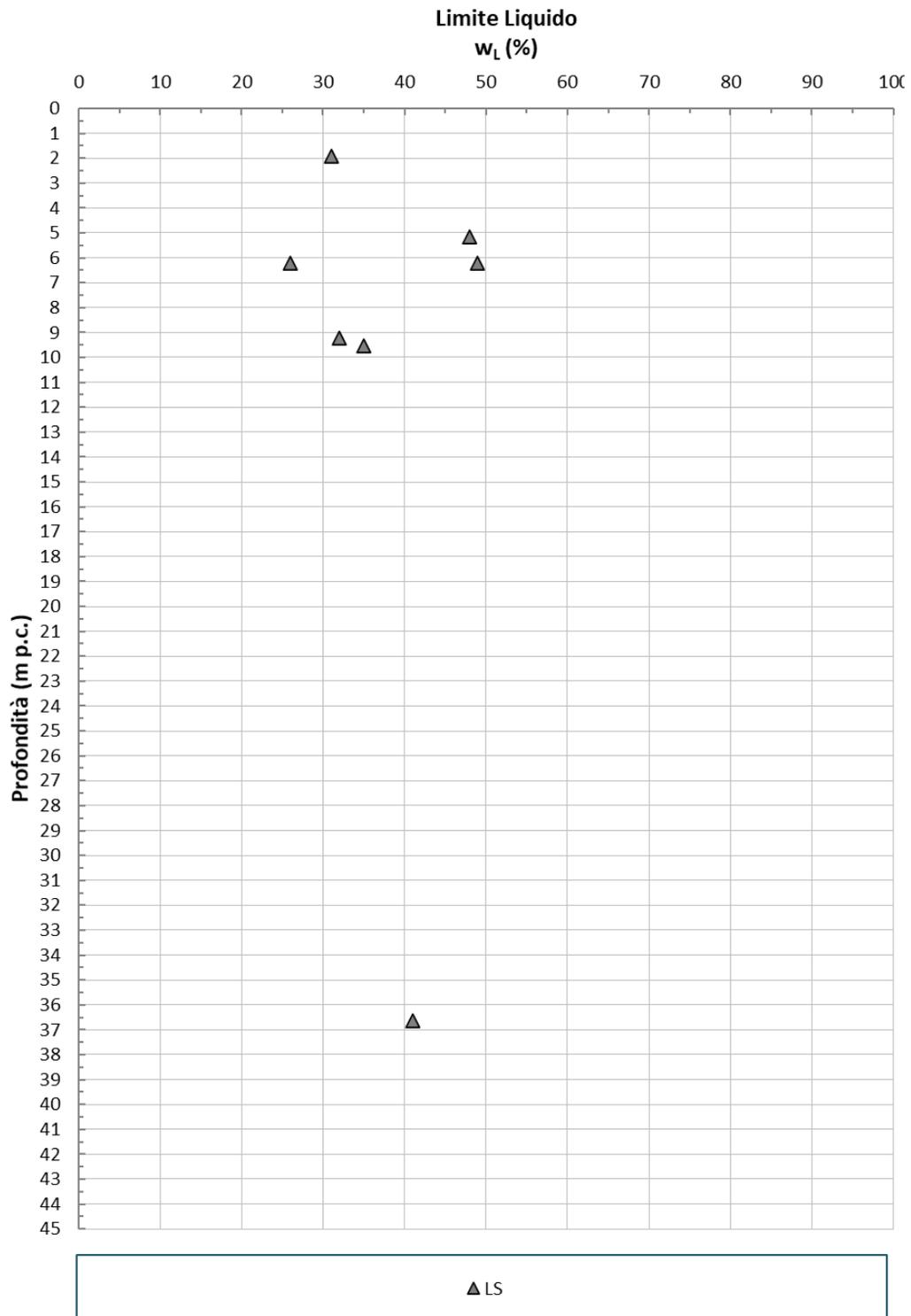


Figura 9-13: LS – Limite Liquido

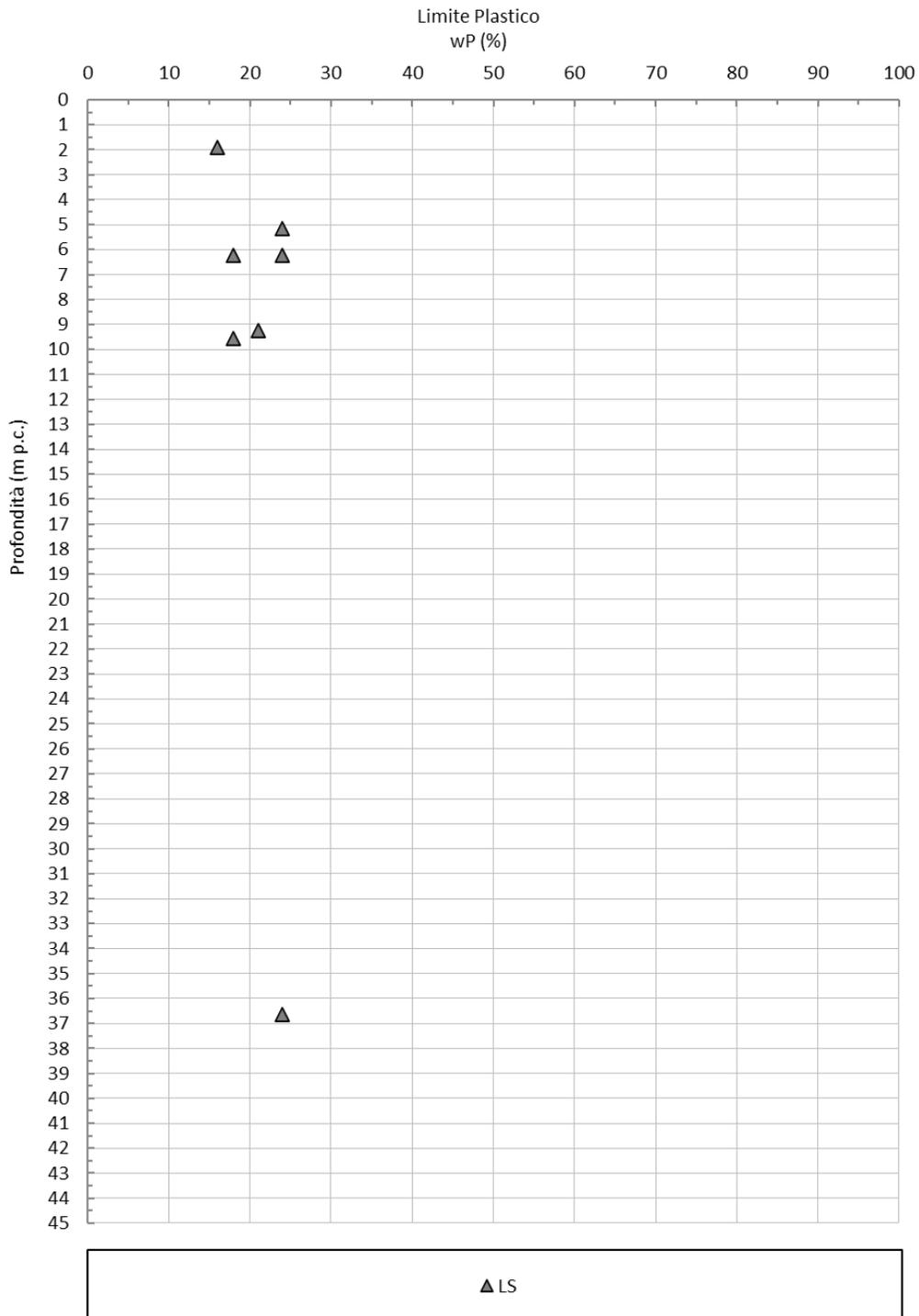


Figura 9-14: LS – Limite Plastico

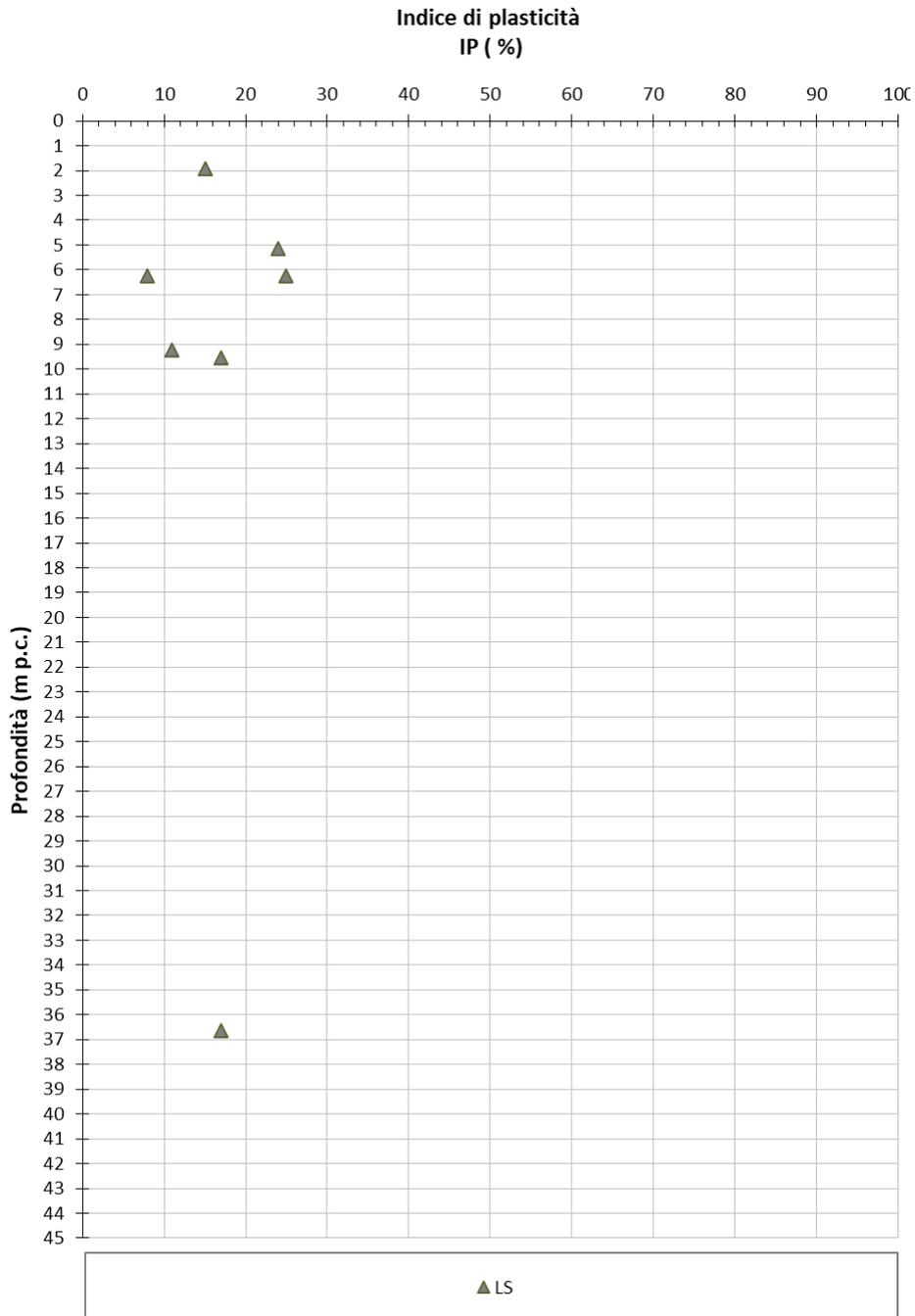


Figura 9-15: LS - Indice di plasticità PI

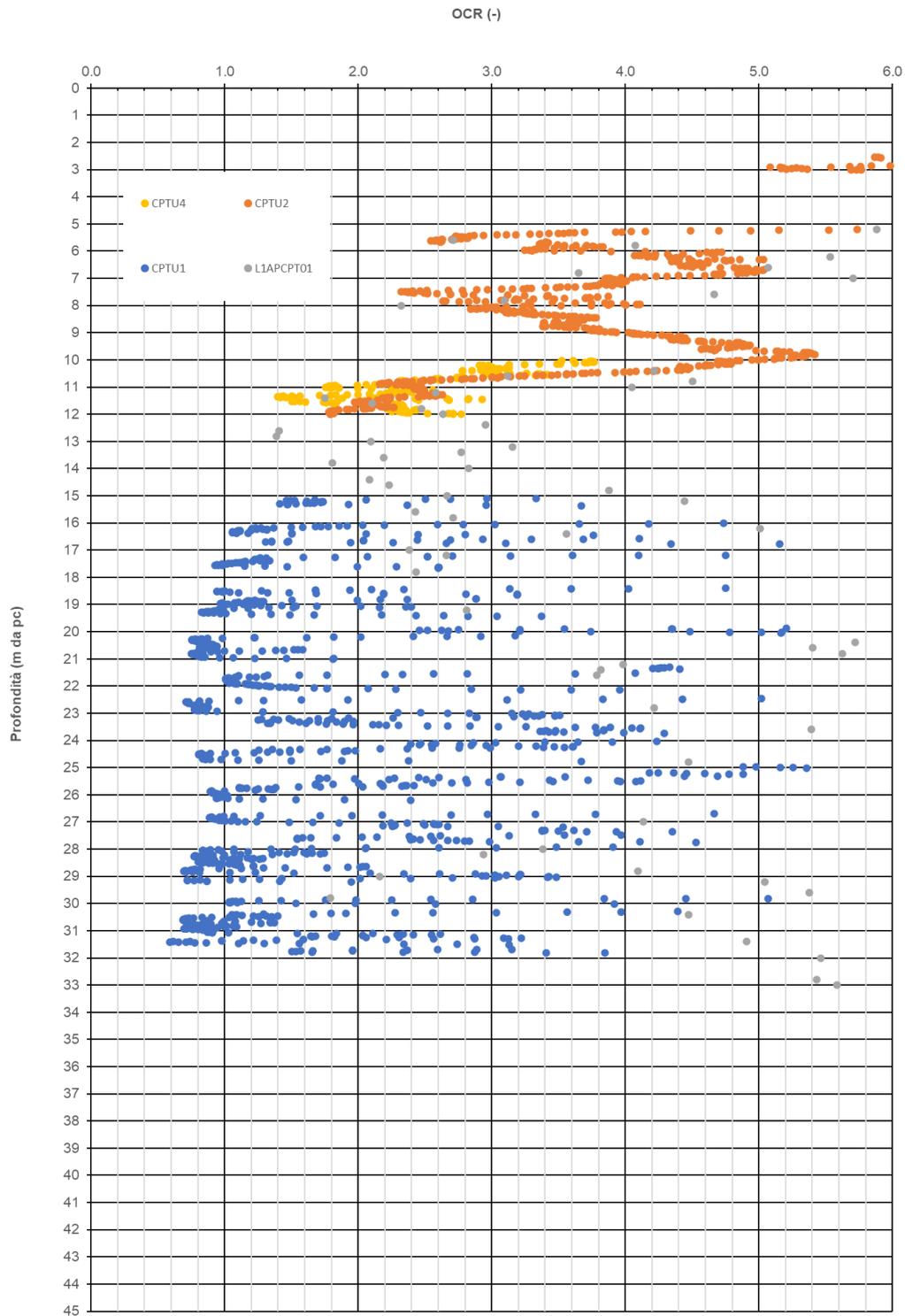


Figura 9-16: LS – Grado di sovraconsolidazione OCR da prove CPTu

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 GE	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. A	FOGLIO 81 di 134

9.2.2 Parametri di resistenza

Con riferimento a quanto riscontrato in tale formazione, si riportano di seguito:

- in Figura 9-17 la coesione non drenata determinata da prove CPTu e *pocket penetrometer*. La prova CPTu1 mostra valori mediamente più bassi rispetto alle altre prove CPTu e più in accordo con i valori ottenuti dall'interpretazione del *pocket penetrometer*. I dati ottenuti sono piuttosto dispersi, i valori di riferimento considerati sono tra 40÷60 kPa, nella prima parte del tracciato fino a circa la progressiva km 1+500 e 60÷90 kPa dalla progressiva 1+500 fino a fine lotto.
- In Figura 9-19 e Figura 9-20 si riportano i parametri di resistenza drenati ricavati da prove in laboratorio. Per completezza, in Figura 9-18 sono altresì riportati i valori drenati ricavati da prove CPT, che si riferiscono, dunque, alle lenti a granulometria prevalentemente sabbiosa.



Figura 9-17: LS – c_u

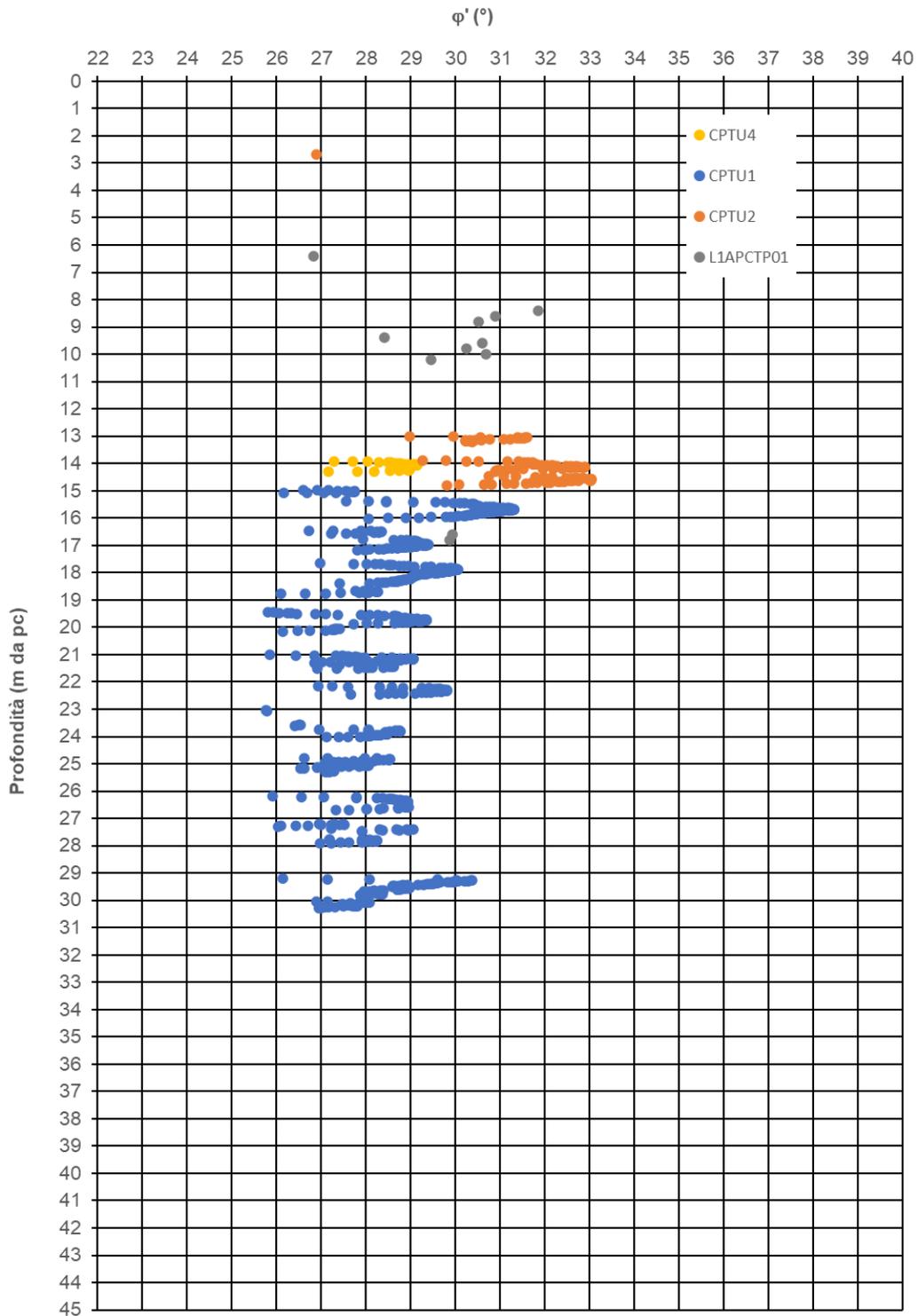


Figura 9-18: LS – ϕ' ricavato da prove CPT.

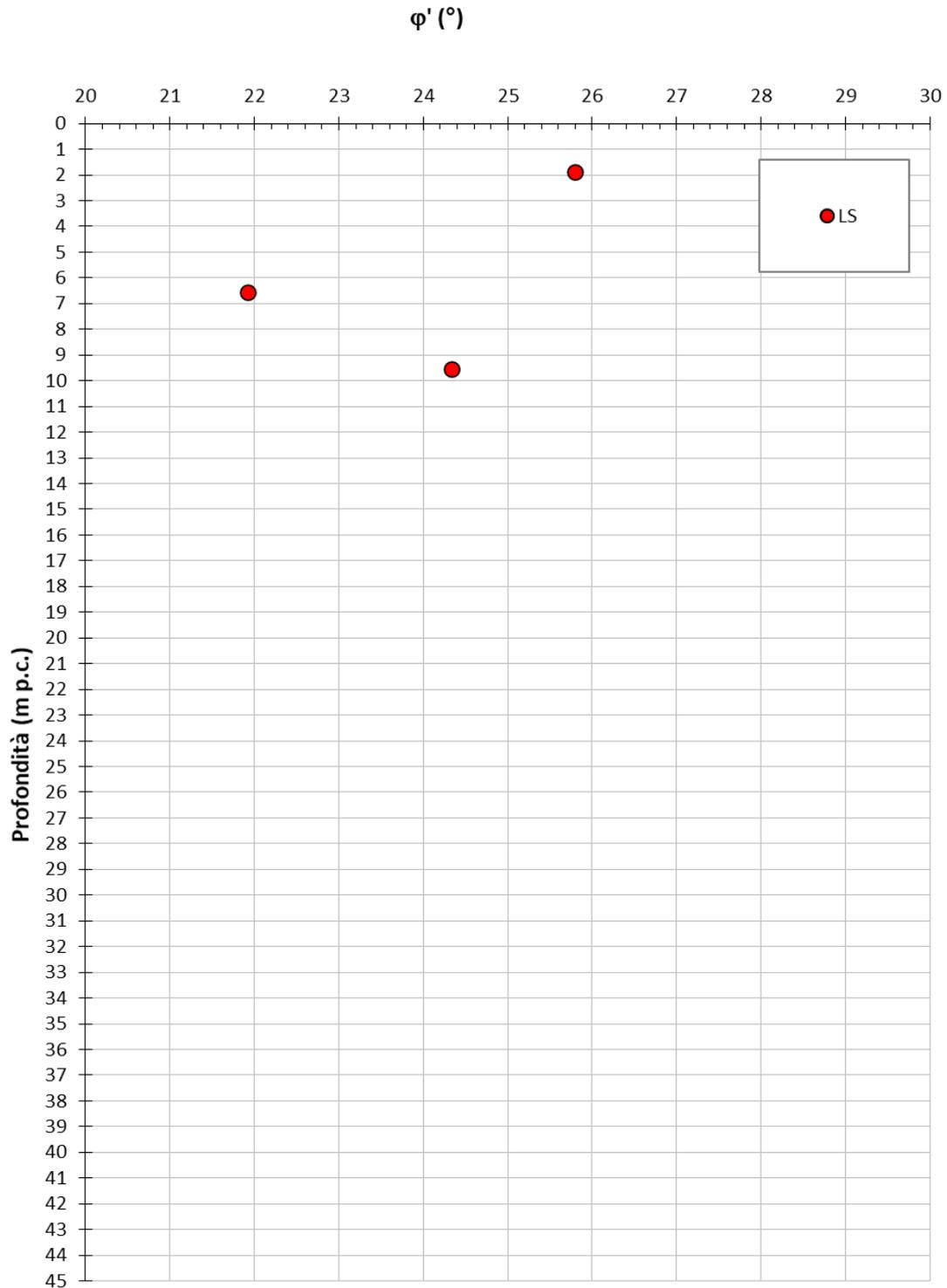


Figura 9-19: LS – ϕ' ricavato da prove di laboratorio.

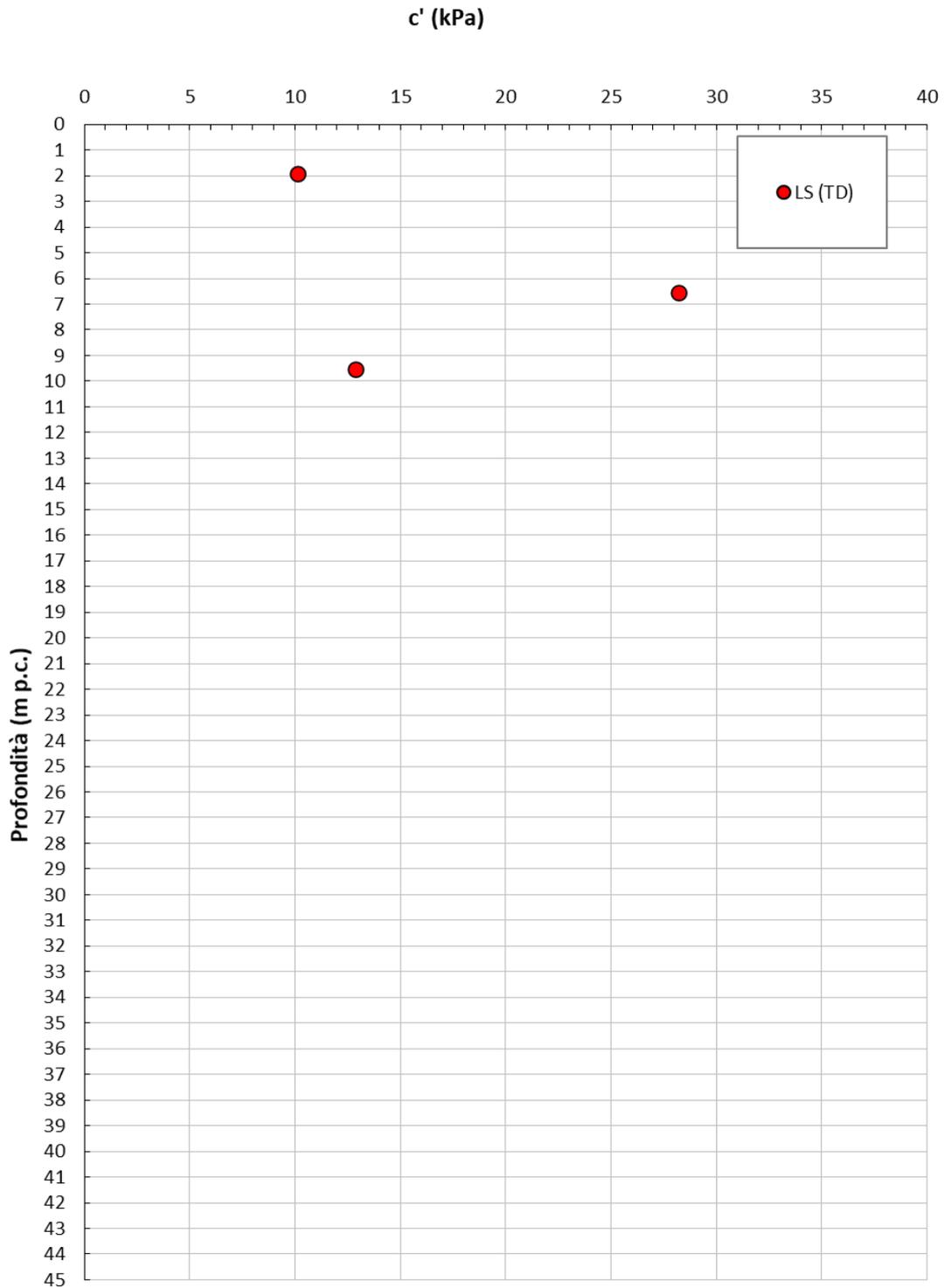


Figura 9-20: LS– Coesione drenata c' da prove in laboratorio.

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 GE	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. A	FOGLIO 86 di 134

9.2.3 Parametri di rigidezza

Con riferimento a quanto riscontrato in tale formazione, si riportano di seguito:

- In Figura 9-21 il modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 ricavato da prove CPTu e Down-Hole. I dati sono molto dispersi, compresi tra 40 e 100 MPa, con valori di riferimento che possono essere considerati, cautelativamente per l'intero lotto, tra 40 e 60 MPa.

Sulla base di quanto sopra e di quanto dichiarato al capitolo 8 i valori del modulo di Young operativo E'_{op} sono stati determinati come segue:

- $E'_{op1} \approx 150 \cdot C_u$, compreso tra 6.0 MPa e 13.5 MPa per calcoli riguardanti i cedimenti dei rilevati e di fondazioni dirette (15 MPa oltre 40 m da pc in corrispondenza di CPTu1);
- $E'_{op2} \approx 300 \cdot C_u$ compreso tra 12 MPa e 27 MPa per calcoli riguardanti opere di sostegno. (30 MPa oltre 40 m da pc in corrispondenza di CPTu1);

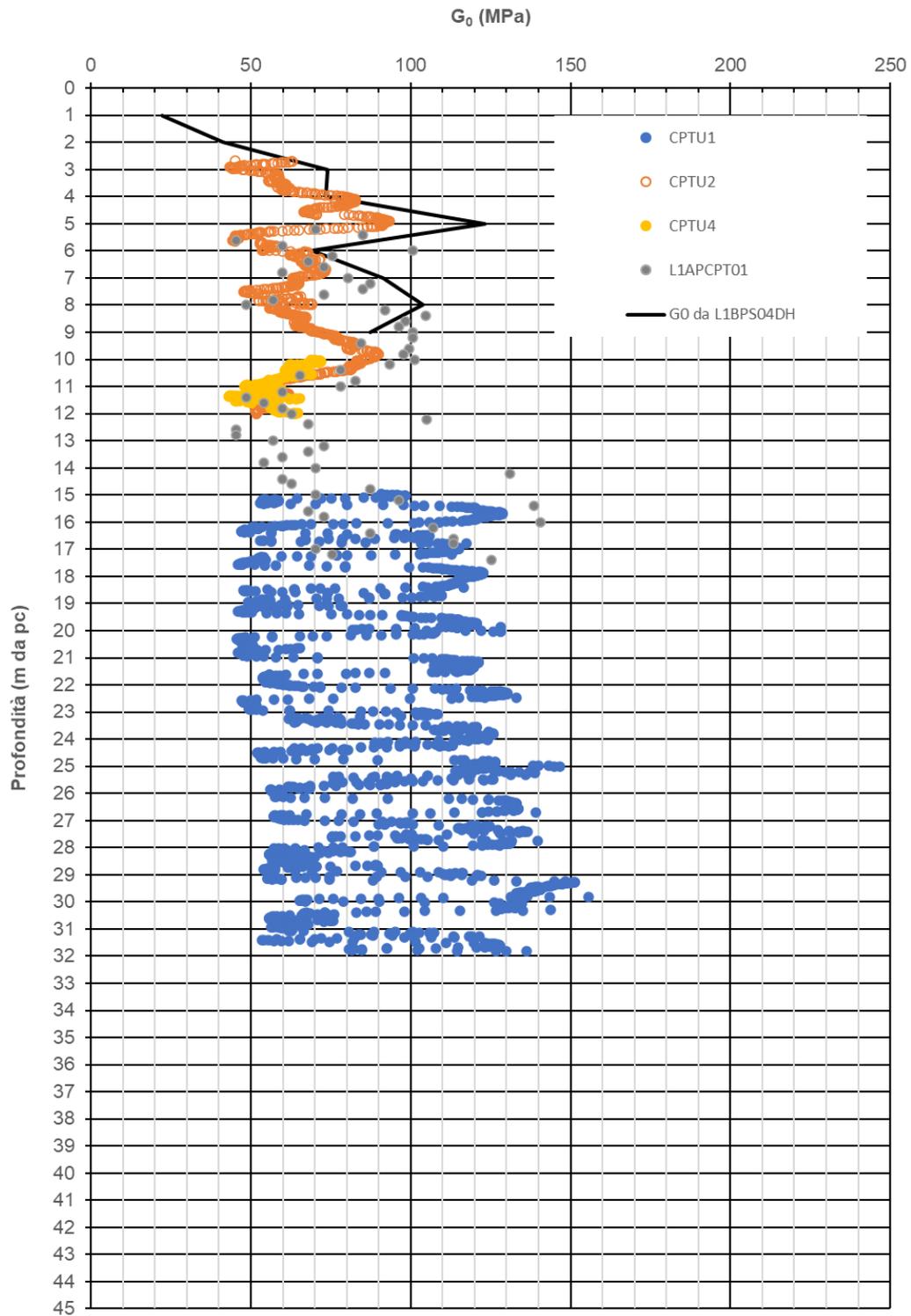


Figura 9-21: LS - G_0

9.2.4 Permeabilità

In Figura 9-22 si riportano i valori di permeabilità ricavati da prove *Lefranc* eseguite in tale formazione. I valori sono compresi tra 4E-8 e 1E-5 m/s, i più bassi rappresentativi del materiale più fine, i più alti rappresentativi del materiale più grossolano. Data l'eterogeneità del materiale e il numero di prove disponibili è stato assunto un valore di permeabilità compreso tra 1E-7 e 5E-7 m/s.

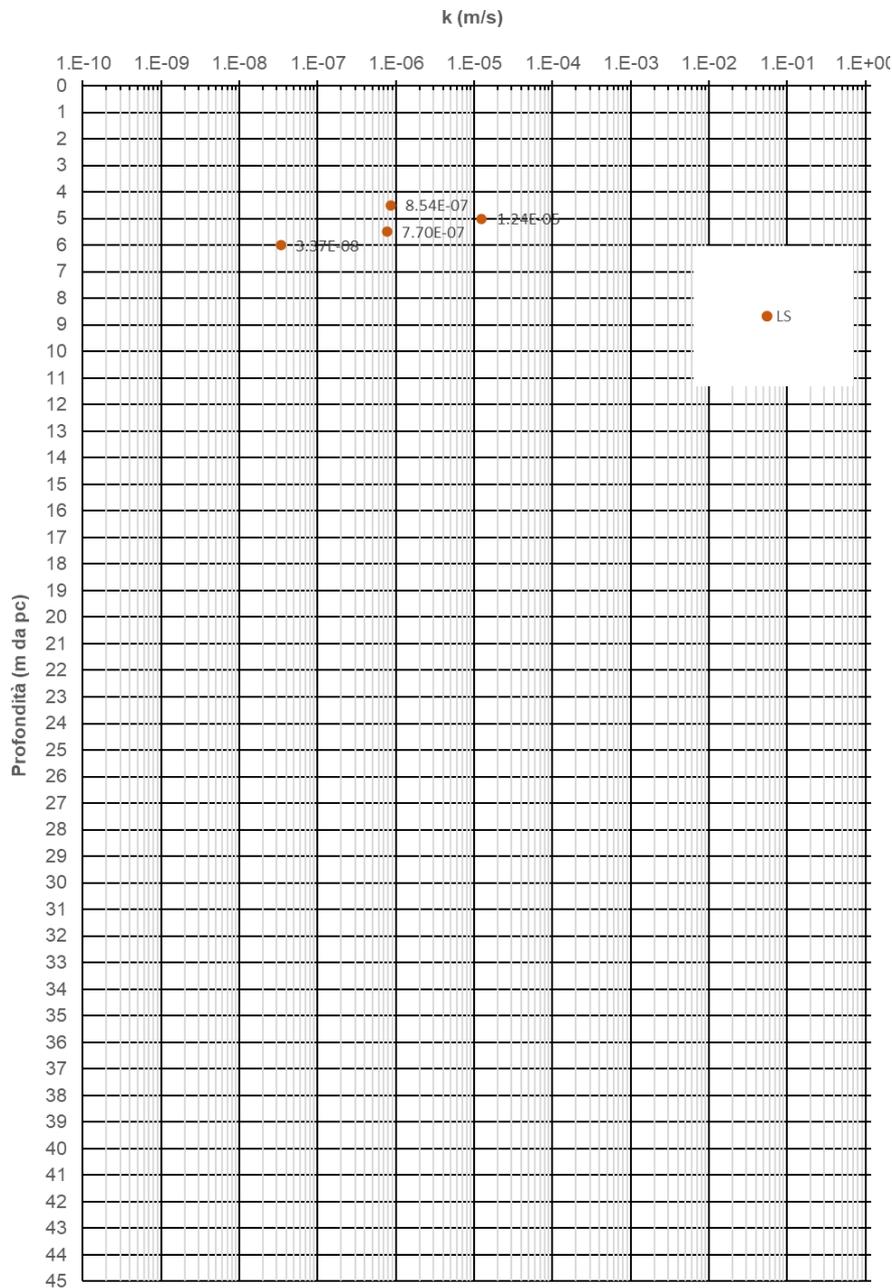


Figura 9-22: LS – Permeabilità da prove Lefranc

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 GE	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. A	FOGLIO 89 di 134

9.3 UNITÀ SL

Tale unità è costituita da sabbia, da debolmente limosa a con limo, talvolta ghiaiosa con rare tracce di materiale organico. All'interno di tale unità, ai fini della definizione del modello geotecnico, sono stati altresì inglobate le intercalazioni ghiaiose (bb1) intercettate tra le pk 0+750 e 1+200.

L'unità geotecnica SL è stata rinvenuta lungo l'intero tracciato, nello specifico è stata intercettata da: CPTu1, S1, L1BPS01PZ, L1BPS02DH, L1BPS03PZ, S4, L1BPS04DH e CPTu2.

In Figura 9-23 ed in Figura 9-24 si riportano i risultati delle prove in sito, rispettivamente SPT e/o CPTu eseguite in tale formazione; i valori di N_{SPT} misurati, variano mediamente da 6 a 30 colpi/30 cm. Valori maggiori sono attribuibili alle lenti ghiaiose interposte tra gli strati marcatamente sabbiosi. I valori di q_c sono mediamente compresi tra 2 e 10 MPa. In Figura 9-25 si riporta l'indice di comportamento ricavato dalle prove CPTu, sulla base di quanto riportato in figura, l'unità geotecnica SL appare piuttosto eterogenea, di natura sabbiosa e sabbioso limosa con presenza di intercalazioni argillose.

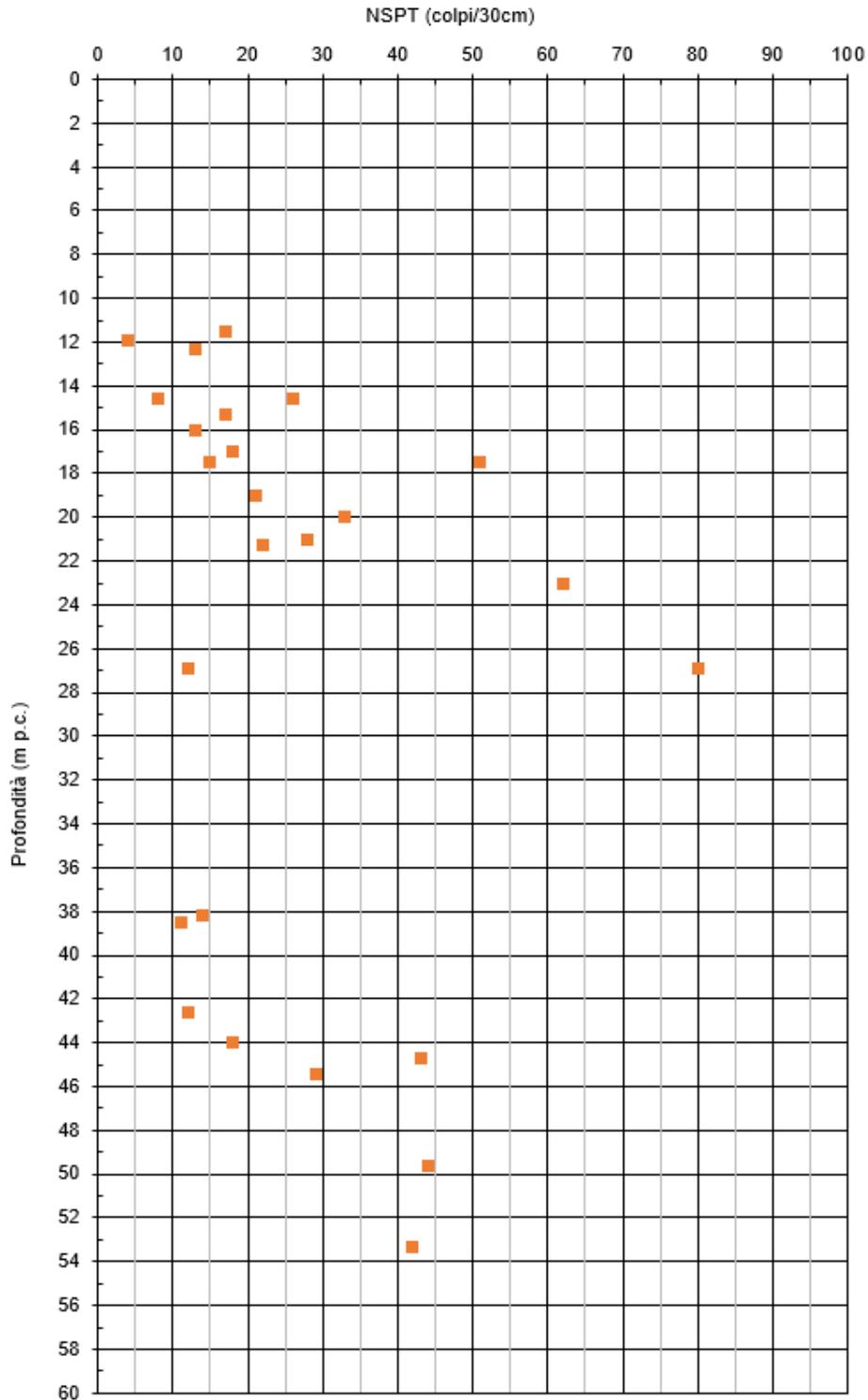


Figura 9-23: SL - N_{SPT}

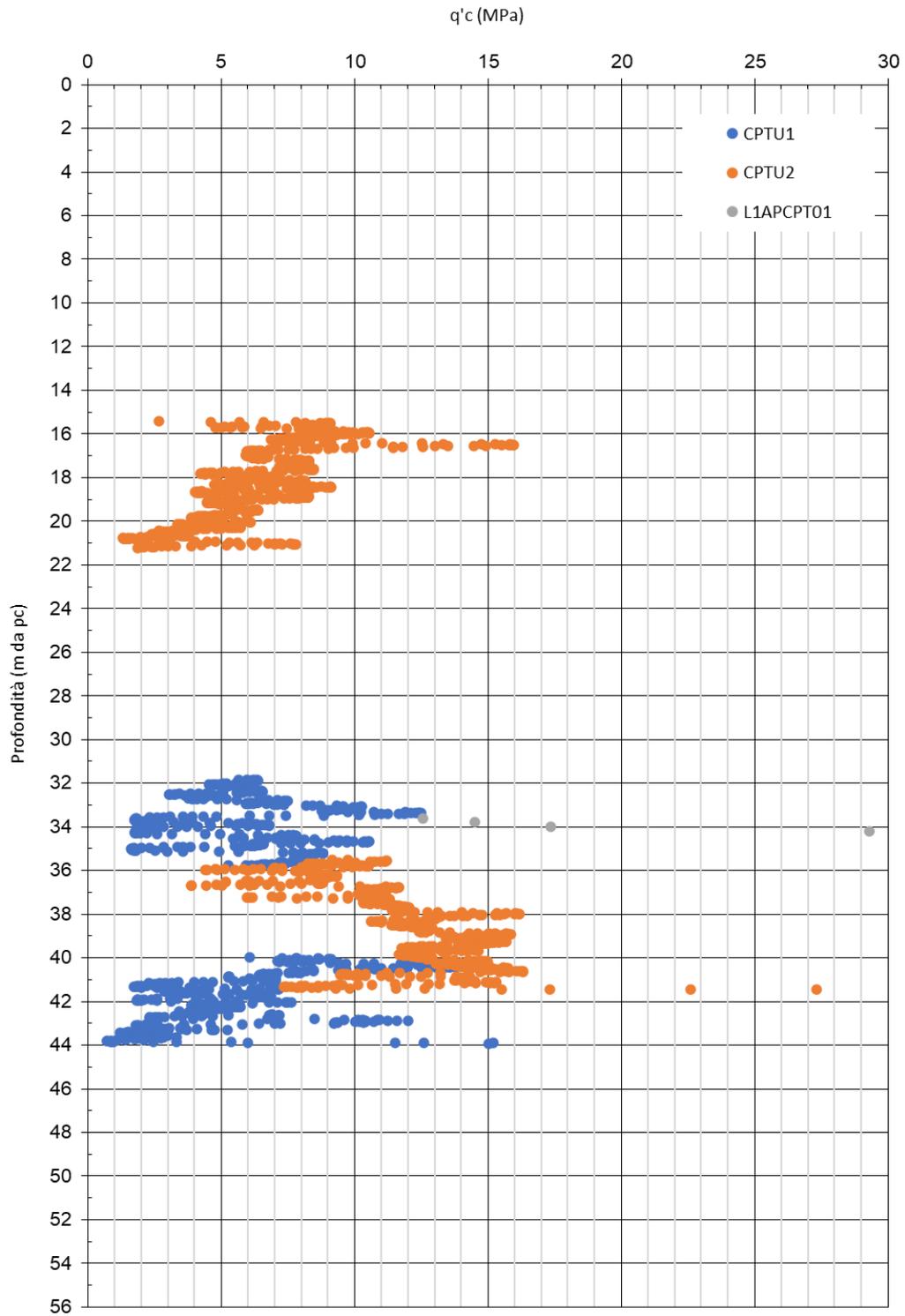


Figura 9-24: SL - q_c

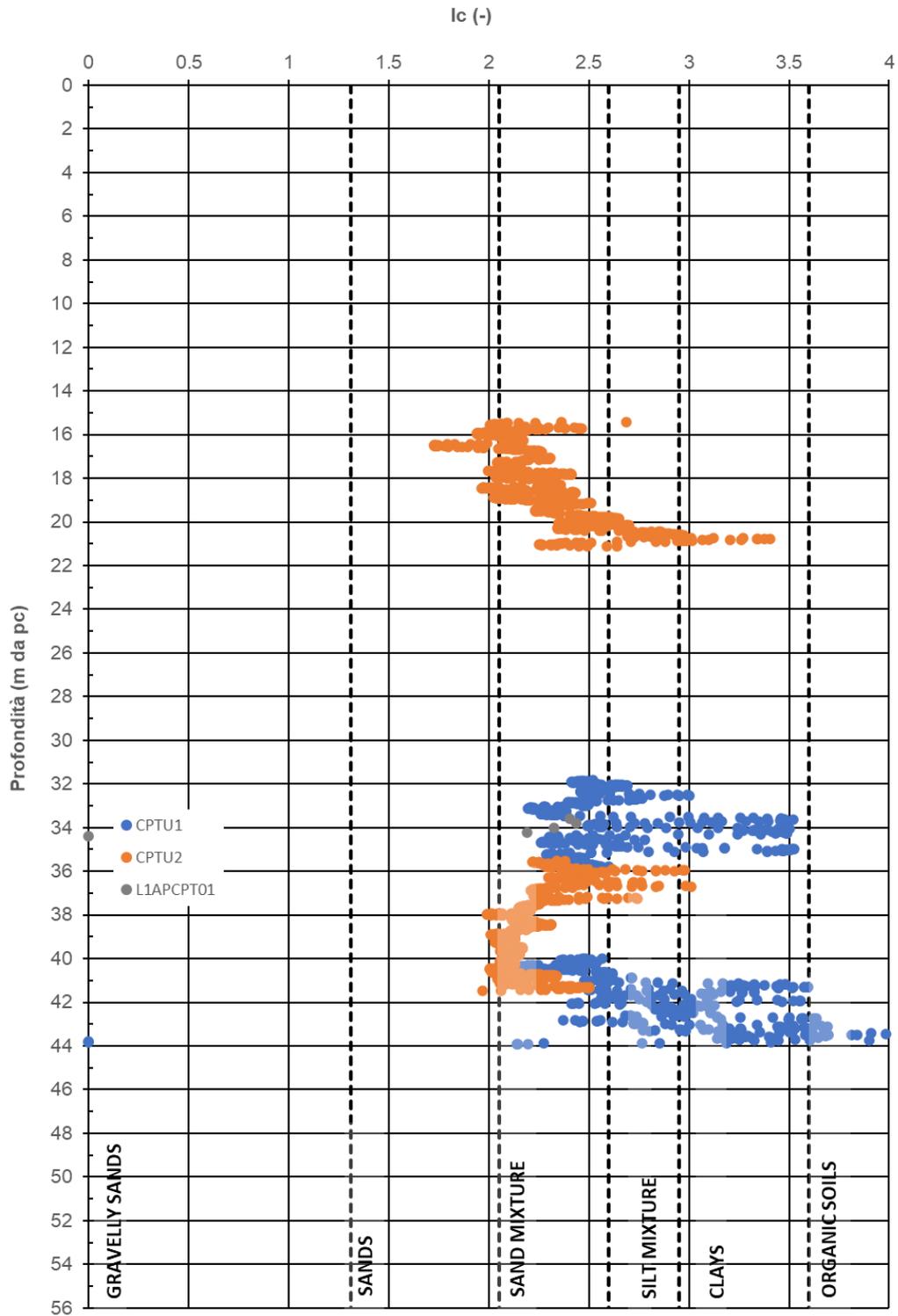


Figura 9-25: SL – Indice di comportamento I_c

9.3.1 Stato iniziale e caratteristiche fisiche

Con riferimento a quanto riscontrato in tale formazione, si riportano:

- in Figura 9-26 il peso dell'unità di volume (γ_t), i cui valori sono tipicamente compresi tra 18.5 kN/m³ e 19.5 kN/m³. Valori più alti si riferiscono a trovanti di materiale ghiaioso.
- in Figura 9-27 il contenuto Limo+Argilla, i cui valori sono compresi tipicamente tra il 15 e il 40%; dalla Tabella 9.3 si osserva che il contenuto di materiale granulare è sempre superiore al 50%.

Tabella 9.3: SL – Composizione granulometrica

SONDAGGIO	CAMPIONE	Profondità	Classificazione	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)
S1	SPT 4	12.23	A6	6.15	55.78	14.08	23.99
S1	SPT 5	15.23	A2-4	0.00	83.78	10.79	5.43
S1	SPT 6	17.73	A2-4	0.00	82.41	13.74	3.85
S1	CR2	18.15	A2-4	0.08	82.48	9.66	7.78
S1	SPT 7	21.23	A2-4	0.00	82.22	10.48	7.30
S4	CI4	36.25	A4	0.00	41.40	43.40	15.20
S4	CR2	38.15	A2-4	0.00	70.41	20.19	9.40
L1BPS01PZ	CI3	14.30	A2-4	3.00	74.00	13.00	10.00
L1BPS01PZ	CI4	19.70	A2-6	45.00	33.00	12.00	10.00
L1BPS01PZ	CI5	26.60	A2-7	5.00	17.00	22.00	8.00
L1BPS01PZ	CI7	42.30	A4	6.00	59.00	28.00	7.00
L1BPS01PZ	CR1	30.50	A2-6	65.00	20.00	15.00	
L1BPS02DH	CI3	14.35	A2-4	8.00	68.00	18.00	6.00
L1BPS02DH	CI5	49.35	A2-4	1.00	82.00	12.00	5.00
L1BPS03PZ	CI3	10.70	A4	0.00	64.00	33.00	3.00
L1BPS03PZ	CI7	38.15	A2-4	0.00	80.00	17.00	3.00
L1BPS03PZ	CI8	49.10	A4	0.00	60.00	36.00	4.00
L1BPS04DH	CI3	11.60	A4	1.00	48.00	44.00	7.00

- in Figura 9-28 la densità relativa ricavata da prove CPTu e da N_{SPT} , i cui valori sono compresi tipicamente tra 20% e 50%, con locali valori superiori.

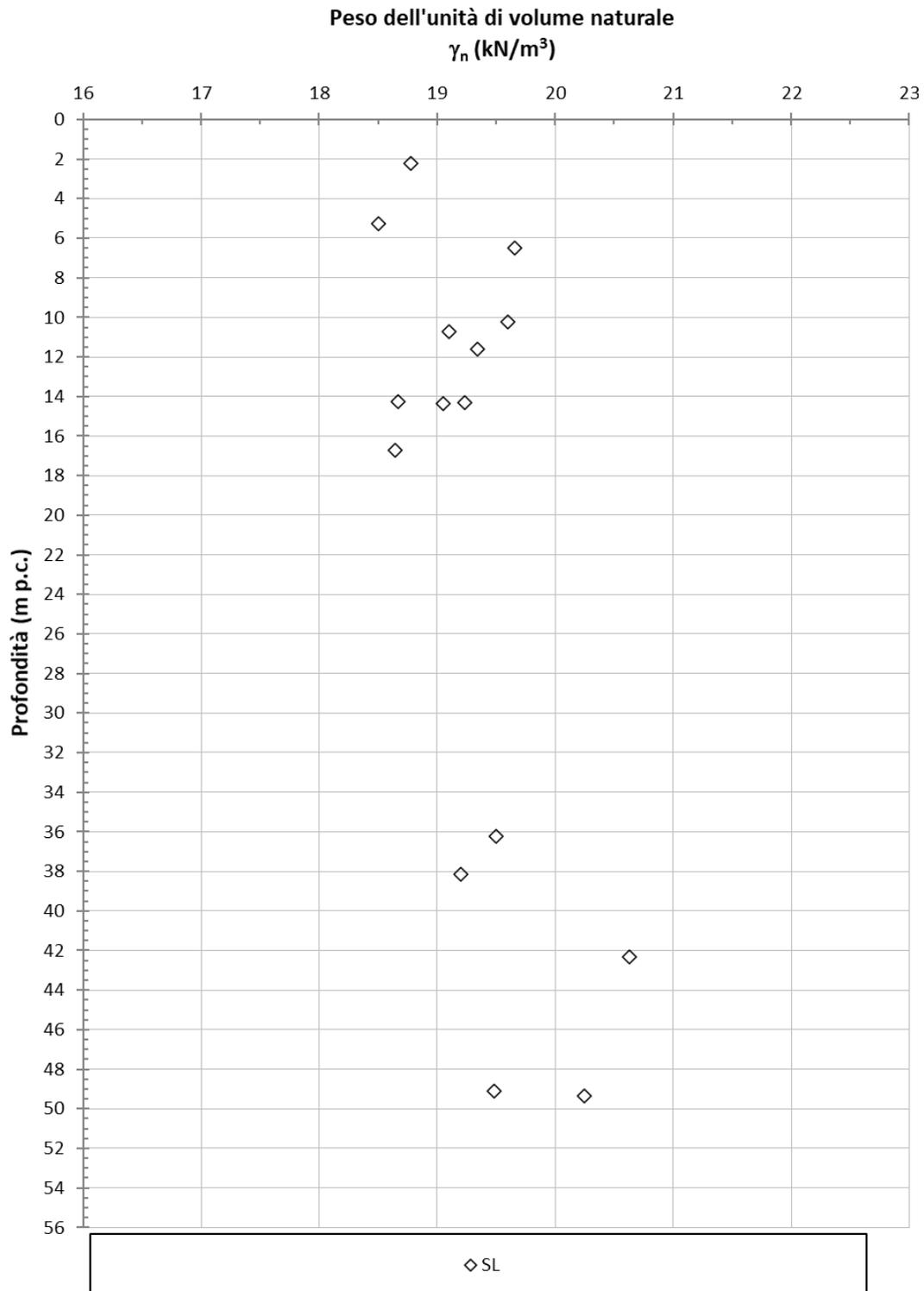


Figura 9-26: SL- Peso dell'unità di volume γ_t

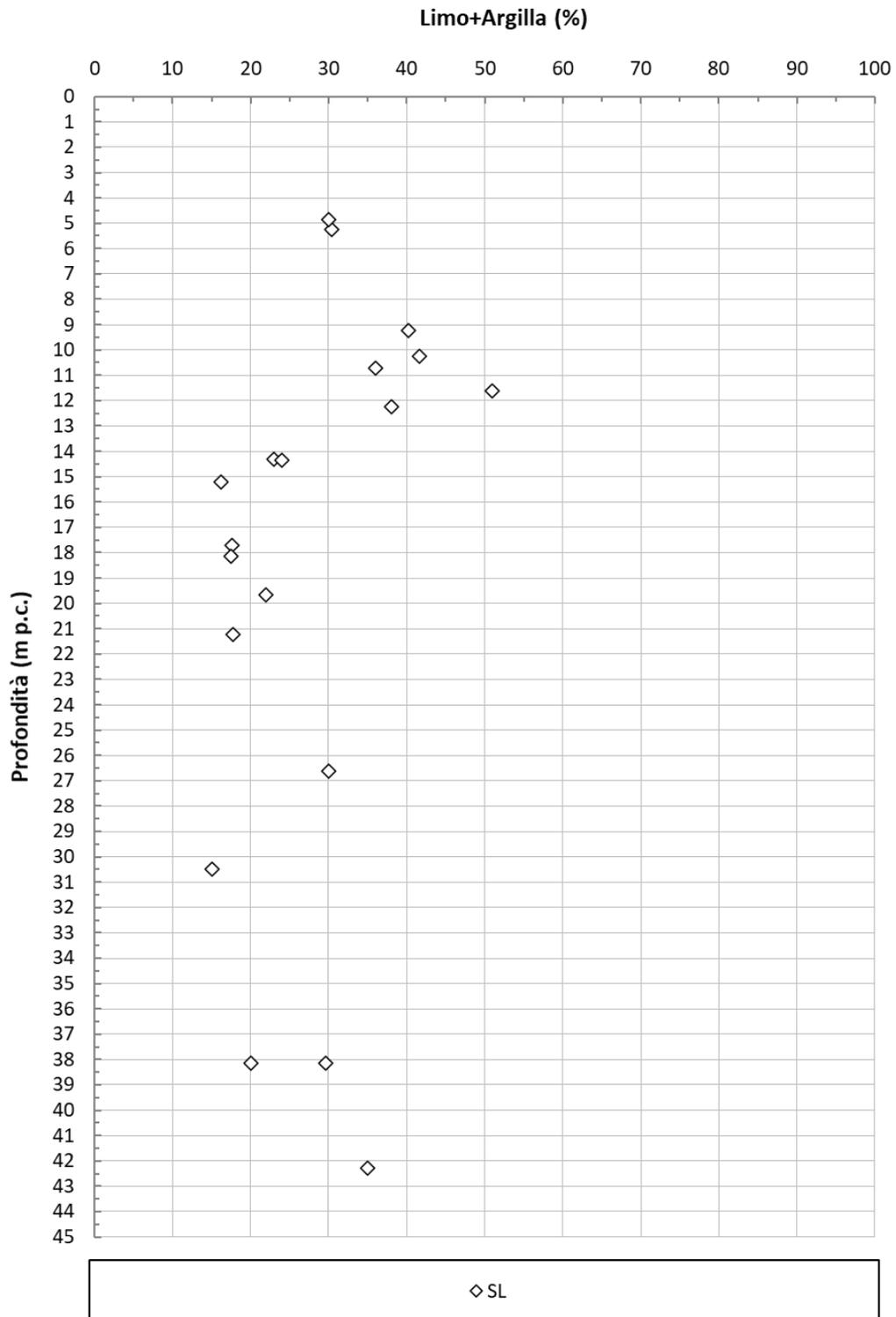


Figura 9-27 – SL - Contenuto percentuale di Limo+Argilla

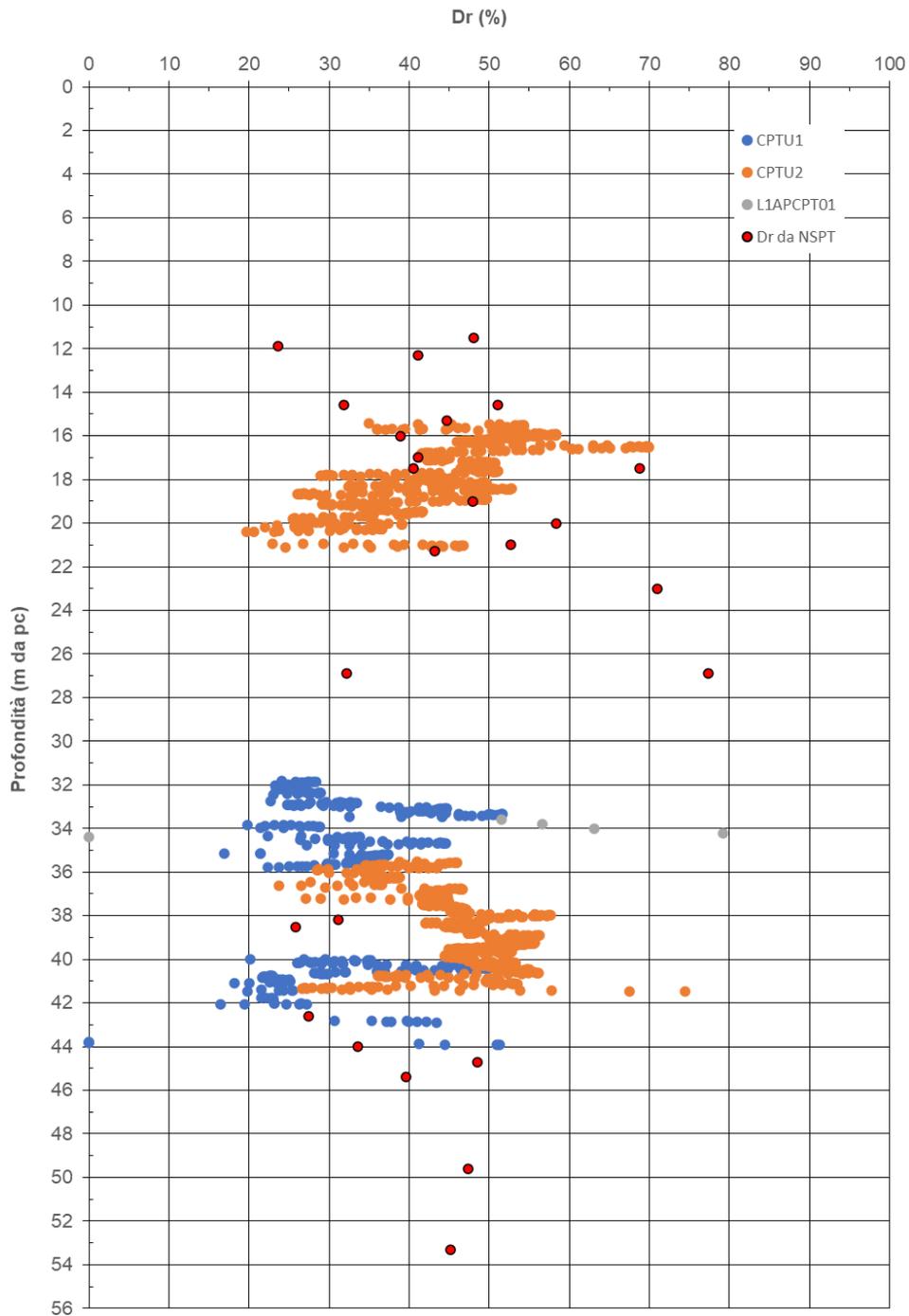


Figura 9-28: SL - Densità relativa da prove in sito

9.3.2 Parametri di resistenza

Con riferimento a quanto riscontrato in tale formazione, si riportano di seguito:

- in Figura 9-29 i risultati di n.2 prove di taglio diretto, in base alle quali l'angolo di attrito risulta variabile tra 31° e 33° e la coesione efficace risulta nulla;
- in Figura 9-30 l'angolo d'attrito ricavato da prove CPTu e N_{SPT}, i cui valori sono compresi tipicamente tra 30° e 33°.

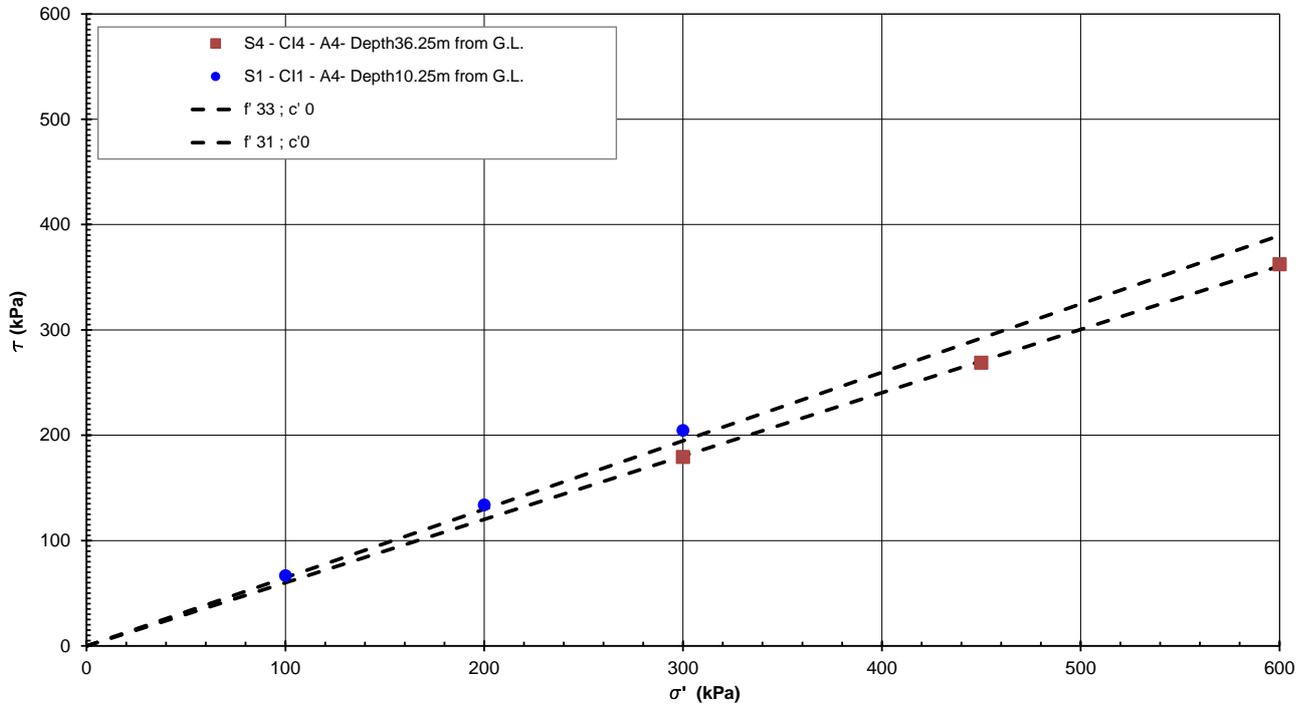


Figura 9-29: SL - Prove di taglio diretto

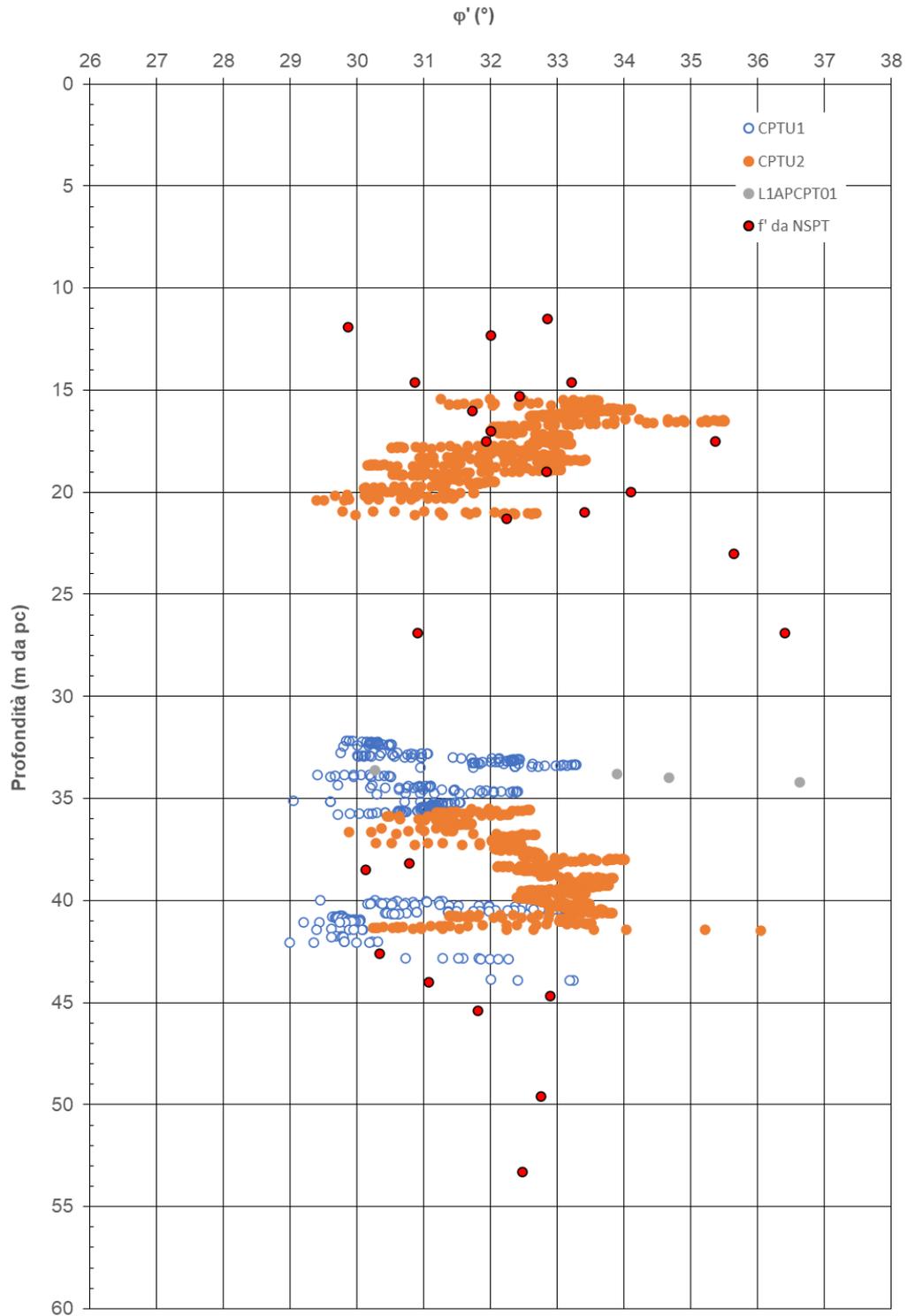


Figura 9-30: SL - Angolo d'attrito da prove in sito

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 GE	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. A	FOGLIO 100 di 134

9.3.3 Parametri di rigidità

Con riferimento a quanto riscontrato in tale formazione, si riportano di seguito:

- in Figura 9-31 il modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 ricavato da prove CPTu, N_{SPT} e Down-Hole. I valori misurati da prova Down-Hole nel sondaggio S1 sono significativamente più alti rispetto a quelli ricavati dalle correlazioni a partire da prove CPTu e N_{SPT} e dalle prove DH svolte nella campagna d'indagine più recente, pertanto verrà trascurata ai fini della definizione del modello geotecnico. Cautelativamente si farà riferimento a valori compresi tra 60 e 100 MPa fino a 20m di profondità e valori compresi tra 100 e 140 MPa oltre a 20 m da pc.

Sulla base di quanto sopra e di quanto dichiarato al capitolo 8 i valori del modulo di Young operativo E'_{op} sono assunti come segue

- E'_{op1} compreso tra 15 MPa e 25 MPa fino a 20 m di profondità e tra 30 MPa e 40 MPa oltre a 20 m di profondità per calcoli riguardanti i cedimenti dei rilevati e di fondazioni dirette;
- E'_{op2} compreso tra 30 MPa e 50 MPa fino a 20 m di profondità e tra e tra 50 MPa e 70 MPa oltre a 20 m di profondità per calcoli riguardanti opere di sostegno.

I valori dei moduli E_y ricavati dalle prove pressiometriche in questa unità (vedi sondaggi S1, L1BPS01) risultano compresi tra circa 9 e 36 MPa, quindi mediamente in linea con i valori assunti.

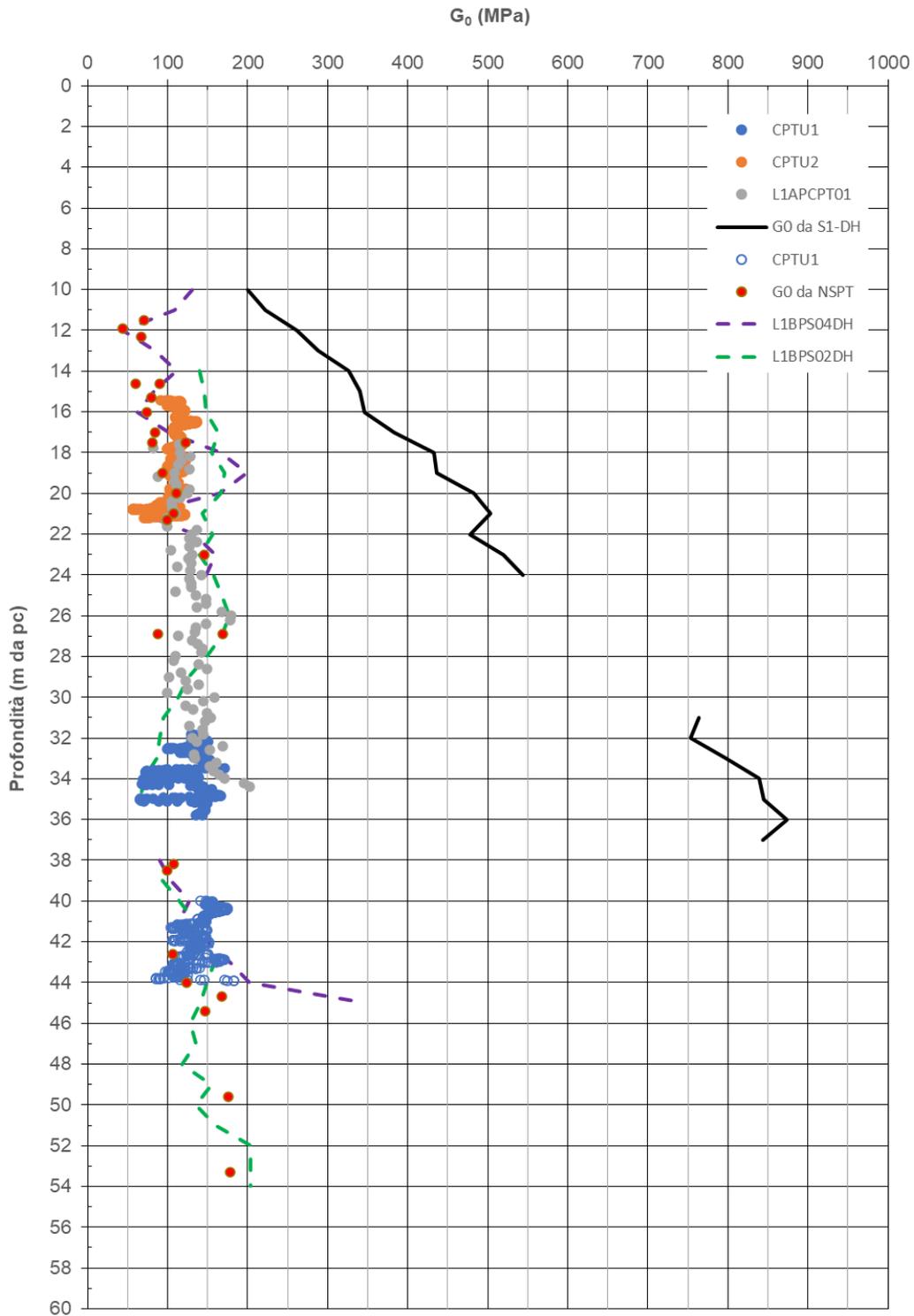


Figura 9-31: SL - G_0 da prove in sito



Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2^a fase
NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR4E	12	R 09 GE	GE 00 06 001	A	102 di 134

9.3.4 Permeabilità

In Figura 9-32 si riportano i valori di permeabilità da prove *Lefranc* eseguite in tale formazione. I valori sono compresi tra $5E-6$ e $1.8E-4$ m/s, i più bassi rappresentativi del materiale più fine, i più alti rappresentativi delle intercalazioni ghiaiose che sono state inglobate, ai fini della caratterizzazione geotecnica, nell'unità SL. Data l'eterogeneità del materiale e le poche prove disponibili si è deciso di assumere un valore di $1E-6$ m/s

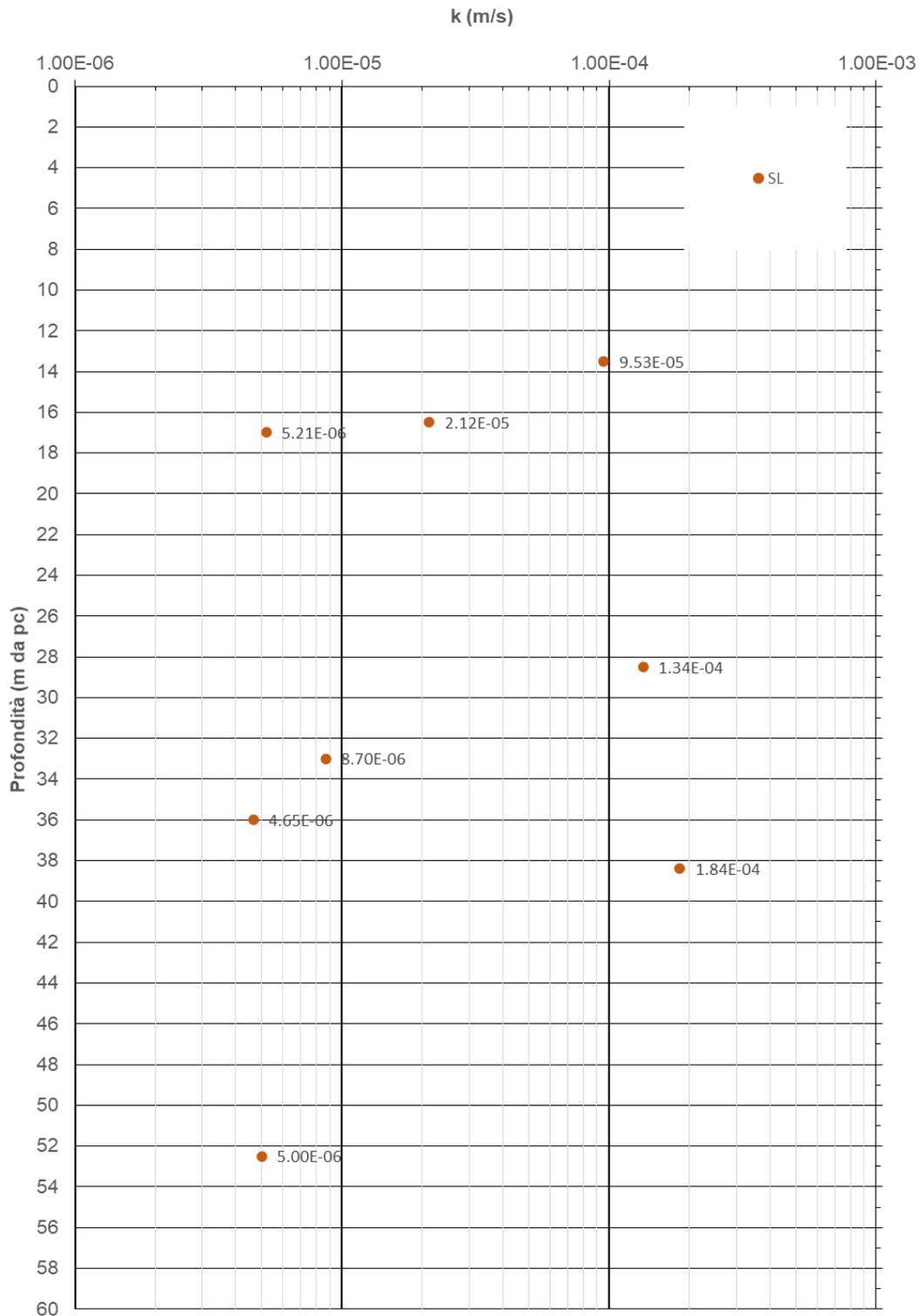


Figura 9-32: SL – Permeabilità da prove Lefranc

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 GE	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. A	FOGLIO 104 di 134

9.4 UNITÀ AL1

Tale unità è costituita da argilla limosa e limo argilloso debolmente sabbioso / limo sabbioso debolmente argilloso. Presenti livelli millimetrici sabbiosi e rare intercalazioni ghiaiose. Presenti tracce di materiale organico.

L'unità geotecnica AL1 è stata rinvenuta dalla stazione di Vigna Clara e fino a dopo l'attraversamento del Fiume Tevere (sondaggio S10). Nello specifico è stata rinvenuta nei sondaggi e/o CPTu: L1APS01, L1APCPT01, CPTu1, S1, L1BPS02DH, L1BPS03PZ, S4, CPTu4, CPTu2.

In Figura 9-33 si riportano i risultati delle prove CPTu eseguite in tale formazione: i valori di q_c sono mediamente compresi tra 0.8 e 2.0 MPa. In Figura 9-34 si riporta l'indice di comportamento ricavato dalle prove CPTu, sulla base di quanto riportato in figura, l'unità geotecnica AL1 appare abbastanza omogenea e viene classificata come argilla con presenza di qualche livelletto limoso/sabbioso.

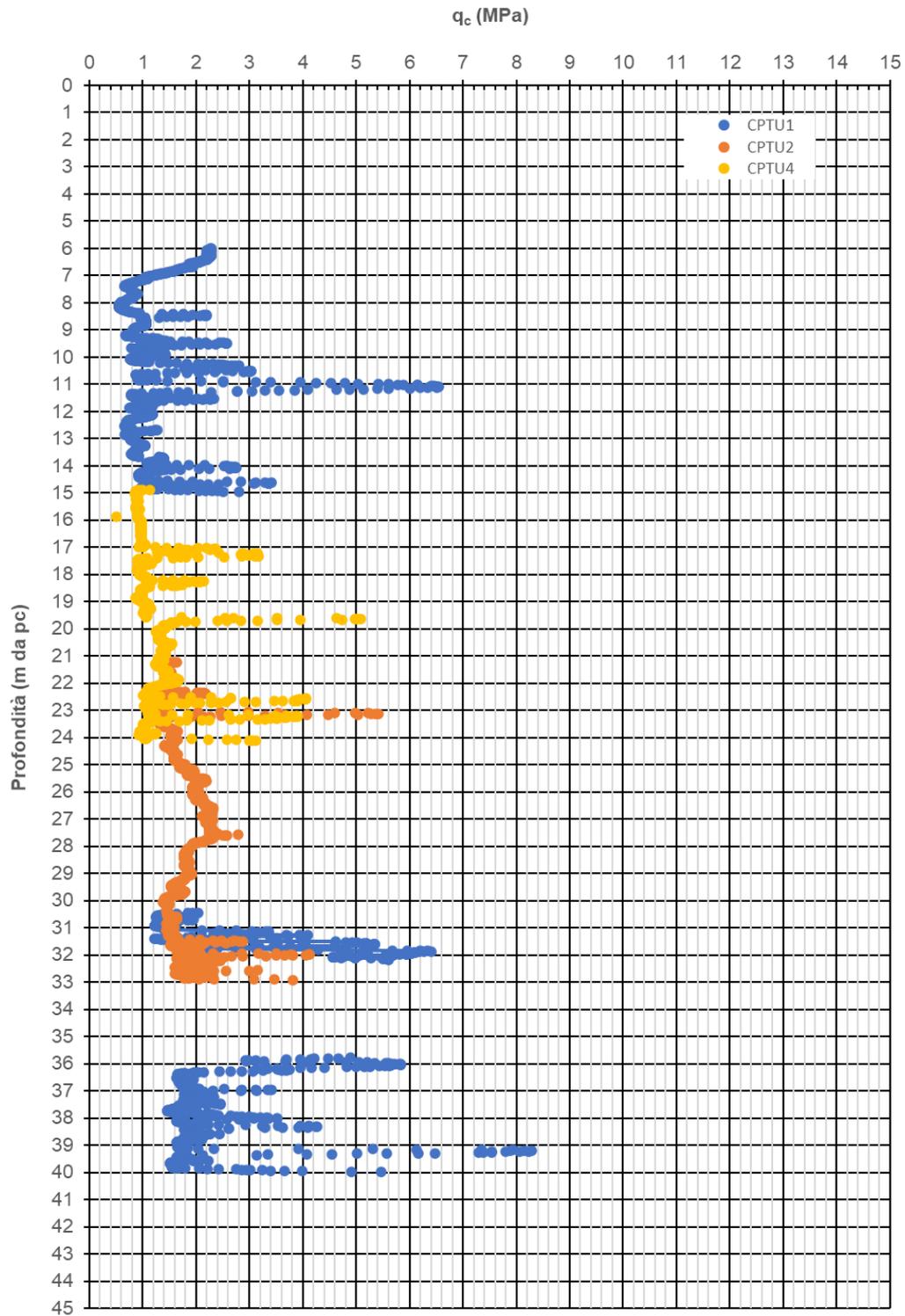


Figura 9-33: AL1 - q_c

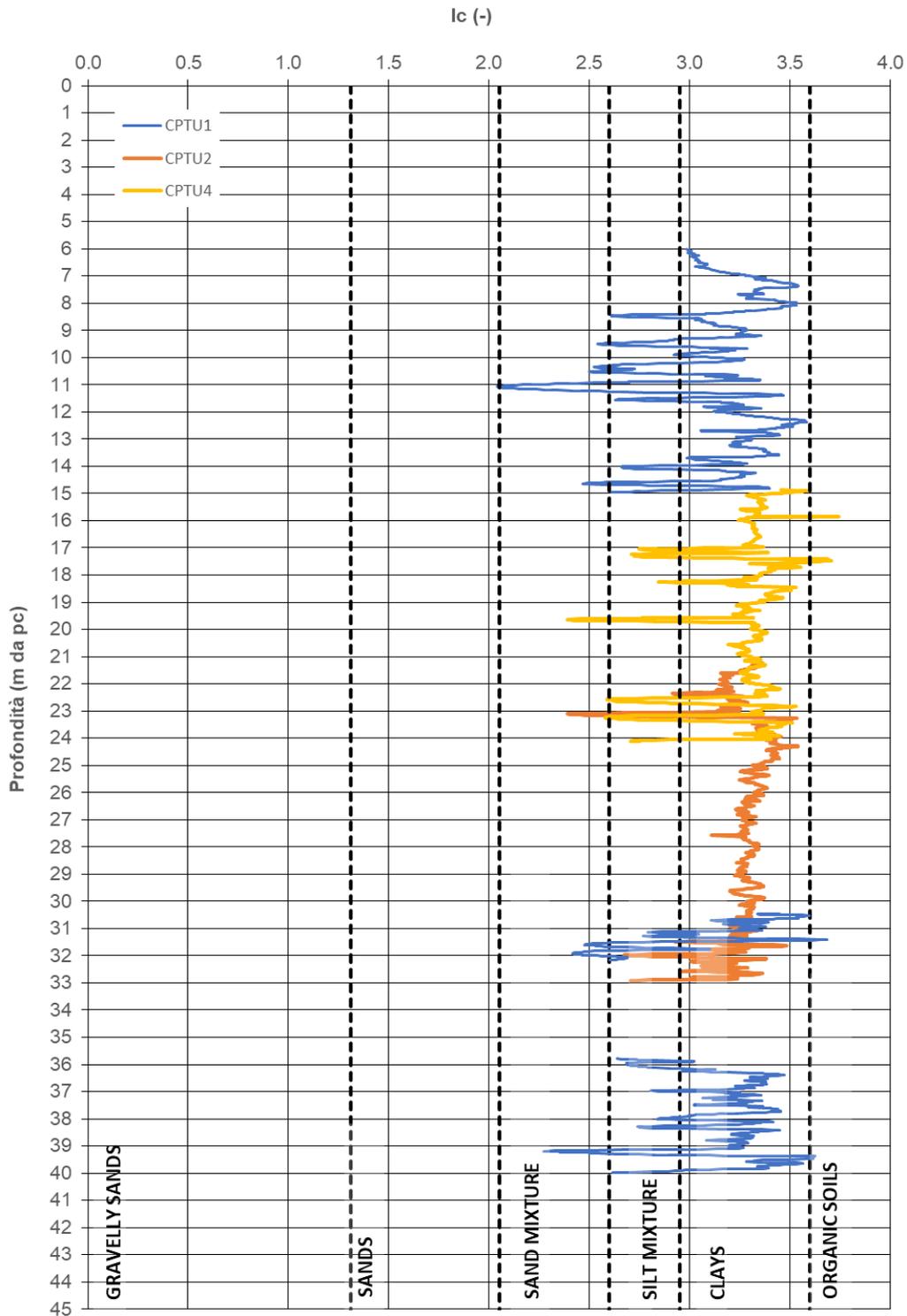


Figura 9-34: AL1 – Indice di comportamento Ic

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 GE	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. A	FOGLIO 107 di 134

9.4.1 Stato iniziale e caratteristiche fisiche

Con riferimento a quanto riscontrato in tale formazione, si riportano di seguito i risultati delle prove finalizzate alla determinazione dei parametri di stato e delle caratteristiche fisiche del materiale.

- In Figura 9-35 il peso dell'unità di volume (γ_t), i valori medi variano tra 18.0 e 19.5 kN/m³;
- In Figura 9-36 è riportato il contenuto di fini Limo+Argilla i cui valori sono tipicamente maggiori dell'80%;
- In Figura 9-37 è riportato l'indice dei vuoti il cui valore di riferimento risulta pari a circa 0.85;
- In Figura 9-38 è riportato il contenuto di acqua naturale (w_n) il quale varia mediamente tra il 25 e il 35%. In Figura 9-39 e in Figura 9-40 si riportano rispettivamente il Limite Liquido (LL), e il Limite Plastico (PL);
- In Figura 9-41 è riportato l'Indice di plasticità (IP), i cui pochi valori sono dispersi tra 6-30%;
- In Figura 9-42 è riportato il grado di sovraconsolidazione da prove CPTu. Il materiale appare sovraconsolidato per i primi metri ($OCR > 1.5$ fino a circa 9 m da p.c.) e localmente più in profondità si osservano lenti di materiale più consistente. In Tabella 9.4 i risultati delle prove edometriche disponibili, le quali hanno fornito un valore di OCR talvolta non in linea con le risultanze delle prove CPT.

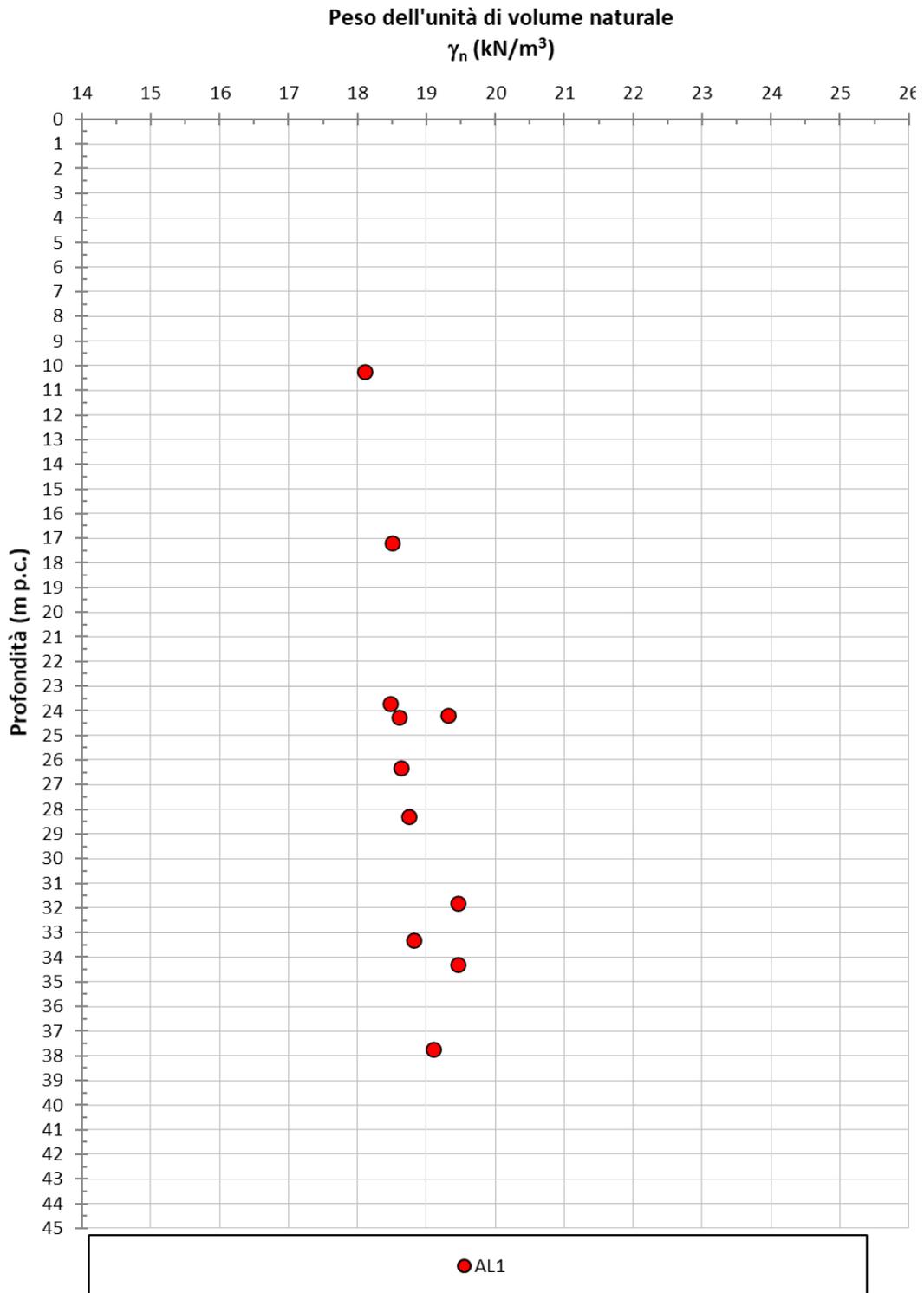


Figura 9-35: AL1 – Peso dell'unità di volume γ_t

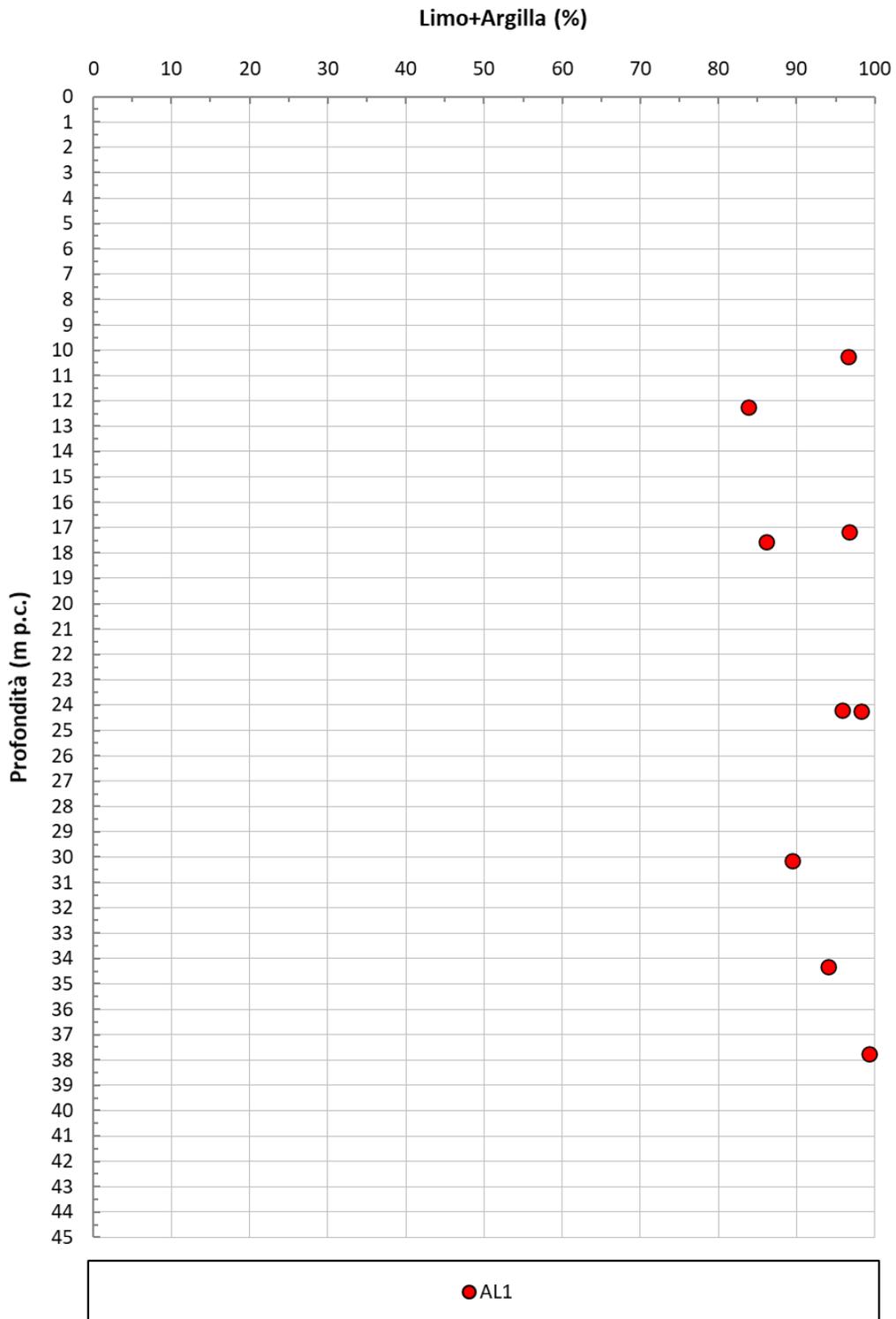


Figura 9-36: AL1 – Contenuto di Limo+Argilla

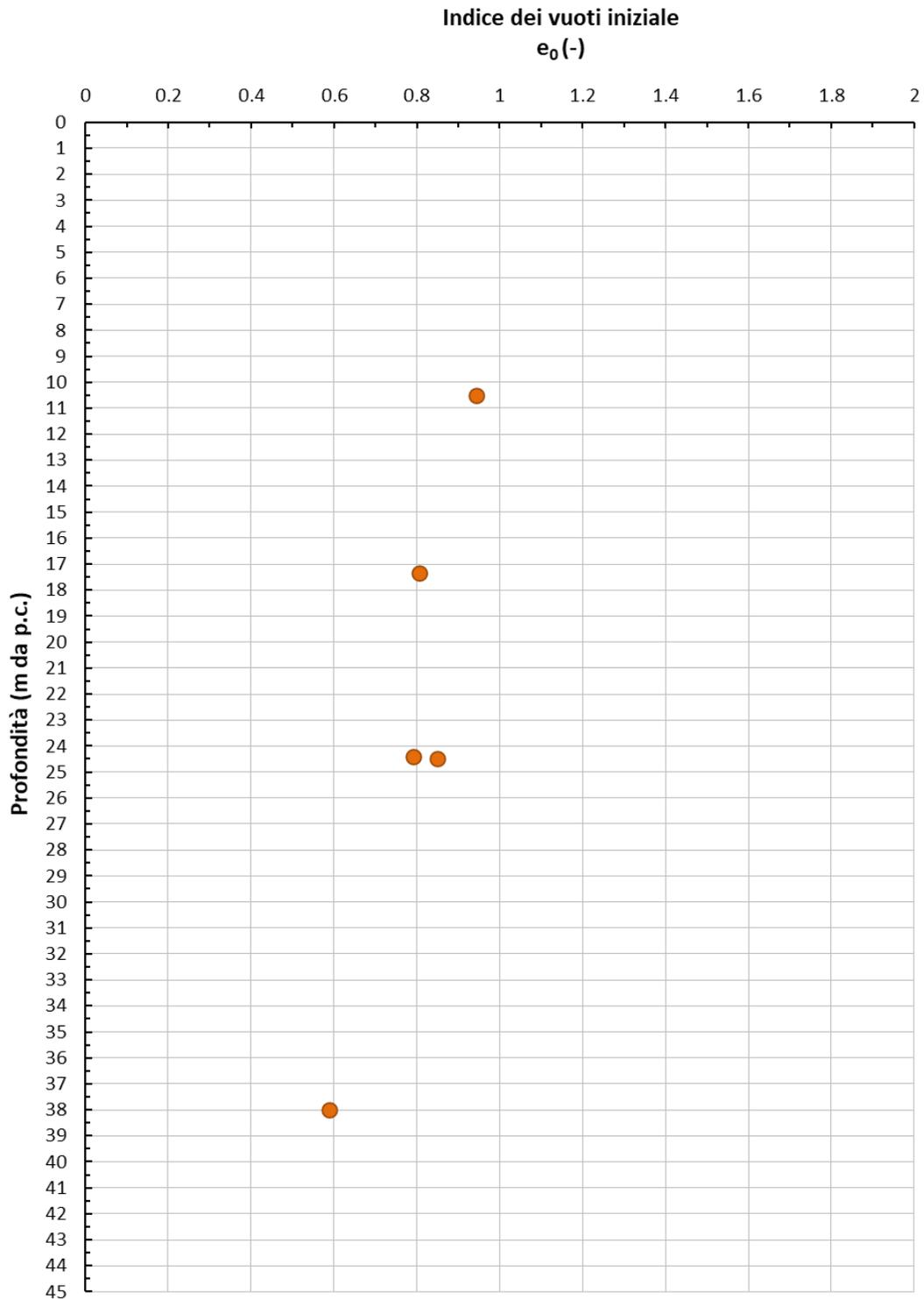


Figura 9-37: AL1 – Indice dei vuoti iniziale e_0

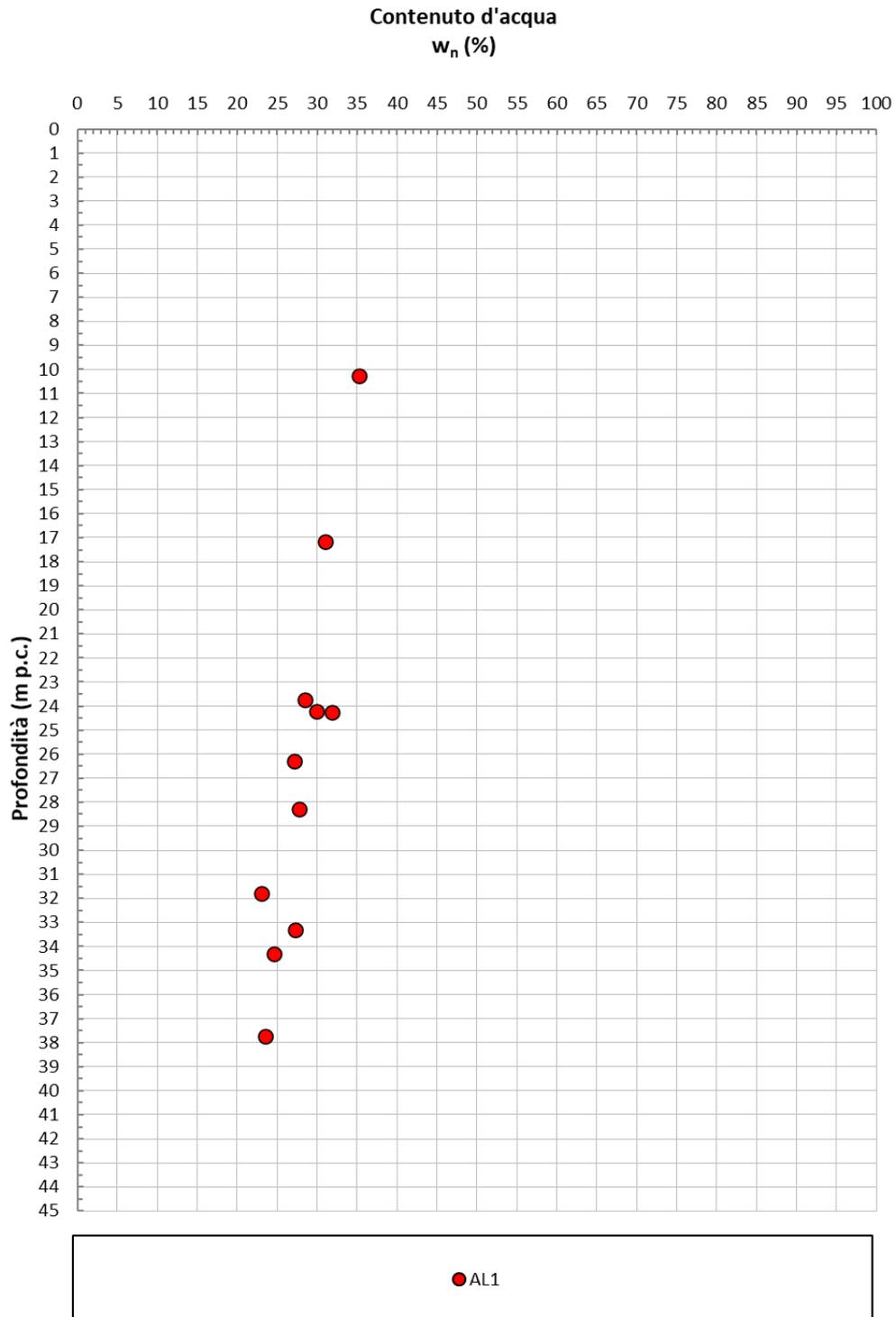


Figura 9-38: AL1 – Contenuto di acqua naturale w_n

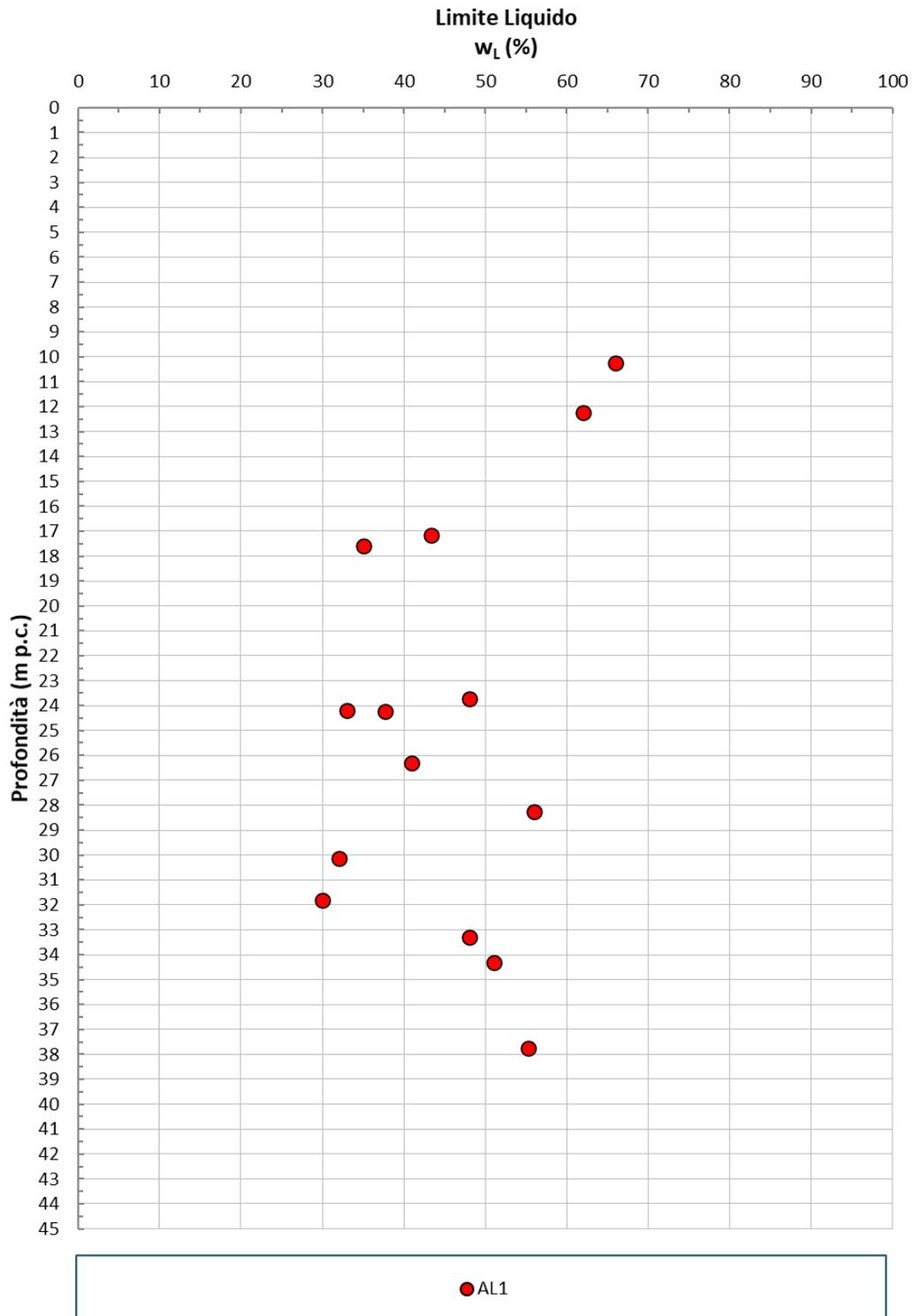


Figura 9-39: AL1 – Limite Liquido

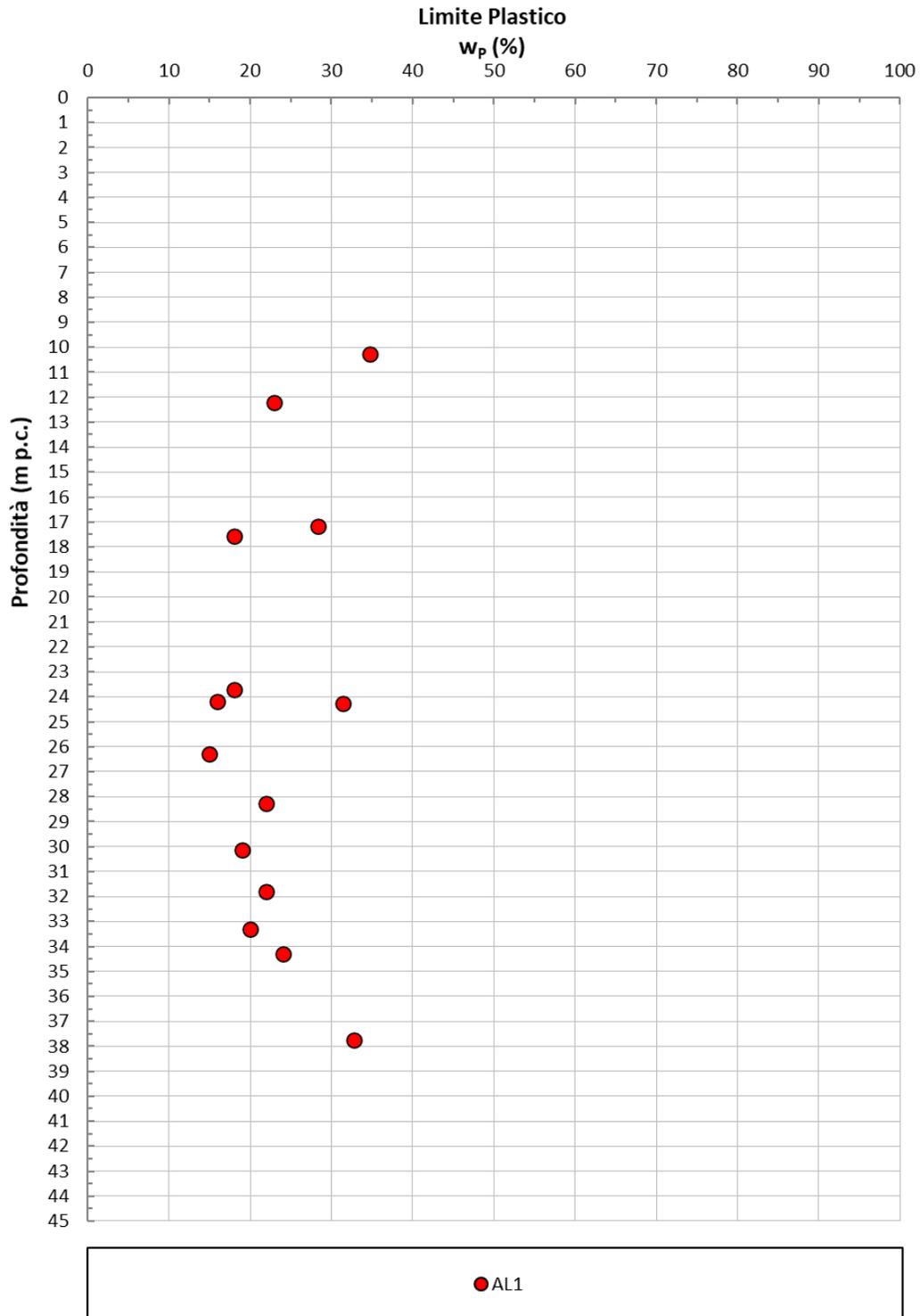


Figura 9-40: AL1 – Limite Plastico

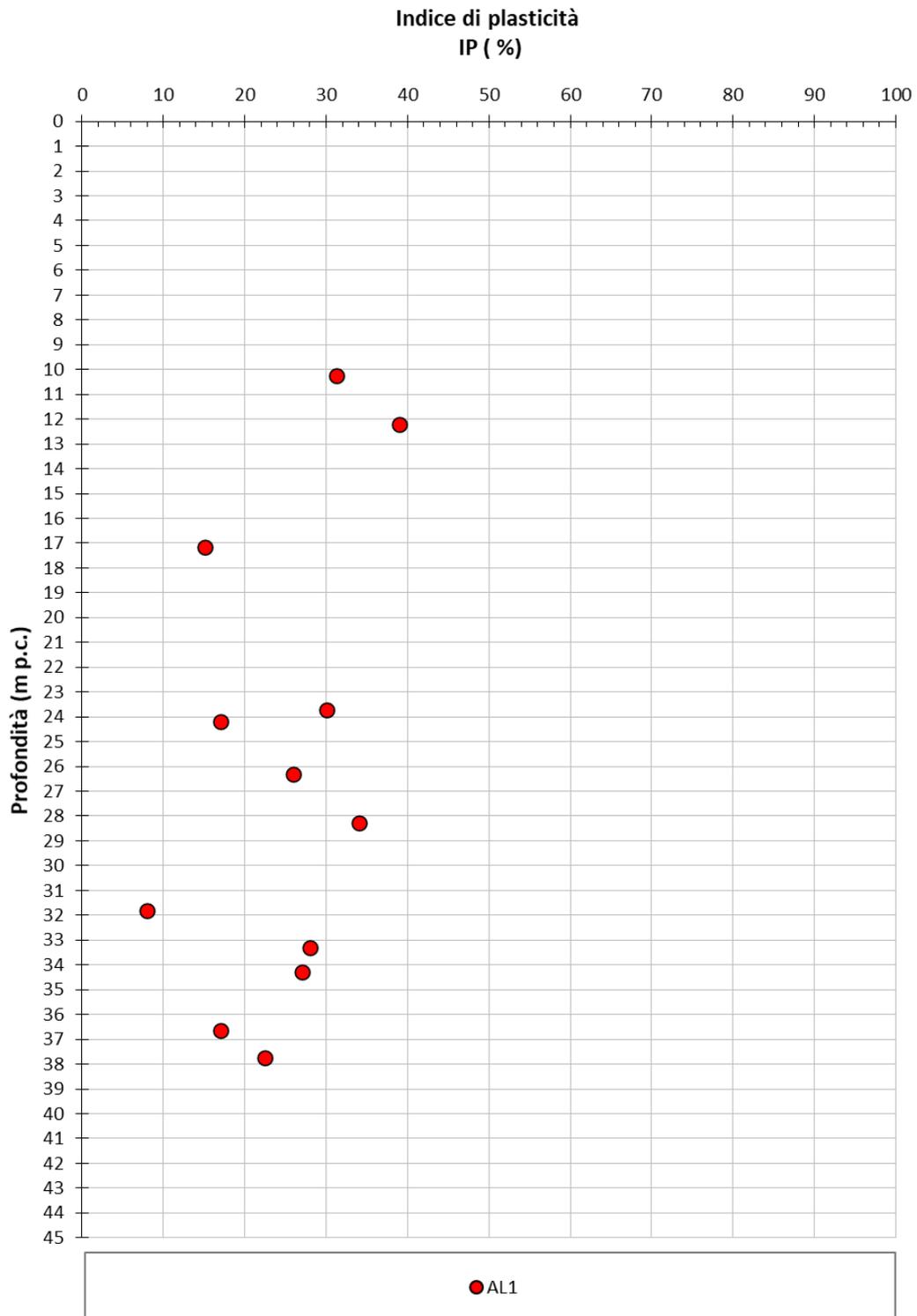


Figura 9-41: AL1 - Indice di plasticità PI

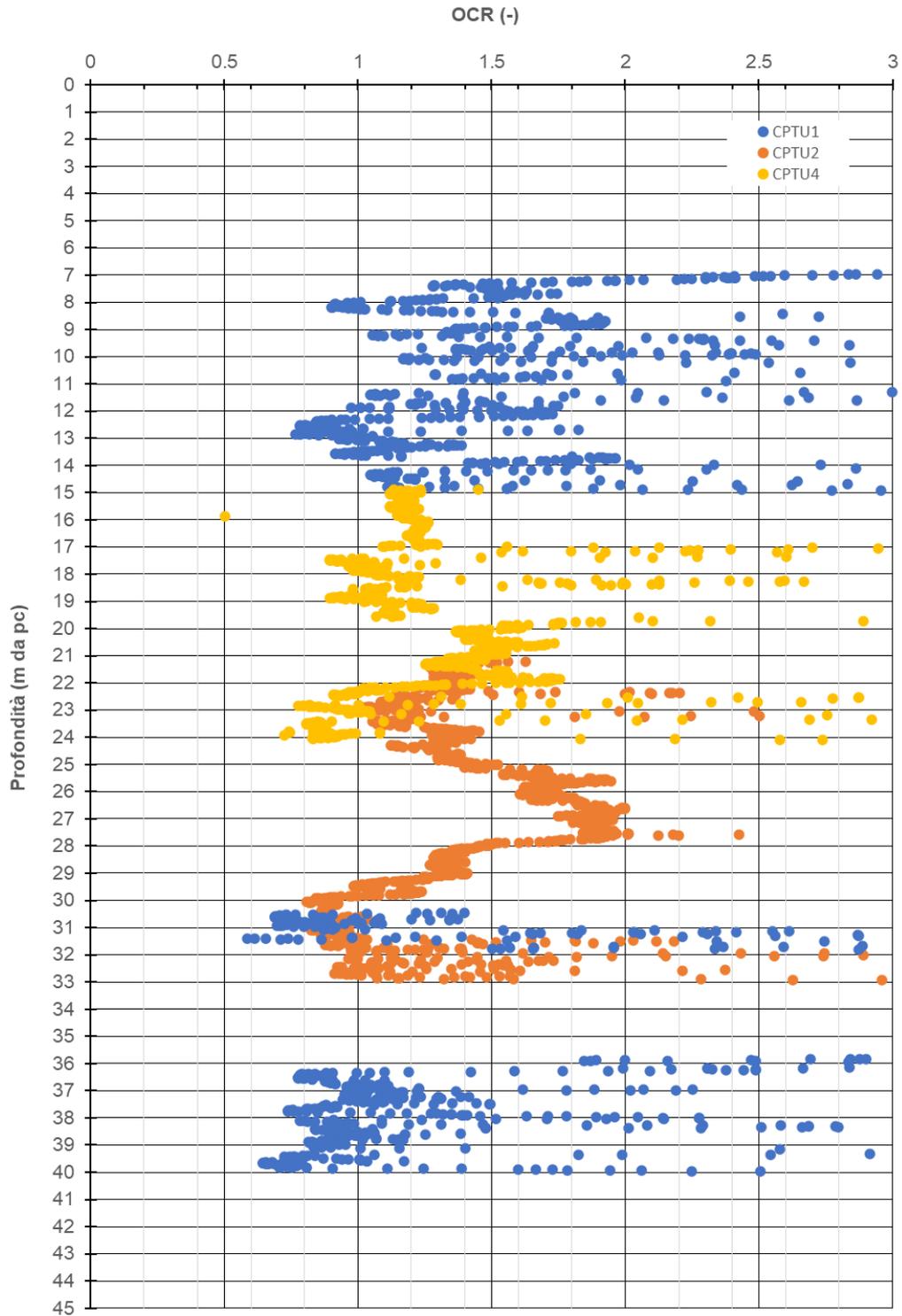


Figura 9-42: AL1 – Grado di sovraconsolidazione da prove CPTu

9.4.2 Parametri di resistenza

Con riferimento a quanto riscontrato in tale formazione, si riportano di seguito:

- in Figura 9-43 la coesione non drenata ottenuta dall'interpretazione di prove in sito CPTu, prove di laboratorio TX-UU, TX-CIU e *Pocket penetrometer* eseguiti sui campioni di prelevati. I valori di riferimento considerati sono compresi tra 40÷60 kPa fino a 25 m di profondità e tra 60÷80 kPa oltre i 25 m di profondità.
- In Figura 9-44 e Figura 9-45 e sono riportati i risultati in termini di parametri drenati ottenuti da prove di taglio diretto, prove triassiali TX-CIU e prove triassiali TX-CID. I valori di angolo di attrito e coesione efficace variano tra $\varphi'=22^\circ$, $c'=10$ e $\varphi'=30^\circ$, $c'=20$ kPa.

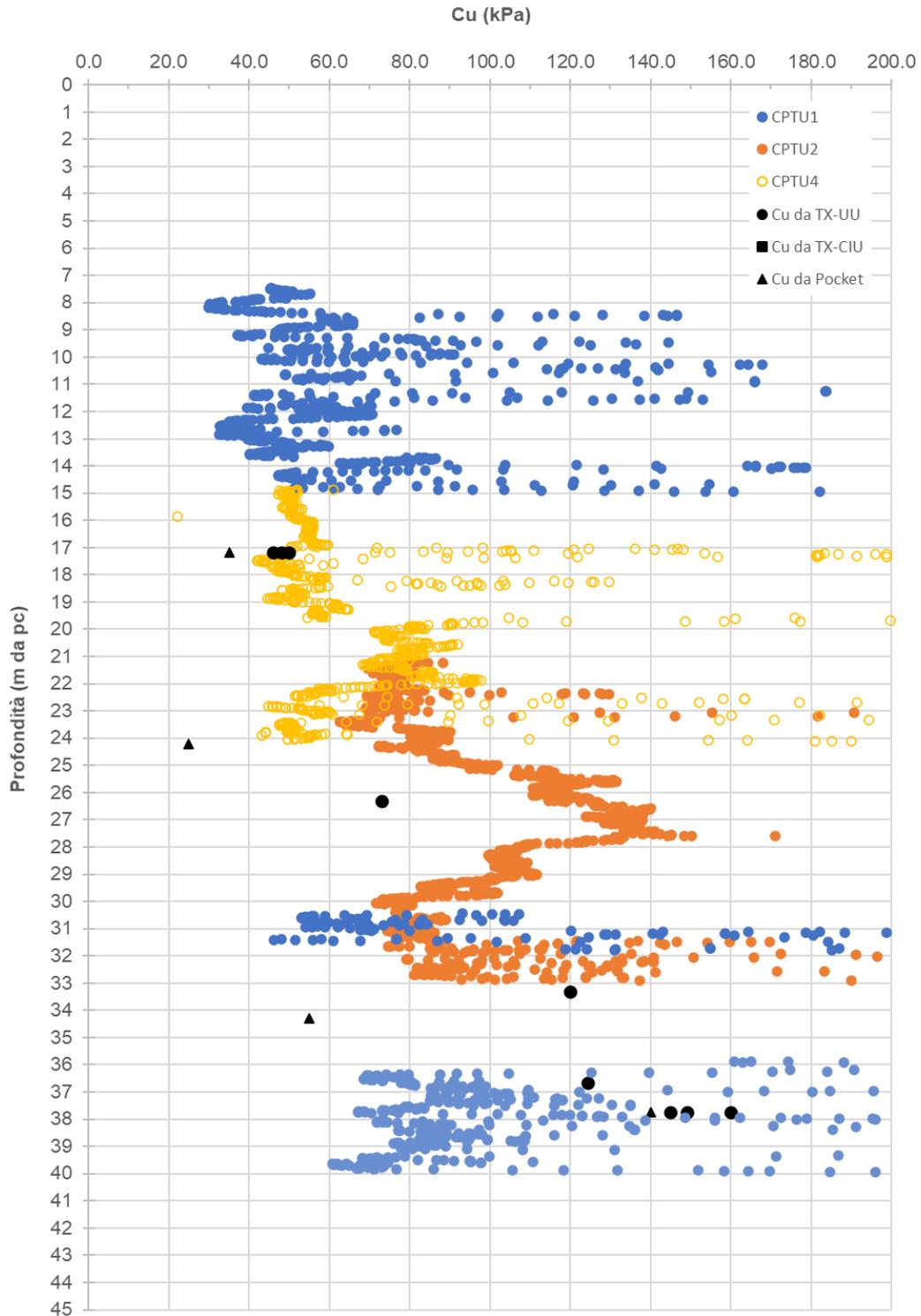


Figura 9-43: AL1 – Cu da prove in sito e laboratorio

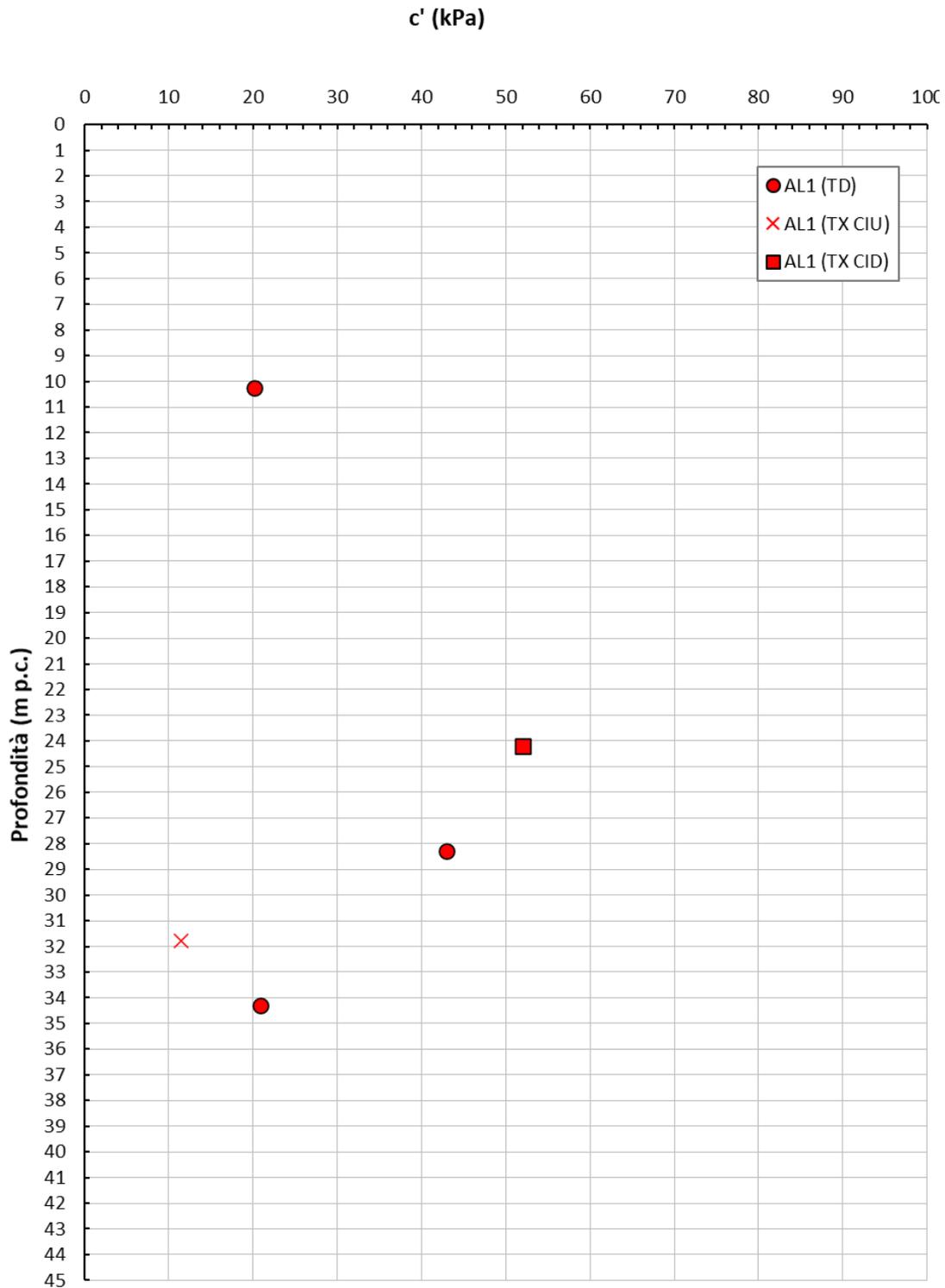


Figura 9-44: AL1 – c' da prove di laboratorio.

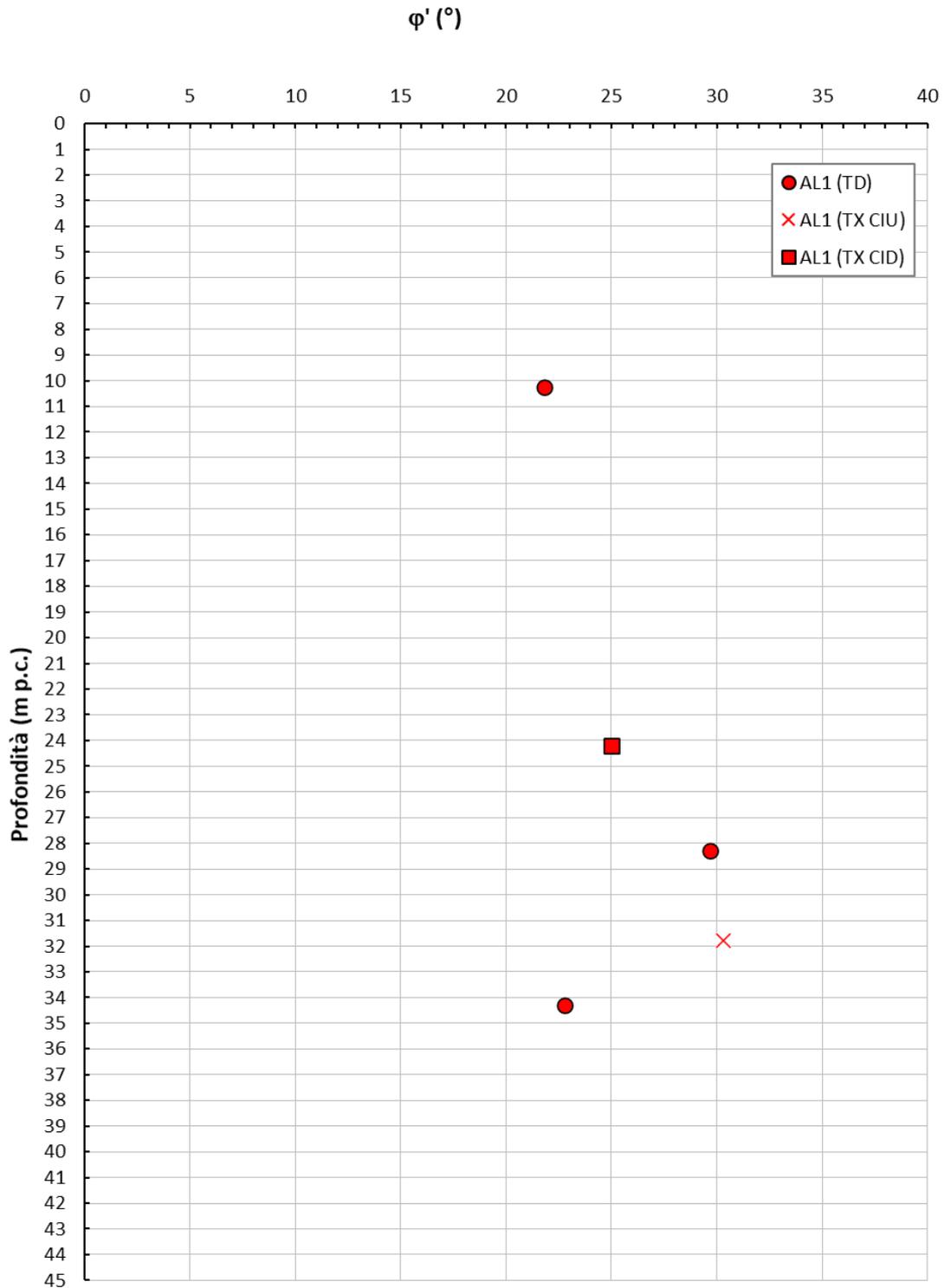


Figura 9-45: AL1 – ϕ' da prove di laboratorio.

9.4.3 Parametri di rigidezza

Con riferimento a quanto riscontrato in tale formazione, si riportano di seguito:

- In Figura 9-46 il modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 ricavato da prove CPT e *down hole*. I valori ottenuti sono molto dispersi. I valori di riferimento considerati sono tra 30 e 40 MPa fino a 25m di profondità e tra 60 e 70 MPa oltre 25 m;
- In Tabella 9.4 si riportano i risultati delle prove edometriche effettuate su campioni con un limite liquido $w_L > 35\%$. I campioni con disturbo iniziale $\varepsilon_0 > 5\%$ sono stati esclusi per la definizione dell'OCR. C_c è stato valutato nell'ultimo tratto della curva di compressione primaria, mentre C_r riportato in tabella sotto è pari a $0.2 \cdot C_c$ ed è in accordo ai valori sperimentali. Il coefficiente di consolidazione secondaria è stato stimato nell'intervallo di tensioni 100-200 kPa.

Sulla base di quanto sopra e di quanto dichiarato al capitolo 8 i valori del modulo di Young operativo E'_{op} sono assunti come segue:

- $E'_{op1} \approx 150 \cdot C_u$, compreso tra 6.0-9.0 MPa fino a 25 m da pc e tra e 9.0-12.0 MPa oltre 25 m da pc, per calcoli riguardanti i cedimenti dei rilevati e di fondazioni dirette;
- $E'_{op2} \approx 300 \cdot C_u$ compreso tra 12.0-18.0 MPa fino a 25 m da pc e tra e 18.0-24.0 MPa oltre 25 m da pc, per calcoli riguardanti opere di sostegno.

Il valore del modulo E_y ricavato dalla prova pressiometrica in questa unità (vedi sondaggio S4, L1BPS03, L1BPS04) risulta compreso tra 11 e 20 MPa quindi in linea con i valori assunti.

Tabella 9.4: Tabella riassuntiva parametri di deformabilità da Prove Edometriche su campioni con $W_L \geq 35\%$ e $\varepsilon'_{vo} \leq 5\%$

CAMPIONE	Profondità	Unità geot.	e_0 ($S=1$)	$\varepsilon_{iniziale}$	LL	σ'_{vo}	OCR	C_r	C_c	C_v	$C_{\alpha\varepsilon}$
[-]	[m da pc]	[-]	[-]	[%]	[%]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[m ² /s]	[%]
S4 - CI1	10.25	AL1	0.943	4.09	66.0	143	2.4	0.05	0.27	1.61E-08	0.27
L1ABPS03PZ	26.6	AL1	0.75	7	41	366	-	0.05	0.24	2.43E-07	0.20
L1ABPS03PZ	23	AL1	0.75	5	48	335	1.1	0.06	0.29	1.15E-07	0.29
L1ABPS03PZ	33.4	AL1	0.73	6	48	374	-	0.04	0.2	3.07E-08	0.28

C_c = indice di compressione calcolato circa nell'ultimo tratto della curva di compressione edometrica

C_r = indice di ricomprensione $\approx 0.2 \cdot C_c$

C_v = coefficiente di consolidazione misurato alla tensione di riferimento pari a σ'_{vo} kPa o circa $\sigma'_{vo} + 100$ kPa

$C_{\alpha\varepsilon}$ = coefficiente di consolidazione secondaria stimato a circa σ'_{vo}

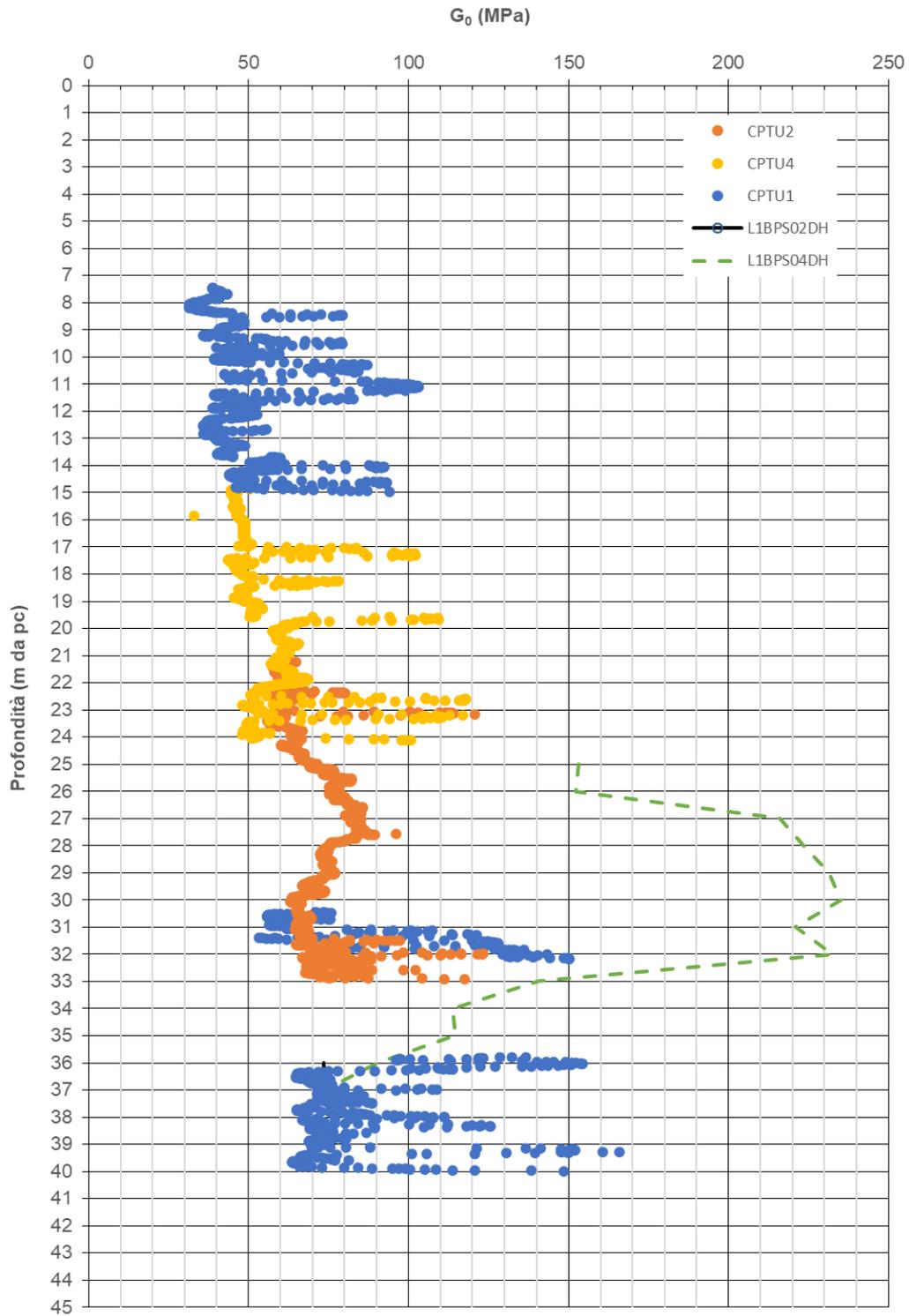


Figura 9-46: AL1 - G_0

9.4.4 Permeabilità

In Figura 9-47 si riportano i valori di permeabilità da prove misurati da prove *Lefranc* eseguite in tale formazione. Sulla base dei pochi valori ottenuti dalle prove in sito e da dati di letteratura disponibili sono stati assunti valori tra $1e-7$ e $1e-8$ m/s.

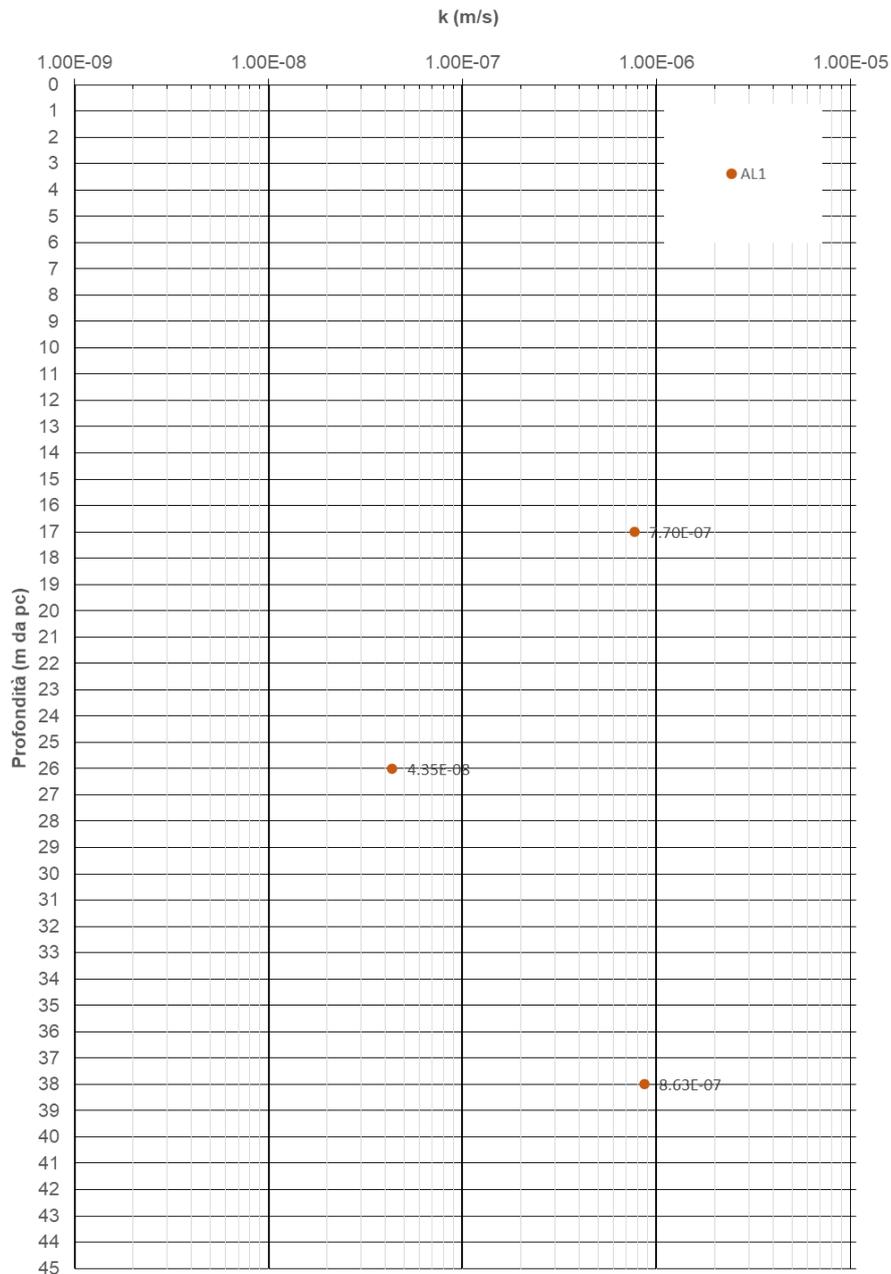


Figura 9-47: AL1– Permeabilità da prove Lefranc

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 GE	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. A	FOGLIO 123 di 134

9.5 UNITÀ GLS

Tale unità è costituita da ghiaia poligenica eterometrica con sabbia debolmente limosa e/o sabbia con ghiaia debolmente argillosa. Tale formazione costituisce la base dei depositi alluvionali recenti, è rinvenuta lungo l'intero tracciato analizzato a profondità variabili, generalmente maggiori di 40 m, e con spessori compresi tra 5÷20m.

L'unità geotecnica GLS stata rinvenuta nei sondaggi: S1, L1BPS01PZ, L1BPS02DH, L1BPS03PZ, L1BPS04H.

In Figura 9-48 si riportano i risultati delle prove in sito SPT eseguite in tale formazione. I valori misurati sono per la maggior parte a rifiuto. Le prove CPTu non arrivano a incontrare la formazione in oggetto.

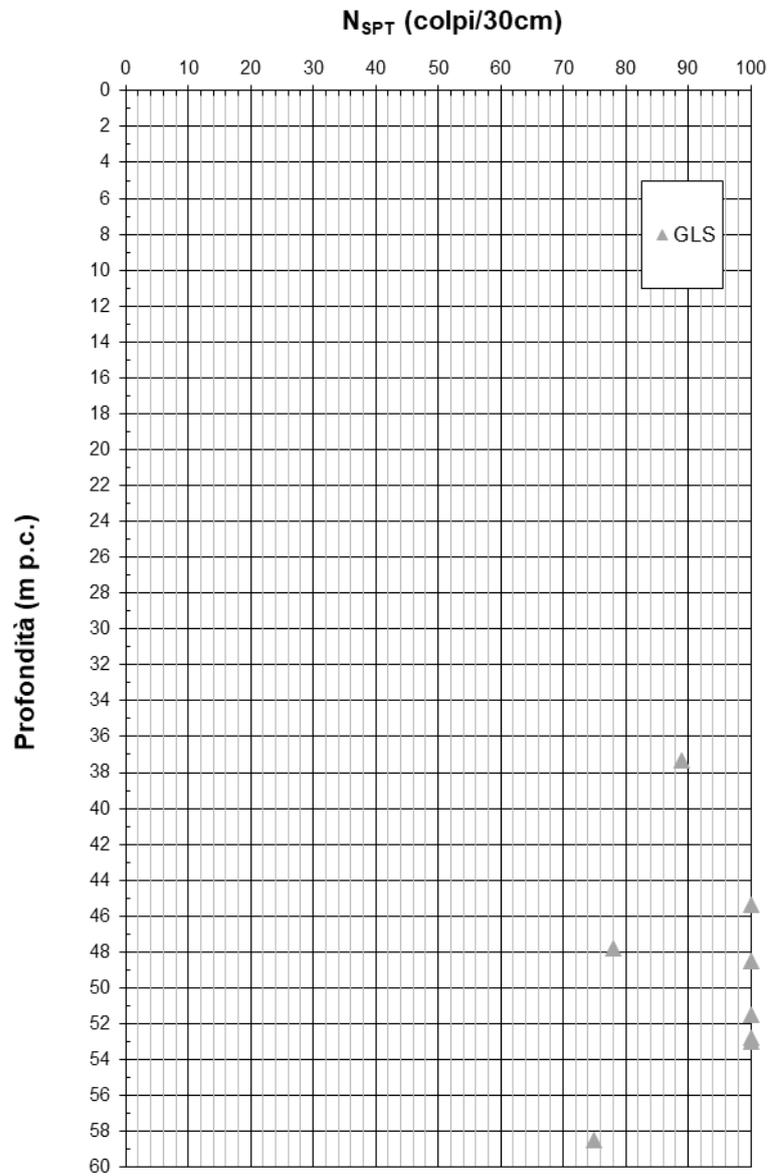


Figura 9-48: GLS - N_{SPT}

9.5.1 Stato iniziale e caratteristiche fisiche

Con riferimento a quanto riscontrato in tale formazione, si riportano:

- in Tabella 9.5 le risultanze delle analisi granulometriche eseguite sui campioni rimaneggiati;

Tabella 9.5: GLS – Composizione granulometrica

SONDAGGIO	CAMPIONE	Profondità	Classificazione	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)
S1	CR3	45.85	A1-a	67.93	28.84	1.58	1.65
L1BPS01PZ	CR3	52.15	A1-a	4.00	83.00	13.00	
L1BPS01PZ	CR4	55.60	A1-a	54.00	29.00	17.00	

- in Figura 9-27 il contenuto di Limo+Argilla, i cui valori sono compresi tipicamente tra il 5 e il 15%.
Come riportato in Tabella 9.5, il contenuto di ghiaia è compreso tra il 35-70 %
- in Figura 10.69 la densità relativa ricavata dall'interpretazione di prove N_{SPT} , i cui valori sono compresi tra 40% e 50%;

Non essendo state effettuate prove per la determinazione del peso dell'unità di volume, è stato assunto un valore di γ_t pari a 19 kN/m³.

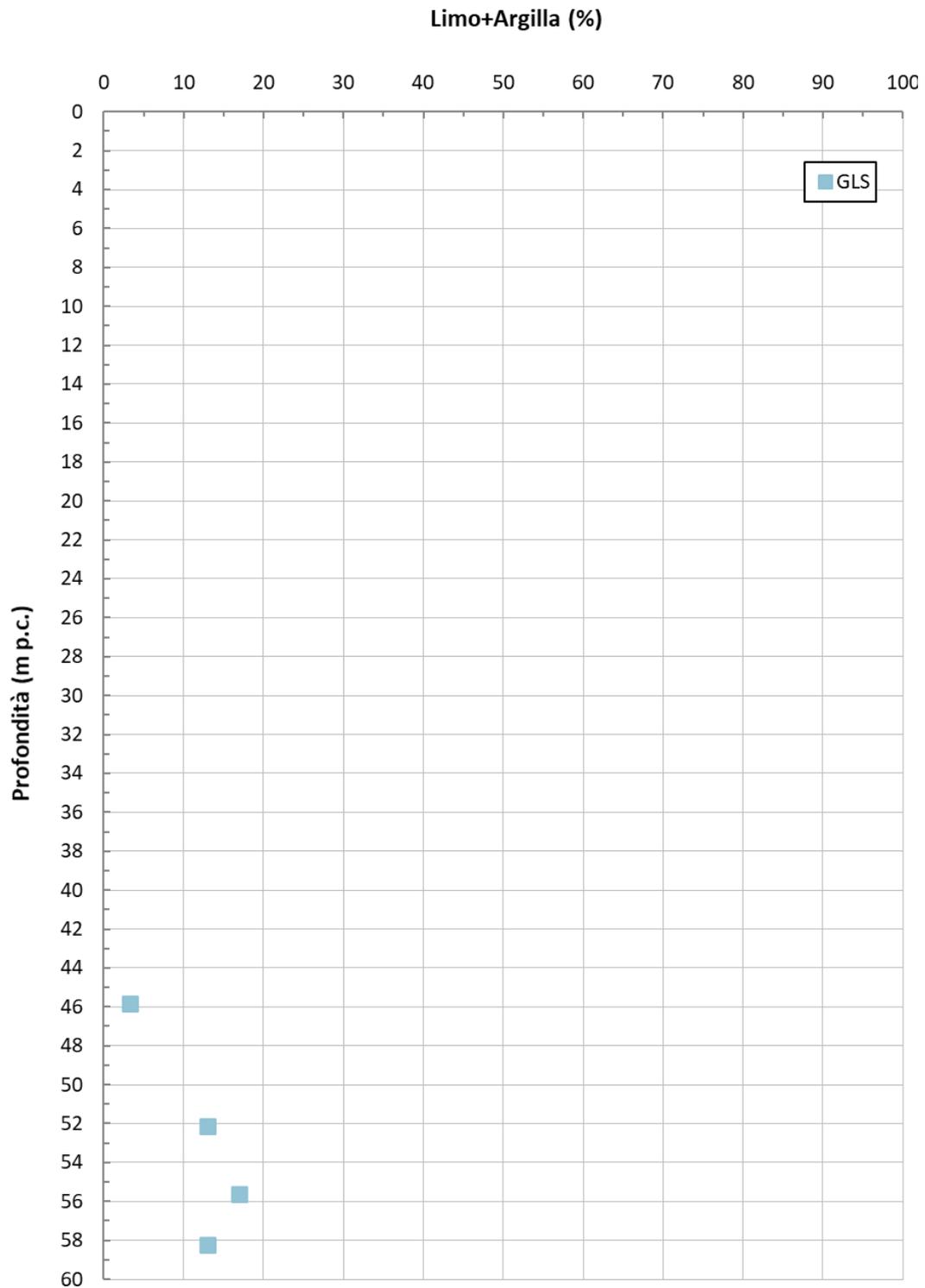


Figura 9-49: GLS - Contenuto di Limo+Argilla

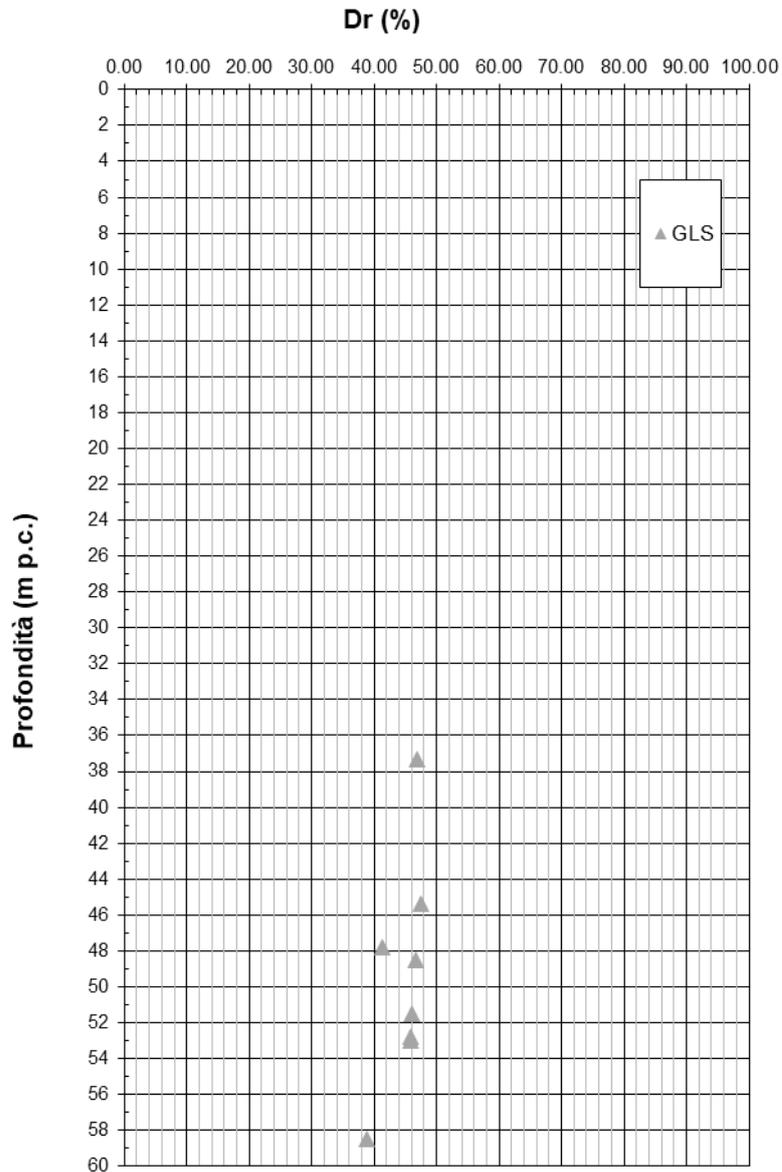


Figura 9-50: GLS - Densità relativa da prove in sito N_{SPT}

9.5.2 Parametri di resistenza

Con riferimento a quanto riscontrato in tale formazione:

- in Figura 9-30 sono riportati i valori di angolo d'attrito ricavato dall'interpretazione di prove N_{SPT} compresi tipicamente tra 34° e 35°. In considerazione del fatto che tale unità è caratterizzata da una granulometria eterogenea e vista la quantità di prove SPT che hanno raggiunto il rifiuto

strumentale, è stato valutato cautelativamente un range di variazione dell'angolo di attrito tra 33° e 35°.

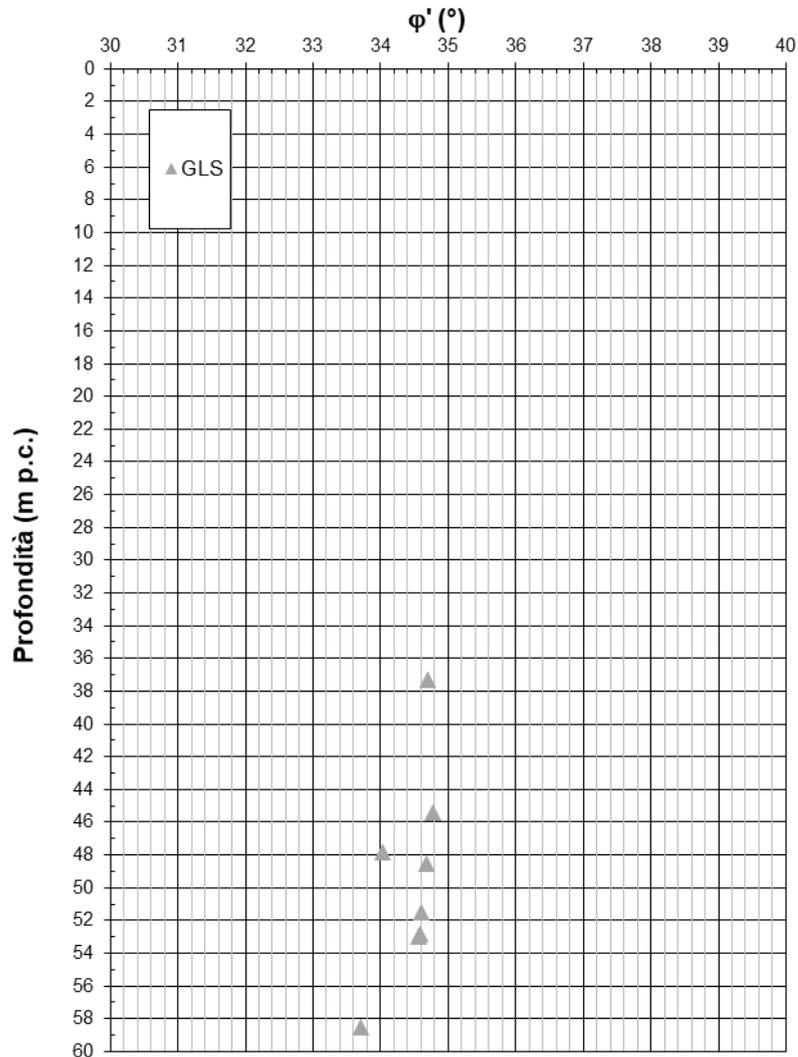


Figura 9-51: GLS - Angolo d'attrito da prove in sito N_{SPT}

9.5.3 Parametri di rigidezza

Con riferimento a quanto riscontrato in tale formazione, si riportano di seguito:

- in Figura 9-31 il modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 ricavato dall'interpretazione di prove N_{SPT} e Down-Hole. I valori misurati da prova Down-Hole sono significativamente più alti rispetto a quelli ricavati dalle correlazioni a partire da prove N_{SPT}. Si farà riferimento a valori compresi tra 300÷400 MPa, crescenti con la profondità.

Sulla base di quanto sopra e di quanto dichiarato al capitolo 8 i valori del modulo di Young operativo E'_{op} sono assunti come segue:

- E'_{op1} compreso tra 75 MPa e 85 MPa per calcoli riguardanti i cedimenti dei rilevati e di fondazioni dirette.
- E'_{op2} compreso tra 150 MPa e 170 MPa per calcoli riguardanti opere di sostegno.

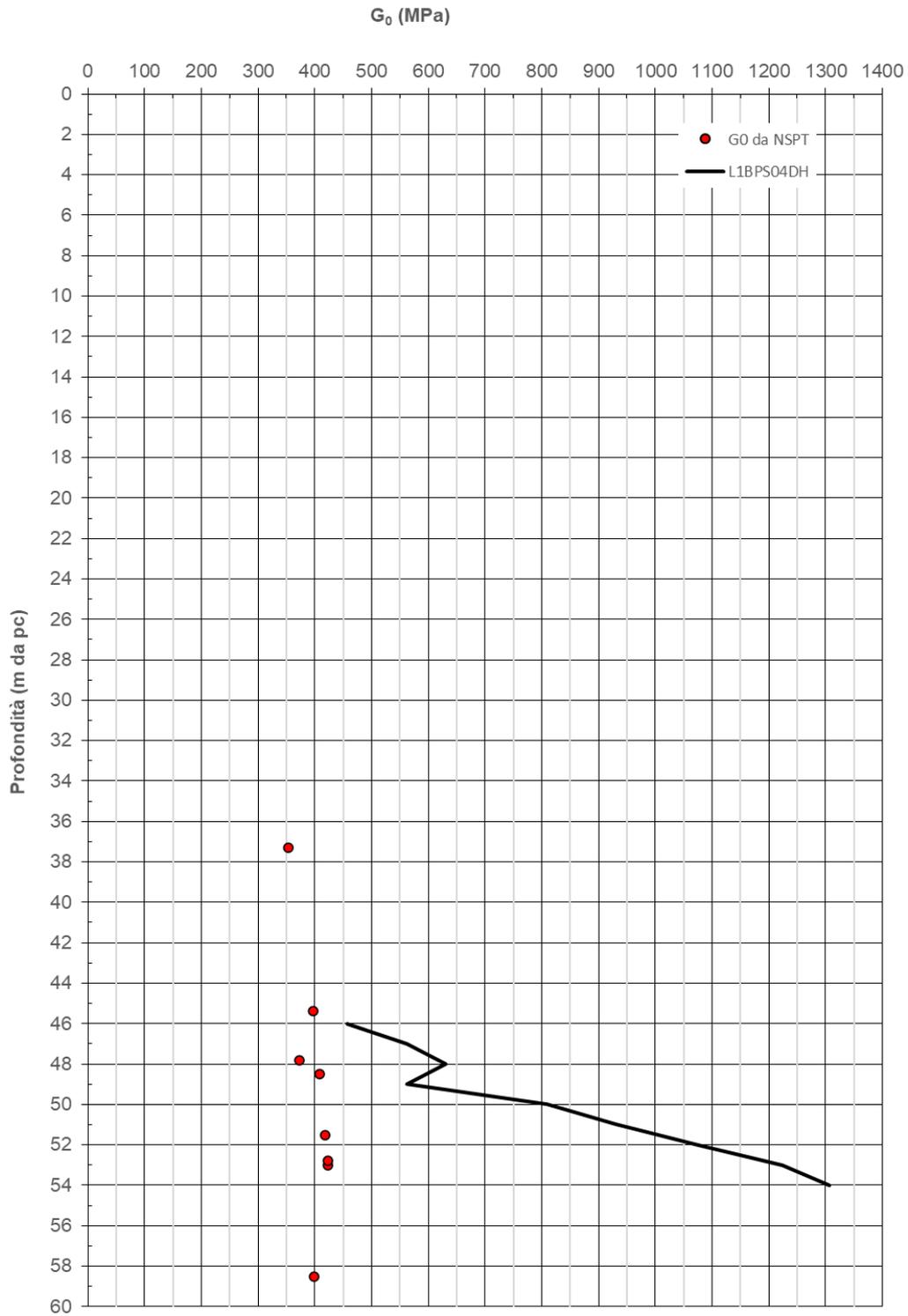


Figura 9-52: GLS - G_0 da prove in sito.



Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2^a fase
NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR4E	12	R 09 GE	GE 00 06 001	A	131 di 134

9.5.4 Permeabilità

All'interno di tale unità geotecnica sono state eseguite 2 prove Lefranc che hanno fornito valori di permeabilità compresi tra 1E-4 m/s e 1E-5 m/s. In considerazione dell'eterogeneità del materiale e le poche prove disponibili si è deciso di assumere un valore di 1E-5 m/s

	Progetto di Fattibilità Tecnico Economica di 2 ^a fase NPP – 0258 Gronda Merci Roma Cintura Nord					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NR4E	LOTTO 12	CODIFICA R 09 GE	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. A	FOGLIO 132 di 134

10 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI E LIVELLI DI FALDA DI PROGETTO

Sebbene si ritenga che il grado di approfondimento della caratterizzazione geotecnica operata sia coerente con quanto richiesto per il livello di progettazione in atto, si reputa opportuno evidenziare che nelle successive fasi della progettazione dovranno essere approfonditi sia l'assetto geologico strutturale e stratigrafico nelle aree di intervento, sia il comportamento meccanico delle unità geotecniche individuate.

I valori caratteristici dei parametri geotecnici di ciascuna unità geotecnica individuata sono sintetizzati in Tabella 10.1.

In merito ai livelli di falda da assumere in progetto, , nei profili geotecnici (Doc.Rif.[49]) è indicata la superficie piezometrica di riferimento.

Tabella 10.1: Parametri geotecnici caratteristici associati alle unità stratigrafiche

Unità geot	Descrizione	γ	φ'	c'	c_u	OCR	G_0	E'_{op1}	E'_{op2}	Cr	Cc	$C_{\alpha\varepsilon}$	k_v
-	-	kN/m³	(°)	(kPa)	(kPa)	(-)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)	-	(m/s)
R	S(L), L(S)(A)	18-19	28÷32	0	-	-	30÷70	7.5÷15	15÷34	-	-	-	1.00E-05
LS	L(S)(A), L,S	19	22÷28	0÷15	40÷60 60÷90	2 fino a 12 m da pc 1 oltre 12 m da pc	40÷60	6÷9 9÷13.5	12÷18 18÷27	n.d.	n.d.	-	1E-7 ÷ 5E-7
SL	S(L),L(S)[A]	19	30÷33	0	-	-	60÷100 fino a 20 m da pc 100÷140 oltre 20 m da pc	15÷25 fino a 20 m da pc 30÷40 oltre a 20 m da pc	30÷50 fino a 20 m da pc 50÷70 oltre a 20 m da pc	-	-	-	1.00E-06
AL1	A(L), L(A)(S)	18.0÷19.5	22÷30	10÷20	40÷60 fino a 25 m da pc 60÷80 oltre 25 m da pc	1.2÷1.5 fino a 9 m da pc 1 oltre 9 m da pc	30÷40 fino a 25 m da pc 60÷70 oltre 25 m da pc	6÷9 oltre a 25 m da pc 9÷12 oltre a 25 m da pc	12÷18 oltre a 25 m da pc 18÷24 oltre a 25 m da pc	0.04 ÷ 0.06	0.2 ÷ 0.3	0.003	1E-7 ÷ 1E-8
GLS	G,S[L]; S,G[A]	19.0	33÷35	0	-	-	300÷400	75÷85	150÷170	-	-	-	1E-5

Legenda:

γ_n = peso di volume naturale;

φ' = angolo di attrito "operativo";

c' = intercetta di coesione "operativa";

c_u = resistenza al taglio non drenata;

OCR = Grado di sovraconsolidazione;

G_0 = Modulo di taglio iniziale riferito alle pressioni efficaci geostatiche;

E_{op1} = Modulo di Young "operativo" per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari;

E_{op2} = Modulo di Young "operativo" per l'analisi delle opere di sostegno;

Cc ed Cr = Coefficienti di consolidazione primaria nel piano ε -log(σ), Cc = rapporto di compressione e Cr = rapporto di ricomprensione;

$C_{\alpha\varepsilon}$ = Coefficiente di consolidazione secondaria nel piano ε -log(σ);

k_v = coefficiente di permeabilità riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di flusso diretto principalmente nella direzione verticale.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA 2^ FASE					
	NPP 0258 GRONDA MERCI DI ROMA CINTURA NORD					
TRATTA: VIGNA CLARA – TOR DI QUINTO						
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NR4E	00R11	GE	GE0006001	A	134 di 134

11 TEMATICHE GEOTECNICHE AFFRONTATE NEL PROGETTO

Le principali tematiche geotecniche connesse alla realizzazione delle opere incluse nel progetto in oggetto sono riconducibili in sintesi a:

- pre-dimensionamento di rilevati e scatolari: sono state effettuate verifiche preliminari in termini di cedimento atteso, a breve e a lungo termine, con valutazione anche dei cedimenti secondari associabili agli strati argillosi attivi. Sono state altresì condotte verifiche di stabilità delle sezioni più significative (Doc. NR4E12R09RHGE0006001A);
- pre-dimensionamento delle fondazioni profonde delle pile dei viadotti e delle opere provvisorie necessarie per la messa in opera delle fondazioni profonde; nello specifico elaborato NR4E12R09CLVI0102001B sono riportate le curve di capacità portante del palo singolo (tipo trivellato di diametro D=1500mm) per il viadotto, la lunghezza dei pali costituenti la fondazione è stata effettuata utilizzando il metodo dei domini. Per quanto concerne le opere provvisorie sono riportate la verifica del tipologico delle opere di sostegno provvisorie (palancole);
- verifica della suscettibilità a liquefazione: è stato prodotto uno specifico elaborato a riguardo (Doc.NR4E12R09GEGE0006002A) nel quale sono state inserite le verifiche a liquefazione applicando i metodi semplificati con stima della resistenza ciclica basata su dati SPT e CPTU. Le verifiche hanno condotto ad una generale esclusione del fenomeno.