

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. COORDINAMENTO NO CAPTIVE E INGEGNERIA DI SISTEMA

PROGETTO DEFINITIVO

NODO INTERMODALE DI BRINDISI

COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI

GEOTECNICA

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

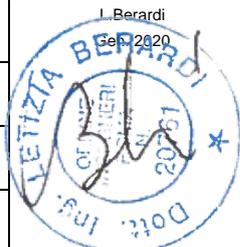
SCALA:

-

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

I A 7 K 0 0 D 1 0 G E G E 0 0 0 6 0 0 1 C

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione definitiva	L.Giannini	Dic.2019	A.Ciavarella	Dic.2019	T.Paoletti	Dic.2019	L.Berardi Set 2020
B	Emissione definitiva	L.Giannini	Dic.2019	A.Ciavarella	Dic.2019	T.Paoletti	Dic.2019	
C	Emissione definitiva	L.Giannini	Gen. 2020	A.Ciavarella	Gen. 2020	T.Paoletti	Gen. 2020	



File: IA7K00D10GEGE0006001C

n. Elab.:

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	6
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	7
2.1	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO.....	7
2.2	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO.....	8
2.3	BIBLIOGRAFIA.....	9
3	DESCRIZIONE DEL TRACCIATO.....	13
4	CAMPAGNE D'INDAGINE.....	15
4.1	INDAGINI ESEGUITE A SUPPORTO DEL PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA.....	15
4.2	INDAGINI ESEGUITE A SUPPORTO DEL PROGETTO DEFINITIVO.....	17
5	PROFILO FREATICO.....	20
5.1	MONITORAGGIO PIEZOMETRICO.....	20
6	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	21
6.1	GENERALITÀ.....	21
6.2	INDIVIDUAZIONE DEL TIPO DI TERRENO DA PROVE CPT/CPTU.....	21
6.3	MATERIALI A GRANA FINE.....	24
6.3.1	<i>Classificazione</i>	24
6.3.2	<i>Stato tensionale iniziale</i>	28
6.3.3	<i>Resistenza al taglio in condizioni non drenate</i>	29
6.3.3.1	Prove di laboratorio.....	30
6.3.3.2	Valutazione di c_u da prove CPTU.....	30
6.3.3.3	Valutazione di c_u da prove SPT.....	30
6.3.4	<i>Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci</i>	30
6.3.5	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	31
6.3.5.1	Moduli elastici iniziali.....	31
6.3.5.2	Moduli elastici iniziali da prove CPT/CPTU.....	31
6.3.5.3	Moduli elastici iniziali da prove SPT.....	32
6.3.5.4	Moduli elastici "operativi" in condizioni drenate.....	32
6.3.5.5	Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960).....	34

6.3.6	<i>Coefficienti di permeabilità e di consolidazione primaria</i>	34
6.3.7	<i>Coefficiente di consolidazione secondaria</i>	35
6.4	MATERIALI A GRANA GROSSA	36
6.4.1	<i>Stato iniziale del deposito</i>	37
6.4.2	<i>Densità relativa</i>	38
6.4.2.1	Densità relativa dalle prove penetrometriche statiche in sabbia, CPT	38
6.4.2.2	Densità relativa dalle prove penetrometriche dinamiche in sabbia, SPT	38
6.4.3	<i>Angolo di resistenza al taglio</i>	40
6.4.4	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	41
6.4.4.1	Moduli elastici iniziali	41
6.4.4.2	Moduli elastici iniziali da prove CPT	41
6.4.4.3	Moduli elastici iniziali da prove SPT.....	42
6.4.4.4	Moduli elastici "operativi".....	43
6.4.4.5	Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960)	45
6.4.5	<i>Coefficienti di permeabilità</i>	46
6.5	FORMAZIONI ROCCIOSE	47
6.5.1	<i>Stima del Geological Strength Index (GSI)</i>	48
6.5.2	<i>Criteri di rottura</i>	49
6.5.3	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	51
6.5.3.1	Moduli elastici iniziali	51
6.5.3.2	Moduli operativi	52
7	QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO GEOTECNICO	53
7.1	MODELLO GEOLOGICO LOCALE	53
7.2	DESCRIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE	54
8	CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' STRATIGRAFICHE GEOTECNICHE	57
8.1	RISULTATI ED INTERPRETAZIONE DELLE PROVE IN SITO	57
8.1.1	<i>Resistenza alla punta da prove SCPTU</i>	59
8.1.2	<i>Velocità delle onde di taglio da prova SCPTU2</i>	62
8.1.3	<i>Velocità delle onde di taglio da prova Down-Hole S1_ DH</i>	62
8.1.4	<i>Numero di colpi N_{SPT}</i>	67
8.1.5	<i>Individuazione del tipo di terreno da CPTU</i>	70

8.1.6	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	73
8.1.6.1	Moduli di elasticità tangenziale iniziale G_0 da prove CPTU.....	73
8.1.6.2	Modulo di elasticità tangenziale iniziale G_0 da prova SCPTU2.....	76
8.1.6.3	Modulo di elasticità tangenziale iniziale G_0 da prova S1_Down-Hole.....	77
8.1.6.4	Moduli di elasticità tangenziale iniziale G_0 da N_{SPT}	78
8.1.7	<i>Caratteristiche di resistenza</i>	79
8.1.7.1	Terreni coesivi: coesione non drenata da prove CPTU.....	79
8.1.7.2	Terreni coesivi: coesione non drenata da prove NSPT.....	82
8.1.7.3	Terreni incoerenti: densità relativa da prove CPTU.....	83
8.1.7.4	Terreni incoerenti: densità relativa da prove NSPT.....	86
8.1.7.5	Terreni incoerenti: angolo d'attrito da Bolton con D_r da prove CPTU.....	87
8.1.7.6	Terreni incoerenti: angolo d'attrito da Bolton con D_r da prove N_{SPT}	90
8.2	RISULTATI ED INTERPRETAZIONE DELLE PROVE DI LABORATORIO.....	91
8.2.1	<i>Granulometrie e caratteristiche fisiche</i>	92
8.2.2	<i>Caratteristiche di resistenza</i>	102
8.2.2.1	Coesione non drenata da prove TX-UU sui terreni a grana fine.....	102
8.2.2.2	Coesione non drenata da prove TX-UU e pocket sui campioni di laboratorio prelevati sulla porzione argillosa dell'unità geotecnica $S_{L/Cal}$ ($FC > 35\%$).....	103
8.2.2.3	Coesione non drenata da prove TX-UU e pocket sull'unità geotecnica $L_{s(ga)}$	104
8.2.2.4	Coesione non drenata da prove ELL, TX-UU e pocket su unità geotecnica A_L	105
8.2.2.5	Parametri dei resistenza drenati da prove TD sull'unità geotecnica $S_{L/Cal}$	106
8.2.2.6	Parametri dei resistenza drenati da prove TD e TX-CIU sull'unità geotecnica $L_{s(ga)}$	108
8.2.2.7	Parametri dei resistenza drenati da prove TD e TX-CIU sull'unità geotecnica A_L	110
8.2.3	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	111
8.3	INTERPRETAZIONE DELLE PROVE SULLA CALCARENITE DI GRAVINA.....	112
8.3.1	<i>Caratteristiche di resistenza</i>	113
8.3.2	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	115
8.4	PERMEABILITA'.....	115
8.5	SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI E DEI LIVELLI DI FALDA DI PROGETTO.....	117
9	ACCELERAZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE.....	124
9.1	PREMESSA.....	124
9.2	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA.....	124
9.3	STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO.....	126
9.4	ACCELERAZIONE DI RIFERIMENTO SU SUOLO RIGIDO.....	127
9.5	RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	130
10	STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE.....	136

10.1	GENERALITÀ	136
10.2	CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE.....	137
11	PROBLEMATICHE GEOTECNICHE.....	139

1 INTRODUZIONE

Il presente documento descrive i risultati dello studio geotecnico volto a definire il modello geotecnico del sottosuolo da adottarsi nell'ambito del *Progetto Definitivo del collegamento ferroviario dell'aeroporto del Salento con la stazione di Brindisi*.

La presente relazione, si articola come segue:

- il capitolo 2 elenca i documenti, le normative e la bibliografia di riferimento;
- il capitolo 3 riporta una breve descrizione del tracciato in esame;
- il capitolo 4 riporta una sintesi delle indagini geotecniche di sito e di laboratorio disponibili ai fini della presente caratterizzazione;
- il capitolo 5 riporta una sintesi delle letture piezometriche;
- il capitolo 6 descrive i criteri di interpretazione delle indagini geotecniche;
- il capitolo 7 riporta il quadro di riferimento geologico e definisce le unità geotecniche incontrate lungo la tratta in esame;
- il capitolo 8 riporta la caratterizzazione geotecnica dei terreni quale risulta dall'interpretazione delle indagini;
- il capitolo 9 definisce l'accelerazione sismica di riferimento per il progetto;
- il capitolo 10 riporta la valutazione della stabilità del sito nei confronti della liquefazione.
- il capitolo 11 descrive le problematiche geotecniche trattate nell'ambito del Progetto Definitivo in esame.

2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO

- [1] ITAFERR – Progetto di fattibilità tecnico-economica – Nodo Intermodale di Brindisi – Collegamento ferroviario dell'aeroporto del Salento con la stazione di Brindisi – Indagini geognostiche e prove in situ (Doc. IA7B 01 F 69 SG GE0001 001 A)
- [2] ITAFERR – Progetto di fattibilità tecnico-economica – Nodo Intermodale di Brindisi – Collegamento ferroviario dell'aeroporto del Salento con la stazione di Brindisi – Relazione Indagini geofisiche (Doc. IA7B 01 F 69 IG GE0005 001 A)
- [3] ITAFERR – Progetto di fattibilità tecnico-economica – Nodo Intermodale di Brindisi – Collegamento ferroviario dell'aeroporto del Salento con la stazione di Brindisi – Relazione Geologica, Geomorfologica e Idrogeologica (Doc. IA7B 01 F 69 RG GE0001 001 A)
- [4] ITAFERR – Progetto di fattibilità tecnico-economica – Nodo Intermodale di Brindisi – Collegamento ferroviario dell'aeroporto del Salento con la stazione di Brindisi – Relazione geotecnica generale (Doc. IA7B 01 F 10 GE GE0006 001 A)
- [5] ITAFERR – Progetto di fattibilità tecnico-economica – Nodo Intermodale di Brindisi – Collegamento ferroviario dell'aeroporto del Salento con la stazione di Brindisi – Geotecnica – Profilo geotecnico (Doc. IA7B 01 F 10 GE GE0006 001 A)
- [6] ITAFERR – Progetto di fattibilità tecnico-economica – Nodo Intermodale di Brindisi – Collegamento ferroviario dell'aeroporto del Salento con la stazione di Brindisi – Relazione di predimensionamento dei rilevati ferroviari (Doc. IA7B 01 F 10 GE GE0006 002 A)
- [7] ITAFERR – Progetto Definitivo – Collegamento ferroviario dell'aeroporto del Salento con la stazione di Brindisi – Carta geologica e geomorfologica (Doc. IA7K 00 D 69 G5 GE0001 001 A)
- [8] ITAFERR – Progetto Definitivo – Collegamento ferroviario dell'aeroporto del Salento con la stazione di Brindisi – Relazione Geologica, Geomorfologica e Idrogeologica (Doc. IA7K 00 D 69 RG GE0001 001 A)
- [9] ITAFERR – Progetto Definitivo – Collegamento ferroviario dell'aeroporto del Salento con la stazione di Brindisi – Geologia, Geomorfologia e Idrogeologia – Profilo geologico – (Doc. IA7K 00 D 69 FZ GE0001 001 A)

- [10] ITOLFERR – Progetto Definitivo – Collegamento ferroviario dell'aeroporto del Salento con la stazione di Brindisi – Geologia, Geomorfologia e Idrogeologia – Sezioni geologiche di dettaglio in corrispondenza delle opere – Tav.1 di 2 (Doc. IA7K 00 D 69 FZ GE0001 002 A)
- [11] ITOLFERR – Progetto Definitivo – Collegamento ferroviario dell'aeroporto del Salento con la stazione di Brindisi – Geologia, Geomorfologia e Idrogeologia – Sezioni geologiche di dettaglio in corrispondenza delle opere – Tav.2 di 2 (Doc. IA7K 00 D 69 FZ GE0001 003 A)
- [12] ITOLFERR – Progetto Definitivo – Collegamento ferroviario dell'aeroporto del Salento con la stazione di Brindisi – Geologia, Geomorfologia e Idrogeologia – Profilo idrogeologico (Doc. IA7K 00 D 69 FZ GE0002 001 A)
- [13] ITOLFERR – Progetto Definitivo – Collegamento ferroviario dell'aeroporto del Salento con la stazione di Brindisi – Profili geotecnici (Doc.da IA7K 00 D 10 F6 GE0006 001 a IA7K 00 D 10 F6 GE0006 006)
- [14] ITOLFERR – Progetto definitivo – Indagini geognostiche per Progetto Definitivo 2019
- [15] ITOLFERR – Progetto definitivo – Prove di laboratorio sui campioni della campagna di indagine per il Progetto Definitivo 2019

2.2 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO

- [16] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30.
- [17] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"
- [18] RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21.12.2018- "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI".
- [19] RFI DTC INC CS LG IFS 001 A del 21.12.2011 – "Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra".
- [20] RFI DTC SI SP IFS 001 C del 21.12.2018- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – "Opere in terra e scavi"– RFI.

- [21] UNI EN 1997-1 : Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [22] UNI EN 1998-5 : Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [23] AGI (1977) Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.
- [24] AGI (2005) Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida.

2.3 BIBLIOGRAFIA

- [25] Andrus, RD, NP Mohanan, P Piratheepan, BS Ellis, and TL Holzer (2007). Predicting shear-wave velocity from cone penetration resistance, Proc., 4th Inter. Conf. on Earthq. Geotech. Eng., Thessaloniki, Greece.
- [26] 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.
- [27] Balmer G. (1952) "A general analytical solution for Mohr's envelope" ASTM, 52.
- [28] Bieniawski Z.T. (1989) "Engineering Rock Mass Classifications" New York, John Wiley & Sons.
- [29] Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique 36 , n° 1.
- [30] Brown E.T., Hoek E. (1988) "Discussion on paper n° 20431 by R. Ucae entitled "Determination of shear failure envelope in rock masses" Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 114, n° 3.
- [31] Burland, J.B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. Géotechnique 40, n° 3, 329-378.
- [32] Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.

- [33] 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.
- [34] Durgunoglu H.T., Mitchell J.K. (1975) "Static penetration resistance of soils, I -Analyses, II - Evaluation of the theory and interpretation for practice" *ASCE Specialty Conference on in Situ Measurements of Soil Properties*, Raleigh NC, V.I..
- [35] Fahey M. (1992) "Shear modulus of cohesionless soil: variation with stress and strain level" *Canadian Geotechnical Journal*, n°30.
- [36] Hoek E., Brown E.T. (1980) "Underground excavations in rock" London, Institution of Mining and Metallurgy.
- [37] Hoek E. (1983) "Strength of jointed rock masses" *Géotechnique*, 33, n° 3.
- [38] Hoek E., Brown E.T. (1988) "The Hoek-Brown failure criterion – A 1988 update" *Proc. of 15th Canadian Rock Mechanics Symposium*, Toronto, Canada.
- [39] Hoek E. (1990) "Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion" *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 27.
- [40] Hoek E., Wood D., Shah S. (1992) "A modified Hoek-Brown failure criterions for jointed rock masses" *Proc. Int. ISRM Symposium on Rock Characterisation, EUROCK'92*, Chester, United Kingdom.
- [41] Hoek E., Kaiser P.K., Bawden W.F. (1997) "Support of underground excavations in hard rock" Rotterdam, A.A. Balkema.
- [42] Hoek E., Marinos P., Benissi M. (1998) "Applicability of the Geological Strenght Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses" *The Case of Athens Schist Formation*, *Bull. Engg, Geol, Env.* 57(2), 151-160.
- [43] Hoek E., Carranza-Torres C.T., Corkum B. (2002) "Hoek-Brown failure criterion- 2002 edition" *Proc. North American Rock Mechanics Society Meeting in Toronto*, July.
- [44] Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" *Proceedings In-situ 2001*, Bali.

- [45] 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.
- [46] Ladd C.C., Foot R. (1974) "A new design procedure for stability of soft clays" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol.100, n° 7.
- [47] 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.
- [48] Matlock, H., Reese, L.C. (1960). "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, V.86, No.SM5, pp.63-91.
- [49] Mayne, P.W., G.J. Rix, (1995). Correlation between shear wave velocity and cone tip resistance in natural clays, Soils and Foundations, vol. 35, n. 2, 107-110.
- [50] Mayne, P. W., (2006), In-situ test calibrations for evaluating soil parameters, Overview paper, Characterization and Engineering Properties of Natural Soils II (Proc. Singapore Workshop), Taylor & Francis Group, London, United Kingdom.
- [51] Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.
- [52] Skempton A.W. (1986) "Standard Penetration Test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation" Geotechnique 36, n° 3.
- [53] Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" CIRIA Report 113.
- [54] Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I.
- [55] 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.

- [56] Sykora, D. E., Stokoe K. H. (1983). Correlations of in situ measurements in sands of shear wave velocity. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 20: 125 – 136.
- [57] Robertson P.K. and Wride C.E. (1998). "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test". *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, 35(3), pp. 442-459.

3 DESCRIZIONE DEL TRACCIATO

Il nuovo collegamento ferroviario tra la stazione di Brindisi e la futura stazione dell'aeroporto del Salento si sviluppa a Nord Nord-Ovest della città di Brindisi, tra l'attuale asse ferroviario della linea Adriatica e l'aeroporto (si veda Figura 3-1).

Il nuovo collegamento a singolo binario avrà una lunghezza complessiva del tracciato pari a 06+224 km ca. Contestualmente il progetto prevede la realizzazione dei rami di collegamento della nuova linea Brindisi Aeroporto con la linea Adriatica in direzione Bari e con la linea Taranto-Brindisi, rispettivamente di lunghezza pari a 0+770 km e 01+064 km ca.

L'area di intervento risulta interamente collocata all'interno del territorio comunale di Brindisi, nello specifico la nuova linea attraverserà le aree agricole a Nord Ovest della città. Il profilo del piano campagna varia gradualmente da quota pari a circa 25.0 ÷ 30.0 m slm nelle zone più lontane dal mare per arrivare a circa quota pari a circa 12.0 m nelle aree più vicine al mare e all'aeroporto.

Il tracciato in progetto si sviluppa nella tratta iniziale (in prossimità dei raccordi) in trincea sempre inferiore ai 3 m ca. e nella restante parte in rilevato con una altezza massima in corrispondenza dei rilevati di approccio alle opere da realizzarsi in corrispondenza di due interferenze viarie: lo scavalco della SP42 e della SS379. Il primo prevede l'innalzamento della livelletta ferroviaria da quota 33.5 m slm a quota 40.7 m slm ca e la realizzazione di un sottovia (SL01) lungo la SP42; il secondo prevede la realizzazione di un viadotto ferroviario (VI01) per scavalcare la SS379 con rilevati di approccio di altezza pari a 9.5 m ca. Trasversalmente alla linea sono previsti due nuovi cavalcaferrovia, uno lungo la SS n.16, con wbs IV01 e uno lungo la SCn76, con wbs IV02. I rilevati stradali in corrispondenza degli attraversamenti raggiungono altezze pari a 8.0 m ca. per l'IV01 (SSn.16) e 9.5 m ca. per l'IV02 (SCn.76).



Figura 3-1 - Tracciato di progetto con ubicazione opere principali - Google Earth, immagini 2018

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
	PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA IA7K	LOTTO 00 D 09	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. C	FOGLIO 15 di 142

4 CAMPAGNE D'INDAGINE

I dati stratigrafici e geotecnici riportati nella presente relazione e nei profili geotecnici sono stati desunti dai risultati delle indagini geotecniche e di laboratorio condotte nell'area durante le seguenti campagne di indagini geognostiche:

- Campagna di indagine ITALFERR eseguita tra giugno e luglio 2019 nell'ambito della precedente fase progettuale (PFTE);
- Campagna di indagine ITALFERR eseguita tra novembre e gennaio 2020 nell'ambito della presente fase progettuale (Progetto Definitivo).

4.1 INDAGINI ESEGUITE A SUPPORTO DEL PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA

In fase di PFTE sono state eseguite indagini geofisiche oltre a sondaggi e prove di laboratorio.

Indagini in sito:

- n. 2 sondaggi a carotaggio continuo (S1 e S2) spinti sino a profondità pari a 30 metri con:
 - S1 attrezzato per prova geofisica di tipo Down-Hole (S1_DH);
 - S2 attrezzato con piezometro tipo Norton Ø2" con tratto finestrato tra 3.0 e 30 m da p.c.;
 - esecuzione di n.8 prove penetrometriche in foro tipo SPT nei 2 fori di sondaggio;
 - prelievo di n.4 campioni indisturbati durante le perforazioni;
 - esecuzione di prove Pocket Penetrometer sul materiale in cassetta;
- n. 5 prove penetrometriche statiche con piezocono sismico (SCPTU) delle quali nessuna ha raggiunto la profondità prevista in progetto (30m). Solamente una (SCPTU2) ha raggiunto una profondità pari a 19 m, mentre le altre sono andate a rifiuto a profondità variabili tra 1.0 e 3.5 m;
- n.3 stendimenti MASW;
- n.3 prove in sismica passiva tipo HVSR.

Prove di laboratorio sui campioni prelevati:

- descrizione e prove di classificazione;
- n. 4 prove di taglio diretto (TD).

Per il dettaglio delle prove si rimanda ai Doc. Rif. [1] e [2].

In Tabella 4-1 si riporta una sintesi delle indagini eseguite ed in Figura 4-1 si riporta l'ubicazione indagini.

Tabella 4-1 – Indagini a supporto del PFTE

ID (Sondaggio/SCPTU/ MASW)	Progressiva	Fuori asse	Quota	Profondità	Coordinate UTM Zone 32		SPT	Lefranc	Foro attrezzato	CI	CR
(sigla)	(km)	(m)	(m s.l.m.m.)	(m)	Est	Nord	(n.prove)	(n.prove)	C=Casagrande ⁽¹⁾ TA=Tubo Aperto ⁽²⁾ Down Hole	(#)	(#)
Nuovo collegamento alla linea Taranto Brindisi											
MASW1-HVSR064	00+800	0,0	29,0	30,0	745200,0	4500914,2	-	-	-	-	-
Nuova linea Brindisi Aeroporto											
SCPTU1	00+980	79,5	n.d.	3,7	744472,0	4501912,2	-	-	-	-	-
SCPTU2	01+859	8,6	n.d.	19,8	744760,0	4502743,8	-	-	-	-	-
S1_DH	02+912	38,0	28,2	30,0	745424,0	4503495,8	4	-	DH	2	-
MASW2-HVSR063	03+685	0,5	25,0	30,0	745933,2	4504121,6	-	-	-	-	-
S2	03+734	106,0	25,3	30,0	745873,4	4504212,1	4	-	TA (3+30)	2	-
SCPTU3	04+186	37,5	n.d.	3,7	746282,0	4504465,5	-	-	-	-	-
MASW3-HVSR062	04+992	1,2	18,7	30,0	747069,0	4504615,9	-	-	-	-	-
SCPTU4	05+975	0,0	n.d.	1,2	747981,3	4504947,1	-	-	-	-	-
SCPTU5	06+038	26,2	n.d.	1,4	748017,4	4504855,3	-	-	-	-	-

CI = n. di campioni indisturbati disponibili sottoposti a prove di laboratorio
CR = n. di campioni rimaneggiati disponibili sottoposti a prove di laboratorio

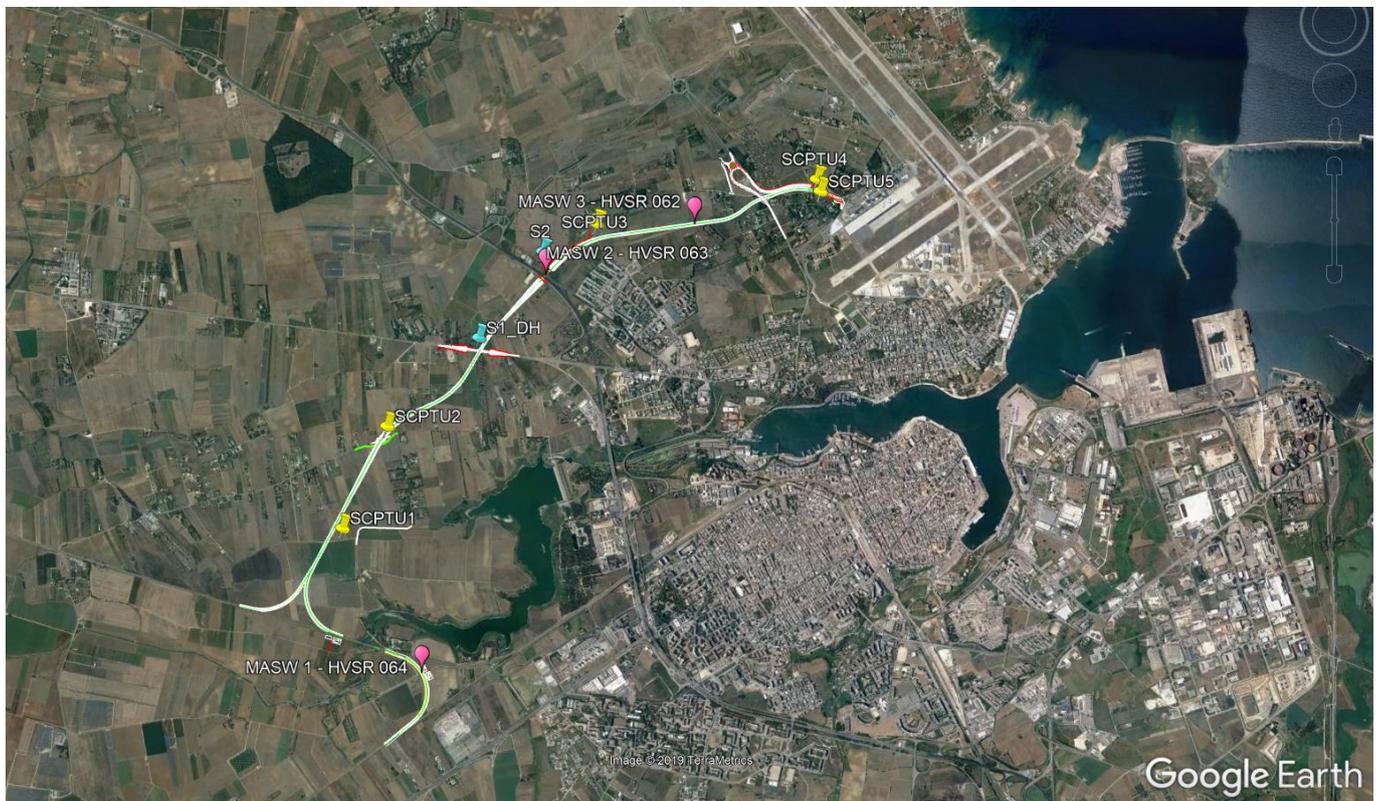


Figura 4-1 – Ubicazione indagini di fase PFTE - Google Earth, immagini 2018

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
	PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA7K	00 D 09	GE	GE0006 001	C	17 di 142

4.2 INDAGINI ESEGUITE A SUPPORTO DEL PROGETTO DEFINITIVO

In fase di PD sono state eseguiti sondaggi e prove di laboratorio

Indagini in sito:

- n. 17 sondaggi a carotaggio continuo (BH01÷BH17) spinti sino a profondità variabile tra 10 e 65 m con:
 - installazione in tutti i sondaggi di piezometro a tubo aperto, a meno delle verticali BH12, BH13 e BH14;
 - esecuzione di prove penetrometriche in foro tipo SPT distribuite in n.11 sondaggi (BH01÷BH11);
 - esecuzione di prove di permeabilità tipo Lefranc;
 - prelievo di campioni indisturbati durante le perforazioni;
 - prelievo di campioni rimaneggiati durante le perforazioni;
 - esecuzione di prove Pocket Penetrometer sul materiale in cassetta

Prove di laboratorio sui campioni prelevati:

- descrizione e prove di classificazione;
- prove di taglio diretto (TD);
- prove triassiali consolidate isotropicamente non drenate (TxCIU);
- prove triassiali non consolidate e non drenate (TxUU);
- prove di espansione laterale libera (ELL);
- prove edometriche.
- prove di compressione monoassiale su campioni in roccia
- prove PLT (point load test) su campioni in roccia

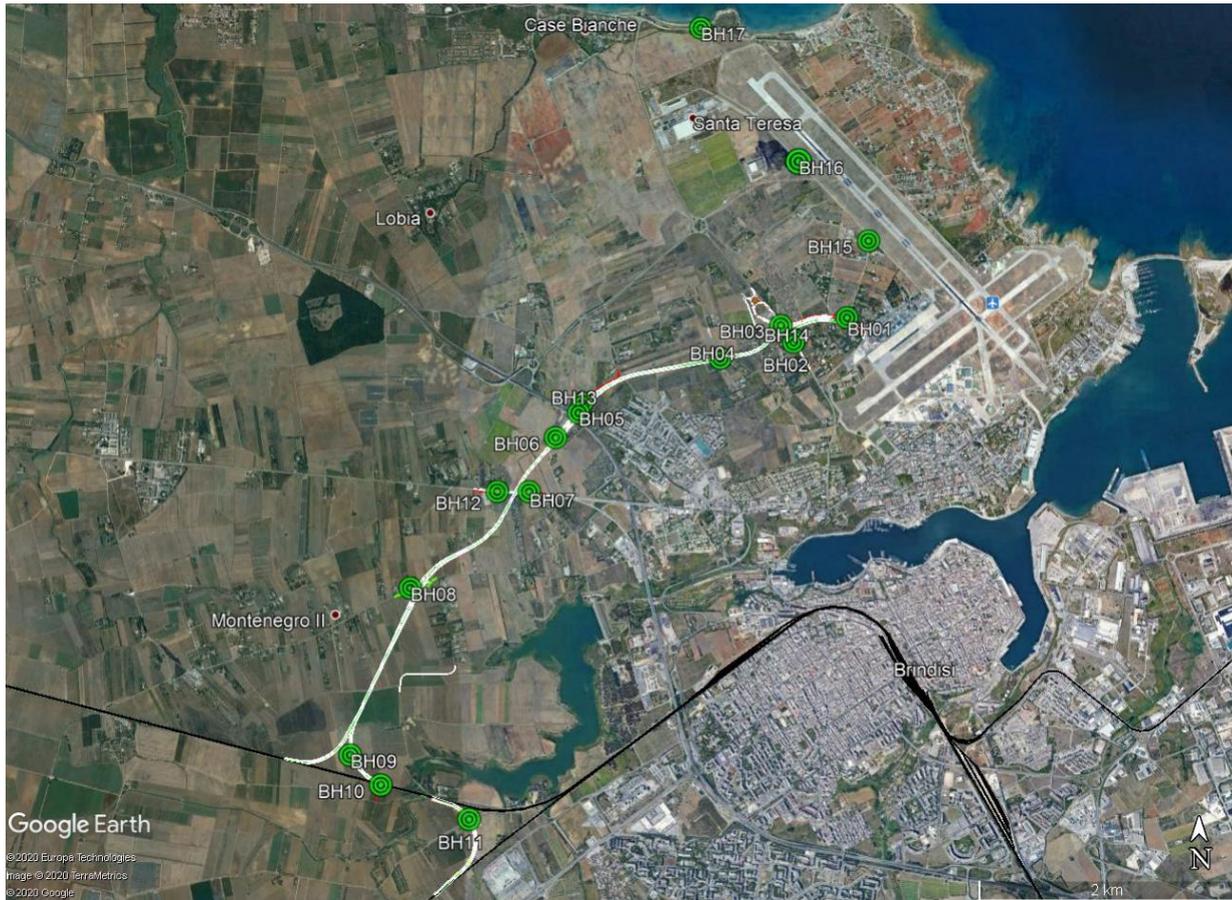
Per il dettaglio delle prove si rimanda ai Doc. Rif.[14] e [15].

In Tabella 4-2 si riporta una sintesi delle indagini eseguite ed in Figura 4-2 si riporta l'ubicazione indagini

Tabella 4-2 – Indagini a supporto del Progetto Definitivo

Sigla	Est	Nord	Quota geoidica (m)	Profondità (m)	Strumentazione	SPT	Campioni indisturbati	Campioni rimaneggiati	Prove Lefranc
BH01	748079,842	4504970,176	11,384	30,0	piezometro Norton 2" microfessurato tra 3÷30 m	2	4	3	2
BH 02	747655,029	4504756,528	13,975	30,0	piezometro Norton 2" microfessurato tra 3÷30 m	6	2	3	2
BH 03	747549,346	4504890,733	14,733	50,0	piezometro Norton 2" microfessurato tra 3÷21 m	6	6	3	2
BH 04	747070,561	4504607,541	18,709	20,0	piezometro Norton 2" microfessurato tra 2÷20 m	6	4	3	2
BH 05	745947,688	4504131,835	25,681	30,0	piezometro Norton 2" microfessurato tra 1÷30 m	6	4	3	2
BH 06	745770,355	4503926,021	27,209	50,0	piezometro Norton 2" microfessurato tra 3÷21 m	6	6	3	2
BH 07	745575,336	4503487,374	29,201	50,0	piezometro Norton 2" microfessurato tra 2÷27 m	6	6	3	2
BH 08	744660,125	4502691,927	33,635	30,0	piezometro Norton 2" microfessurato tra 3÷24 m	6	4	3	2
BH 09	744244,730	4501370,120	31,577	20,0	piezometro Norton 2" microfessurato tra 2÷17 m	4	4	3	3
BH10	744495,696	4501146,059	30,387	10,0	piezometro Norton 2" microfessurato tra 3÷10 m	2	2	2	2
BH 11	745200,477	4500904,481	29,006	10,0	piezometro Norton 2" microfessurato tra 2÷10 m	3	1	3	2
BH 12	745320,420	4503480,240	28,215	50,0	Tubo in PVC per Down-Hole fino a 50 m	0	0	2	0
BH 13	745971,090	4504212,770	24,971	55,0	Tubo in PVC per Down-Hole fino a 55 m	0	0	2	0
BH 14	747663,770	4504774,110	14,105	65,0	Tubo in PVC per Down-Hole fino a 65 m	0	0	2	0
BH 15	748240,630	4505601,670	8,892	10,0	piezometro Norton 2" microfessurato tra 1÷10 m	0	0	0	0
BH 16	747659,330	4506232,480	8,623	15,0	piezometro Norton 2" microfessurato tra 2÷15 m	0	0	0	0
BH 17	746833,920	4507315,240	6,476	15,0	piezometro Norton 2" microfessurato tra 2÷15 m	0	0	0	0

Figura 4-2 – Ubicazione indagini di fase PD - Google Earth, immagini 2018



5 PROFILO FREATICO

Il modello idrogeologico dell'area è riportato in un capitolo dedicato nella Relazione geologica (Doc. Rif. [8]). Il livello di falda assunto in questa sede è stato desunto principalmente dalle letture piezometriche disponibili e di seguito riportate. Le profondità di falda di progetto assunta nelle verifiche geotecniche sono riportate nel paragrafo 8.5 (Tabella 8-5).

5.1 MONITORAGGIO PIEZOMETRICO

In Tabella 5-1 si riportano le letture piezometriche disponibili al momento della stesura della presente relazione, relativamente alla strumentazione installata in ambito della campagna indagini di PD. I valori dei livelli di falda sono espressi come soggiacenza della stessa in metri dal piano campagna.

Tabella 5-1 – Letture piezometriche

Sigla Piezometro	05-06/11/2019	18/11/2019	27/01/2020	28/01/2020	29/01/2020	30/01/2020
BH01	3,15	3,05	--	--	--	3,03
BH 02	3,14	3	--	--	--	2,96
BH 03	2,97	2,86	--	--	--	2,81
BH 04	2,83	2,61	--	--	--	2,58
BH 05	1,2	1	--	--	--	0,85
BH 06	2,53	2,3	--	--	--	2,36
BH 07	3,7	3,63	--	--	--	3,67
BH 08	5,24	5,25	--	--	--	5,22
BH 09	-	3,5	--	--	--	3,44
BH 10	assente	assente	--	--	--	assente
BH 11	assente	assente	--	--	--	assente
BH 15	--	--	2,70	--	--	--
BH 16	--	--	--	4,41	--	--
BH 17	--	--	--	--	6,57	--

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
	PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA7K	00 D 09	GE	GE0006 001	C	21 di 142

6 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

6.1 GENERALITÀ

I criteri di interpretazione delle indagini geotecniche, di seguito descritti, tengono conto del fatto che lungo il tracciato in esame sono stati rinvenuti depositi limoso-sabbiosi, sabbie limose e argille limose debolmente sabbiose. Inoltre, localmente e a profondità superiori a circa 40m sono state rinvenute calcareniti fratturate in matrice sabbiosa.

Dal punto di vista dei criteri di caratterizzazione geotecnica si distinguono due tipologie di materiale:

- materiali a grana fine (limi e argille più o meno sabbiose);
- materiali a grana grossa (sabbie o ghiaie più o meno limose e/o argillose);
- formazioni rocciose (calcareniti molto fratturate in matrice sabbiosa)

L'individuazione del tipo di materiale, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, è fatta principalmente sulla base della descrizione stratigrafica dei sondaggi, delle prove penetrometriche statiche CPTU dove disponibili e delle prove di laboratorio sui campioni di terreno.

Sono stati inoltre analizzati i risultati, in termini di velocità delle onde di taglio (V_s), misurate dalle prove geofisiche SCPTU02 e S1_Down-Hole.

6.2 INDIVIDUAZIONE DEL TIPO DI TERRENO DA PROVE CPT/CPTU

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

q_c = resistenza di punta;

q_t = resistenza di punta corretta;

f_s = resistenza di attrito sul manicotto laterale;

u_2 = pressione interstiziale immediatamente dietro il cono.

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

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

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

$$B_q = \frac{U_2 - U_o}{q_t - \sigma_{vo}}$$

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

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

essendo:

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 (vedi ad esempio Robertson & Campanella, 1984, Robertson et al., 1986; Olsen & Farr, 1986; Searle, 1979 per quanto riguarda le prove CPT e Robertson & Campanella, 1986 per quanto riguarda le prove CPTU).

Attualmente le correlazioni più utilizzate sono quelle proposte da Robertson (1990) (vedi anche Lunne et al., 1997), riportate nella Figura 6-1.

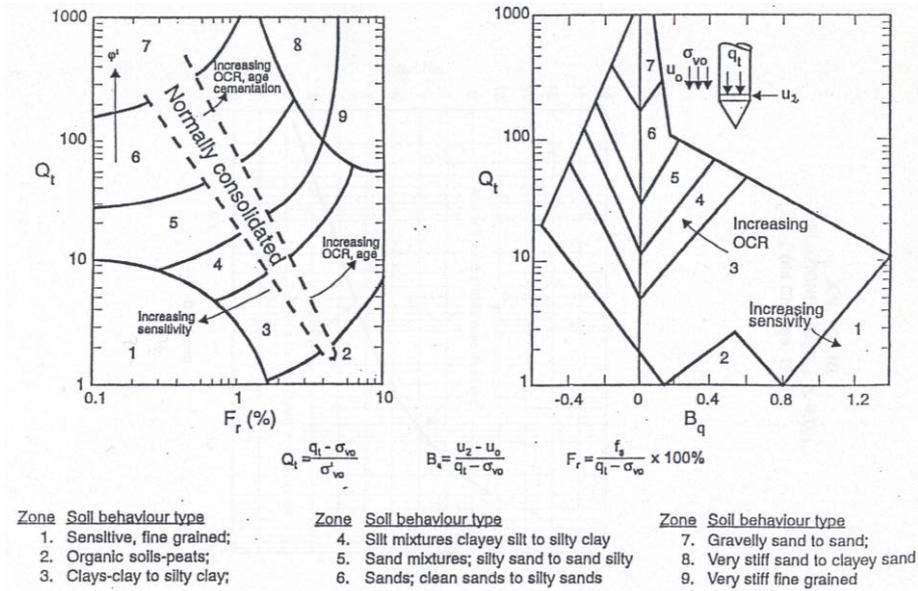


Figura 6-1: Correlazioni per la definizione del materiale attraversato dalle prove CPT/CPTU (Robertson, 1990)

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

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

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

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

Roberston (2010) fornisce una descrizione del comportamento del terreno in funzione del parametro I_c (tabella sotto)

Tabella 6-1 - 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*

6.3 MATERIALI A GRANA FINE

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine 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.

6.3.1 Classificazione

La classificazione dei terreni a grana fine sarà 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.

Oltre alla classificazione convenzionale, sarà considerata anche una classificazione basata su considerazioni legate alla posizione dello stato iniziale in sito, dato dall'indice dei vuoti (e_0), o da quello normalizzato corrispondente I_{vo}, e dalla pressione verticale efficace geostatica (σ'_{v0}), rispetto alla curva

di compressibilità intrinseca edometrica (ICL_{oed}) definita da Burland (1990); quest'ultima è data dalla seguente equazione:

$$I_v = 2.45 - 1.285 \cdot \log \sigma'_v + 0.015 \cdot (\log \sigma'_v)^3$$

dove:

σ'_v = pressione verticale efficace corrente in kPa

L'indice dei vuoti normalizzato I_v può essere calcolato con la seguente equazione:

$$I_v = \frac{e^* - e_{100}^*}{C_c^*}$$

essendo:

e^* = rapporto dei vuoti corrente del materiale ricostituito;

$e_{100}^* = 0.109 + 0.679 \cdot e_L - 0.089 \cdot e_L^2 + 0.016 \cdot e_L^3$ = rapporto dei vuoti del materiale ricostituito in corrispondenza di una pressione verticale efficace $\sigma'_v = 100$ kPa

$$C_c^* = e_{100}^* - e_{1000}^* = 0.256 \cdot e_L - 0,04$$

e_{1000}^* = rapporto dei vuoti del materiale ricostituito in corrispondenza di una pressione verticale efficace $\sigma'_v = 1000$ kPa

e_L = indice dei vuoti corrispondente al limite liquido (LL).

L'indice dei vuoti iniziale normalizzato I_{vo} è dato quindi dalla seguente equazione:

$$I_{vo} = \frac{e_o - e_{100}^*}{C_c^*} = \text{indice dei vuoti iniziale normalizzato}$$

essendo:

e_o = rapporto dei vuoti iniziale del materiale.

Con riferimento anche a quanto indicato nella Figura 6-2 (vedi ad esempio anche Nagaraj & Miura, 2001) si ha che:

- Terreni caratterizzati da stati iniziali $(I_{v0})-(\sigma'_{v0})$ alla sinistra della curva ICL_{oed} (terreni tipo B1) sono da considerare sovraconsolidati meccanicamente; in aggiunta alla sovraconsolidazione meccanica, tali terreni possono essere dotati anche di legami di cementazione.
- Terreni caratterizzati da stati iniziali $(I_{v0})-(\sigma'_{v0})$ che cadono sulla curva ICL_{oed} (terreni tipo B2) sono da considerare normalmente consolidati; tali terreni possono essere dotati anche di legami di cementazione.
- Terreni caratterizzati da stati iniziali $(I_{v0})-(\sigma'_{v0})$ alla destra della curva ICL_{oed} (terreni tipo A) sono da considerare sottoconsolidati; essi possono risultare in equilibrio sotto l'azione delle forze di gravità unicamente grazie alla presenza di particolari microstrutture "metastabili", intese nel senso più generale come disposizione geometrica delle particelle e presenza di legami di cementazione (vedi ad esempio Mitchell, 1976).

In generale vale quanto segue:

1. I terreni tipo A, non appena vengono raggiunti determinati stati di sollecitazione di soglia critici, possono avere:
 - un comportamento di tipo fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci)
 - la propensione a sviluppare deformazioni volumetriche irreversibili (visco-plastiche) positive (riduzione dell'indice dei vuoti) in condizioni drenate o a sviluppare sovrappressioni interstiziali positive in condizioni non drenate.
2. I terreni tipo B2, se dotati di legami di cementazione, possono avere comportamenti simili a quelli dei terreni di tipo A; in assenza di legami di cementazione hanno invece:
 - un comportamento duttile o moderatamente fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci connessa solo a fenomeni di riorientazione delle particelle)
 - la propensione a sviluppare deformazioni volumetriche irreversibili (plastiche), positive (riduzione dell'indice dei vuoti) in condizioni drenate o a sviluppare sovrappressioni interstiziali positive in condizioni non drenate.
3. I terreni di tipo B1, non appena vengono raggiunti determinati stati di sollecitazione di soglia critici, hanno:

- un comportamento di tipo fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci)
- la propensione a sviluppare deformazioni volumetriche irreversibili (plastiche o viscoplastiche) negative (aumento dell'indice dei vuoti) in condizioni drenate o a sviluppare sovrappressioni interstiziali negative in condizioni non drenate.

Il comportamento fragile è accentuato se si è in presenza di legami di cementazione.

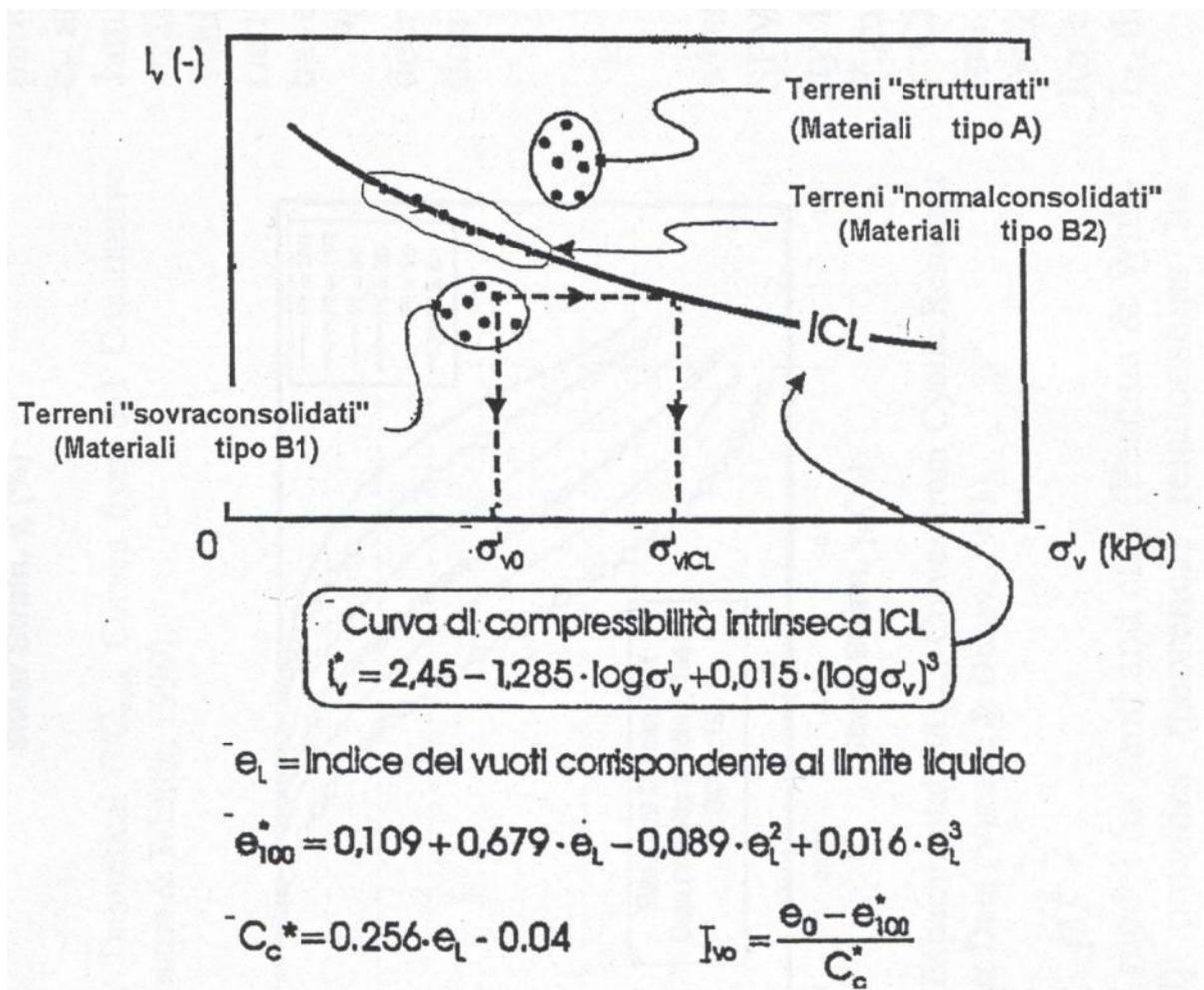


Figura 6-2: Diagramma di stato per i materiali a granulometria fine (limi e argille)

6.3.2 Stato tensionale iniziale

La valutazione dello stato tensionale iniziale verrà fatta sulla base:

- di quanto desumibile dagli studi di carattere geologico;
- dell'interpretazione delle prove di laboratorio.

In particolare, nel caso dei materiali B1, di cui al paragrafo 6.3.1, 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.

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

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

essendo:

φ' = angolo di resistenza al taglio.

Nel caso dei terreni tipo B2 e tipo A la pressione di preconsolidazione $\sigma_{vp}' > \sigma_{vo}'$, determinabile dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande, non rappresenta né la tensione verticale massima (σ_{vmax}') subita dal deposito né la tensione in corrispondenza della quale si innescano deformazioni irreversibili visco-plastiche (σ_{vy}'); inoltre il grado di sovraconsolidazione OCR (definito convenzionalmente come $\sigma_{vp}' / \sigma_{vo}'$) non deriva da fenomeni di precompressione meccanica. In tali circostanze, in mancanza di rilievi sperimentali:

- il coefficiente di spinta del terreno a riposo verrà stimato sulla base della seguente equazione:

$$k_0 = (1 - \sin \varphi')$$

- la pressione σ_{vy}' verrà stimata sulla base della seguente equazione (vedi Bjerrum, 1967, Rocchi et al., 2003):

$$\sigma_{vy}' = \sigma_{vo}' + \frac{\sigma_{vp}' - \sigma_{vo}'}{3 \div 5}$$

- il grado di sovraconsolidazione equivalente OCR* verrà stimato sulla base della seguente espressione:

$$OCR^* = \frac{\sigma_{vy}}{\sigma_{vo}}$$

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

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

dove:

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

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

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica.

6.3.3 Resistenza al taglio in condizioni non drenate

La resistenza al taglio non drenata c_u dei terreni limoso-argillosi saturi sotto falda verrà valutata facendo riferimento principalmente ai risultati delle prove di laboratorio disponibili

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

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

6.3.3.1 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

6.3.3.2 Valutazione di c_u da prove CPTU

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 (qui assunto pari a $N = 18.0$)

σ_{v0} = pressione verticale totale

q_t = resistenza di punta corretta.

6.3.3.3 Valutazione di c_u da prove SPT

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

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

6.3.4 **Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci**

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

6.3.5 Caratteristiche di deformabilità

6.3.5.1 Moduli elastici iniziali

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

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

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

essendo:

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

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

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

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata direttamente dalle prove geofisiche "down hole", "cross hole" e "SCPTU".

6.3.5.2 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:

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

essendo:

G_o = modulo di taglio iniziale

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

q_t = resistenza di punta del penetrometro statico corretta

e_o = indice dei vuoti iniziale.

	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
	PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA IA7K	LOTTO 00 D 09	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. C	FOGLIO 32 di 142

6.3.5.3 Moduli elastici iniziali da prove SPT

I moduli di elasticità iniziali possono essere ricavati dalle misure dirette della velocità V_s ricorrendo alla correlazione di Ohta e Goto (1978) assumendo $f_G=1.0$ (si veda paragrafo 6.4.4.1)

6.3.5.4 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:

- 1. Per opere di sostegno e di fondazione su terreni sovraconsolidati meccanicamente (terreni tipo B1) con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell'opera collocati all'interno della superficie di plasticizzazione primaria del materiale.**

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

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

- I moduli elastici iniziali di cui al paragrafo 6.3.5.1.
- Curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto misurate in laboratorio o ricavabili dalla letteratura tecnica. Tipiche curve di degrado del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione di taglio γ indotto, proposte da Vucetic & Dobry (1991), sono riportate nella Figura 6-3. In alternativa alle curve di degrado indicate nelle Figura 6-3 possono essere adottate le espressioni (leggi iperboliche) riportate nel caso dei materiali a grana grossa.

Va tuttavia rilevato che la procedura suddetta, associata all'utilizzo delle curve di degrado del modulo di Figura 6-3, risulta rigorosamente applicabile in problemi di scarico e/o di scarico e

ricarico tensionale; nel caso di problemi di “primo carico”, caratterizzati da incrementi di tensione rispetto alla condizione geostatica potrebbe condurre ad una sottostima degli spostamenti.

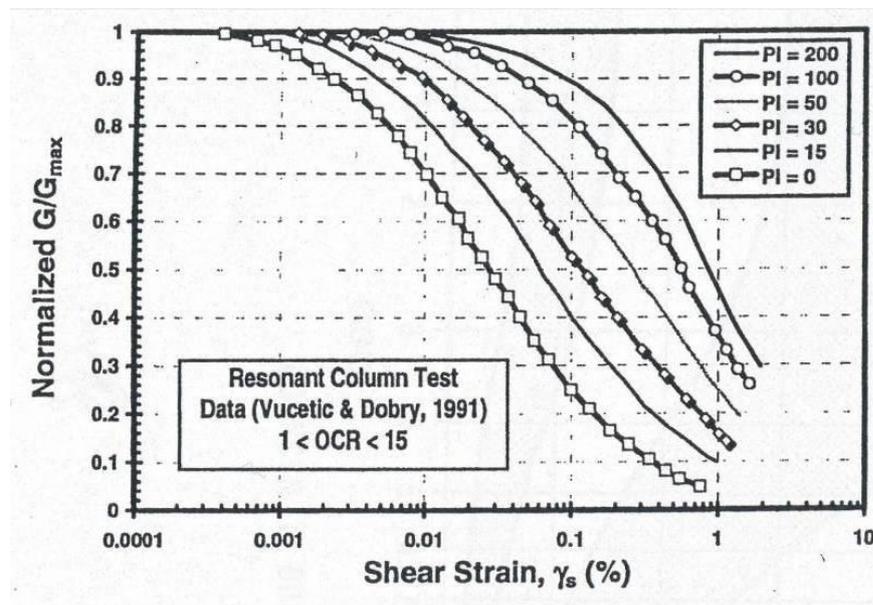


Figura 6-3: Curve sperimentali del rapporto G/G_{max} da prove di colonna risonante ciclica (Vucetic & Dobry, 1991)

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

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

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

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

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

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

$$E_s = 400 \cdot c_u \quad (\text{kPa})$$

essendo:

c_u = resistenza al taglio non drenata di materiali saturi sotto falda, determinata secondo i criteri di cui al paragrafo 6.3.3.

6.3.6 **Coefficienti di permeabilità e di consolidazione primaria**

Nella definizione delle caratteristiche di permeabilità si farà riferimento ai risultati delle prove di permeabilità tipo Lefranc in foro se disponibili ed a valori di bibliografia (si veda Tabella 6-9).

I valori ricavabili dalle prove edometriche si riferiscono a volumi estremamente ridotti e quindi non completamente rappresentativi della permeabilità dei terreni in sito.

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

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

$$\log k = \log k_o - \frac{e_o - e}{C_k}$$

essendo:

k = coefficiente di permeabilità corrente

k_o = coefficiente di permeabilità corrispondente all'indice dei vuoti iniziale e_o

e = indice dei vuoti corrente

e_0 = indice dei vuoti iniziale

$$C_k = 0.5 \cdot e_0.$$

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

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

I coefficienti di consolidazione primaria c_v , applicabili a problemi di flusso in direzione verticale, utilizzabili, ove appropriato, nell'ambito di teorie di consolidazione convenzionali, saranno ricavati dalle prove di laboratorio (edometri).

6.3.7 Coefficiente di consolidazione secondaria

Per i terreni coesivi in grado di sviluppare fenomeni di consolidazione secondaria è necessario stimare il coefficiente $C_{\alpha\varepsilon}$, al fine di stimare i cedimenti dovuti alle deformazioni viscosse dello scheletro solido del terreno.

Nel caso in esame il valore di $C_{\alpha\varepsilon}$ è stato valutato per l'unità A_L , a partire dai risultati delle prove edometriche effettuate. Per ogni prova edometrica disponibile, sono valutati i valori del coefficiente di consolidazione 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", cioè la pendenza dell'asintoto inclinato nel piano semilogaritmico $\varepsilon - \log t$. Il coefficiente è stimato dunque come

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

Il calcolo $C_{\alpha\varepsilon}$ di è effettuato alle profondità d'interesse per le analisi geotecniche in cui è necessario il calcolo della consolidazione secondaria, ovvero per la stima dei cedimenti dei rilevati ferroviari e stradali. Tali profondità conducono a ritenere d'interesse le curve a pressioni geostatiche corrispondenti a 392kPa e 785kPa. L'asintoto è stato ricavato in corrispondenza degli istanti temporali $t_1=480$ min e $t_2=1440$ min.

In Tabella 6-2 sono riportati i valori ottenuti:

Tabella 6-2: Coefficiente di consolidazione secondaria

Sondaggio	Campione	Profondità (m)	Pressione	$C_{\alpha\varepsilon}$	stato:	Media $C_{\alpha\varepsilon}$
BH6	CI4	22.00-22.60	392 kPa	0,16%	ok	0,12%
BH6	CI4		785 kPa	0,06%	scartato	
BH7	CI4	23.60-24.20	392 kPa	0,13%	ok	
BH7	CI4		785 kPa	0,11%	ok	
BH8	CI4	25.00-25.50	392 kPa	0,10%	ok	
BH8	CI4		785 kPa	0,39%	scartato	

Tra i valori ottenuti, sono stati scartati quelli ritenuti poco attendibili cioè i valori molto minori o molto maggiori rispetto al set dei valori ottenuti e comunque non in linea con i valori noti in letteratura per la stessa tipologia di terreni.

Le analisi effettuate hanno condotto a ritenere rappresentativo per la unità A_L un valore di consolidazione secondaria pari a 0.0012 (0.12%).

6.4 MATERIALI A GRANA GROSSA

Lungo il tracciato in oggetto i materiali a grana grossa sono essenzialmente costituiti da sabbie, sabbie limose e sabbie con limo. In questa sede si intendono a grana grossa quei materiali caratterizzati da percentuali di fine (limo + argilla) inferiori a $\approx 35\%$.

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

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

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

L'interpretazione delle prove in situ è finalizzata a determinare principalmente le seguenti caratteristiche:

- stato iniziale del deposito;

- parametri di resistenza al taglio;
- parametri di deformabilità;
- coefficienti di permeabilità.

6.4.1 Stato iniziale del deposito

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

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

Indicazioni sulle **tensioni geostatiche e sulla storia tensionale** possono essere ricavate con una certa approssimazione dagli studi di carattere geologico. In questa sede si faranno le seguenti ipotesi:

- I livelli prettamente sabbiosi non sono mai stati soggetti a pressioni litostatiche superiori a quelle attuali; essi verranno trattati pertanto come depositi normalmente consolidati, caratterizzati da un coefficiente di spinta a riposo $k_0 = (1 - \sin \varphi') = 0.4 \div 0.5$.

Va rilevato che in tali depositi una leggera sovraconsolidazione potrebbe essere stata generata dai prelievi idrici ad uso agricolo ed industriale. Tuttavia le implicazioni connesse col considerare o non considerare gli effetti di tale leggera sovraconsolidazione risultano relativamente contenute e confinate nell'ambito delle approssimazioni insite nell'interpretazione delle prove geotecniche in sito.

- I livelli di sabbie limose e sabbie con limo hanno subito storie desumibili dall'interpretazione delle prove di laboratorio sui campioni indisturbati, in accordo a quanto riportato nel paragrafo 6.3.2.

Le **pressioni interstiziali** possono essere ricavate sulla base della strumentazione (piezometri) messa in opera, nonché dalle risultanze dagli studi di carattere idrogeologico.

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

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

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

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

essendo:

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

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

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

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

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

6.4.2 Densità relativa

6.4.2.1 Densità relativa dalle prove penetrometriche statiche in sabbia, CPT

In sabbie silicee, non cementate, la densità relativa D_r può essere legata alla resistenza di punta del penetrometro statico in base alla seguente legge (Lancellotta 1983):

$$D_R = 68 \log\left(\frac{q_c}{\sqrt{p_a \sigma'_{v0}}} - 1\right)$$

6.4.2.2 Densità relativa dalle prove penetrometriche dinamiche in sabbia, SPT

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

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

essendo:

A, B = costanti empiriche indicate in Tabella 6-3;

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 6-3: Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)

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

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

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:

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

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

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

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.

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

6.4.3 Angolo di resistenza al taglio

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

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

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

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 Jamiokowski 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 6-4)

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

D_r = densità relativa (-)

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

Tabella 6-4: 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	

I valori dell'angolo di resistenza al taglio φ_{cv}' sono ricavabili da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative o, in assenza di queste ultime, ipotizzabili in base a quanto indicato nella Tabella 6-5 (vedi ad esempio Youd, 1972; Stroud, 1988).

Tabella 6-5: 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 come valori di φ'_{cv} quelli risultanti dalle prove di taglio residuo sugli stessi materiali.

m = 3.

6.4.4 Caratteristiche di deformabilità

6.4.4.1 Moduli elastici iniziali

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/sec .

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

6.4.4.2 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)

6.4.4.3 Moduli elastici iniziali da prove SPT

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

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

essendo:

$C = 67,3$

z = profondità dal p.c. in metri

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi la Tabella 6-6)

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi la Tabella 6-7)

**Tabella 6-6: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A
(funzione dell'epoca geologica del deposito)**

f_A	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

**Tabella 6-7: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G
(funzione della composizione granulometrica del deposito)**

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

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

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

essendo:

ρ = Densità del materiale

6.4.4.4 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 quanto sopra 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 di cui al paragrafo 6.4.4.1.
- Curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione indotto. Tipiche curve di degrado del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione γ indotto, tratte da Lo Presti (1989), sono riportate nella Figura 6-4 e Figura 6-5.

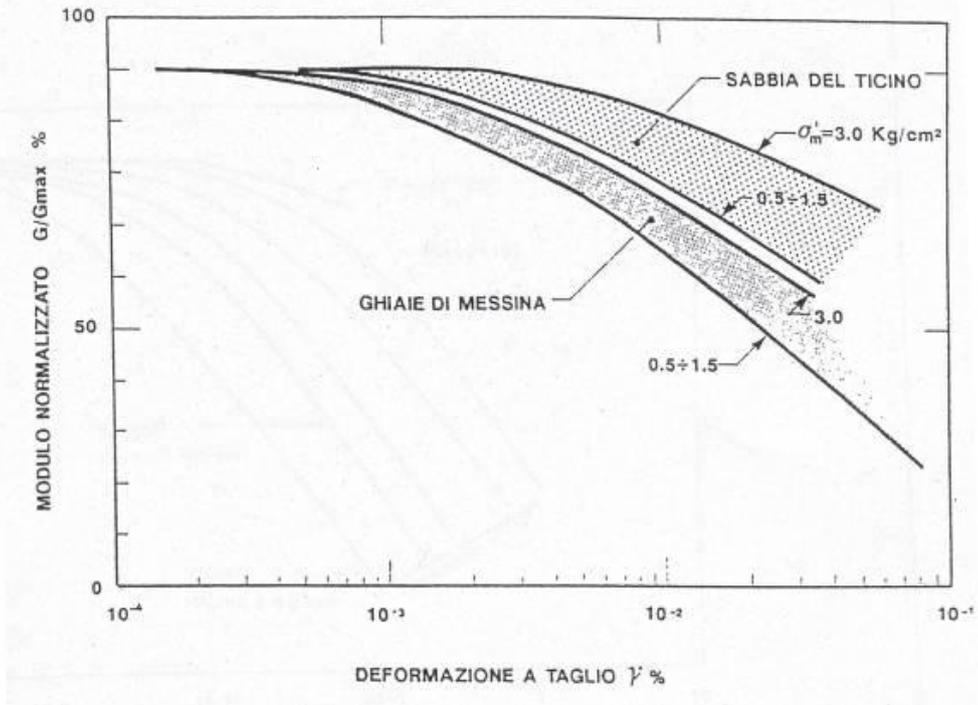


Figura 6-4: Degradamento del modulo G per terreni incoerenti

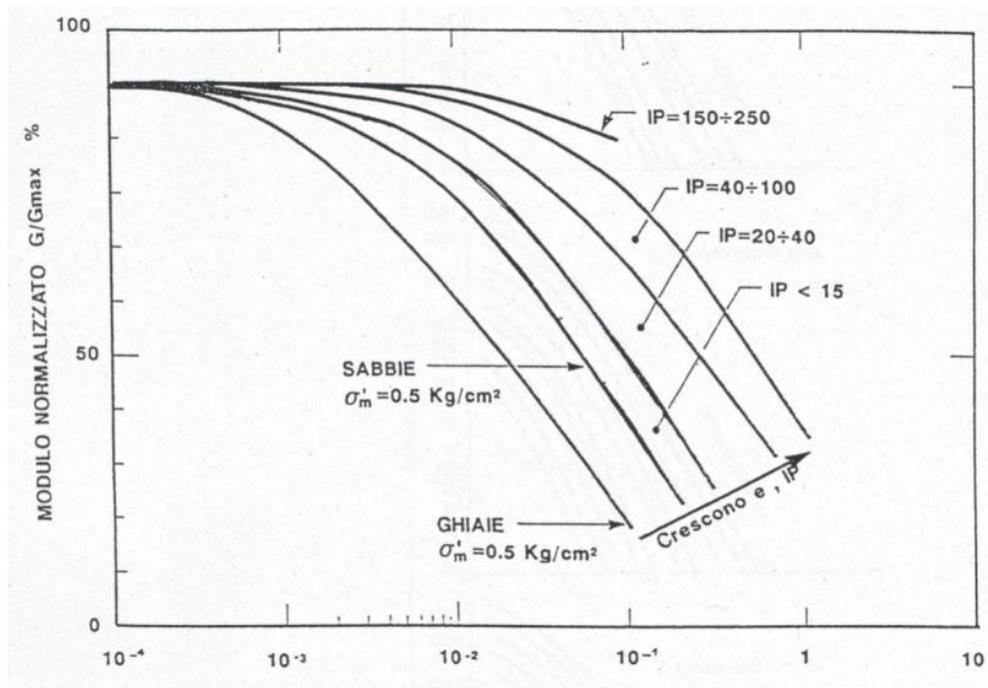


Figura 6-5: Degradamento del modulo G per vari tipi di terreno

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
	PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA7K	00 D 09	GE	GE0006 001	C	45 di 142

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

- nell’analisi di fondazioni profonde e dirette i moduli di Young “operativi” E_{op} sono pari a circa $1/5 \cdot E_0$, ciò in considerazione del fatto che:
 - gli spostamenti totali e differenziali ammissibili per l’opera sono molto contenuti (i cedimenti ammissibili sono infatti generalmente inferiori a $0.01 \cdot B$, essendo B la dimensione minore della fondazione).
 - da ciò deriva che, in base alla normativa vigente e alla pratica corrente, tale tipo di opere è caratterizzato infatti da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura per capacità portante generalmente superiori a $2.5 \div 3$;
- nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young “operativi” E_{op} sono pari a circa $(1/5 \div 1/10) \cdot E_0$ o, in alternativa, pari a quelli desumibili dalle correlazioni empiriche riportate successivamente; per tali strutture in terra possono essere infatti ammessi cedimenti totali e differenziali maggiori di quelli delle fondazioni profonde e dirette.

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

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

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

essendo:

k_{hi} = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale, riportato nella Tabella 6-8 (vedi Reese et al, 1974 e Elson, 1984) (kN/m^3)

z = profondità dal piano campagna originario.

Tabella 6-8: Gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale secondo Reese et al. (1974) (vedi anche Elson (1984))

D_r (%)	K_{hi} (kN/m ³)
35%	10000
50%	15000
70%	25000

6.4.5 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 delle seguenti metodologie (vedi Sommerville, 1986):

1. Dati bibliografici riportati in Tabella 6-9.
2. Utilizzo della seguente procedura:
 - Valutazione del coefficiente di uniformità = D_{60}/D_{10} , essendo D_{60} il diametro corrispondente al 60% di passante e D_{10} il diametro corrispondente al 10% di passante;
 - Assegnazione del valore caratteristico di D_{50} , ovvero del diametro corrispondente al 50% di passante;
 - Utilizzo dei diagrammi riportati nella Figura 6-6.

Tabella 6-9: 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

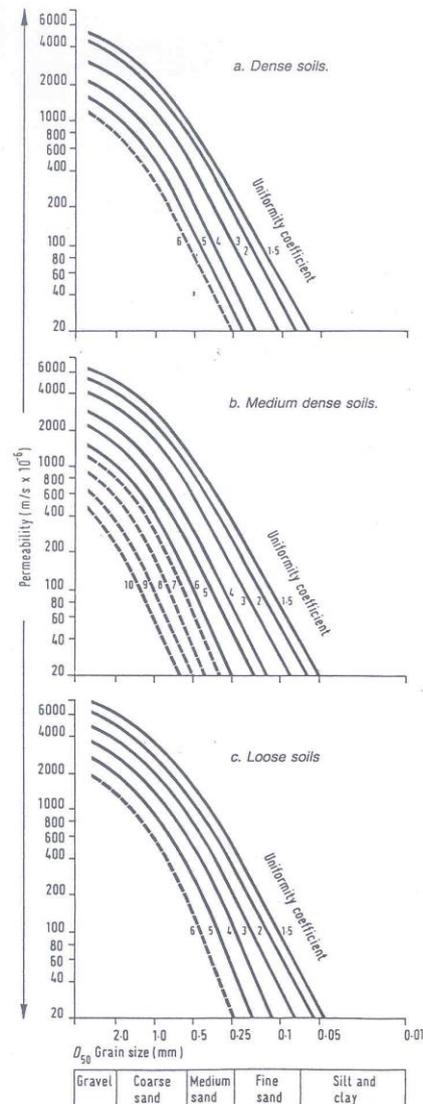


Figura 6-6: Coefficiente di permeabilità (k) in funzione del coefficiente di uniformità U ($U=D_{60}/D_{10}$) e del D_{50} (Sommerville, 1986)

6.5 FORMAZIONI ROCCEOSE

Le rocce sedimentarie rinvenute nel tratto in esame, Calcareniti di Gravina, si presentano molto fratturate. La caratterizzazione geotecnica di tale formazioni verrà fatta facendo tendenzialmente riferimento ai criteri di rottura proposti e aggiornati da Hoek & Brown a partire dal 1980. In particolare:

- verrà stimato il GSI (Geological Strength Index);

- l'inviluppo delle resistenze dell'ammasso roccioso in condizioni "undisturbed" o "disturbed" verrà valutato sulla base di quanto riportato in Brown & Hoek (1988), Hoek & Brown (1988) e Hoek, Kaiser & Bawden (1995)
- verranno stimate le caratteristiche di deformabilità dell'ammasso roccioso.

6.5.1 Stima del Geological Strength Index (GSI)

La valutazione del parametro GSI farà riferimento alla

		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90	80	70	N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70	60	50	40
	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets	70	60	50	40	30
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity	60	50	40	30	20
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces	50	40	30	20	10
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A	10		

Figura 6-7: GSI Chart da RocLab V.1.031

6.5.2 Criteri di rottura

In accordo a quanto riportato in Brown & Hoek (1988), Hoek & Brown (1988) e Hoek, Kaiser & Bawden (1995) (vedi anche Sjoberg, 1997) l'ammasso roccioso verrà descritto per ogni litotipo dal seguente criterio di rottura:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sqrt{m_b \cdot \sigma_3' \cdot \sigma_c + s \cdot \sigma_c^2}$$

essendo:

$$m_b = m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{28}} \Rightarrow \text{"Undisturbed rock masses"}$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9}} \Rightarrow \text{"Undisturbed rock masses"}$$

$$m_b = m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{14}} \Rightarrow \text{"Disturbed rock masses"}$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{6}} \Rightarrow \text{"Disturbed rock masses"}$$

GSI = Geological Strength Index

m_i = coefficiente relativo alla roccia intatta

σ_1' = tensione principale efficace maggiore

σ_3' = tensione principale efficace minore

σ_c = resistenza alla compressione semplice della roccia intatta ottenuta dalle prove di laboratorio.

Nell'applicazione del criterio di rottura sopra riportato valgono le seguenti precisazioni:

1. Per ogni litotipo il coefficiente m_i in generale verrà valutato sulla base dei risultati di prove triassiali su provini di roccia intatta e di un criterio di rottura analogo a quello dell'ammasso roccioso, con GSI=100. In mancanza di dati sperimentali si farà riferimento a quanto riportato nella Tabella 6-10

Tabella 6-10: Coefficiente m_i relativo alla roccia intatta (Hoek, Kaiser e Bawden, 1995)

Rocce sedimentarie	m_i (-)
Calcari	9 ÷ 15
Arenaria	15 ÷ 17
Siltiti	7 ÷ 9
Marne - Argilliti	4 ÷ 6

2. L'applicazione di criteri di rottura analoghi per la roccia intatta e per l'ammasso roccioso, ove l'unica differenza è rappresentata dai valori di GSI, implica che il rapporto tra la resistenza a trazione e la resistenza a compressione semplice della roccia intatta è pari a $1/m_i$.
3. In accordo a Sjöberg (1997), ai termini "undisturbed" e "disturbed" verrà attribuito un significato legato anche alle modalità di utilizzo dei parametri di resistenza nelle analisi ingegneristiche; in particolare:
 - Il criterio di rottura relativo alle "undisturbed rock masses" ($D=0$) rappresenta la resistenza di picco dell'ammasso roccioso quando esso si trova in condizioni di pre-rottura.
 - Il criterio di rottura relativo alle "disturbed rock masses" ($D=1$) rappresenta la resistenza media disponibile lungo superfici di scivolamento critiche in condizioni di incipiente rottura.

Sulla base di tali presupposti si opererà come segue:

- In analisi di stabilità condotte con i metodi dell'equilibrio limite, ove non è possibile riprodurre fenomeni di rottura progressiva, si darà riferimento ai parametri dell'ammasso relativi alle condizioni "disturbed";
 - In analisi di stabilità condotte con codici di calcolo FEM e modelli costitutivi che consentono di riprodurre la caduta di resistenza tra condizioni di picco e condizioni "softened" verranno presi come riferimento sia il criterio di rottura relativo alle condizioni "undisturbed" che quello relativo alle condizioni "disturbed". Al fine di valutarne l'effettiva importanza, verranno inoltre ipotizzate diverse leggi di degrado dei parametri di resistenza, fra cui quella che contempla una repentina caduta di resistenza dalle condizioni di picco a quelle "softened".
4. I criteri di rottura espressi in termini di tensioni efficaci principali σ_1' e σ_3' possono essere trasformati in termini di tensioni di taglio τ e di tensioni efficaci normali alla superficie di rottura σ_n' . A tale

proposito valgono le seguenti equazioni (Londe, 1988; Hoek & Brown, 1988; Hoek, 1990; Hoek, 1993):

$$h = 1 + \frac{16 \cdot (m_b \cdot \sigma_n' + s \cdot \sigma_c)}{3 \cdot m_b^2 \cdot \sigma_c}$$

$$\vartheta = \frac{1}{3} \cdot \left(90 + \arctan \frac{1}{\sqrt{h^3 - 1}} \right)$$

$$\phi_i' = \arctan \left(\frac{1}{\sqrt{4 \cdot h \cdot \cos \vartheta^2 - 1}} \right)$$

:

$$\tau = (\cot \phi_i' - \cos \phi_i') \cdot \frac{m_b \cdot \sigma_c}{8}$$

5. L'involuppo di rottura in termini di tensioni di taglio τ e di tensioni efficaci normali alla superficie di rottura σ_n' verrà interrotto per valori di σ_n' negativi (trazione) inferiori a 0 kPa; in corrispondenza di valori di σ_n' negativi (trazione) le resistenze al taglio saranno assunte pari a 0 kPa ("tension cut off").

6.5.3 Caratteristiche di deformabilità

6.5.3.1 Moduli elastici iniziali

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/m³

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

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

La velocità di propagazione delle onde di taglio Vs può essere ricavata direttamente da prove geofisiche “down hole”, “cross hole” e SCPTU.

6.5.3.2 Moduli operativi

I moduli di Young “operativi” E_{op} dell'ammasso roccioso possono essere stimati sulla base delle seguenti espressioni (Bieniawski, 1978; Serafim & Pereira, 1983; Hoek et al., 2002):

$$E_{op} = 2000 \cdot GSI - 100000 \quad \text{per } GSI > 55$$

$$E_{op} = 1000 \cdot \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{(GSI-10)/40} \quad \text{per } 10 < GSI < 50 \text{ e per } \sigma_c < 100 \text{ MPa.}$$

essendo:

D = coefficiente di disturbo, variabile tra 0 e 1.

7 QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO GEOTECNICO

7.1 MODELLO GEOLOGICO LOCALE

Sulla base di quanto riportato nella Carta Geologica (Doc.Rif.[7]), nella Relazione Geologica (Doc.Rif.[8]) e nei profili geologici (Doc.Rif.[9]), le stratigrafie dei sondaggi e le prove penetrometriche disponibili confermano la presenza di terreni di copertura essenzialmente limoso-sabbiosi, di colore generalmente marroncino-giallastro, poggianti sulle argille calabriane. In particolare, le verticali di sondaggio realizzate individuano il tetto di queste ultime a partire da profondità variabili tra 7÷15 m circa, con terreni di colore grigio, talora a forte componente sabbiosa, che rappresentano il pacco lenticolare che è andato a ricolmare, congiuntamente alle sottostanti calcareniti, la nota "Conca di Brindisi" generata per immersione dei calcari di base.

In sostanza, da un punto di vista geologico e relativamente alle profondità investigate, lungo l'opera in progetto i terreni in sito, dall'alto verso il basso, possono essere così identificati:

- **Depositi marini terrazzati** (da p.c. fino a 7÷15 m circa di profondità da p.c.): si tratta di sabbie limose e limi sabbiosi, debolmente argillosi, di colore giallastro, talora debolmente cementate, in strati di qualche centimetro di spessore (**Q1s**), che passano gradualmente a sabbie argillose e argille grigio azzurrastre della sottostante formazione delle Argille Subappennine; spesso l'unità ha intercalati banchi arenacei e calcarenitici ben cementati (**Q1c**), costituenti la cosiddetta unità "panchina". (*Età: Pleistocene medio-superiore*);
- **F.ne delle Argille subappennine (ASP)** (da 7÷15 m circa di profondità sino ad oltre 50 m di profondità da p.c.): depositi marini di piattaforma e scarpata superiore, costituiti da argille limose, argille sabbiose ed argille marnose di color grigio-azzurro, talora giallastre, con orizzonti e lenti sabbiose, in strati da sottili a molto spessi, generalmente poco evidenti e a laminazione piano-parallela; la porzione al tetto di tale unità ha una colorazione grigio chiara per la presenza di una discreta quantità di sabbia e limo, che a volte si rinviene in livelletti e liste millimetriche ben individuabili e totalmente incoerenti. Tale porzione sommitale presenta uno spessore variabile da qualche metro sino a 10÷14 m. Questi depositi non affiorano nell'area in esame, ma occupano vaste aree nel sottosuolo, costituendo il substrato impermeabile che sostiene l'acquifero superficiale della Piana di Brindisi. In tale area, le Argille subappennine presentano spessori alquanto variabili, che aumentano procedendo sia da Ovest verso Est che da Sud verso Nord. Lungo la costa, ad esempio,

lo spessore passa da circa 20 m a 45 m, muovendosi dall'area di Cerano fino al Porto di Brindisi. (Età: *Pleistocene inferiore*);

- **Calcareniti di Gravina (GRA)** (a partire dai 39,0÷42,5 m circa ed oltre di profondità da p.c.): si tratta di depositi calcarenitici e calciruditi bioclastici di ambiente litorale. La formazione è direttamente trasgressiva sui calcari cretaci. Sono localmente rappresentate da calcareniti e calciruditi passanti a materiali sabbiosi con inclusi ciottoli che si rinvergono in spessori molto esigui. Al contatto con i calcari spesso si trovano abbondanti affioramenti di materiali residuali rossastri (terre rosse), testimoni di una lunga fase di emersione che ha preceduto la trasgressione marina quaternaria. Nell'area tale formazione risulta non affiorante e costituisce la formazione al letto delle Argille Subappennine. (Età: *Pliocene superiore - Pleistocene inferiore*).

In genere, in superficie è da tenere in considerazione una copertura variabile dell'ordine di 50÷100 cm di terreno vegetale, costituito da limo sabbioso di colore marrone-nerastro.

7.2 DESCRIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

A partire dal modello geologico locale riportato nel paragrafo precedente, sulla base delle descrizioni stratigrafiche riportate nei certificati dei sondaggi e sulla base dei risultati delle prove granulometriche eseguite sui campioni di materiale raccolti sono state identificate le unità geotecniche di seguito descritte nella successione stratigrafica incontrata. In Tabella 7-1 si riporta la denominazione delle unità geotecniche individuate insieme alla rispettiva unità geologica di appartenenza.

Tabella 7-1: Corrispondenza tra unità geotecniche e geologiche (da legenda profilo geotecnico Doc.Rif.[13])

LEGENDA UNITA' GEOTECNICHE		
UNITA' GEOTECNICA	DESCRIZIONE MATERIALE	UNITA' GEOLOGICA
 R	Materiale di riporto	-
 L _{S(ms)}	Limo sabbioso, argilloso marrone scuro	Q1s
 S _L CaI	Sabbia limosa e limo sabbioso argilloso color avana, con possibili intercalazioni calcarenitiche	Q1s (+Q1c)
 L _{S(ga)}	Limo sabbioso o sabbia limosa o sabbia con limo grigio azzurro	ASP
 A _L	Argilla limosa o limo argilloso grigio azzurro	ASP
 CaI	Depositi calcarenitici	GRA

Dal punto di vista geotecnico, la stratigrafia e le unità geotecniche individuate sono le seguenti:

- **L_{S(mg)}**: Da piano campagna ad una profondità variabile tra 0.5 e 1.5 m ca. (localmente 2.4 m per il solo BH01) è presente in tutti i sondaggi uno strato di limo sabbioso argilloso marrone scuro, talvolta con resti di apparati radicali e con possibile presenza di clasti da millimetrici a centimetrici. Per tale strato, essendo molto superficiale, non si dispone di prove N_{SPT} e di prove di laboratorio. Le SCPTU mostrano valori di qc variabili tra 2.0 e 4.0 Mpa (si vedano Figura 8-1, Figura 8-2 e Figura 8-3); L'unità geotecnica L_{S(mg)} rappresenta la porzione più superficiale dell'unità geologica Q1s. Tale unità geotecnica è ben distinguibile in quanto di colore marrone scuro e con contenuto di fine > 50% (valore desunto dalle analisi granulometriche su due campioni rimaneggiati).
- **S_{LCal}**: dalla base della formazione precedente e fino a profondità variabili tra 7.0 m (BH02) e 15.0 m (S1) da pc, è presente in tutti i sondaggi uno strato costituito da sabbia limosa fine o sabbia fine con limo debolmente argillosa o limo sabbioso color avana. In tale strato sono presenti intercalazioni di calcarenite frantumata a granulometria fine (indicati nelle descrizioni stratigrafiche del BH01, BH03 e BH09) in spessori variabili tra 0.5 e 3.0 m. Tali livelli diventano più spessi nel BH10 e BH11 dove, a partire da profondità variabili tra 5.0 ÷ 7.0 m da pc, raggiungono la massima profondità investigata pari a 10.0 m da pc. Nelle verticali in cui non viene indicata la presenza di livelli di calcarenite è indicata comunque la presenza di clasti centimetrici e ciottoli di calcarenite biancastra. Nei sondaggi BH09, BH10 e BH11, la percentuale di fine aumenta con alternanze tra sabbie fini debolmente argillose, sabbie argillose e argille limoso sabbiose. I valori di N_{SPT} riferiti a questa formazione variano tra 15 e 40 colpi/30cm con valori a rifiuto associabili alle intercalazioni di calcarenite molto frantumata o ciottoli, mentre i valori di qc misurati nella SCPTU2 variano tra circa 7.0 e 11.0 Mpa con continui picchi oltre i 15 Mpa che evidenziano l'eterogeneità del materiale.

L'unità geotecnica S_{LCal} rappresenta la porzione più sabbiosa e meno superficiale dell'unità geologica Q1s. All'interno di questa unità geotecnica è stata inclusa anche l'unità geologica Q1c. Tale unità viene per lo più rinvenuta con spessori modesti all'interno della formazione Q1s e non si ha evidenza che sia uno strato continuo. Si è deciso dunque di trascurarla nelle verifiche geotecniche in quanto tale assunzione risulta cautelativa ai fini delle valutazioni effettuate. Fanno eccezione le analisi effettuate in corrispondenza del BH10 e BH11 che individuano le inclusioni di calcarenite frantumata a profondità superiori (variabili tra 5.0 e 7.0 m da pc) rispetto al resto del

tracciato e fino alla massima profondità investigata (10.0m da pc). Per tali analisi, lo strato di calcarenite fratturata a granulometria fine è stato geotecnicamente caratterizzato, in termini di parametri di resistenza, con valori differenti rispetto al complesso dell'unità $S_{L/Cal}$. (si veda Tabella 8-4).

- $L_{S(ga)}$: dalla base della formazione precedente e fino a profondità variabili tra 14.4 m (BH07) e 24.0 m (BH01), è presente in tutti i sondaggi, con eccezione dei due sondaggi che terminano a 10.0 m di profondità (BH10 e BH11), uno strato costituito da limo sabbioso debolmente argilloso o sabbia limosa o con limo di colore grigio azzurro. È segnalata la presenza di frammenti di bioclasti e la presenza di concrezioni carbonatiche. I valori di N_{SPT} riferiti a questa formazione variano tra 20 e 35 colpi/30cm, mentre i valori di q_c misurati nella SCPTU2 variano tra circa 3.0 e 5.0 Mpa.

L'unità geotecnica $L_{S(ga)}$: rappresenta la porzione di unità geologica ASP più superficiale e avente una più alta percentuale di materiale sabbioso e un contenuto di fine variabile tra 45% e 65%.

- A_L : dalla base della formazione precedente e fino alla massima profondità investigata in tutti i sondaggi con eccezione del BH06 e BH07 in cui la base di tale formazione viene rinvenuta rispettivamente a 45 m e 40.7 m da pc, è presente uno strato costituito da argilla limosa debolmente sabbiosa o argilla con limo da grigio azzurra a grigio oliva. È segnalata la presenza di frammenti di bioclasti e la presenza di concrezioni carbonatiche. Dopo i 30 m è segnalata una diminuzione della frazione sabbiosa. I valori di N_{SPT} riferiti a questa formazione variano tra 15 e 23 colpi/30cm, mentre i valori di q_c misurati nella SCPTU2 che entra per circa 3 m nello strato argilloso sono costanti e pari a 3.0 Mpa.

L'unità geotecnica A_L rappresenta la porzione di unità geologica ASP avente una più alta percentuale di materiale fine. Il contenuto di fine ottenuto dalle prove di laboratorio risulta variabile tra 80% e 95%.

- **Cal**: Nei sondaggi BH06 e BH 7 da 41÷45 m da pc e fino alle massime profondità investigate (50.0 m), e nei sondaggi BH12, BH13 e BH14 da 50 m da pc (35m per il BH12) e fino alle massime profondità investigate (65.0 m) è presente la formazione geologica Calcareniti di Gravina. Tale unità geotecnica è descritta nei sondaggi come alternanza tra sabbie da fini a medio-fini limose e livelli di calcarenite frantumata.

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

8 CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' STRATIGRAFICHE GEOTECNICHE

La caratterizzazione stratigrafica è stata eseguita basandosi prevalentemente sui risultati delle prove penetrometriche standard (SPT) effettuate in corrispondenza dei fori di sondaggio e sui risultati delle prove di laboratorio (soprattutto prove di taglio diretto e prove triassiali) per valutare i parametri geotecnici di resistenza sia in condizioni drenate che in condizioni non drenate. Si è tenuto in conto inoltre delle misurazioni della q_c eseguita nella SCPTU1, SCPTU2, SCPTU3. Nello specifico SCPTU2 per indagare il terreno fino a 20m da pc e SCPTU1 e SCPTU3 per indagare i primi 3÷3.5 m, in quanto le prove a queste profondità vanno a rifiuto. I risultati delle prove SCPTU4 e SCPTU5 non sono stati utilizzati in quanto sono andate a rifiuto nei primissimi metri (1.0÷1.5m). Si sono analizzate inoltre le misurazioni delle onde di taglio Vs nella prova S1_Down-Hole e nella SCPTU2.

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati delle prove di sito e laboratorio interpretati sulla base di quanto discusso nel capitolo 6 a seconda della natura dei terreni incontrati.

8.1 RISULTATI ED INTERPRETAZIONE DELLE PROVE IN SITO

Nel seguito sono presentati i risultati delle principali prove condotte in sito e la loro interpretazione. Nei grafici viene indicata la suddivisione per unità geotecnica individuata sulla base della descrizione stratigrafica.

In particolare:

- Risultati prove CPTU in termini di resistenza alla punta (da SCPTU01 a SCPTU03);
- Velocità delle onde di taglio Vs misurata nella prova S1_Down-Hole;
- Velocità delle onde di taglio Vs misurata nella prova SCPTU2;
- Risultati prove SPT (N_{SPT}) (BH01÷BH11 e S1, S2)
- Classificazione del materiale da q_c con Robertson 2010
- Modulo di elasticità tangenziale iniziale G_0 da CPTU (resistenza alla punta) (da SCPTU01 a SCPTU03);
- Modulo di elasticità tangenziale iniziale G_0 da SCPTU2;
- Modulo di elasticità tangenziale iniziale G_0 da S1_Down-Hole;
- Modulo di elasticità tangenziale iniziale G_0 da N_{SPT} ;
- Coesione non drenata da CPTU (da SCPTU01 a SCPTU03);
- Coesione non drenata da N_{SPT} ;

- Densità relativa da CPTU (da SCPTU01 a SCPTU03);
- Densità relativa da SPT N_{SPT} ;
- Angolo di resistenza al taglio da CPTU (da SCPTU01 a SCPTU03) (calcolato da D_r da CPTU solo per sabbie in accordo a Bolton);
- Angolo di resistenza al taglio da N_{SPT} (calcolato da D_r da SPT solo per sabbie in accordo a Bolton).

8.1.1 Resistenza alla punta da prove SCPTU

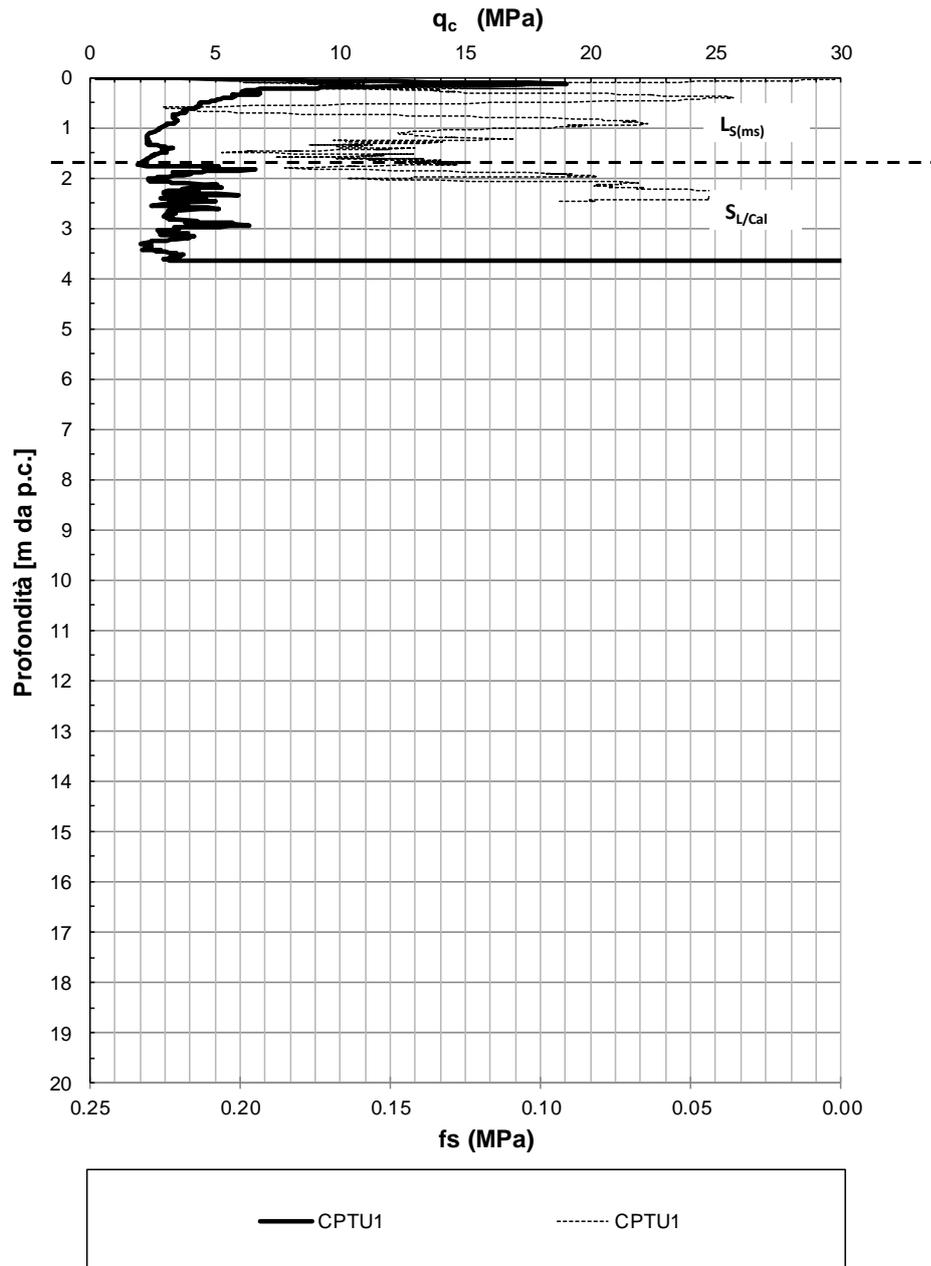


Figura 8-1 – q_c da SCPTU1

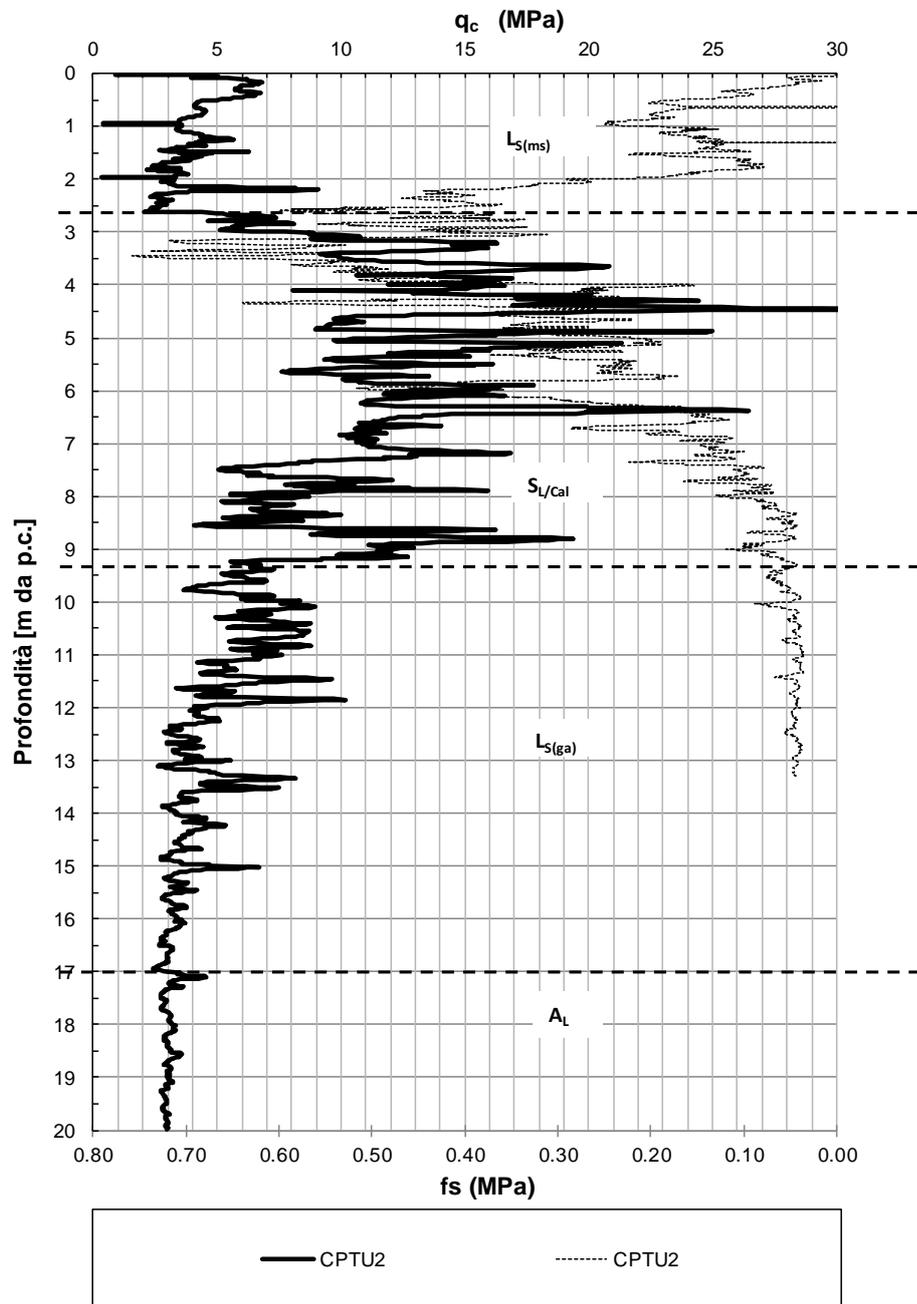


Figura 8-2 – q_c da SCPTU2

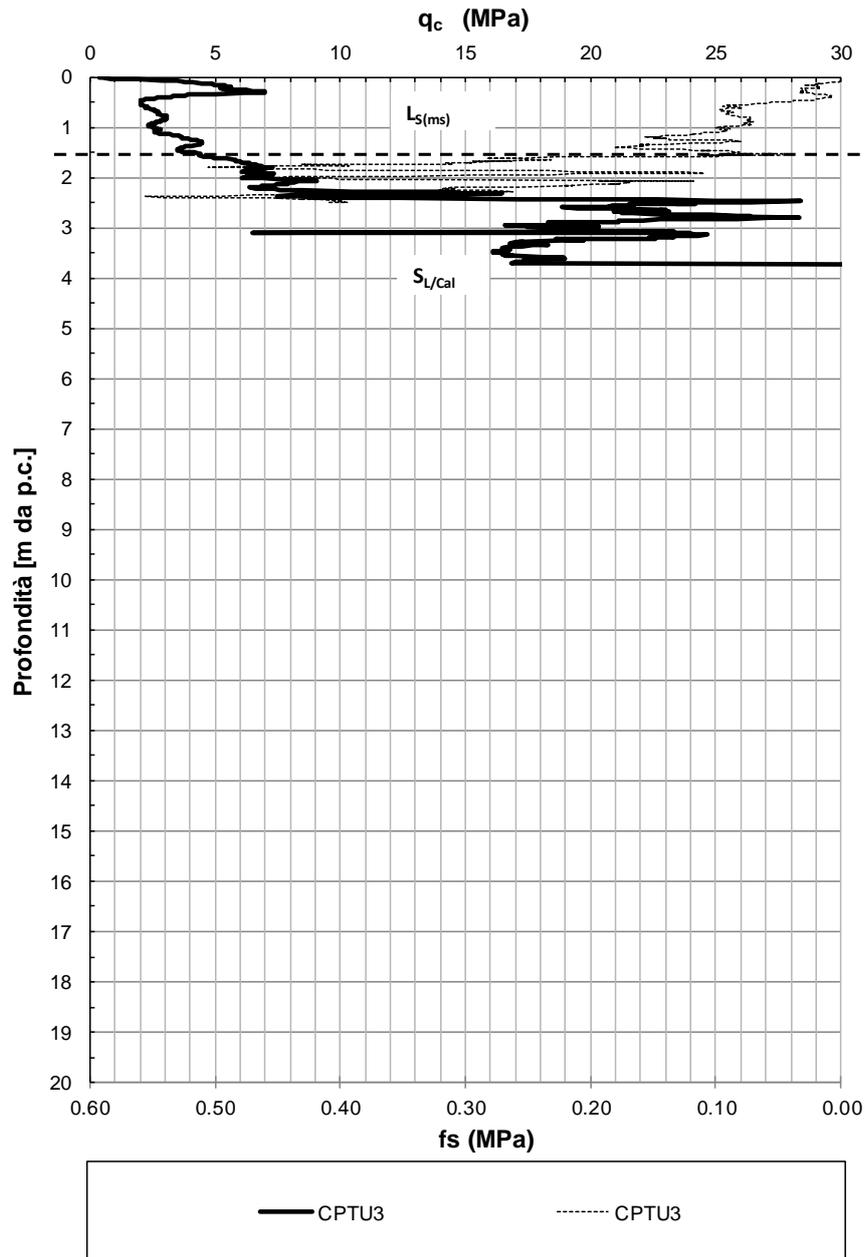


Figura 8-3 – q_c da SCPTU3

8.1.2 Velocità delle onde di taglio da prova SCPTU2

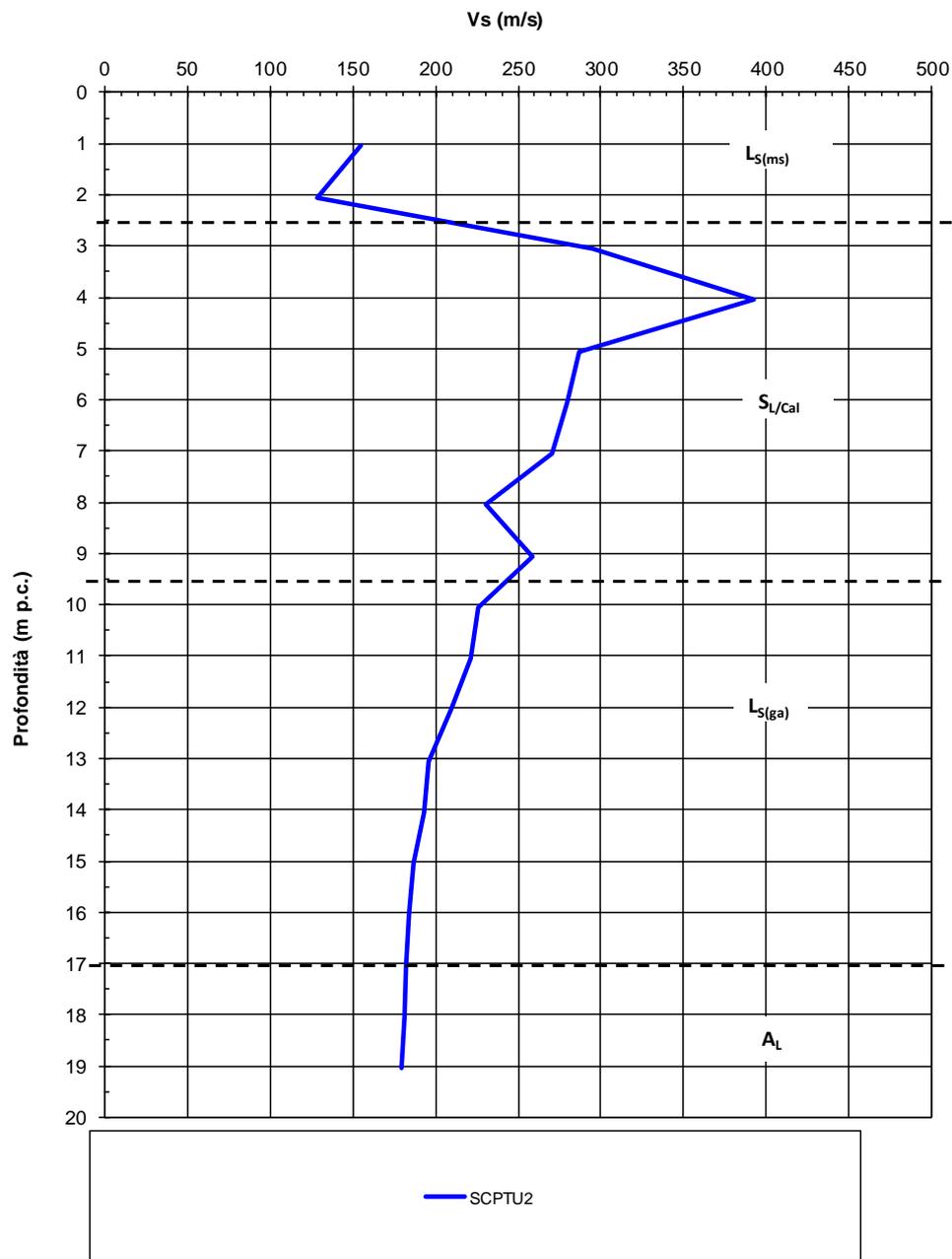


Figura 8-4 – V_s da SCPTU2

8.1.3 Velocità delle onde di taglio da prova Down-Hole S1_ DH

Di seguito i diagrammi delle velocità delle onde di taglio da prove DH. Per dettagli si rimanda ai documenti Doc. Rif. [8] e [14]

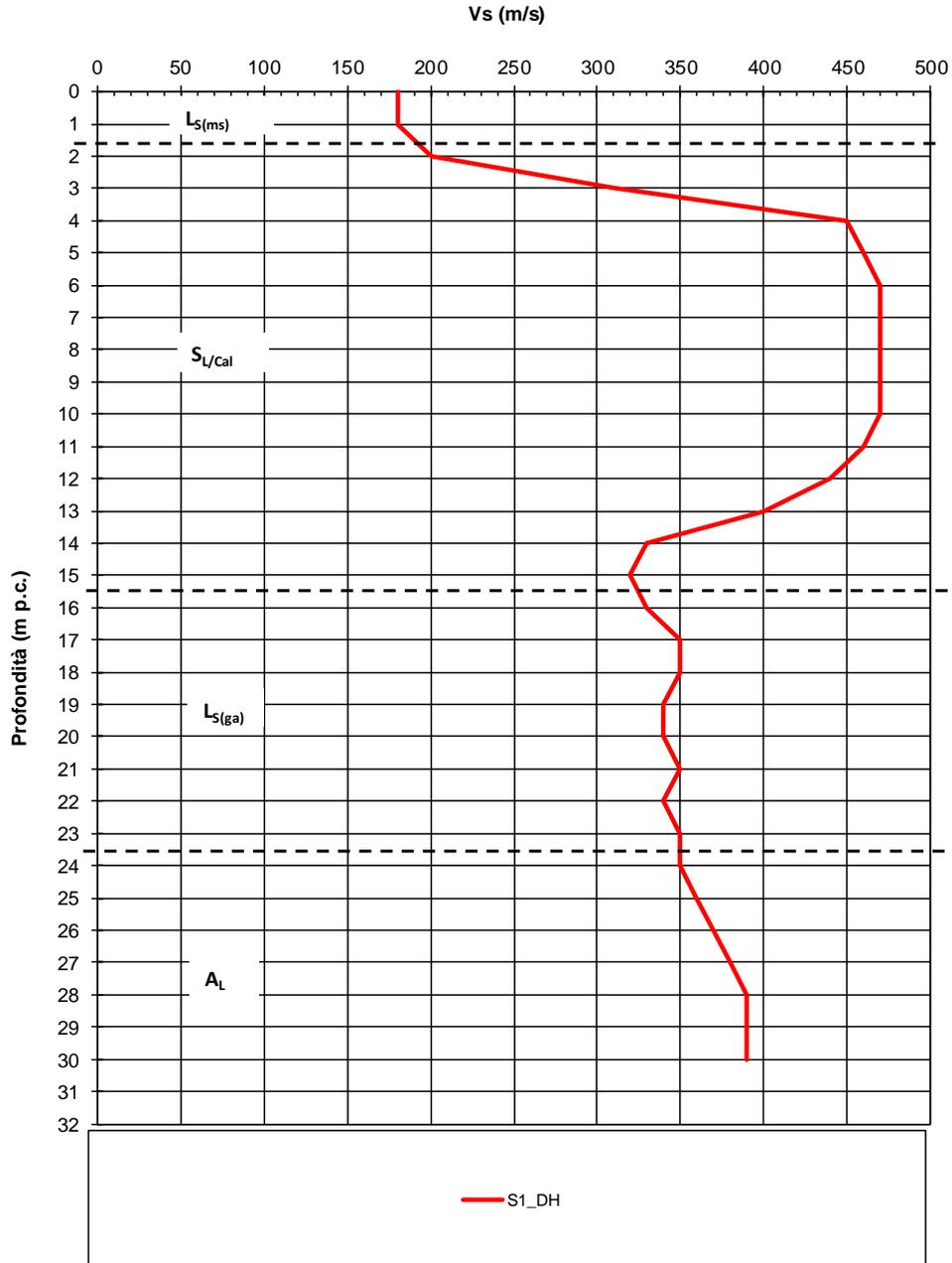


Figura 8-5 – Vs da S1-DH

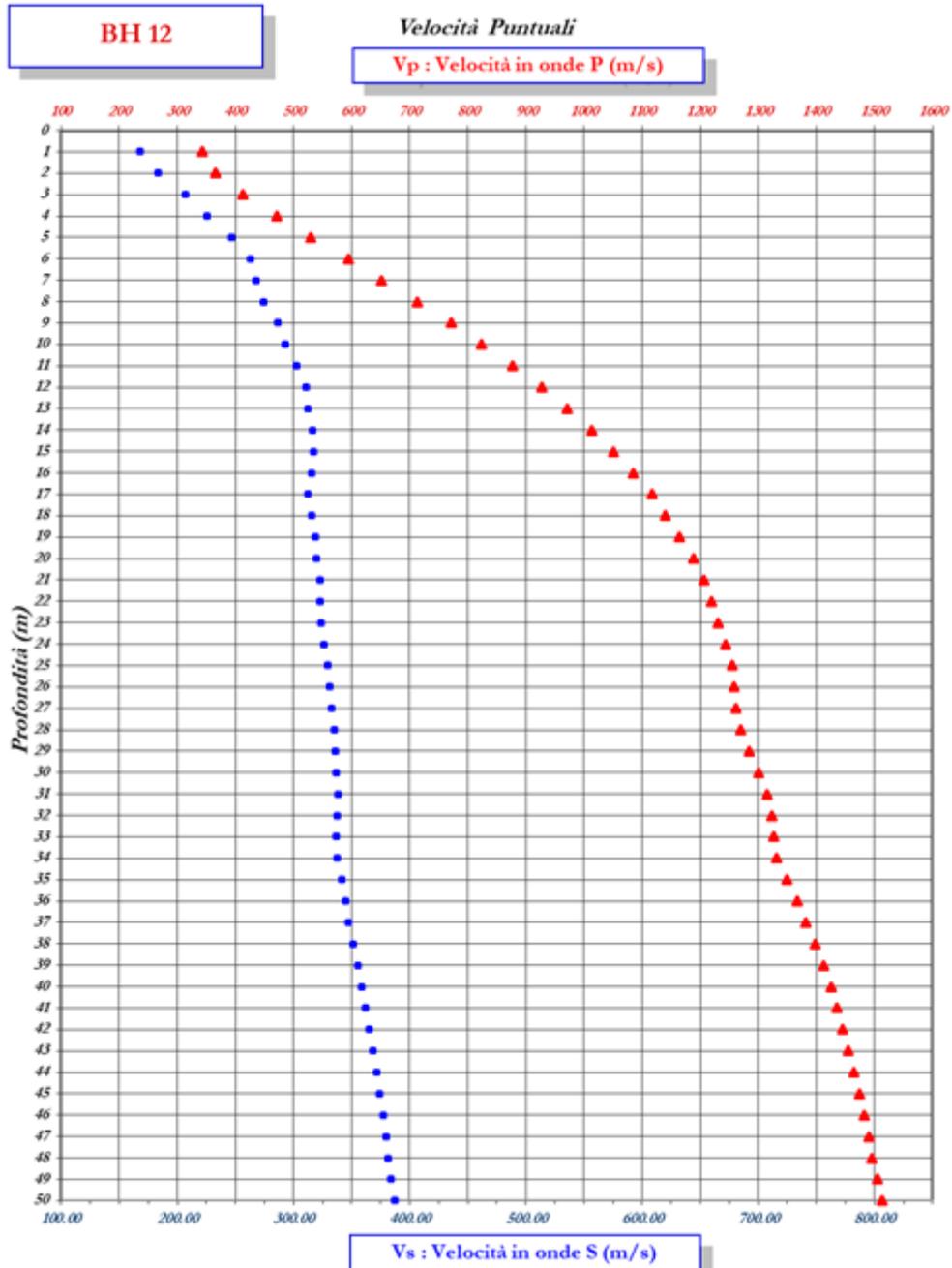


Figura 8-6 Vs da BH12

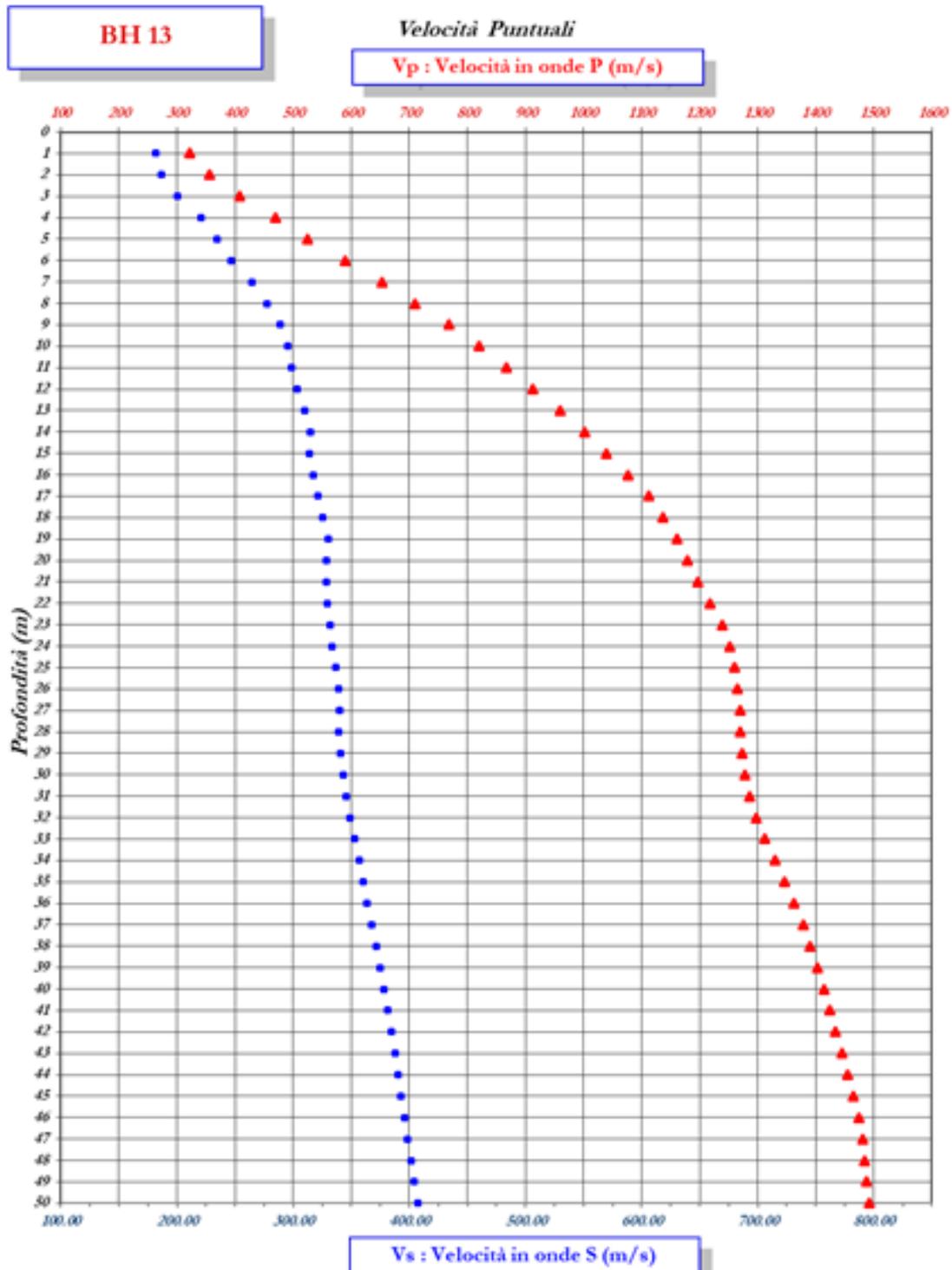


Figura 8-7 Vs da BH13

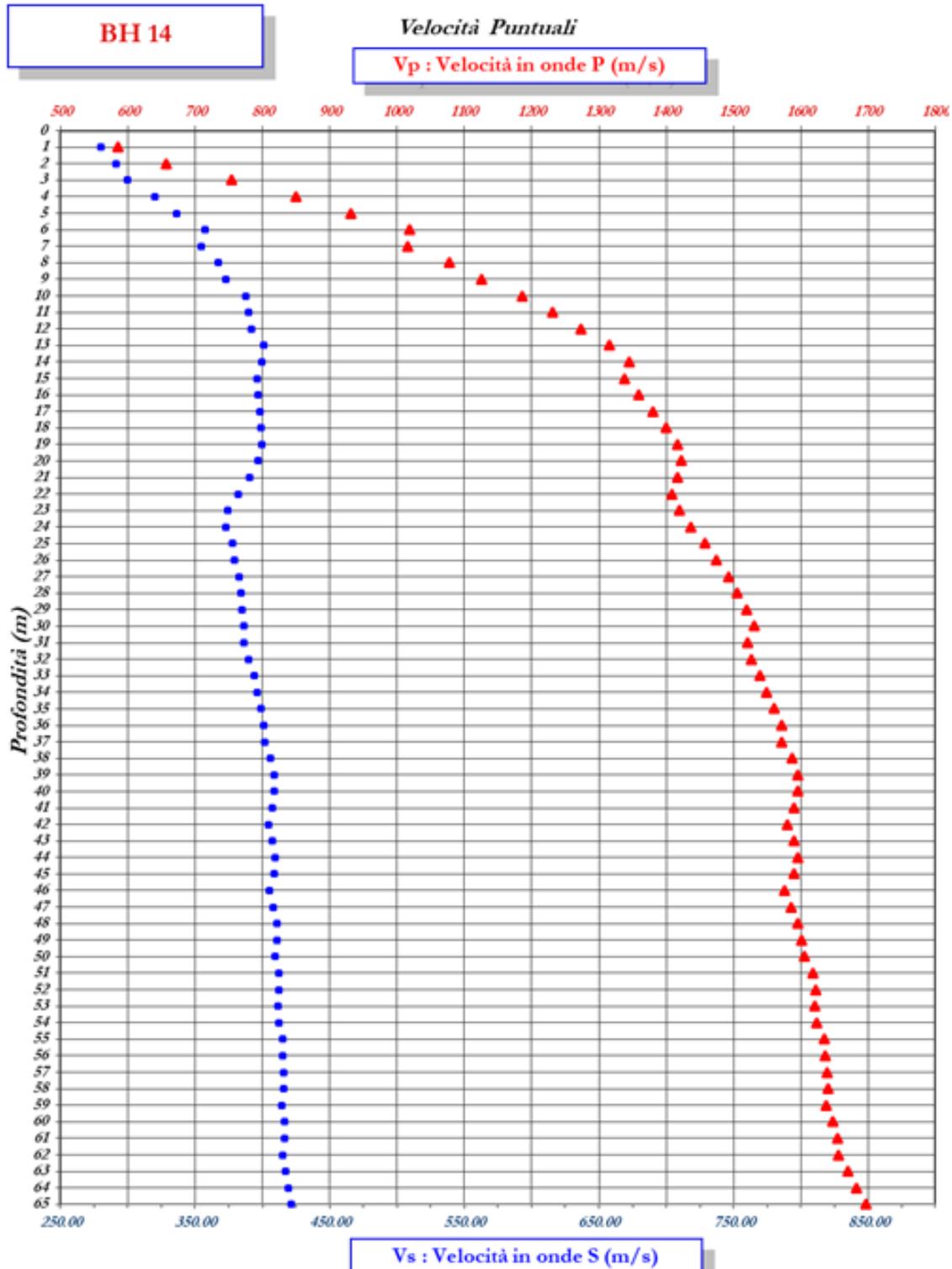


Figura 8-8 Vs da BH14

8.1.4 Numero di colpi N_{SPT}

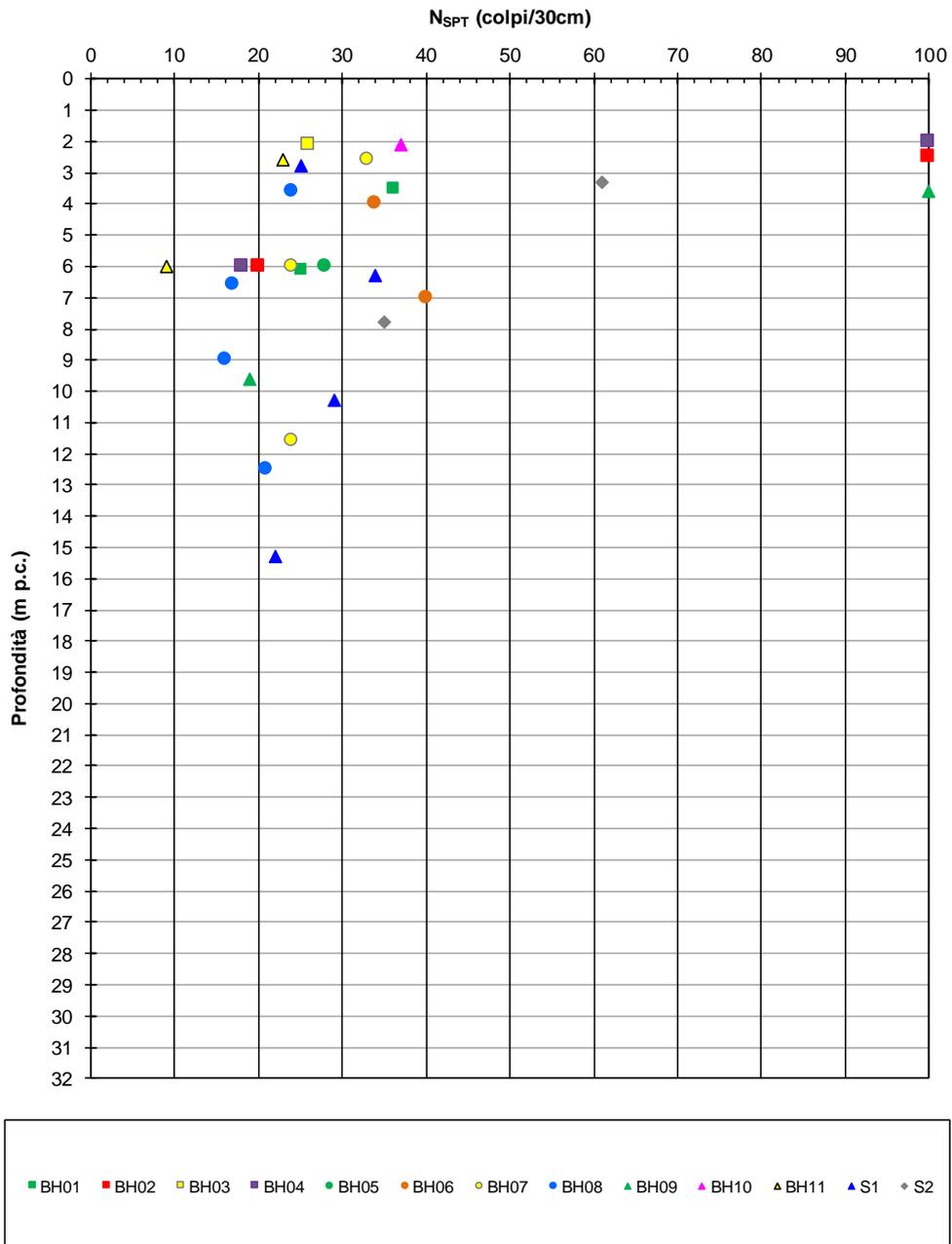


Figura 8-9 – N_{SPT} in $S_{L/Cal}$

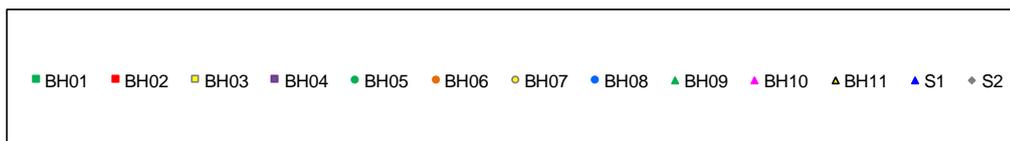
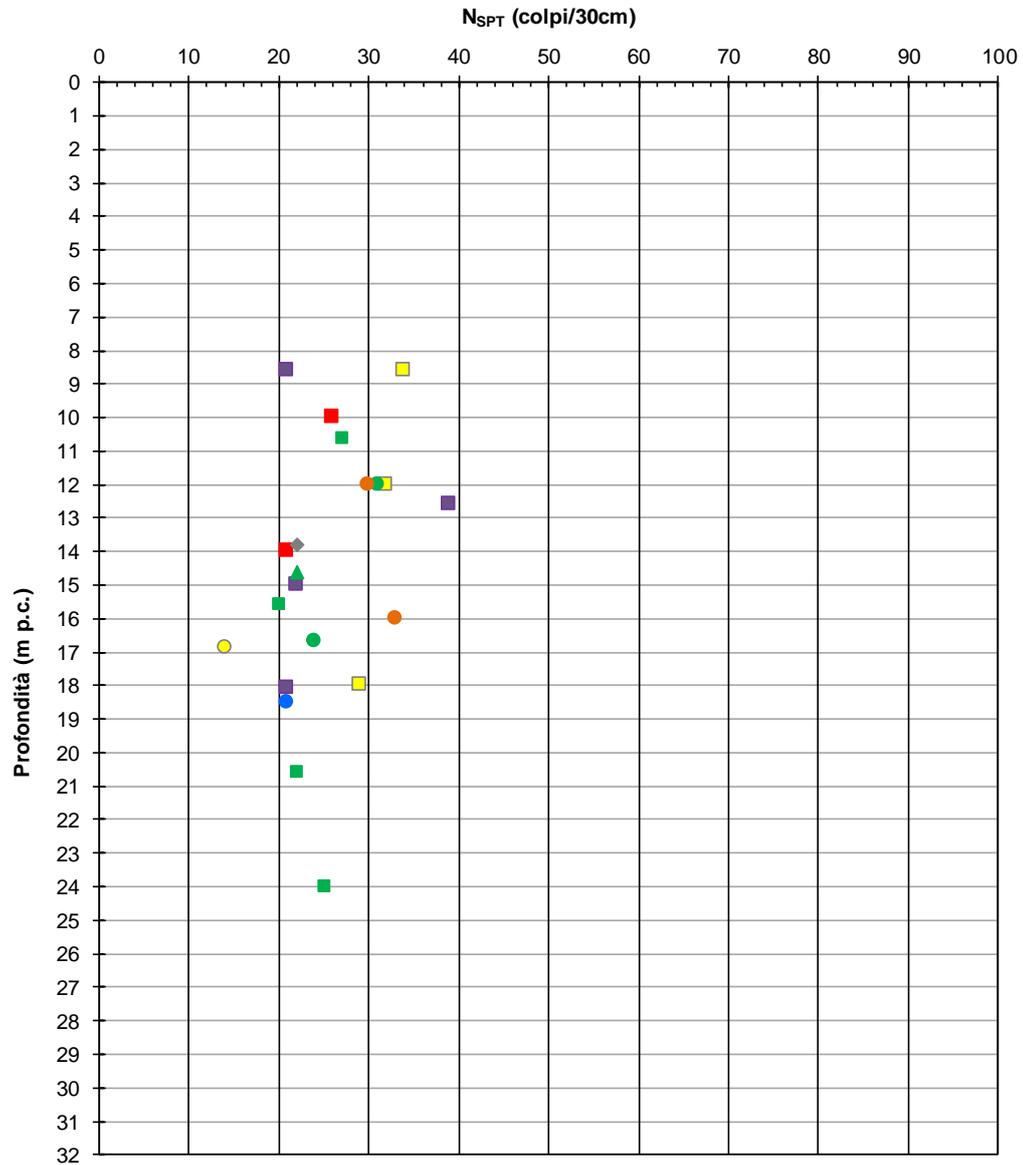


Figura 8-10 – N_{SPT} in L_S (ga)

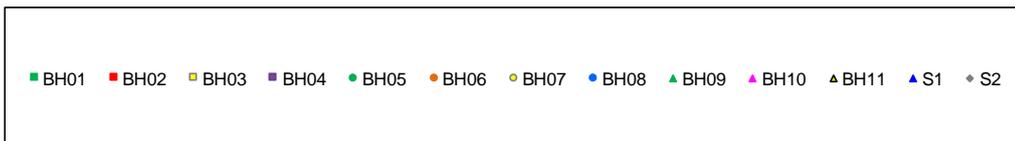
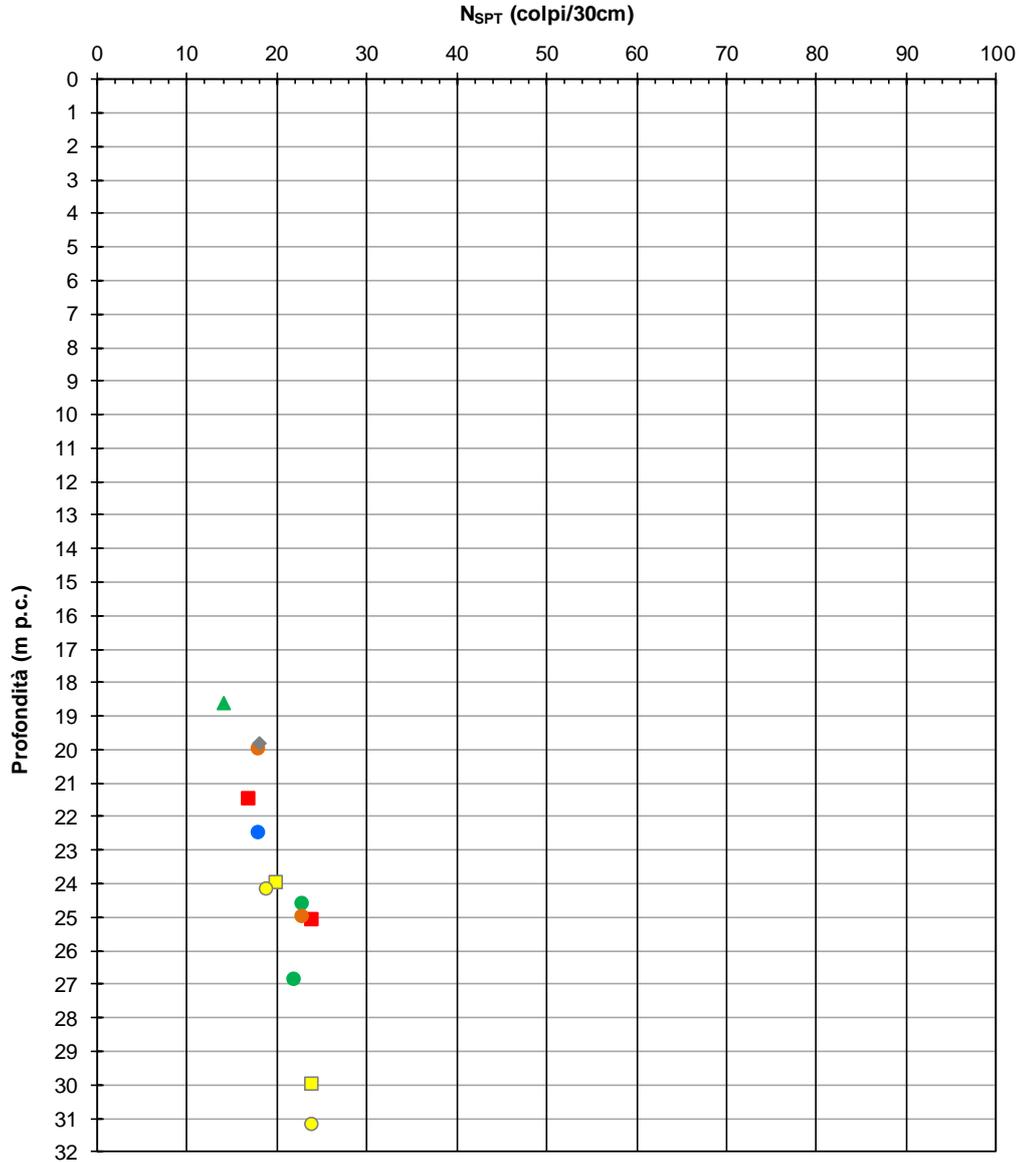


Figura 8-11 – N_{SPT} in A_L

8.1.5 Individuazione del tipo di terreno da CPTU

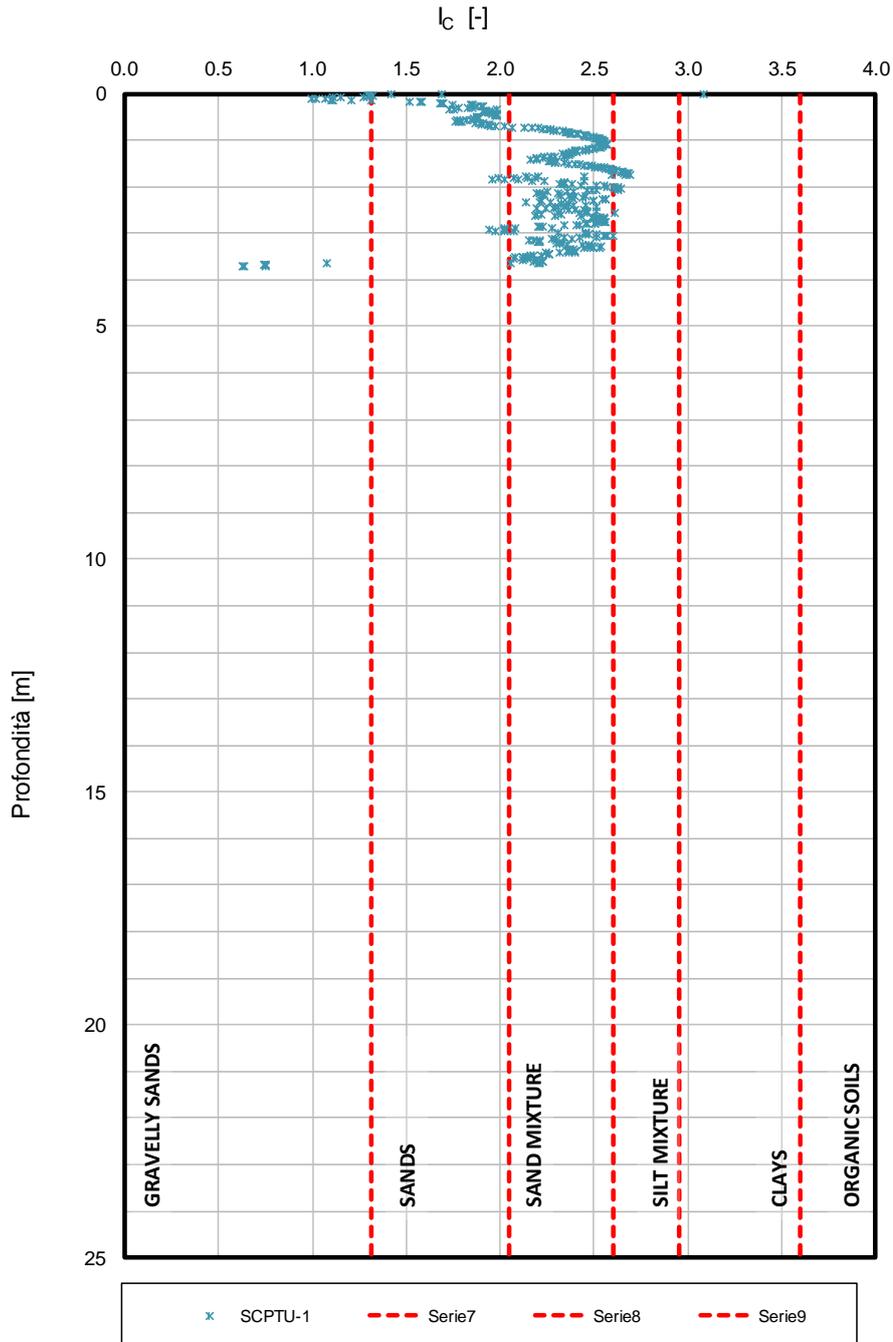


Figura 8-12 – Classificazione da SCPTU1

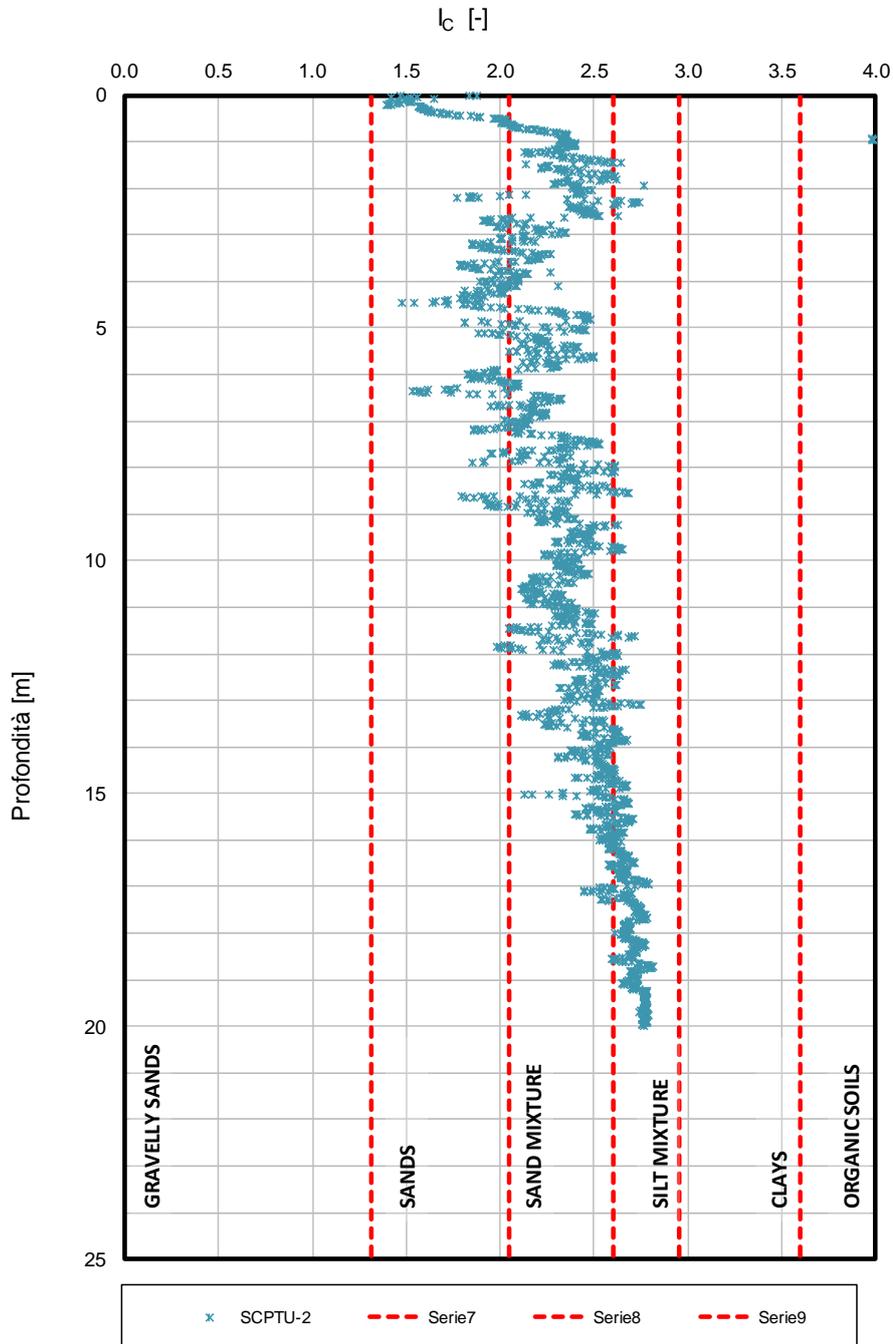


Figura 8-13 – Classificazione da SCPTU2

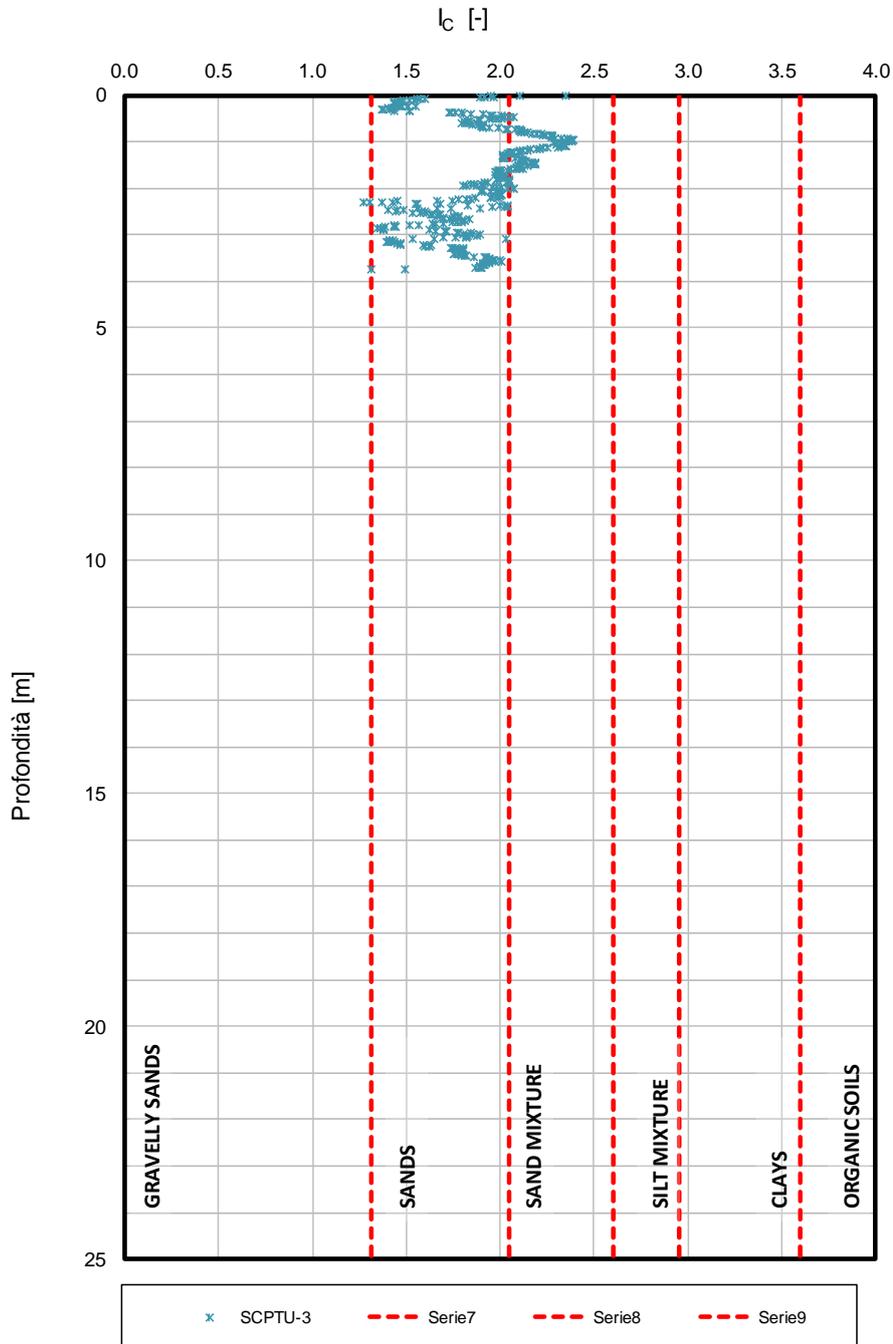


Figura 8-14 – Classificazione da SCPTU2

8.1.6 Caratteristiche di deformabilità

8.1.6.1 Moduli di elasticità tangenziale iniziale G_0 da prove CPTU

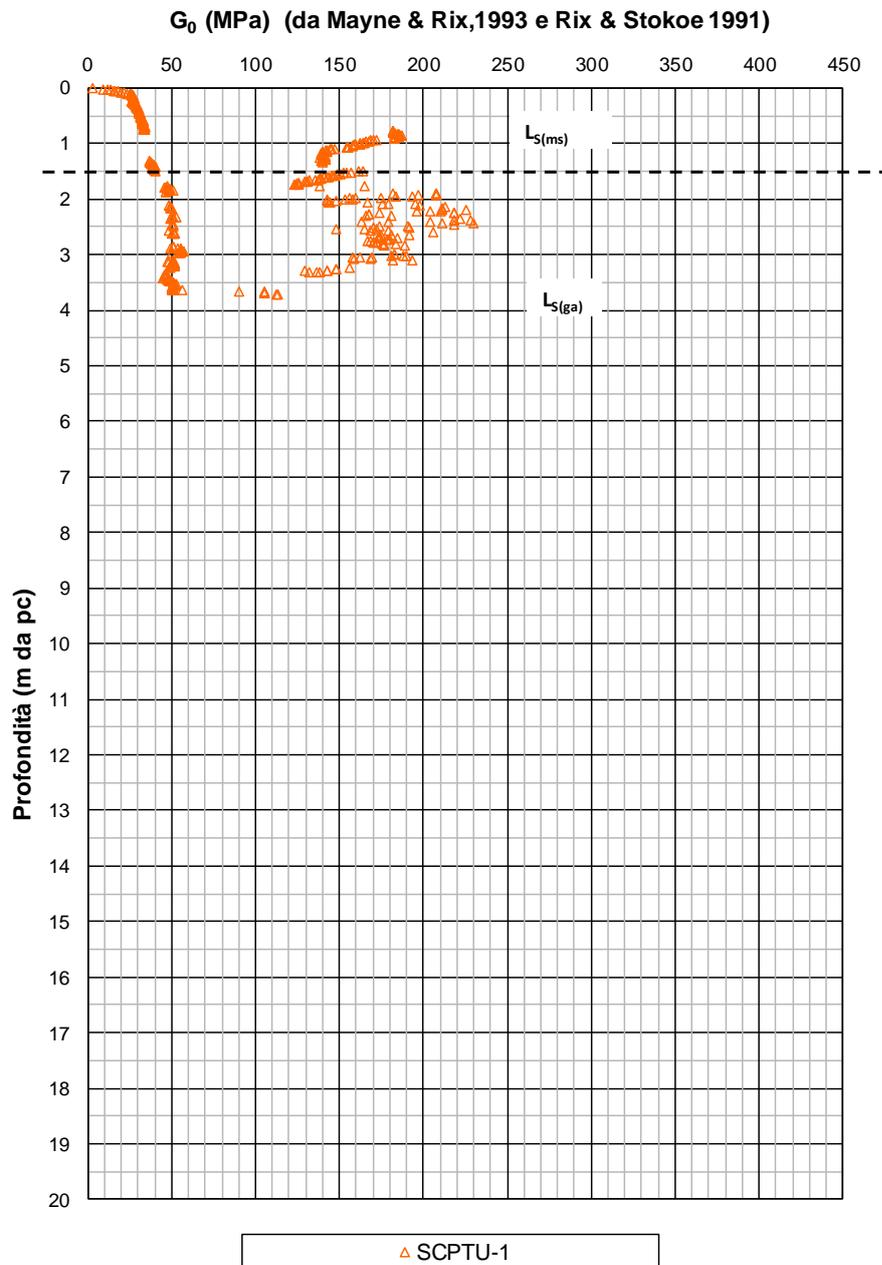


Figura 8-15 – G_0 da elaborazione q_c da prova CPTU1

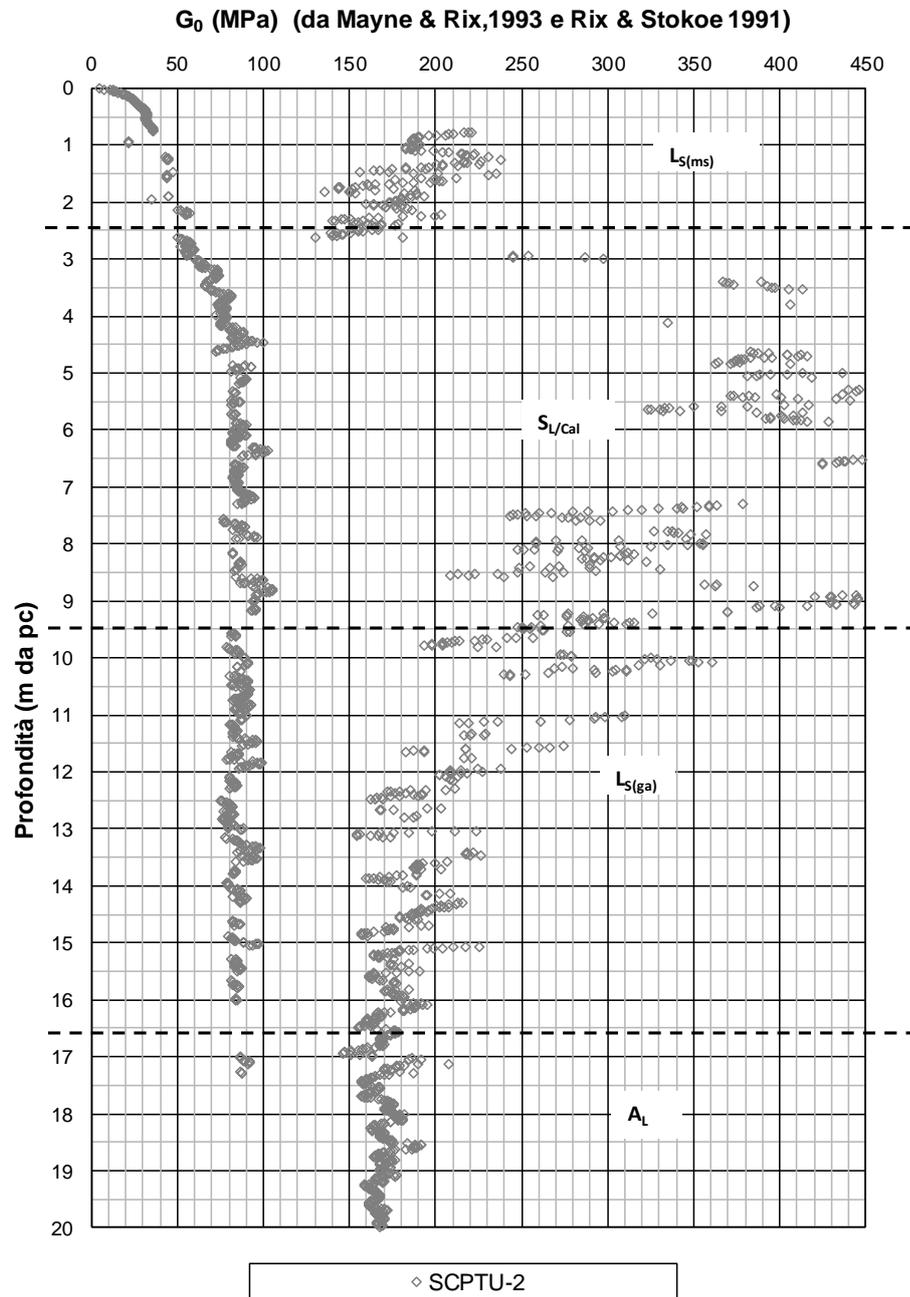


Figura 8-16 – G_0 da elaborazione q_c da prova CPTU2

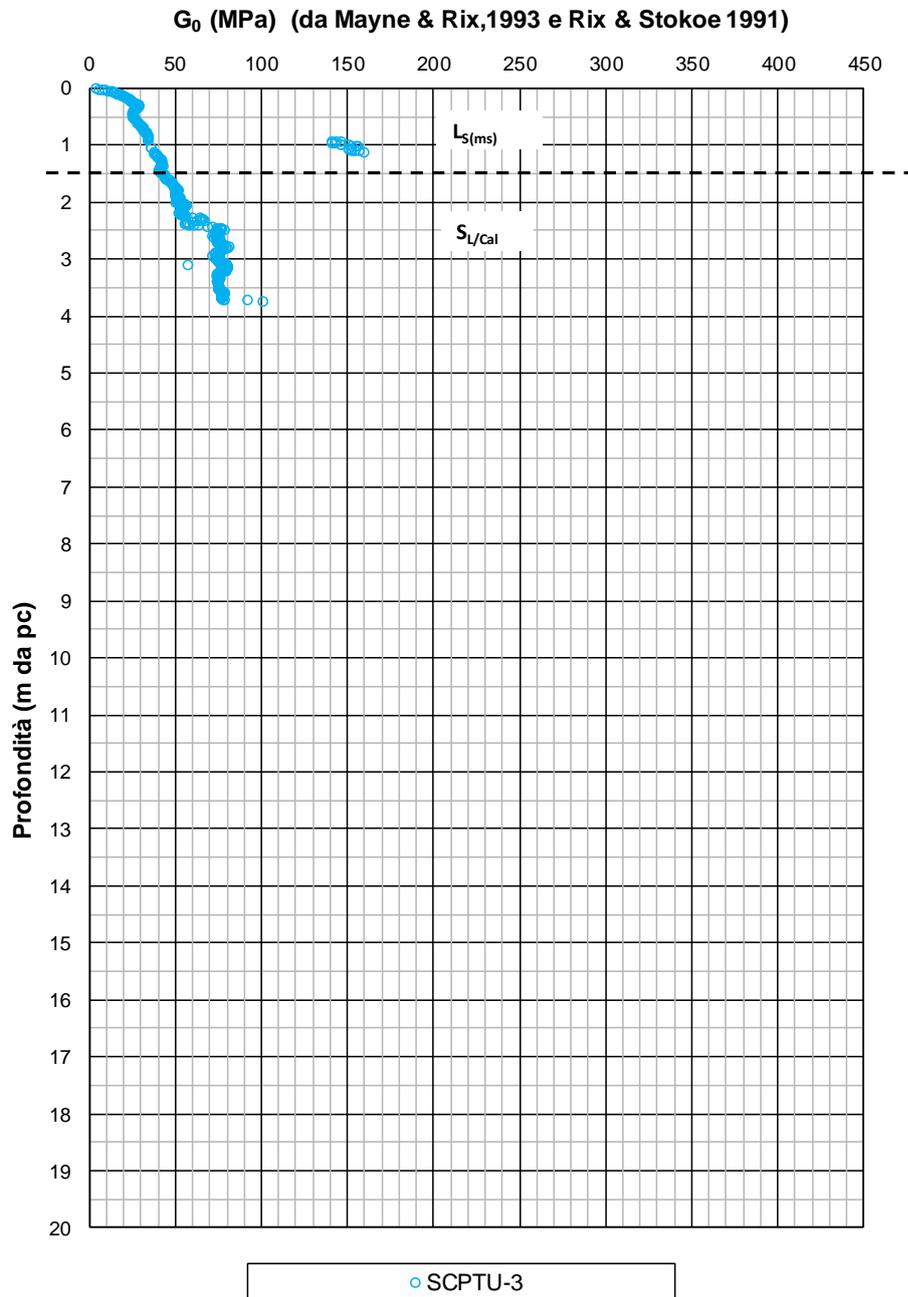


Figura 8-17 – G_0 da elaborazione q_c da prova CPTU3

8.1.6.2 Modulo di elasticità tangenziale iniziale G_0 da prova SCPTU2

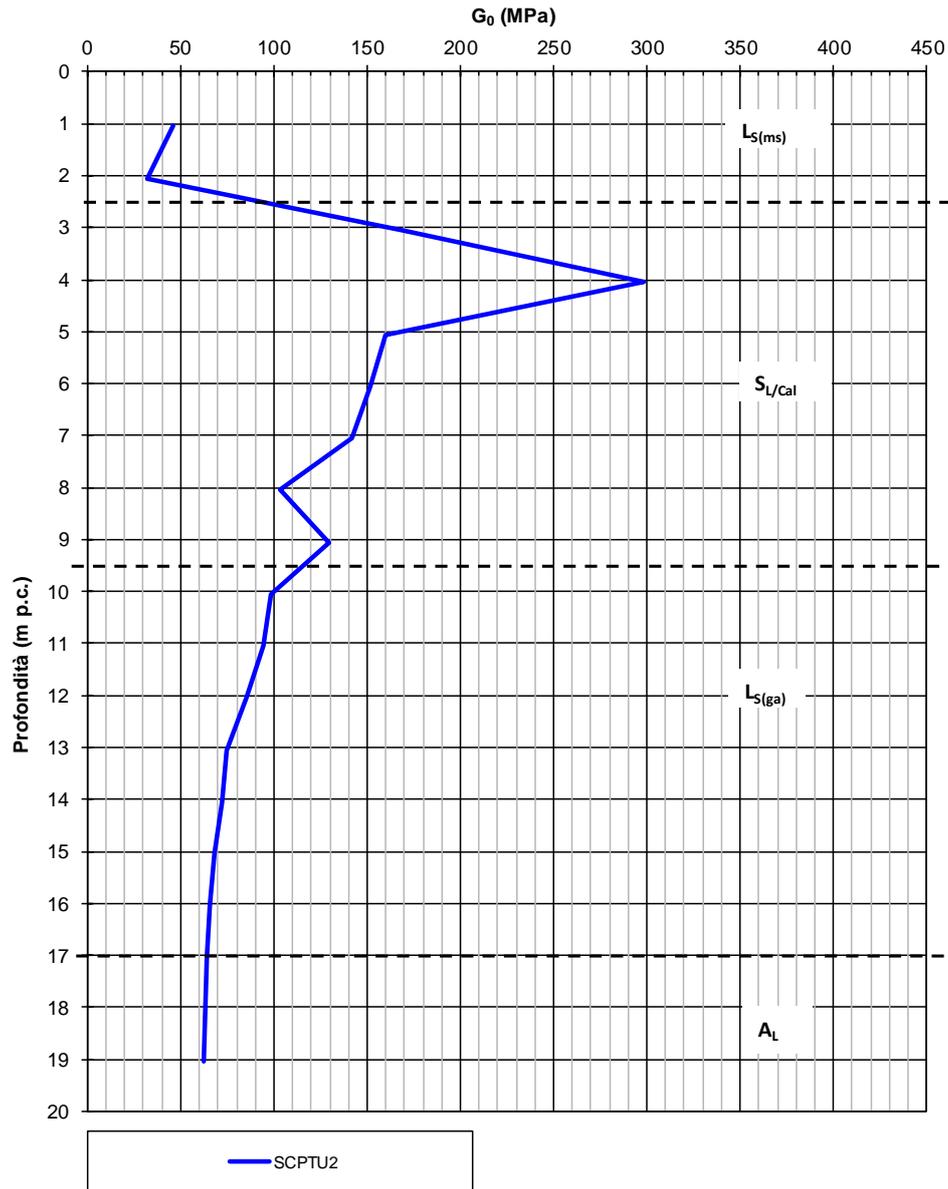


Figura 8-18 – G_0 da V_s misurate in SCPTU2

8.1.6.3 Modulo di elasticità tangenziale iniziale G_0 da prova S1 Down-Hole

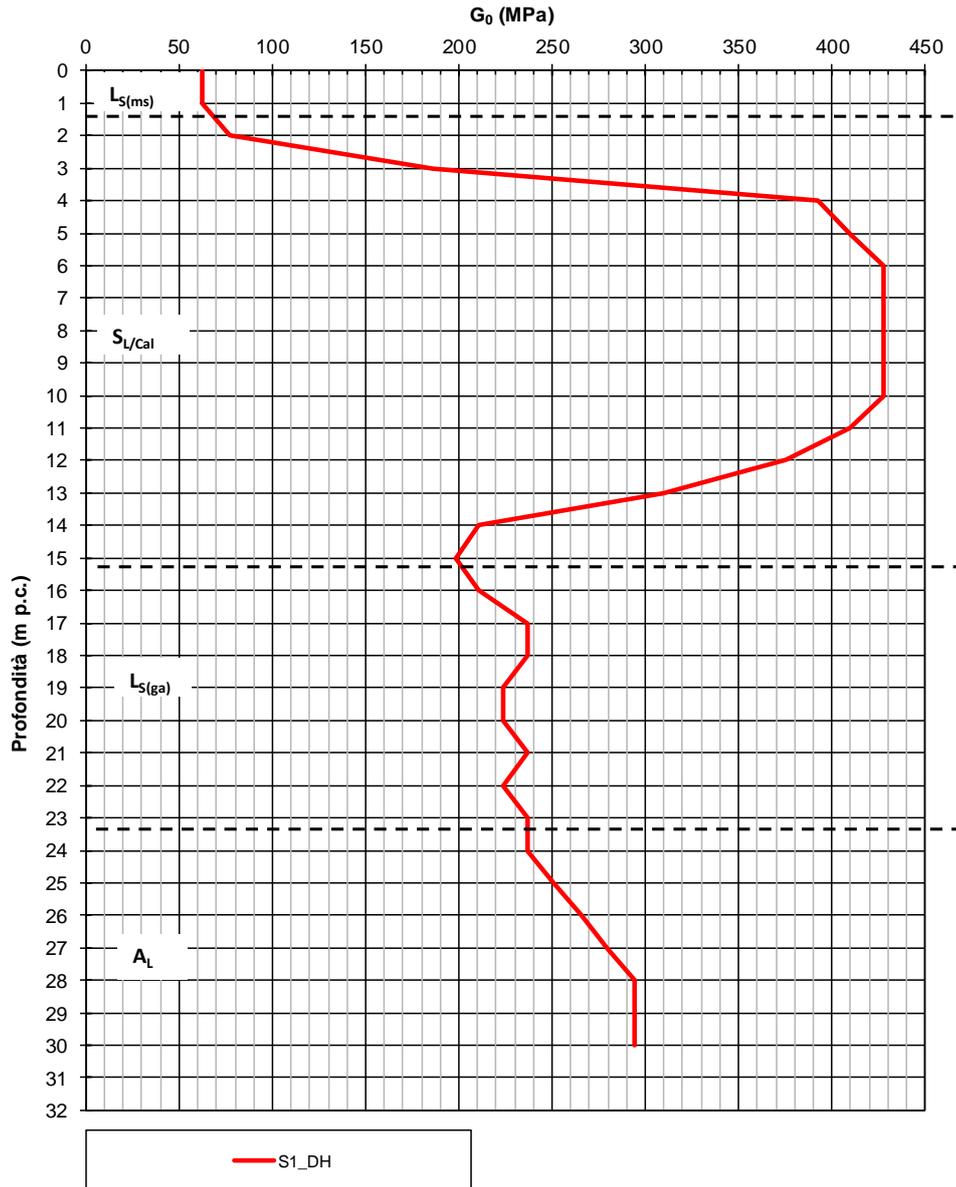


Figura 8-19 – G_0 da V_s misurate in S1_DH

8.1.6.4 Moduli di elasticità tangenziale iniziale G_0 da N_{SPT}

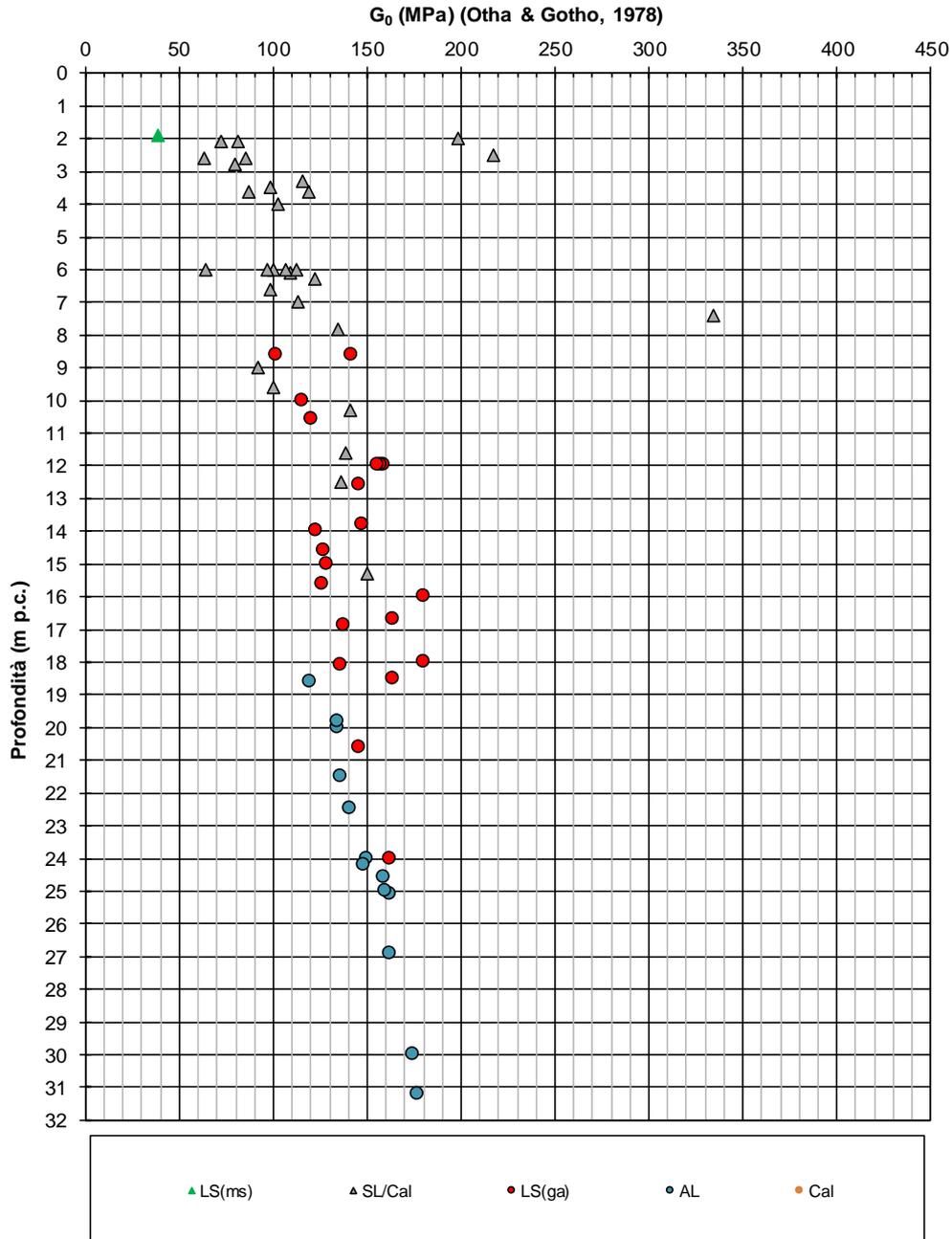


Figura 8-20 – G_0 da elaborazione N_{SPT}

8.1.7 Caratteristiche di resistenza

8.1.7.1 Terreni coesivi: coesione non drenata da prove CPTU

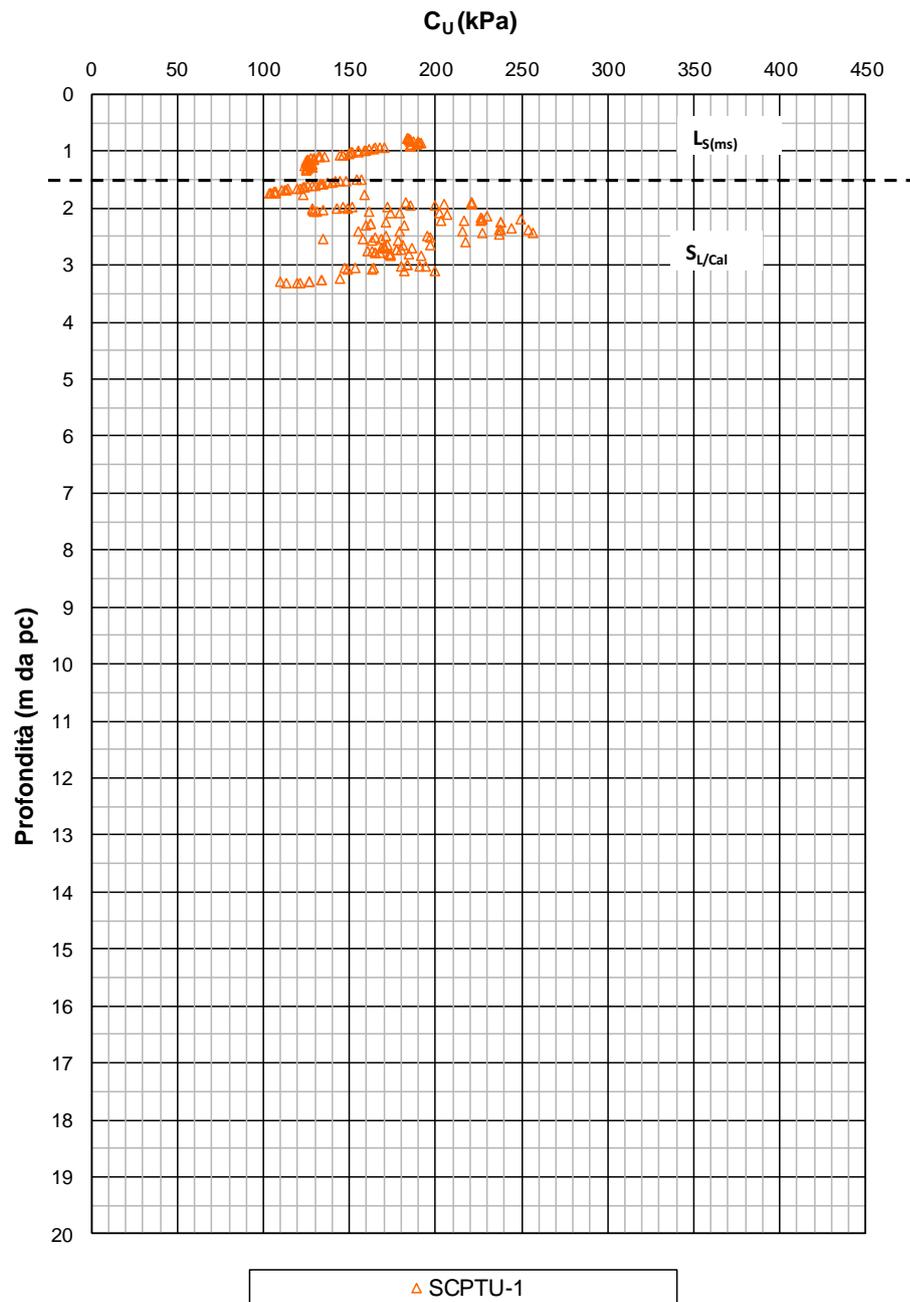


Figura 8-21 – Coesione non drenata da prova CPTU1

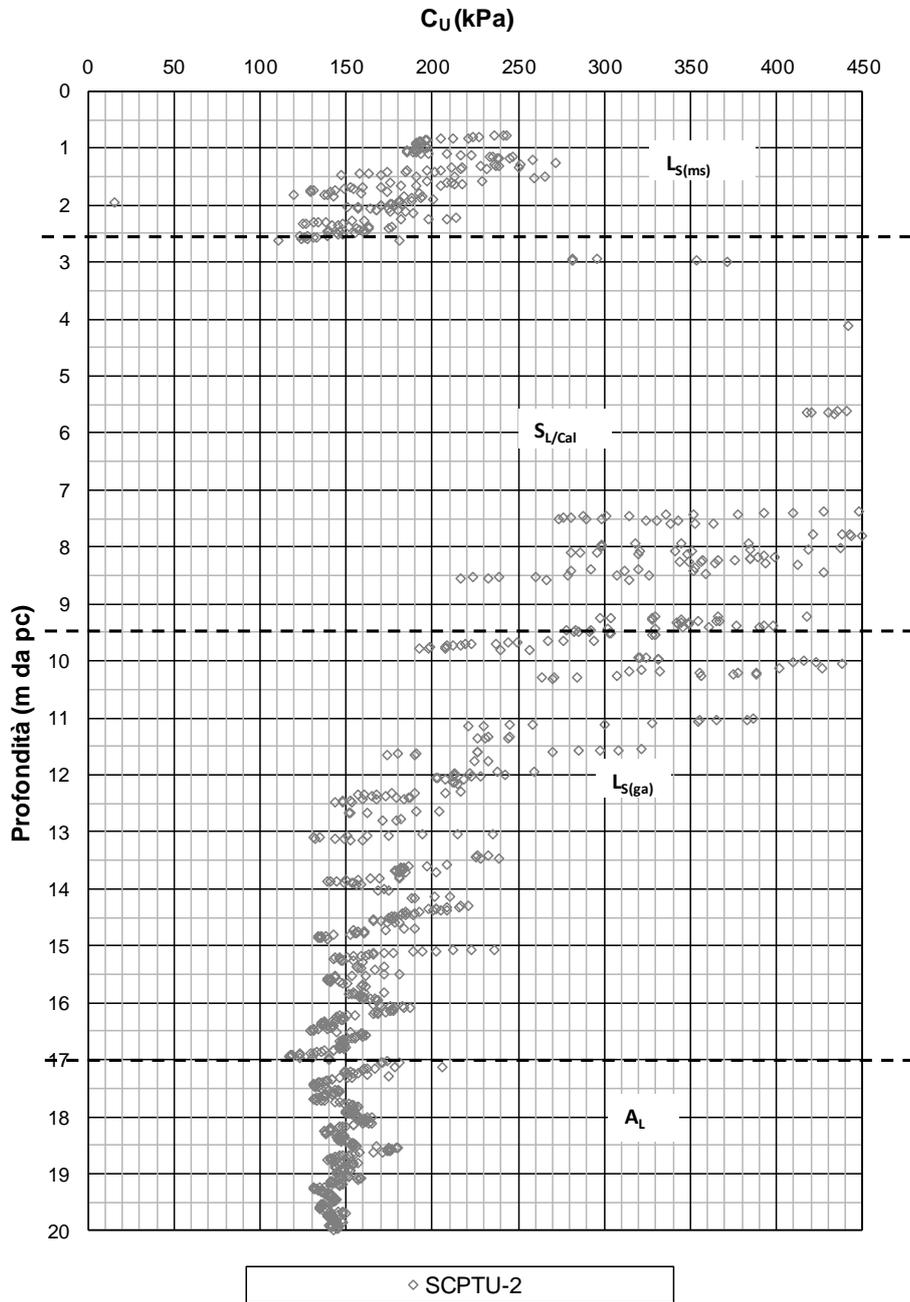


Figura 8-22 – Coesione non drenata da prova CPTU2

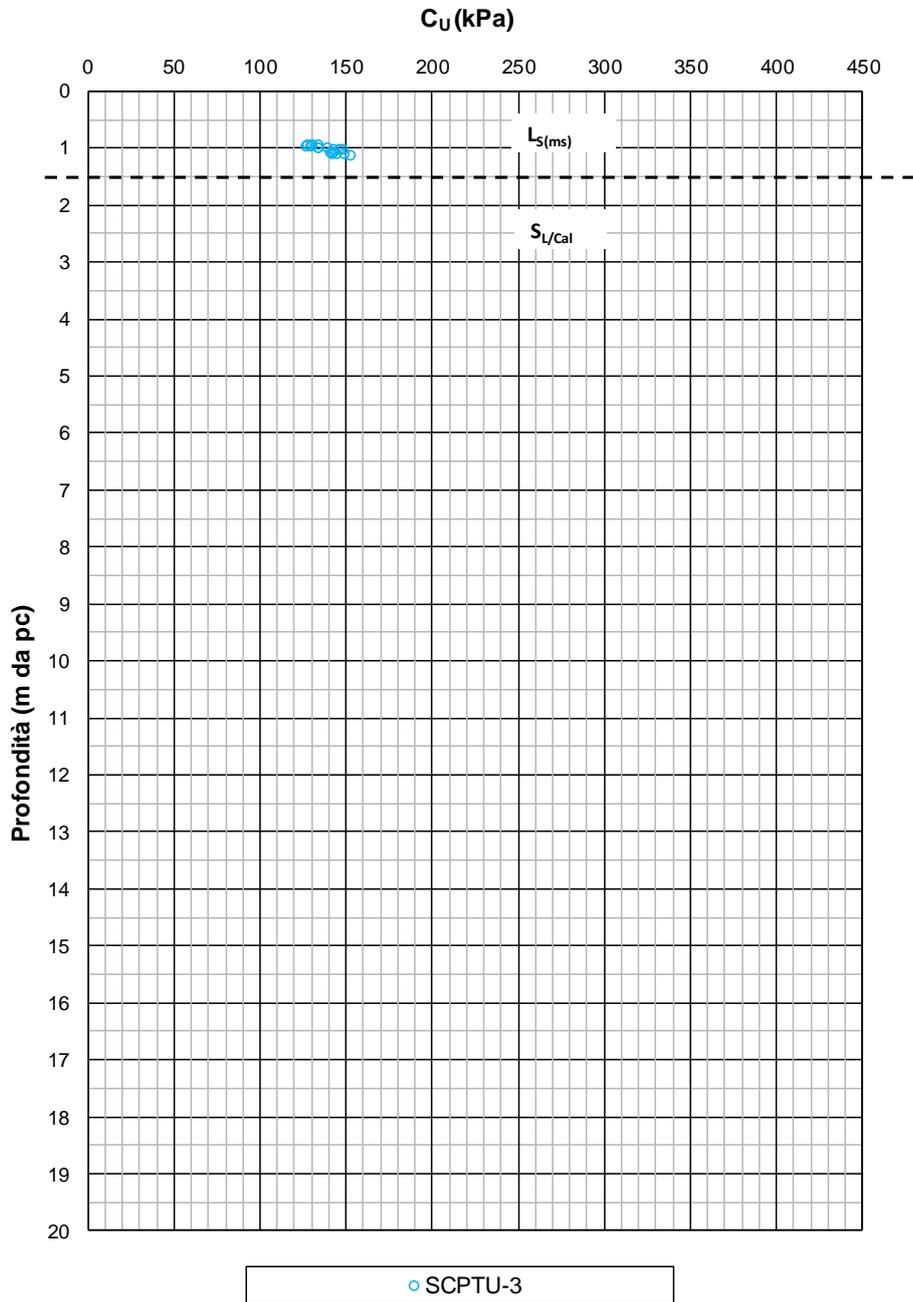


Figura 8-23 – Coesione non drenata da prova CPTU3

8.1.7.2 Terreni coesivi: coesione non drenata da prove NSPT

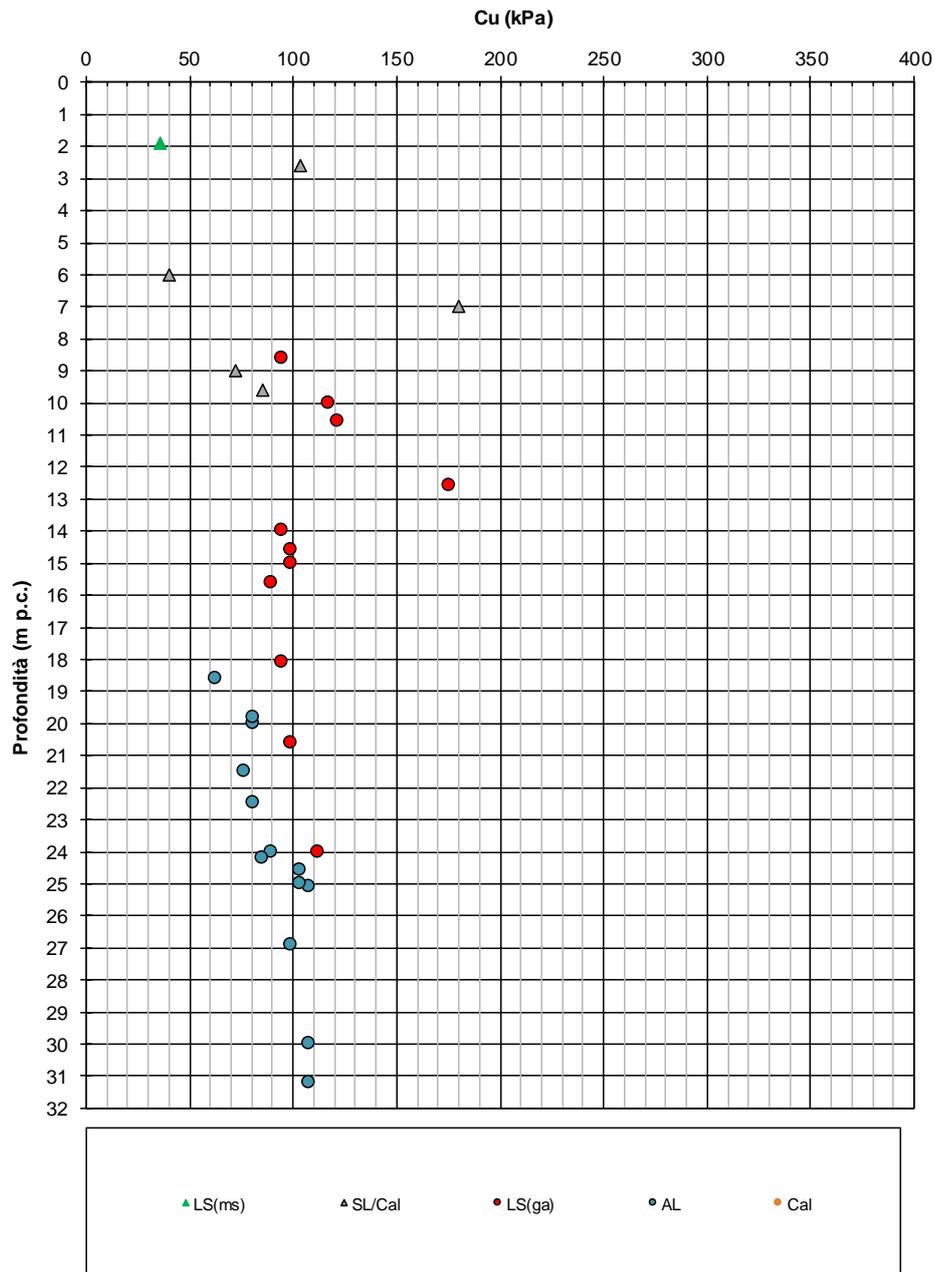


Figura 8-24 – Coesione non drenata da prove N_{SPT}

8.1.7.3 Terreni incoerenti: densità relativa da prove CPTU

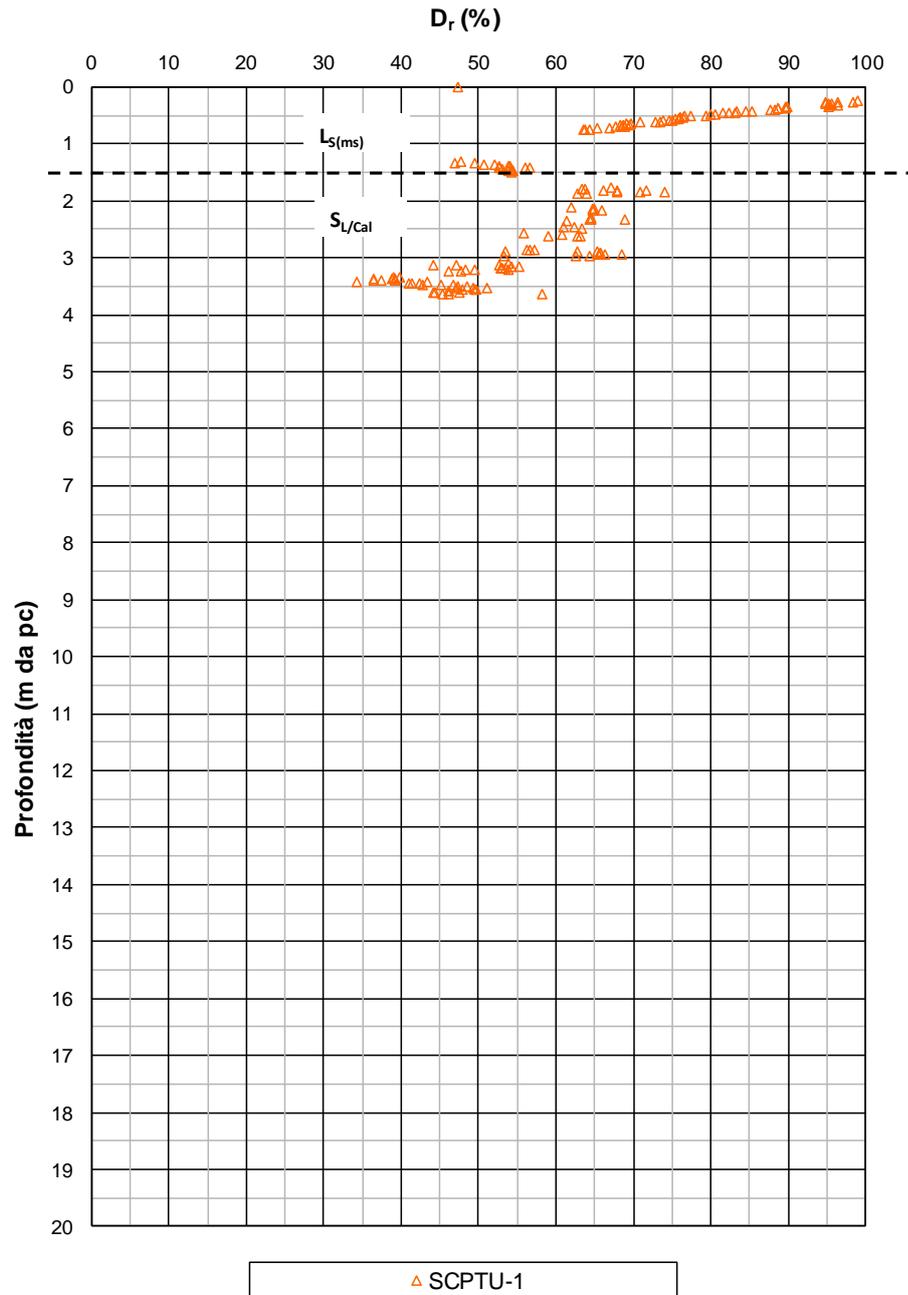


Figura 8-25 – Densità relativa da prove CPTU1

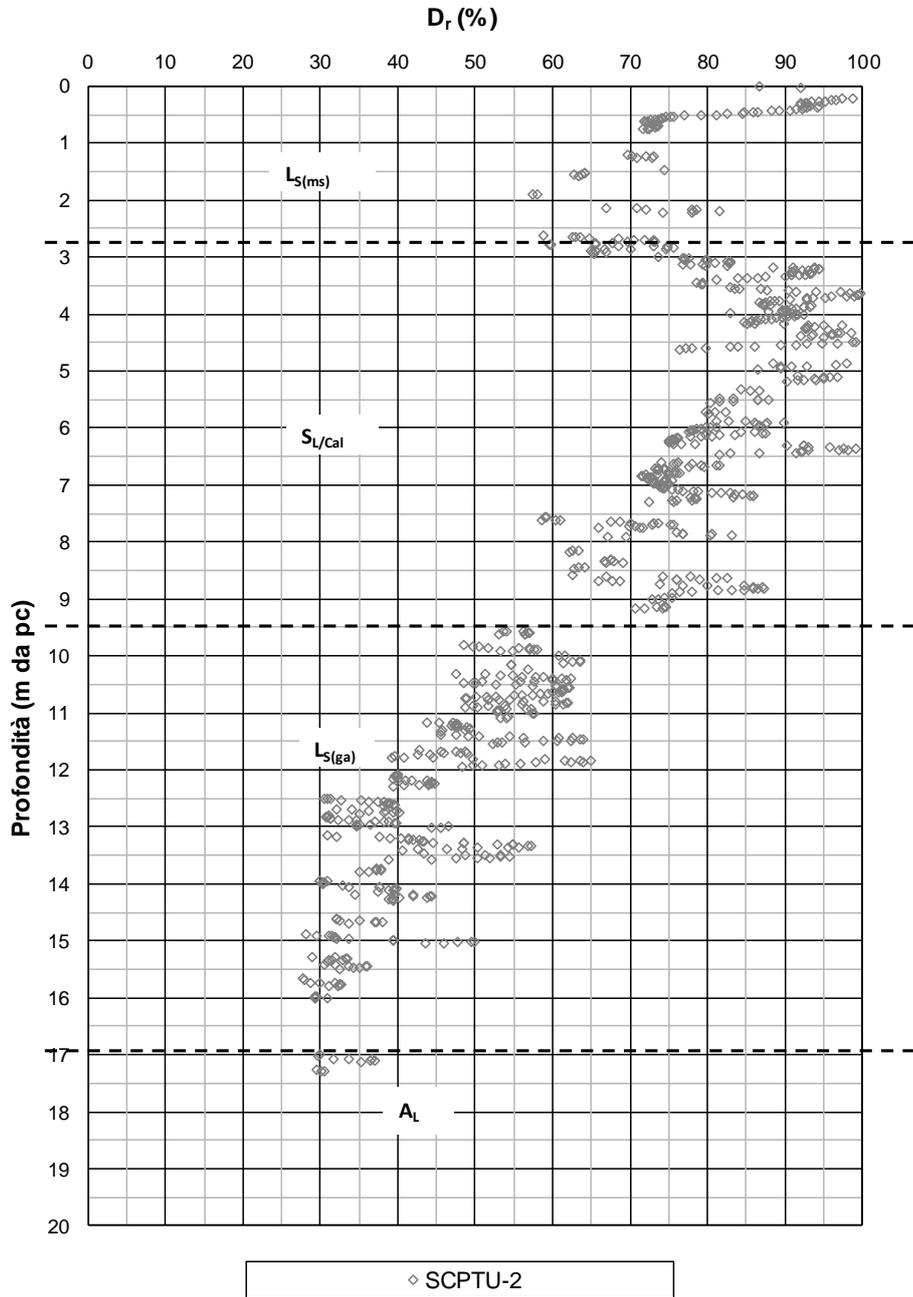


Figura 8-26 – Densità relativa da prove CPTU2

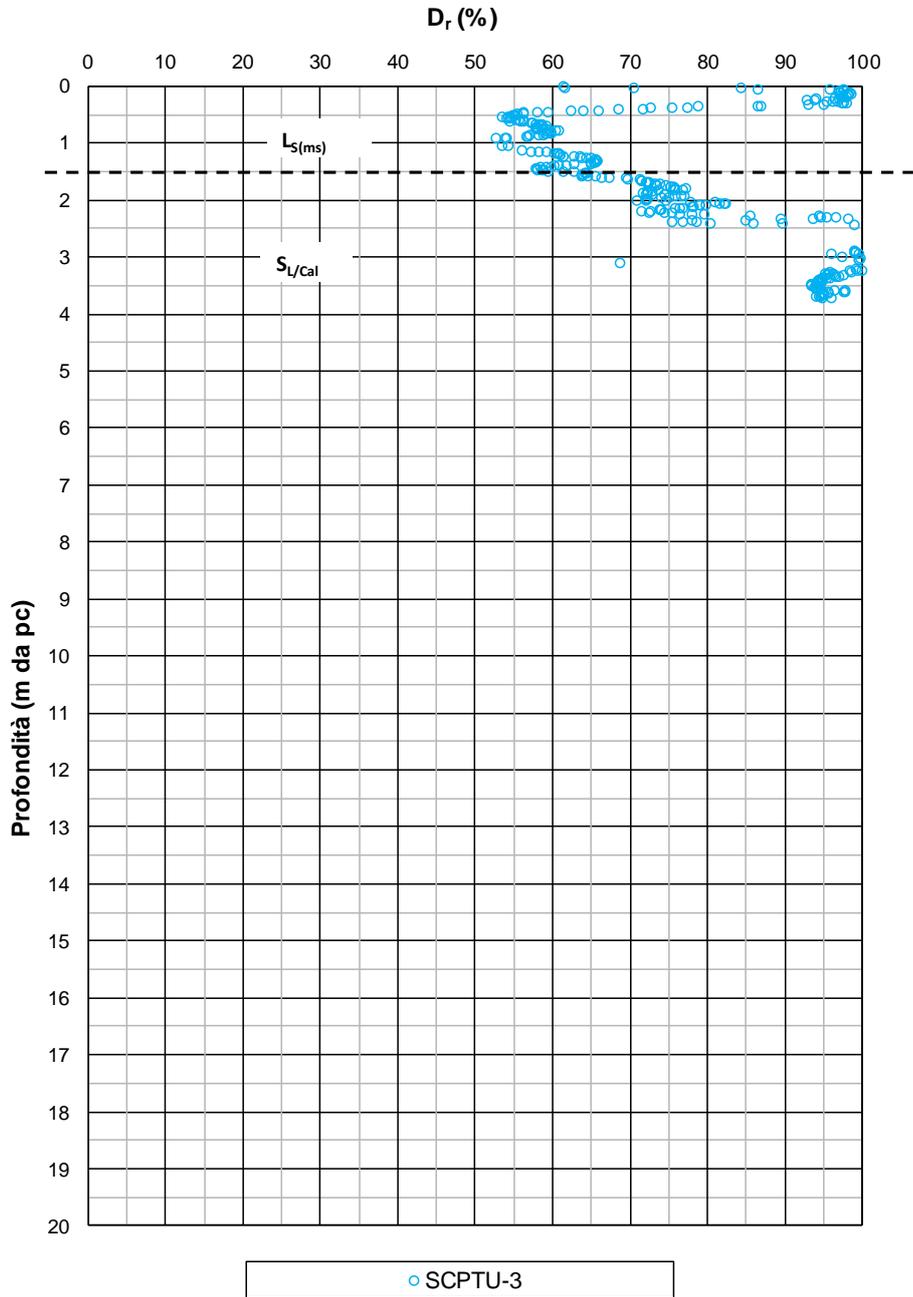


Figura 8-27 – Densità relativa da prove CPTU3

8.1.7.4 Terreni incoerenti: densità relativa da prove NSPT

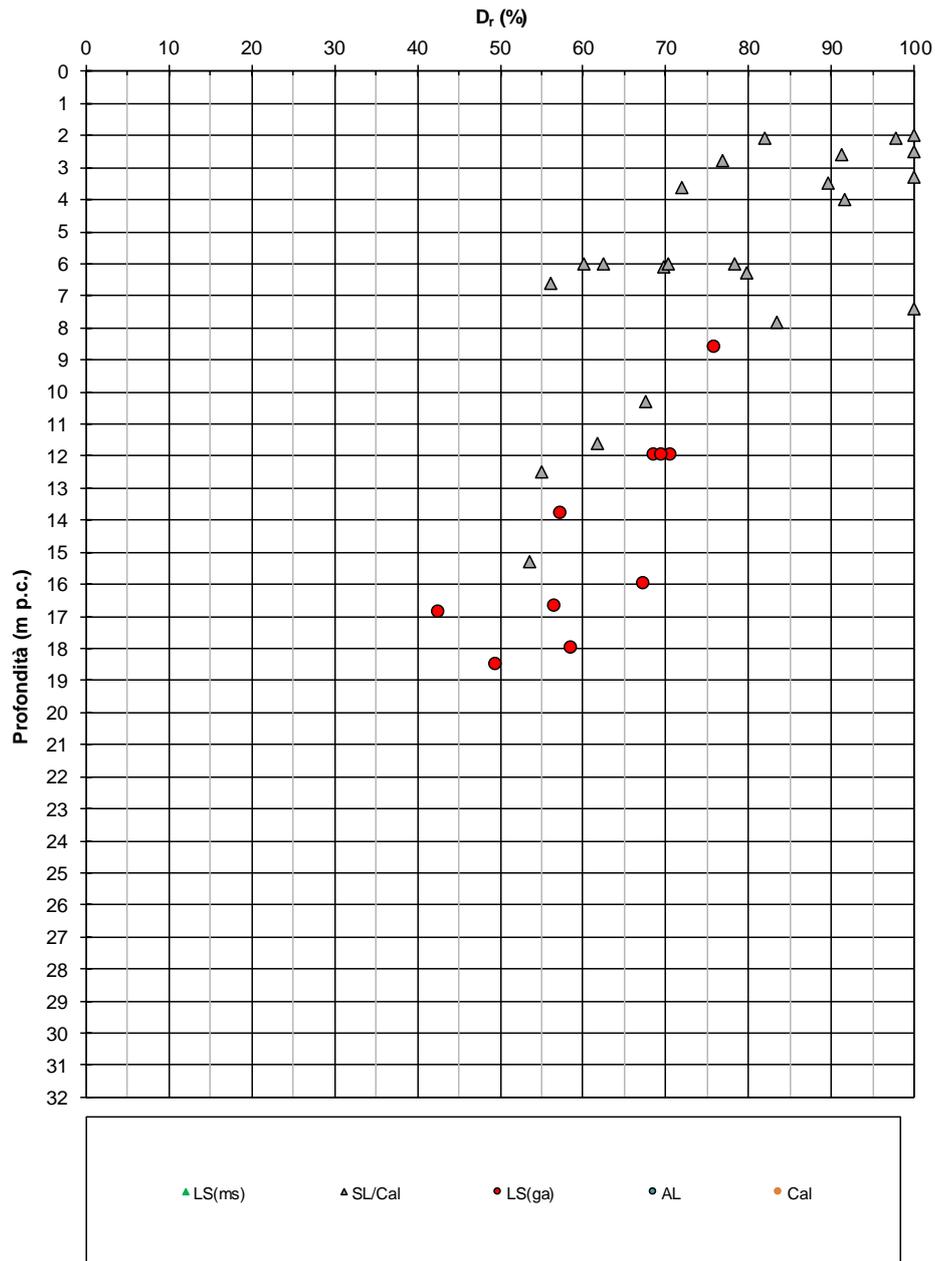


Figura 8-28 – Densità relativa da prove N_{SPT}

8.1.7.5 Terreni incoerenti: angolo d'attrito da Bolton con Dr da prove CPTU

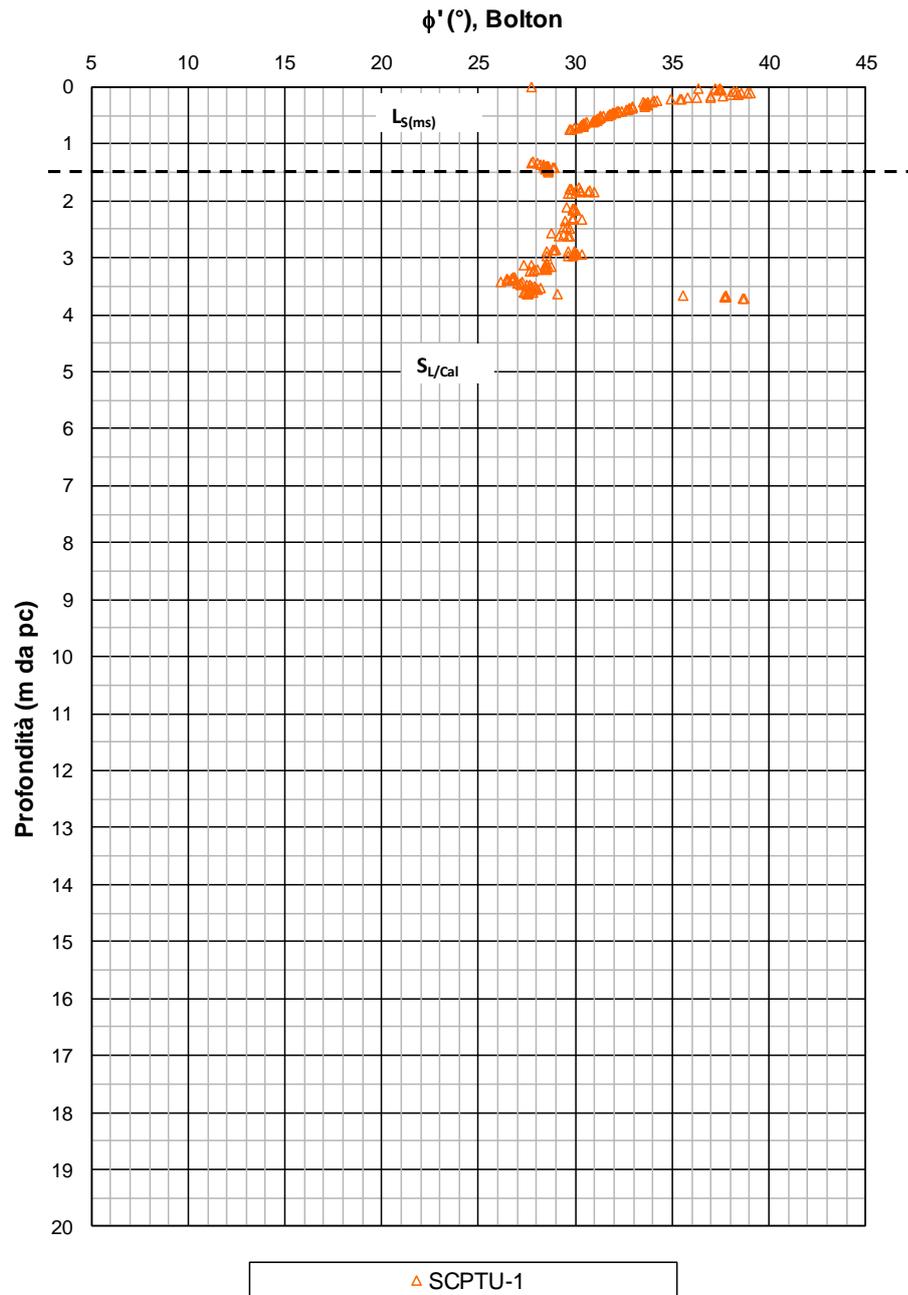


Figura 8-29 – Angolo d'attrito da prove CPTU1

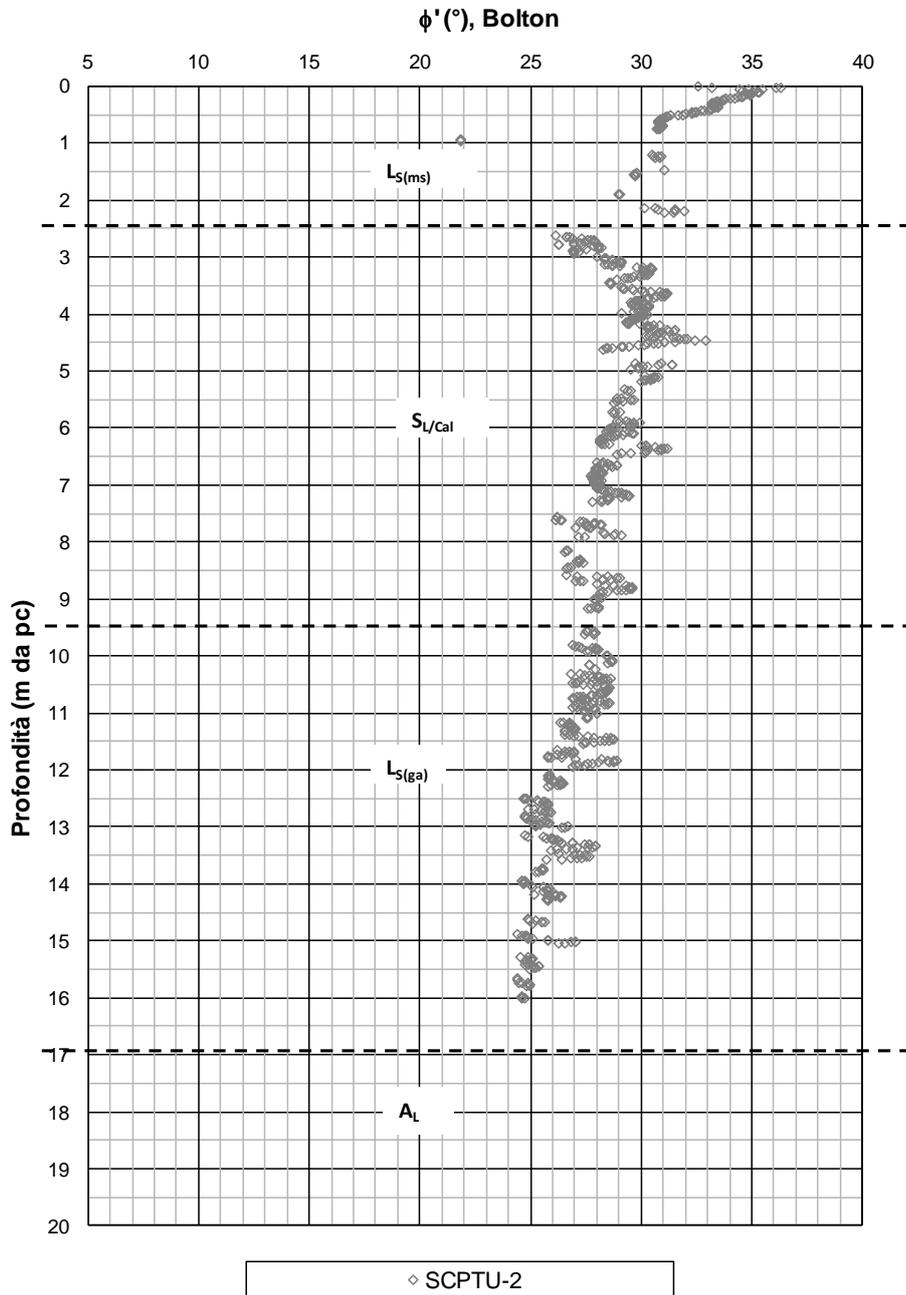


Figura 8-30 – Angolo d'attrito da prove CPTU2

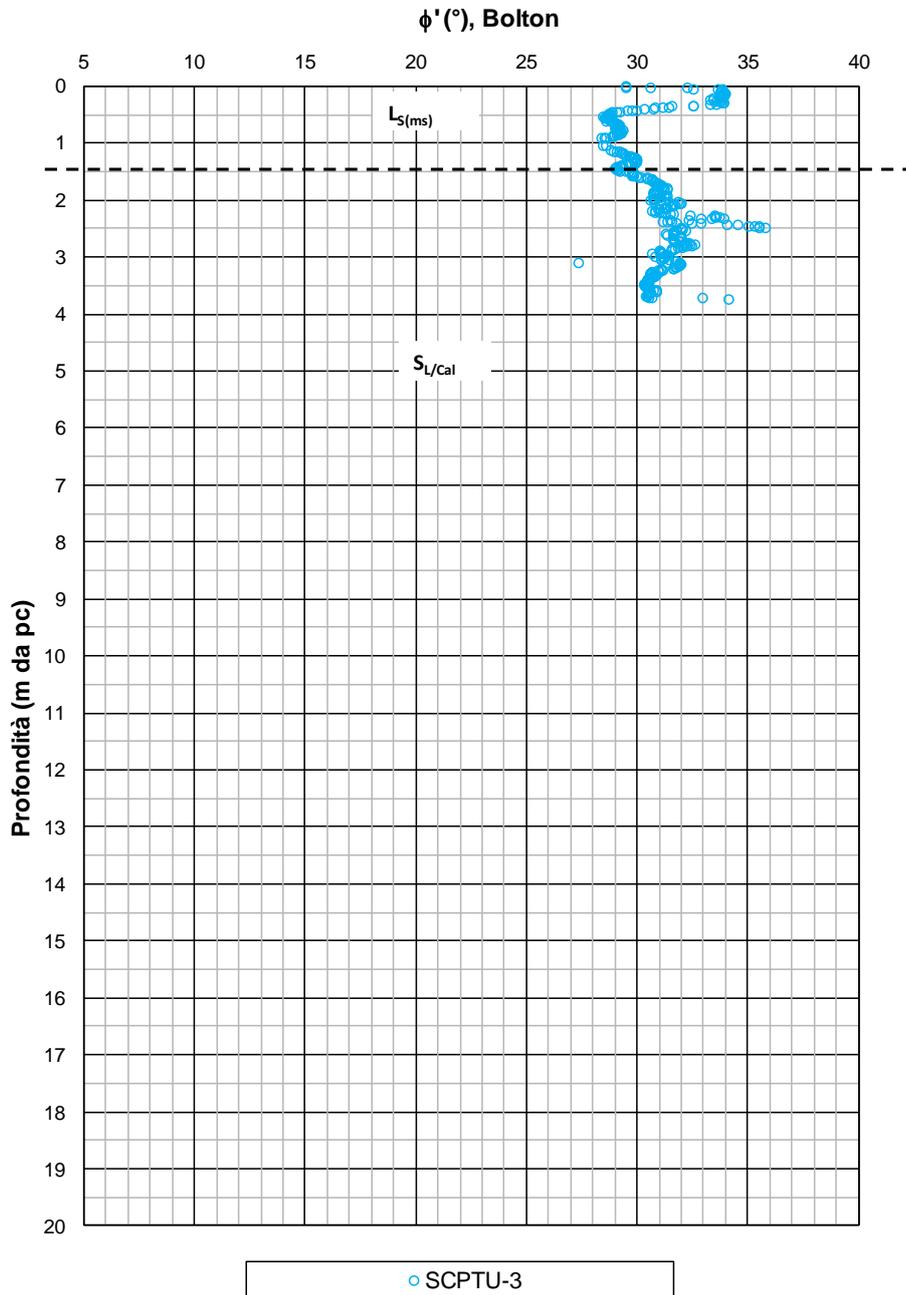


Figura 8-31 – Angolo d'attrito da prove CPTU3

8.1.7.6 Terreni incoerenti: angolo d'attrito da Bolton con Dr da prove N_{SPT}

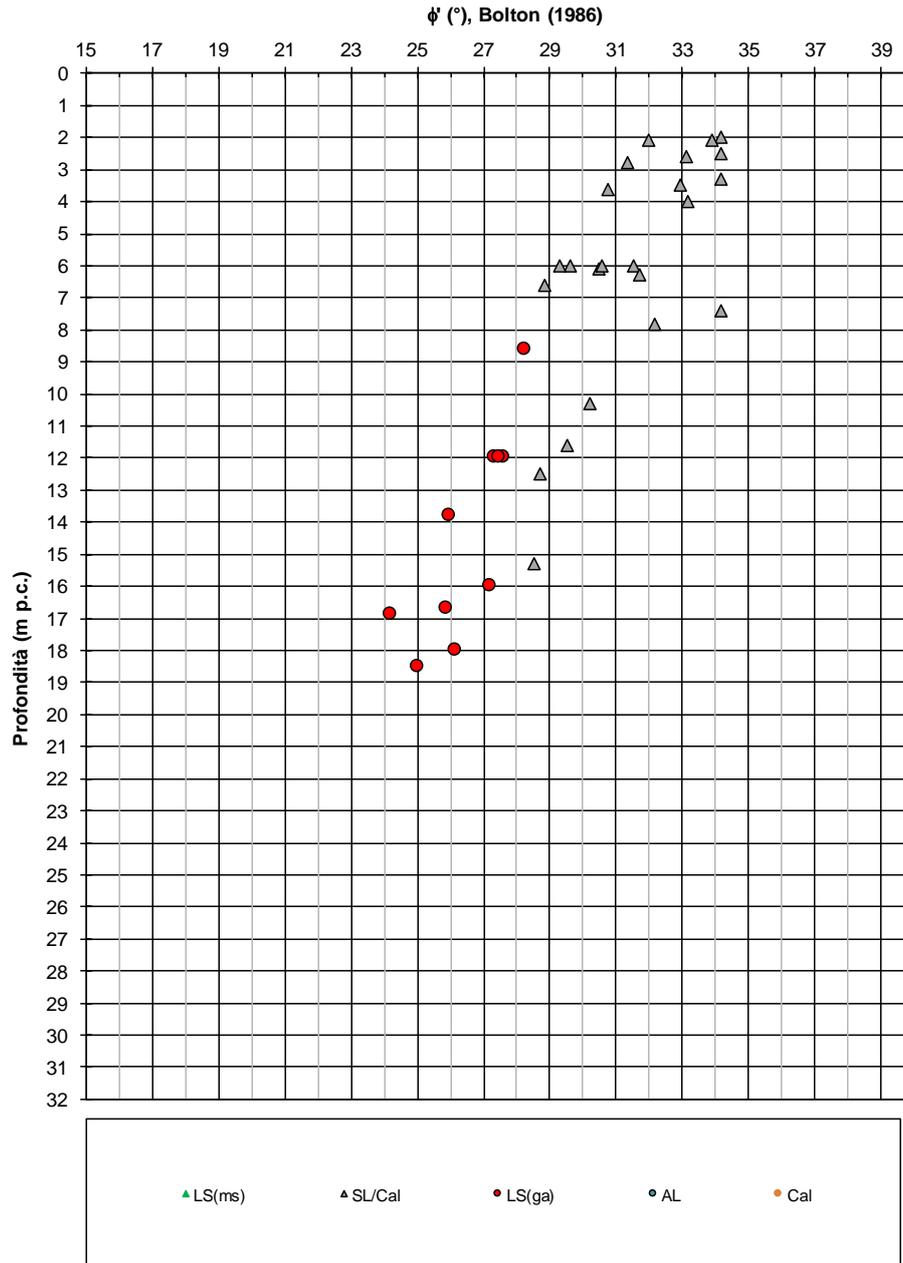


Figura 8-32 – Angolo d'attrito da prove N_{SPT}

8.2 RISULTATI ED INTERPRETAZIONE DELLE PROVE DI LABORATORIO

Nel seguito sono presentati i risultati delle prove condotte in laboratorio e la loro interpretazione. I risultati sono presentati tenendo in conto della suddivisione dei campioni nelle unità geotecniche sopra descritte. In particolare, si riportano:

- Pesi di volume
- Contenuto di fine
- Contenuto naturale d'acqua
- Indice dei vuoti
- Grado di saturazione
- Limite Liquido
- Limite Plastico
- Indice di plasticità
- Curva di compressione intrinseca e indice dei vuoti in sito (Burland, 1990)
- Coesione non drenata da prove ELL, TX-UU e Pocket sulla carota
- Angolo di attrito interno dall'interpretazione delle prove di taglio diretto
- Angolo di attrito residuo dall'interpretazione delle prove di taglio residuo
- Angolo di attrito interno dall'interpretazione delle prove TX-CIU
- Tabella riassuntiva parametri di deformabilità ricavati da Prove Edometriche

8.2.1 Granulometrie e caratteristiche fisiche

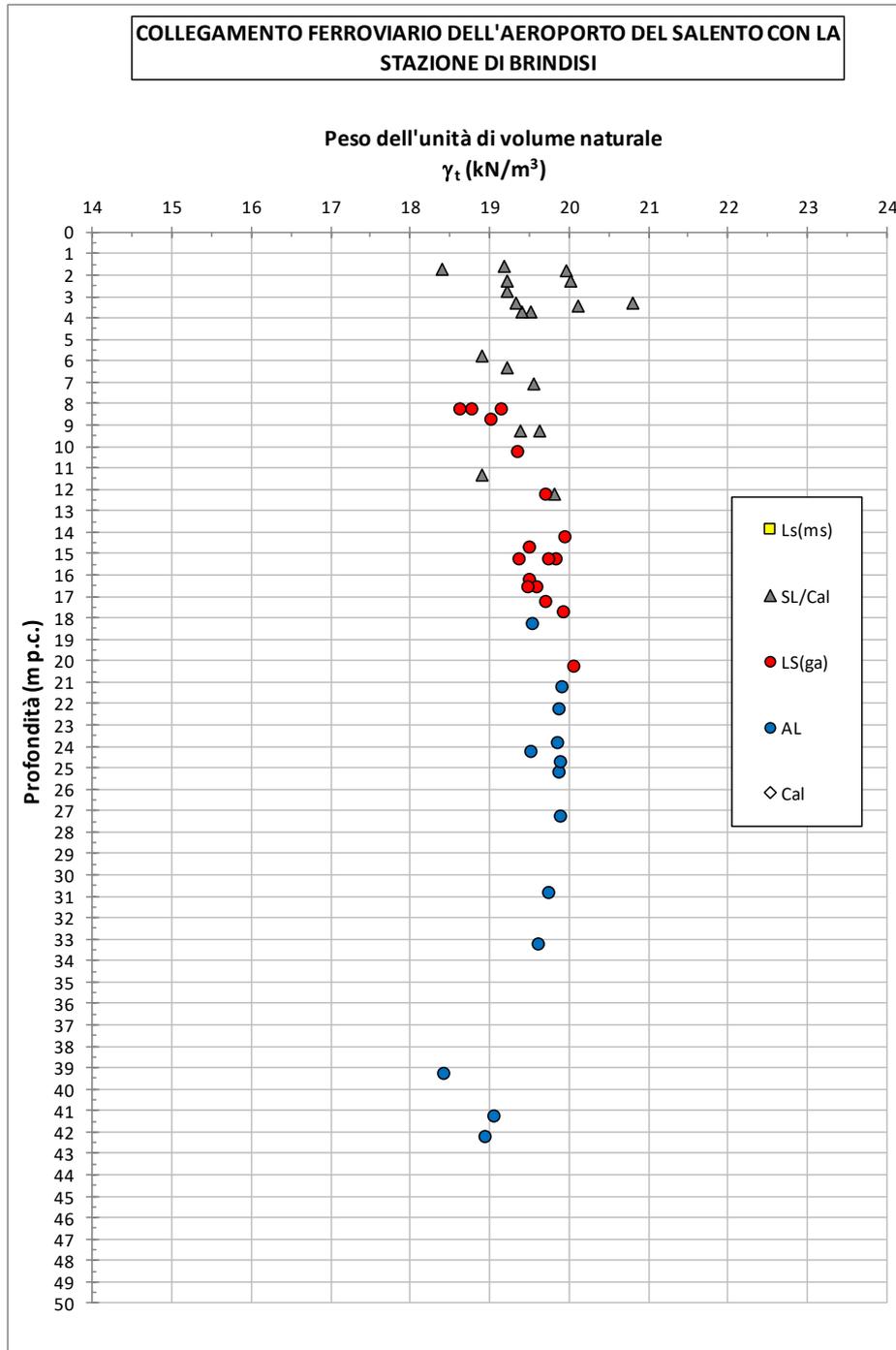


Figura 8-33 – Pesi di volume

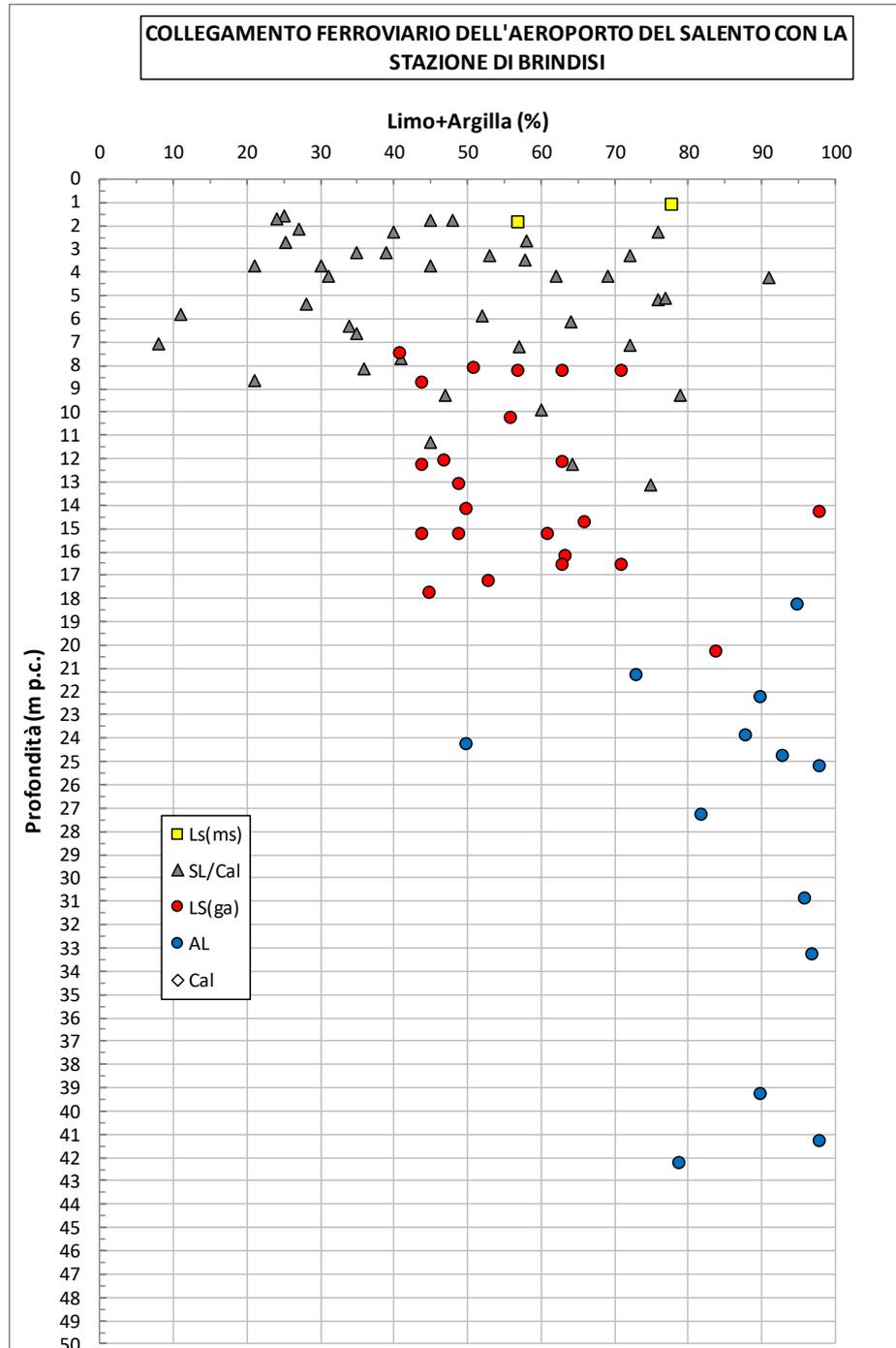


Figura 8-34 – Contenuto di fine

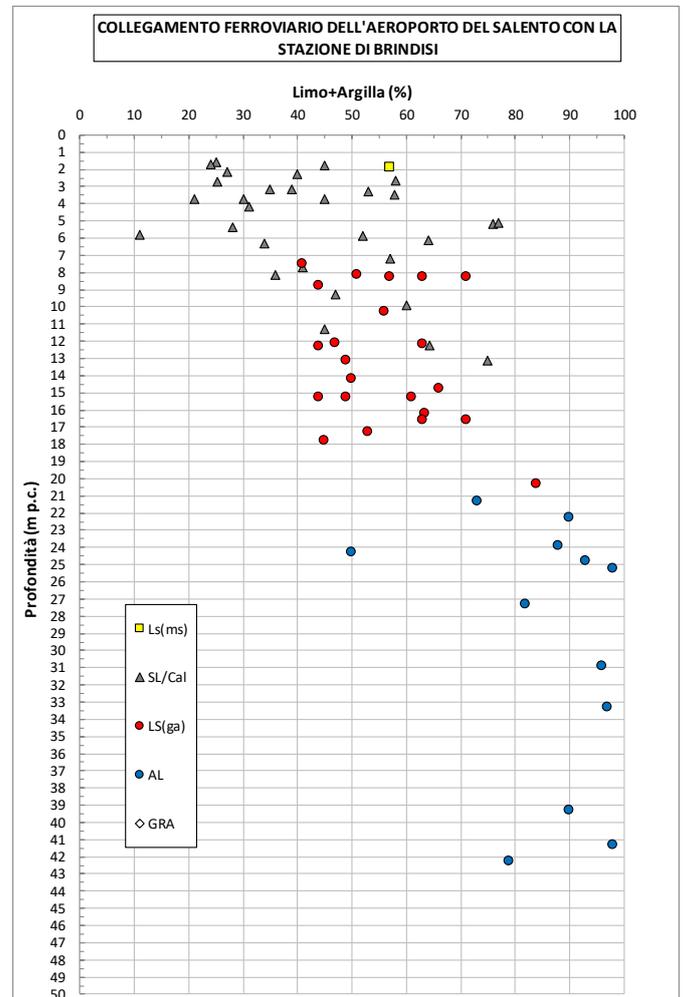
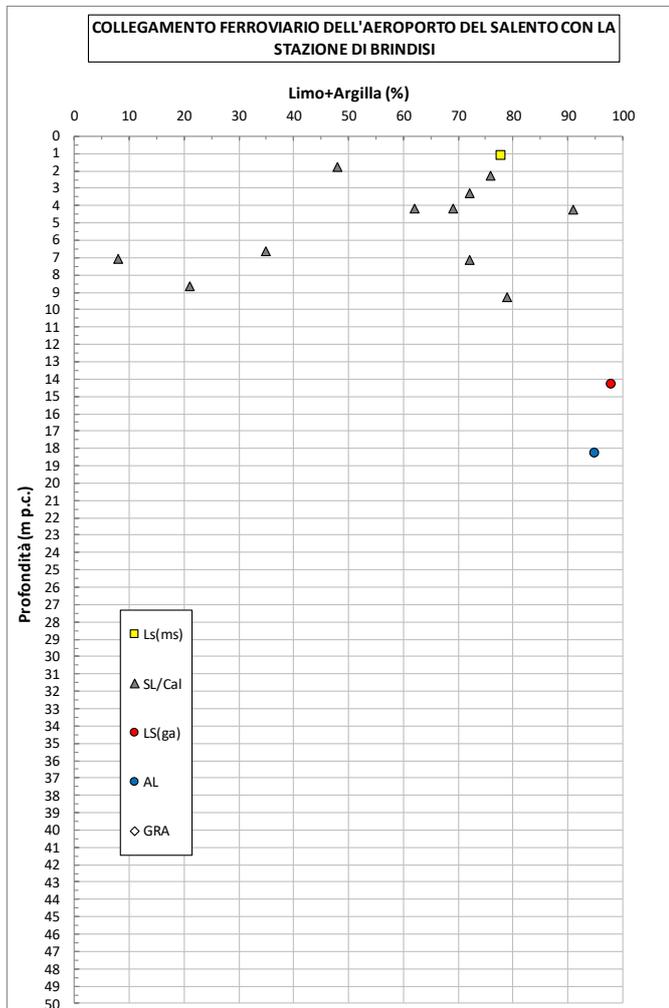


Figura 8-35 – Contenuto di fine suddividendo la tratta. A sinistra dal km 0+000 al km 101+500 ca e a destra dal km 01+500 ca. all'aeroporto

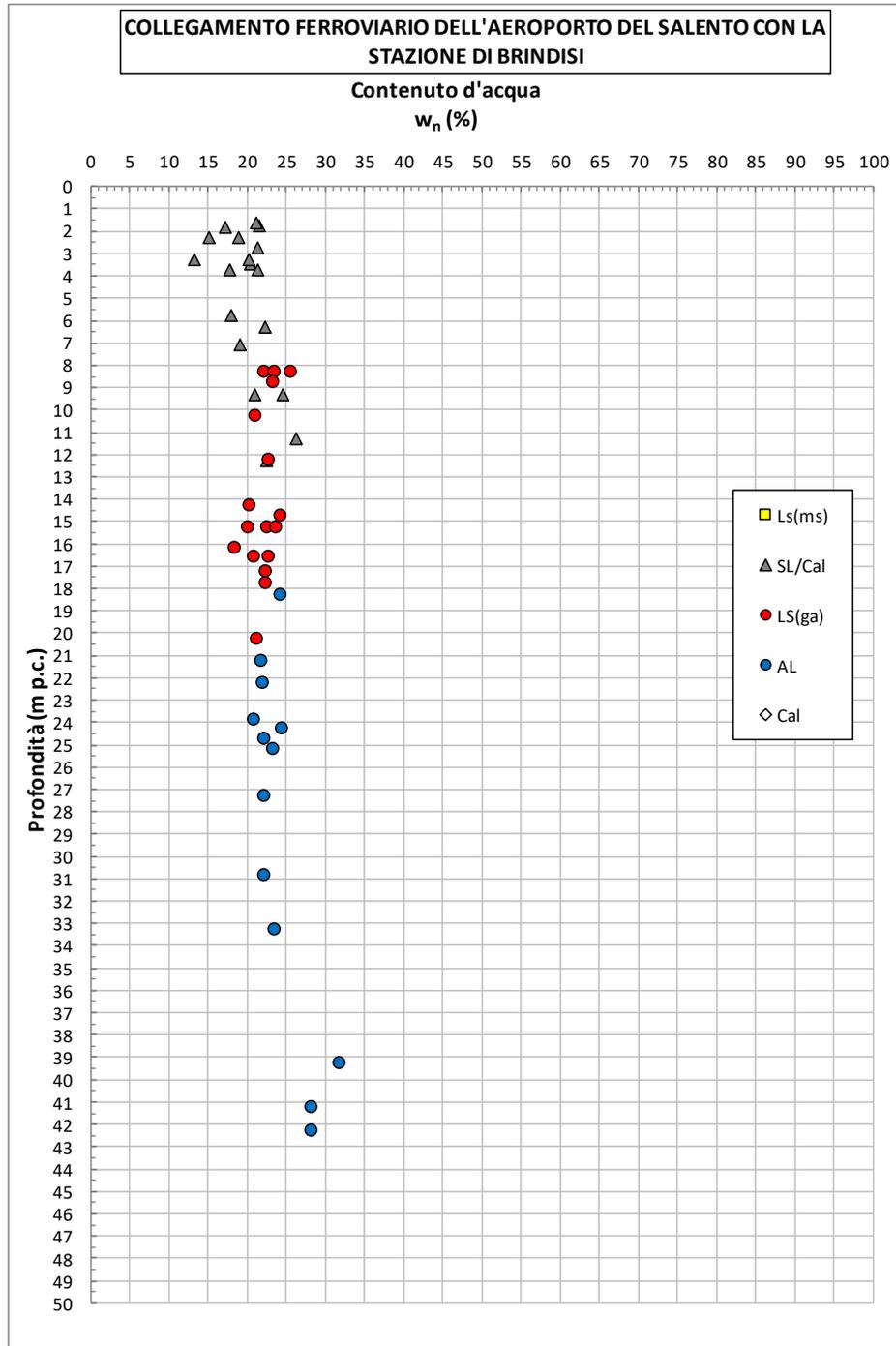


Figura 8-36 – Contenuto d'acqua naturale

COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI

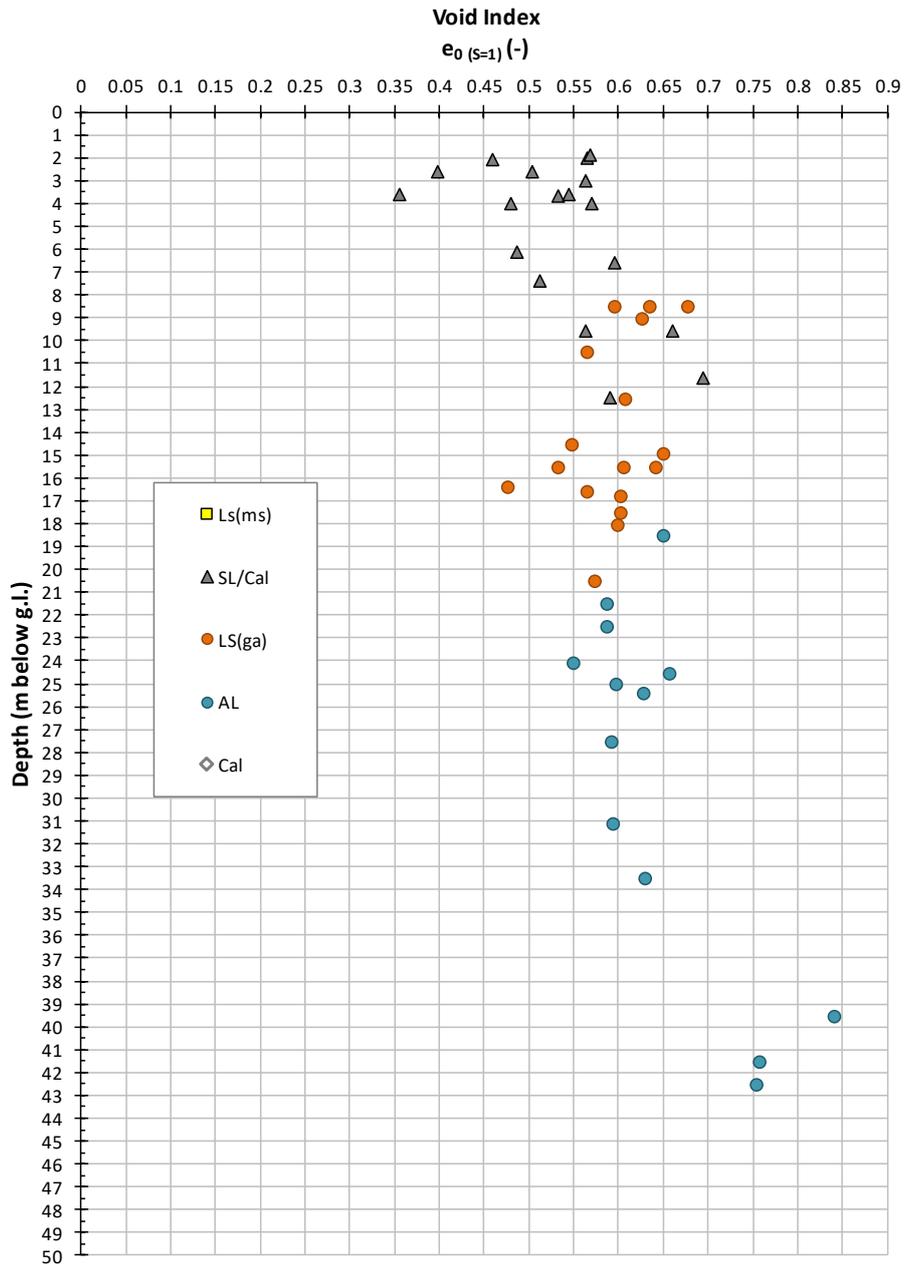


Figura 8-37 – Indice dei vuoti

COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI

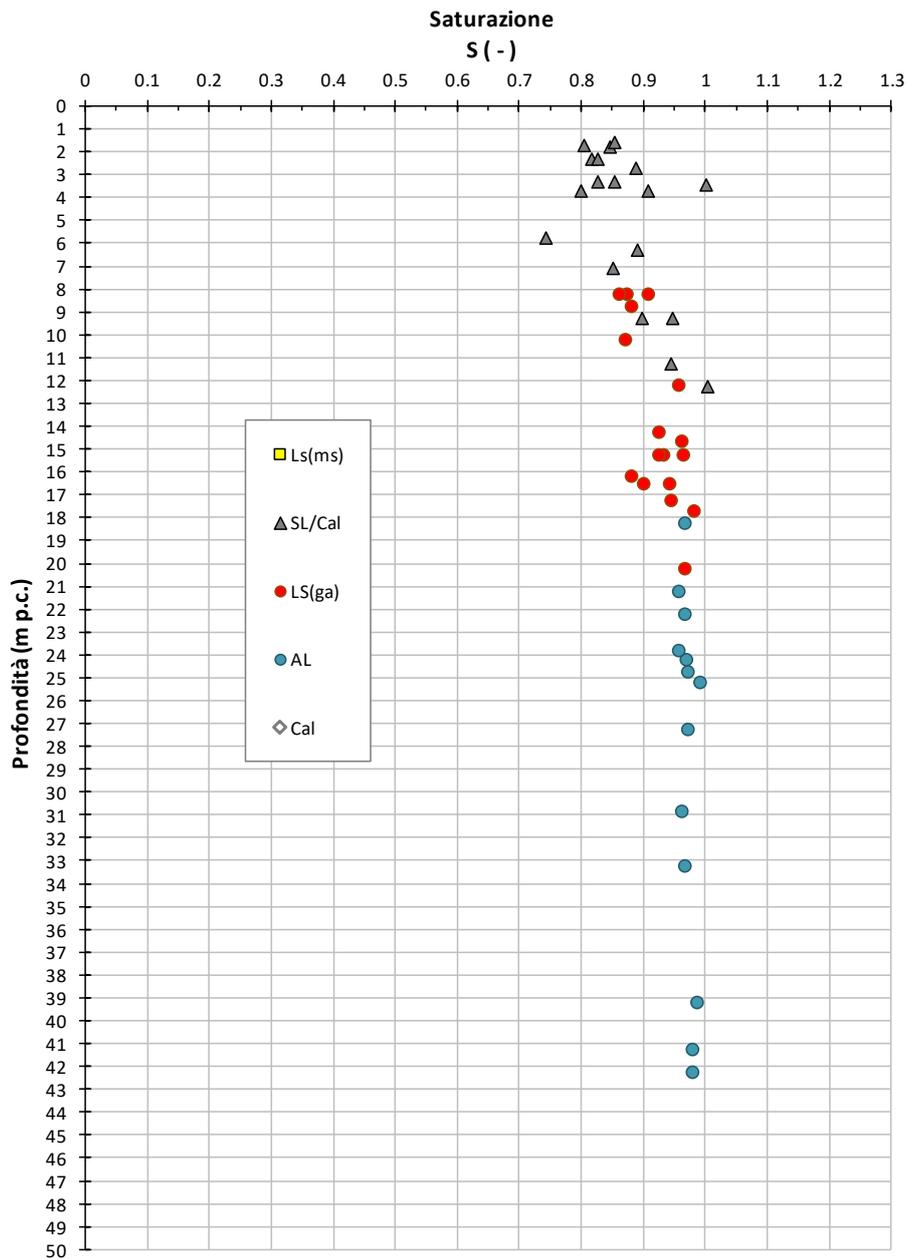


Figura 8-38 – Grado di saturazione

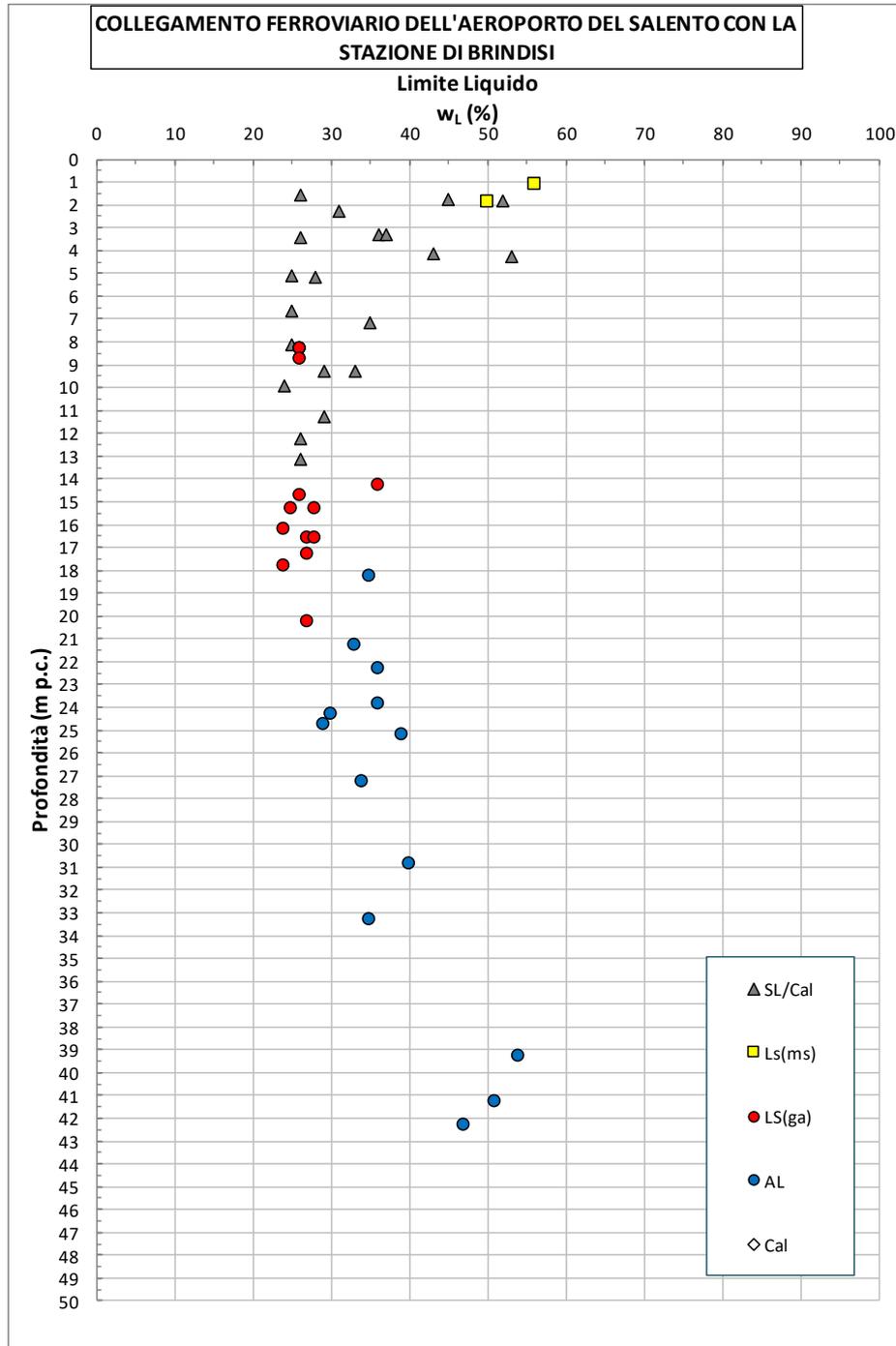


Figura 8-39 – Limite liquido

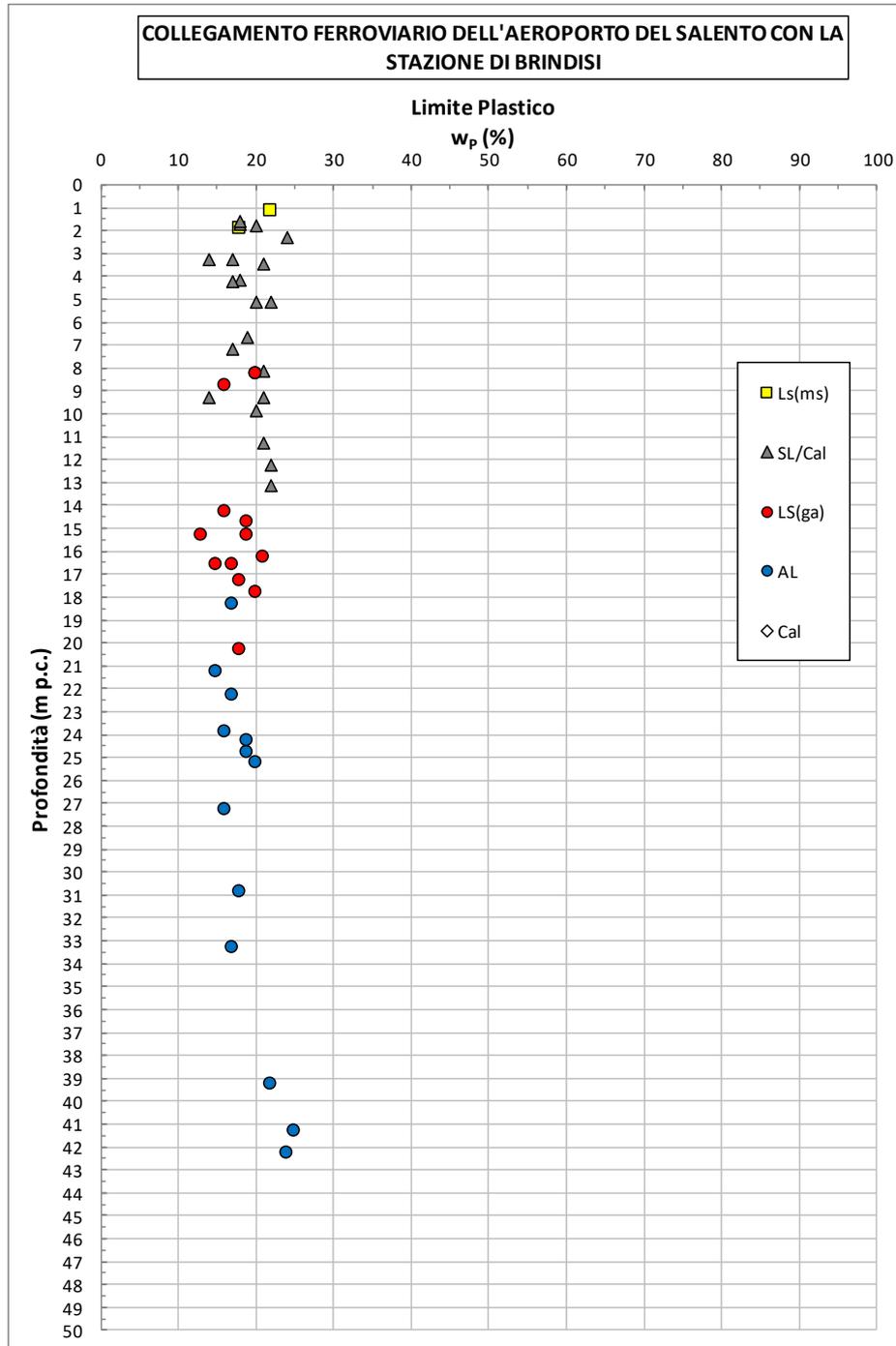


Figura 8-40 – Limite plastico

COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI

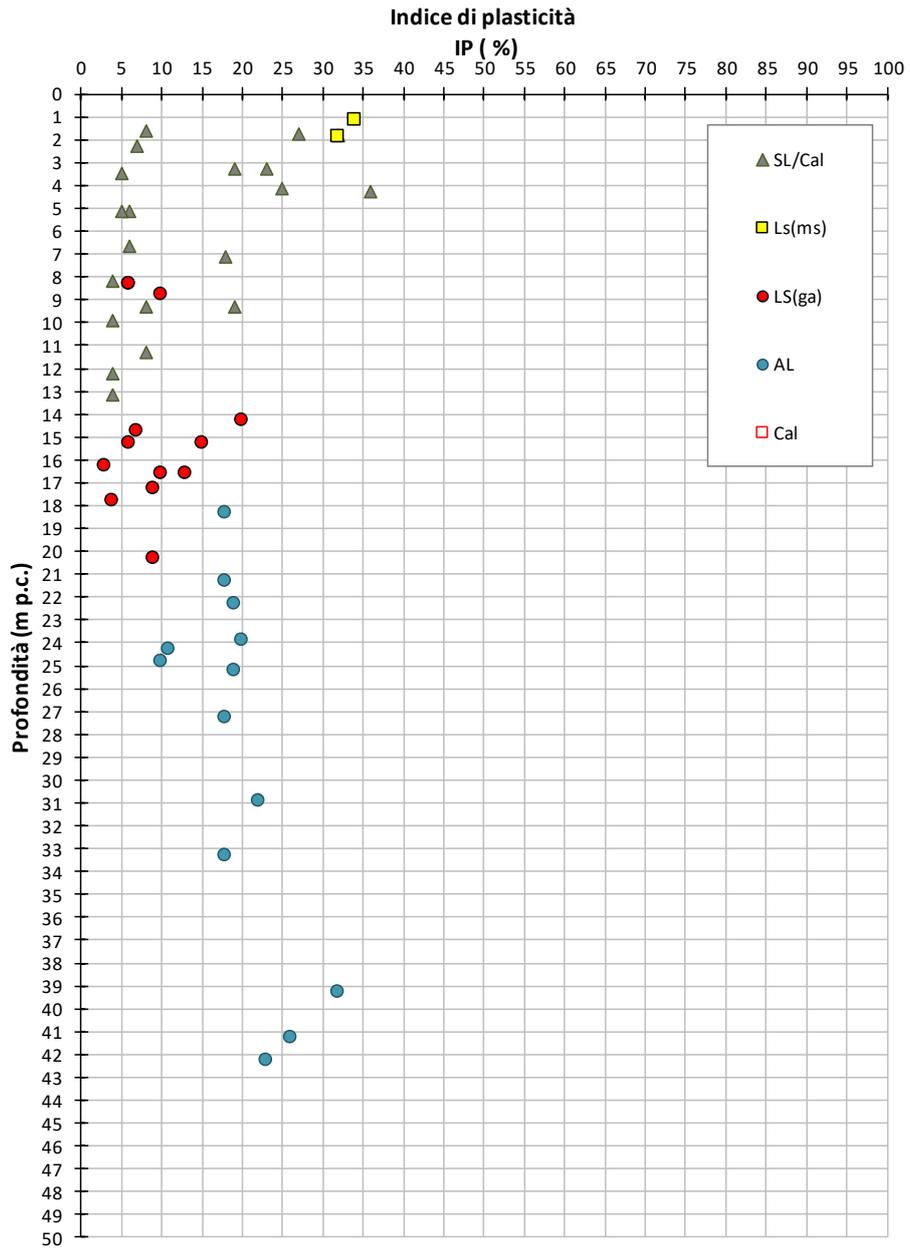


Figura 8-41 – Indice di plasticità

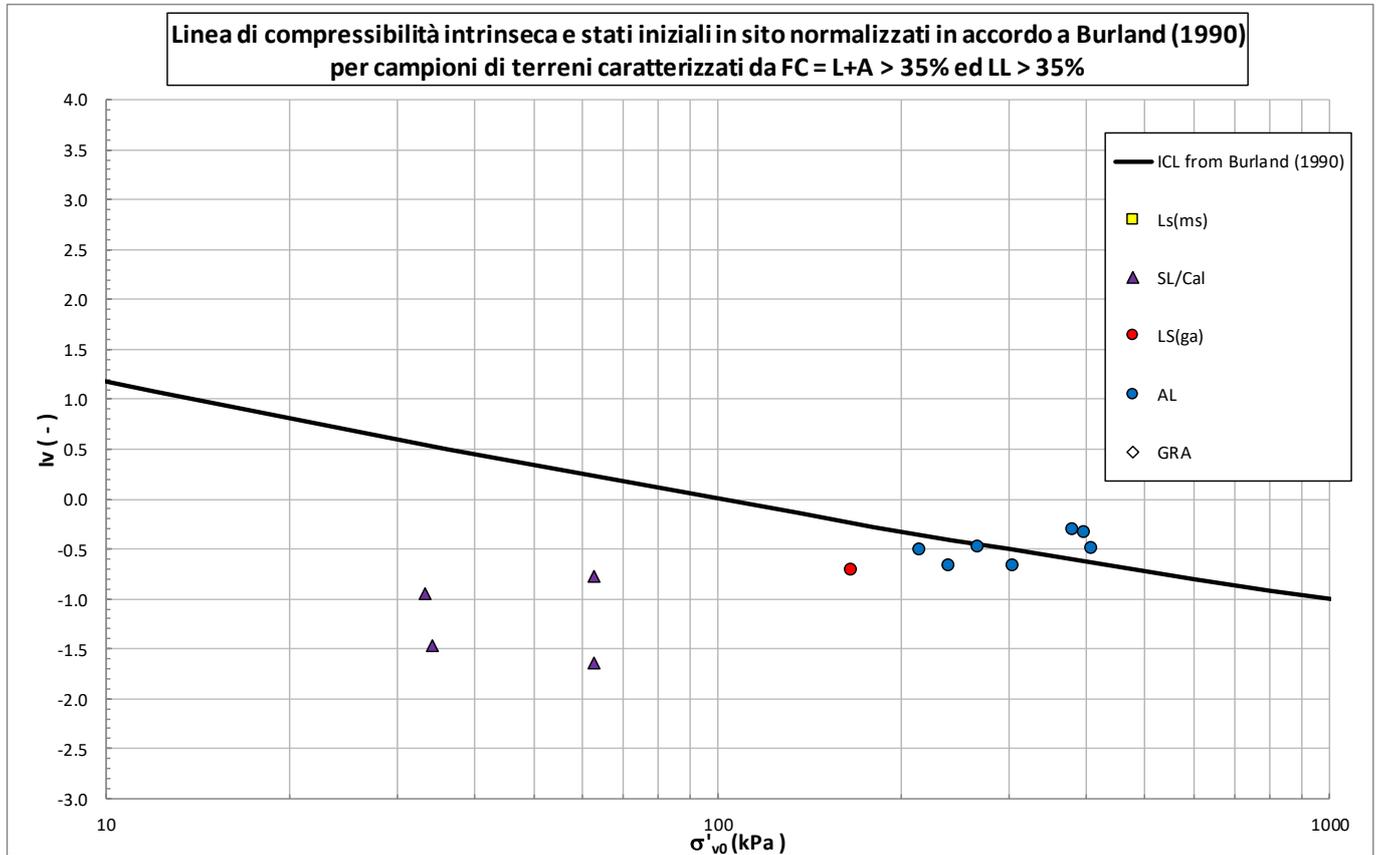


Figura 8-42 – Piano di Burland

8.2.2 Caratteristiche di resistenza

8.2.2.1 Coesione non drenata da prove TX-UU sui terreni a grana fine

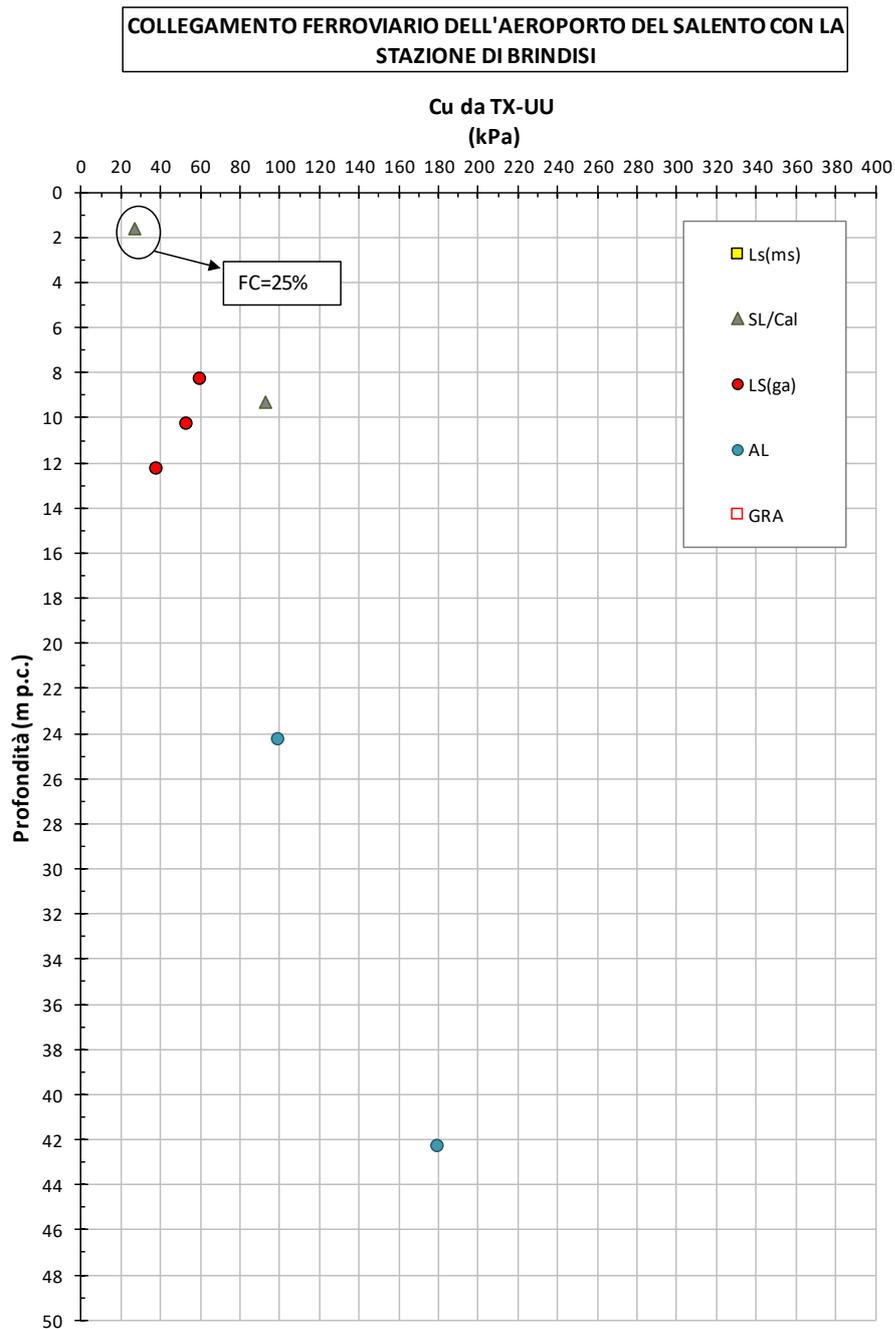


Figura 8-43 – Coesione non drenata da prove TX-UU

8.2.2.2 Coesione non drenata da prove TX-UU e pocket sui campioni di laboratorio prelevati sulla porzione argillosa dell'unità geotecnica $S_{L/Cal}$ ($FC < 35\%$)

Undrained Shear Strength from laboratory tests and PP tests

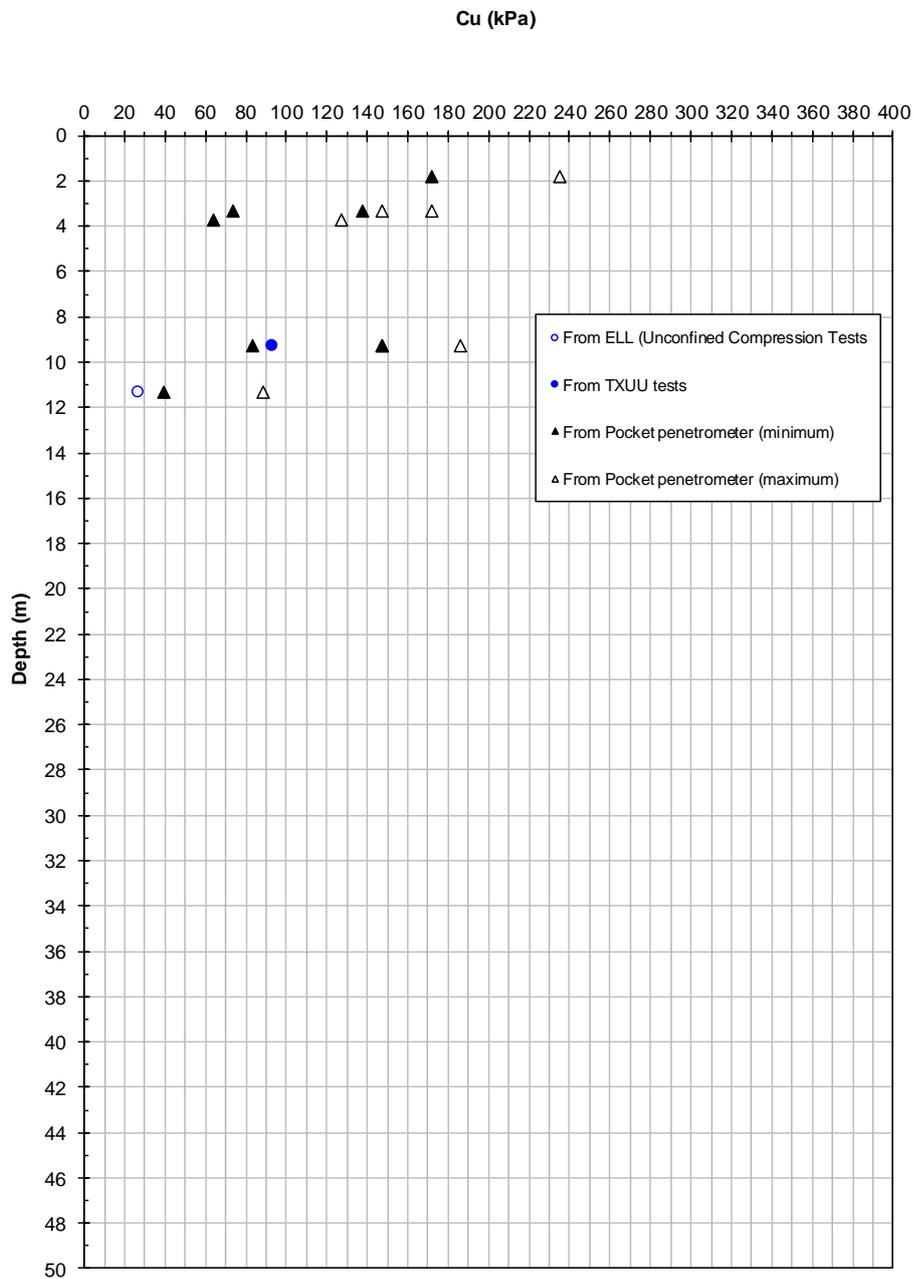


Figura 8-44 – Coesione non drenata da laboratorio per la formazione $S_{L/Cal}$

8.2.2.3 Coesione non drenata da prove TX-UU e pocket sull'unità geotecnica $L_{s(ga)}$

Undrained Shear Strength from laboratory tests and PP tests

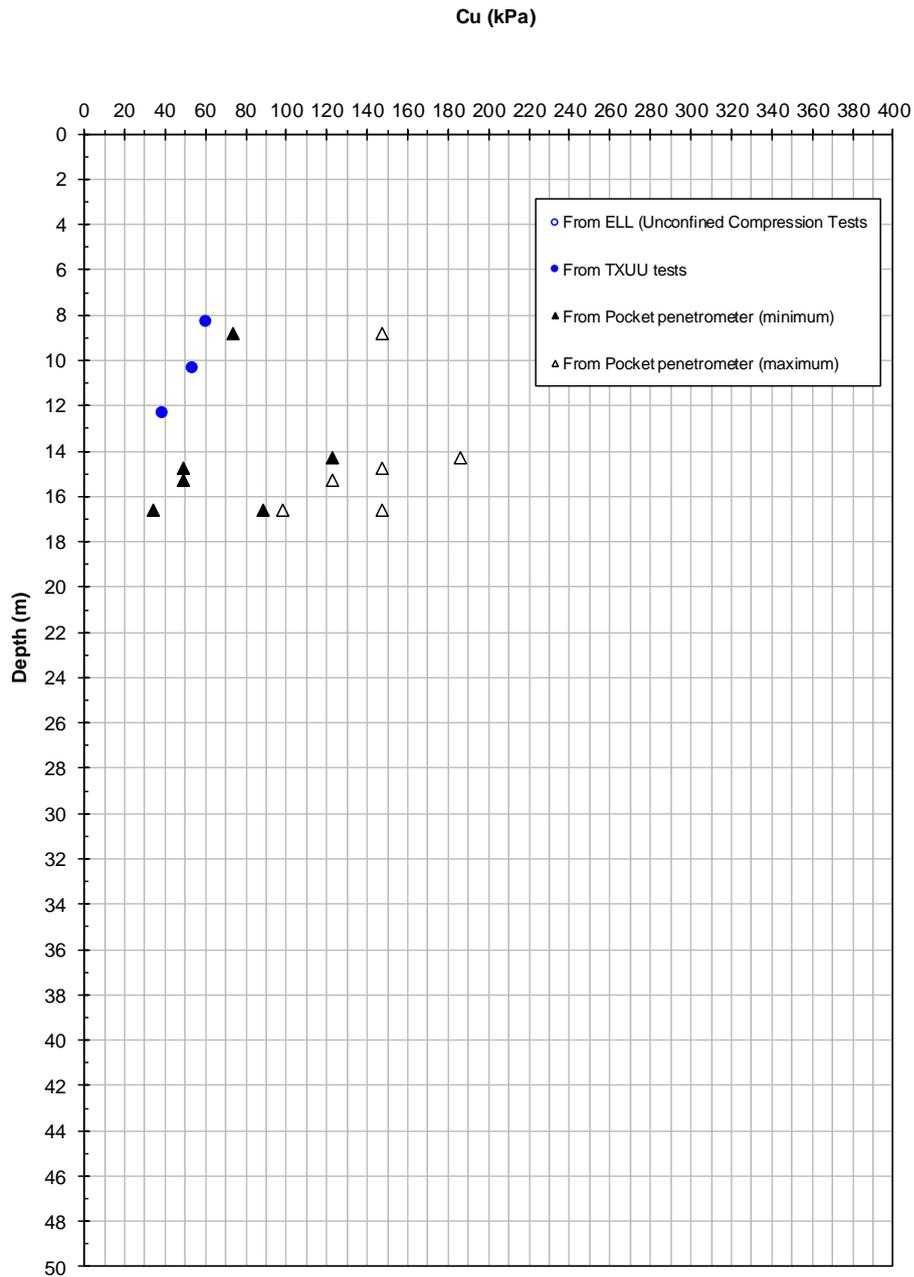


Figura 8-45 – Coesione non drenata da laboratorio per la formazione $L_{s(ga)}$

8.2.2.4 Coesione non drenata da prove ELL, TX-UU e pocket su unità geotecnica A_L

Undrained Shear Strength from laboratory tests and PP tests

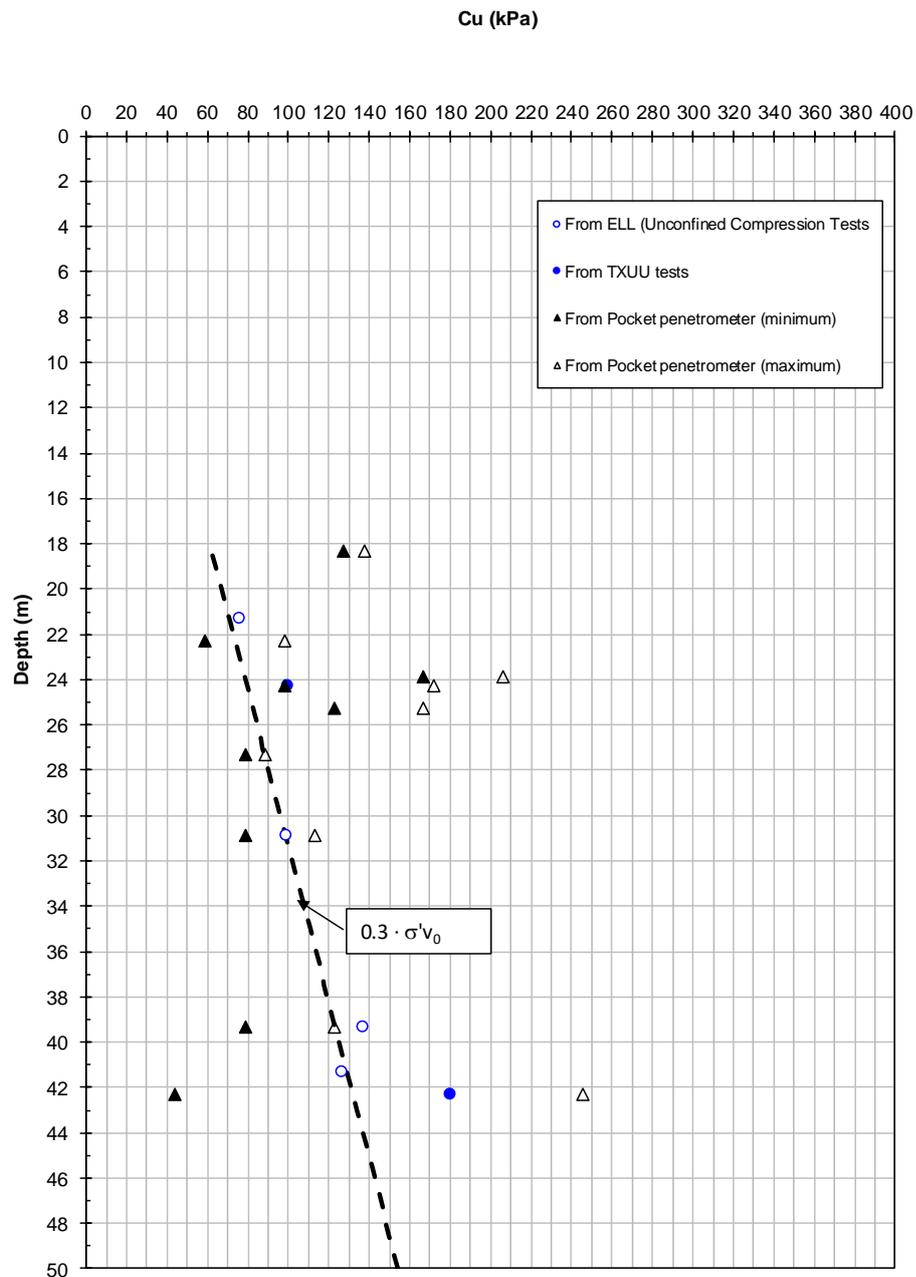


Figura 8-46 – Coesione non drenata da laboratorio per la formazione A_L

8.2.2.5 Parametri dei resistenza drenati da prove TD sull'unità geotecnica S_{L/Cal}

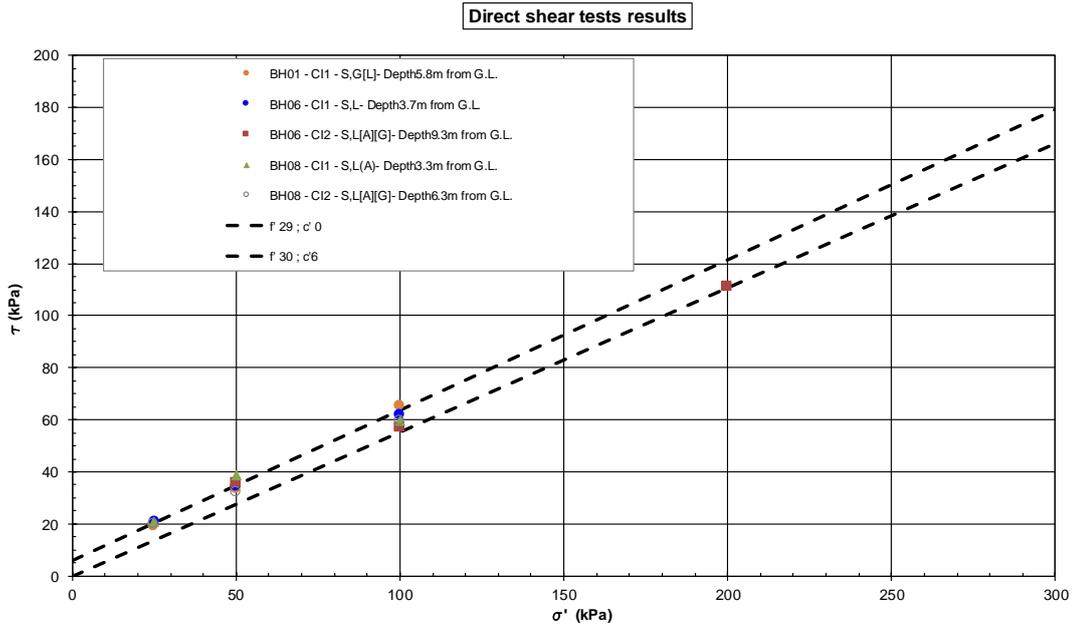


Figura 8-47 – Interpretazione prove di taglio diretto su S_{L/Cal}

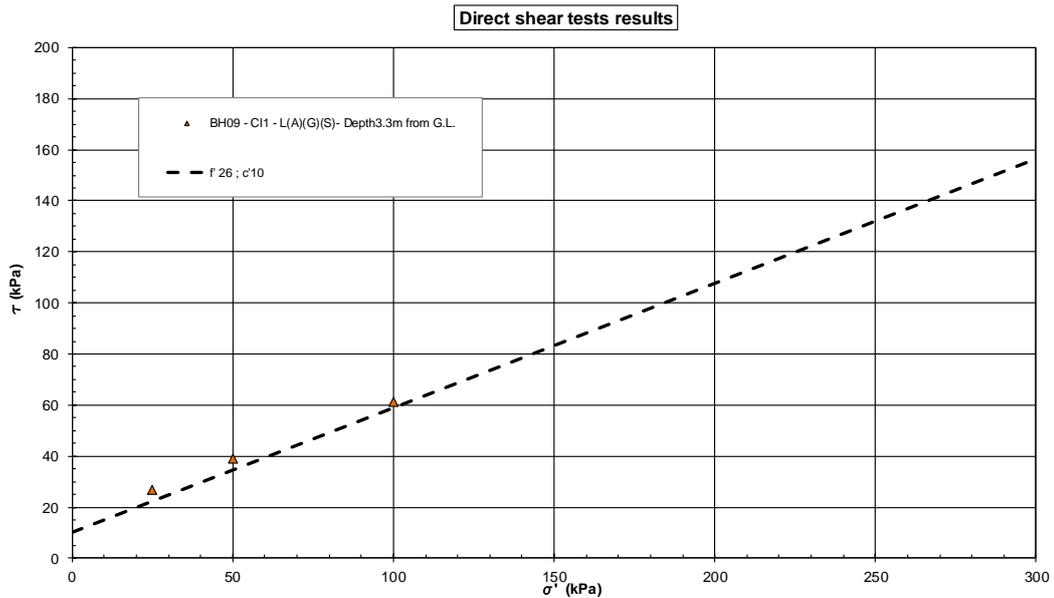


Figura 8-48 – Interpretazione prove di taglio diretto sulle intercalazioni argillose nel BH09 all'interno della formazione di S_{L/Cal}

Direct shear tests results

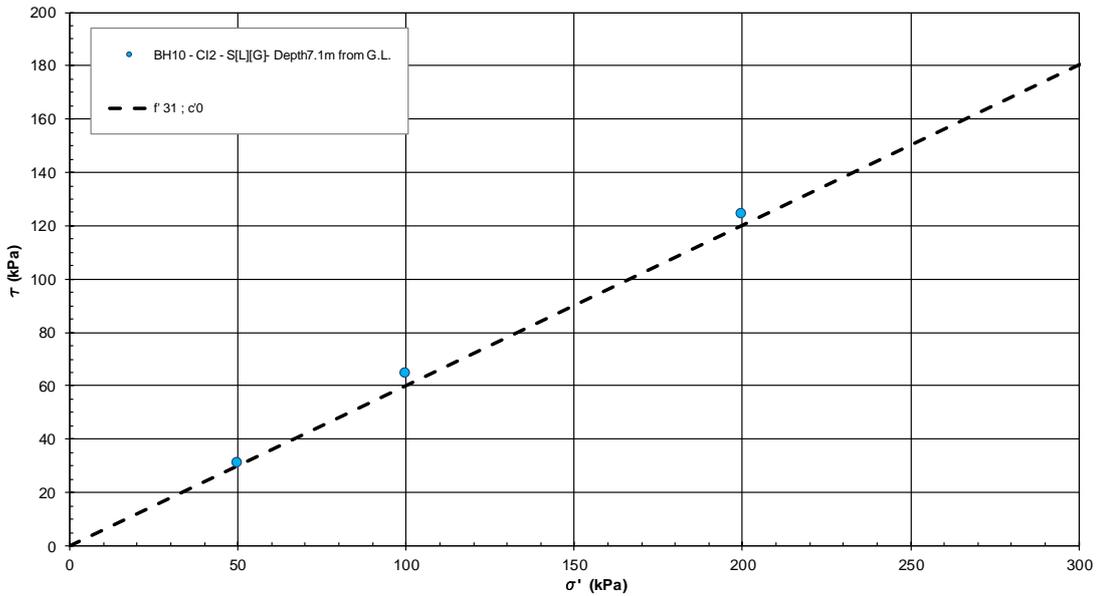


Figura 8-49 – Interpretazione prove di taglio diretto sui le intercalazioni di calcarenite nell'unità geotecnica $S_{L/Cal}$

Direct shear tests results - residuo

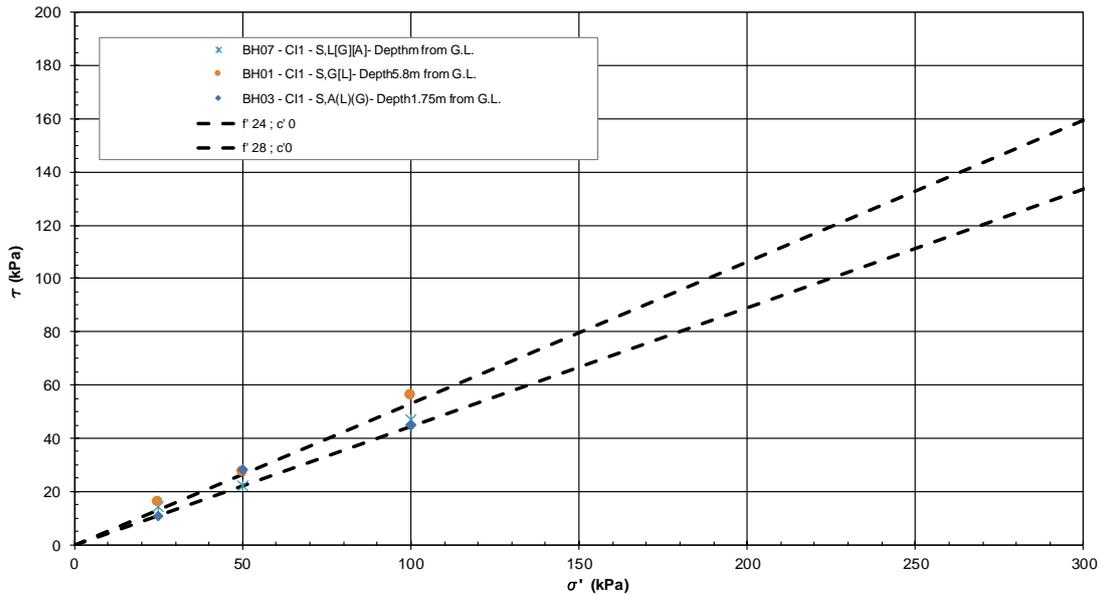


Figura 8-50 – Interpretazione prove di taglio diretto residuo su $S_{L/Cal}$

8.2.2.6 Parametri dei resistenza drenati da prove TD e TX-CIU sull'unità geotecnica L_{s(ga)}

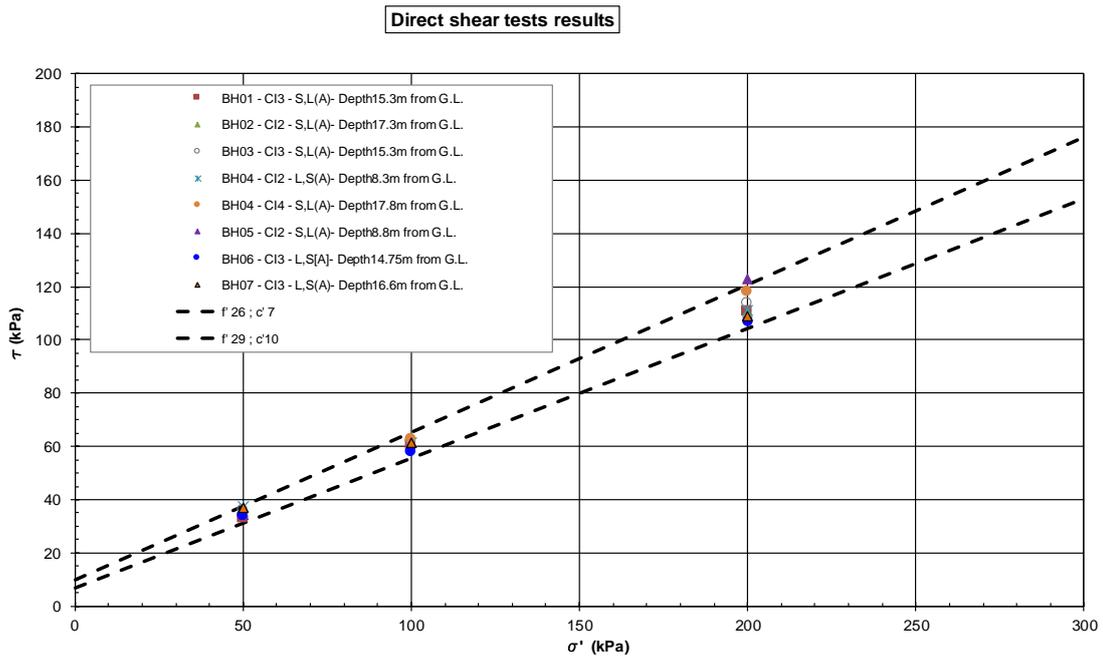


Figura 8-51 – Interpretazione prove di taglio diretto su L_{s(ga)}

Direct shear tests results - residuo

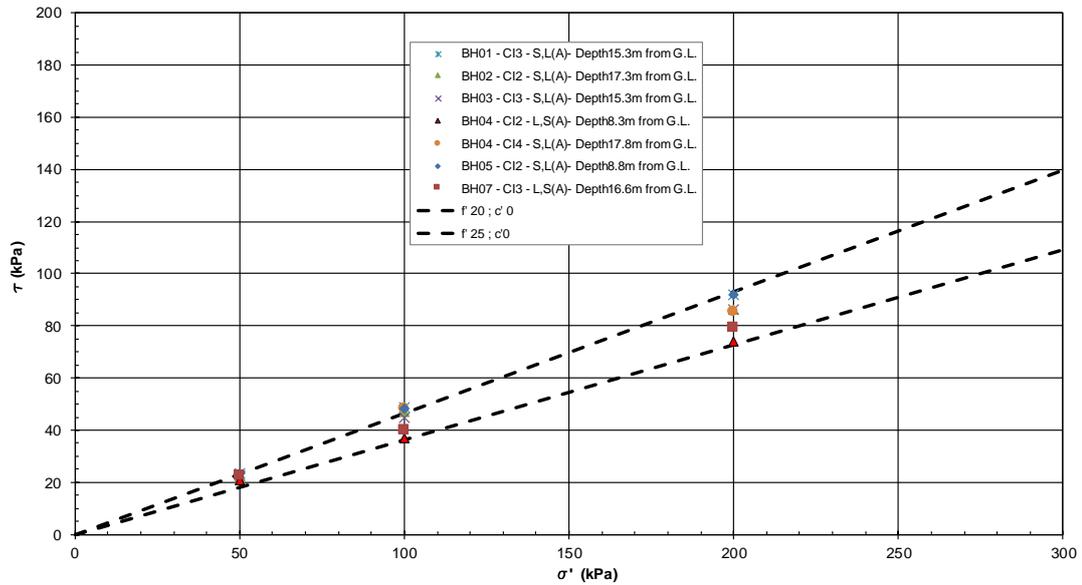


Figura 8-52 – Interpretazione prove di taglio diretto residuo su $L_{s(ga)}$

TXCIU tests results

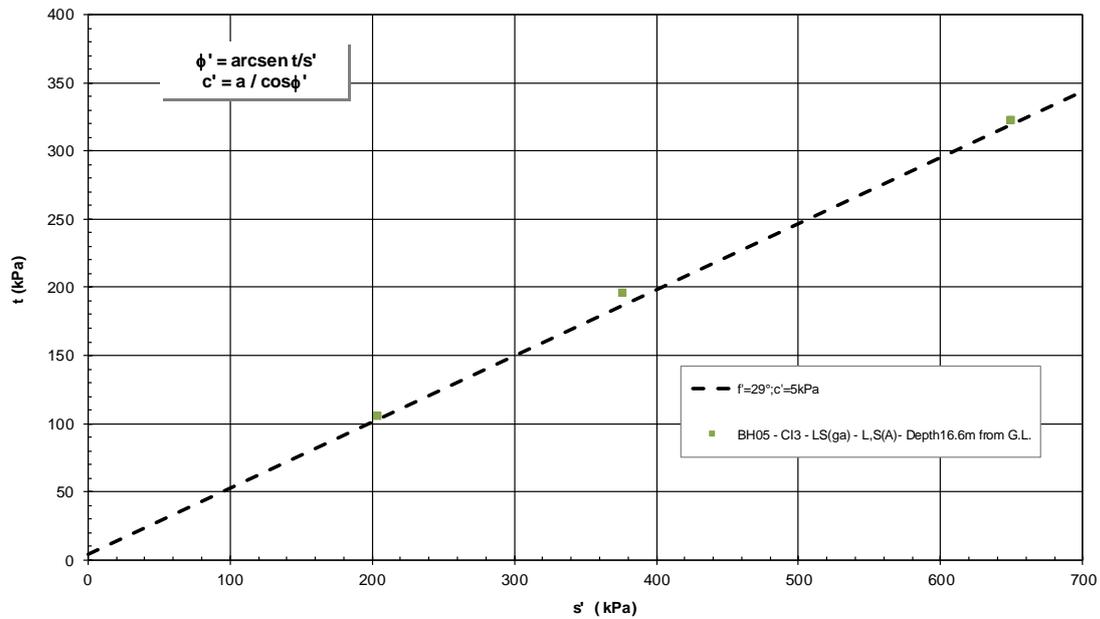


Figura 8-53 – Interpretazione prova TX-CIU su $L_{s(ga)}$

8.2.2.7 Parametri dei resistenza drenati da prove TD e TX-CIU sull'unità geotecnica A_L

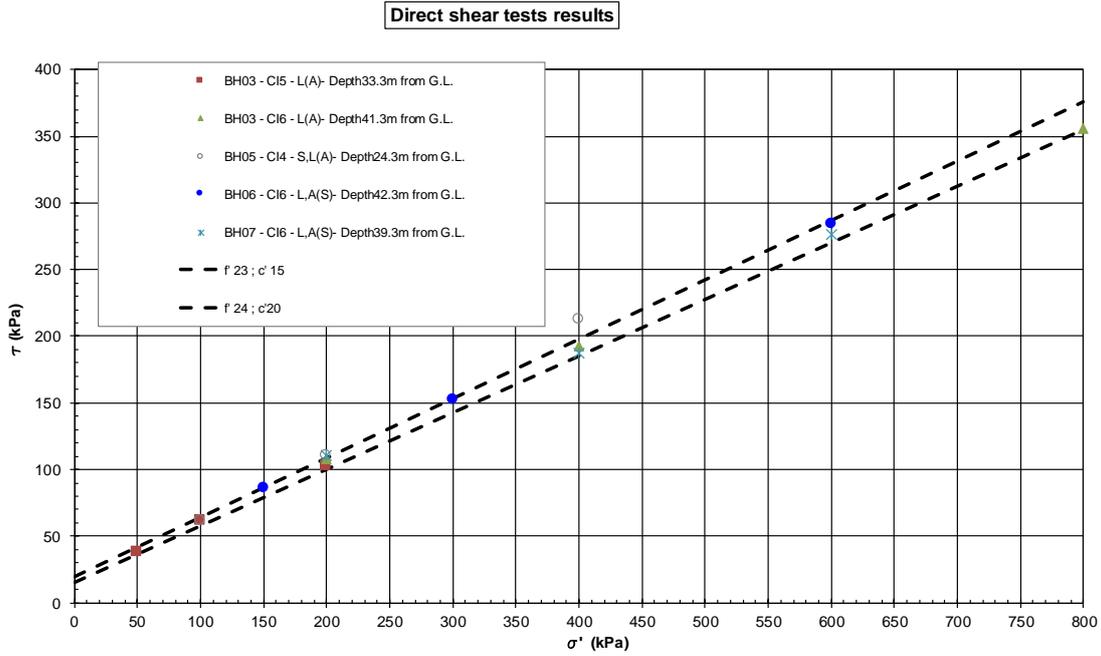


Figura 8-54 – Interpretazione prove di taglio diretto su A_L

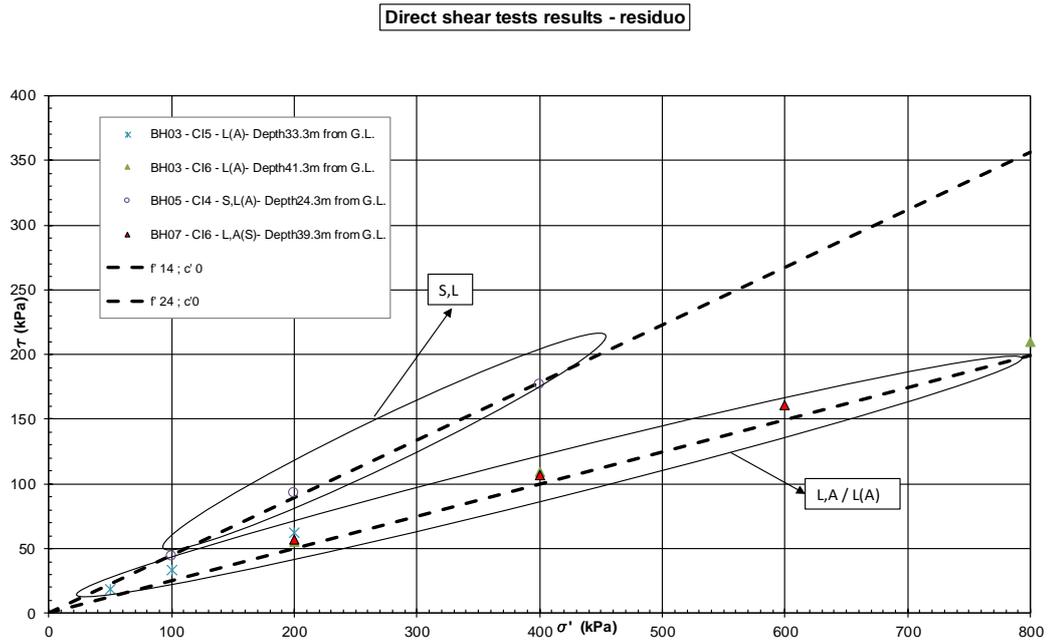


Figura 8-55 – Interpretazione prove di taglio diretto residuo su A_L

TXCIU tests results

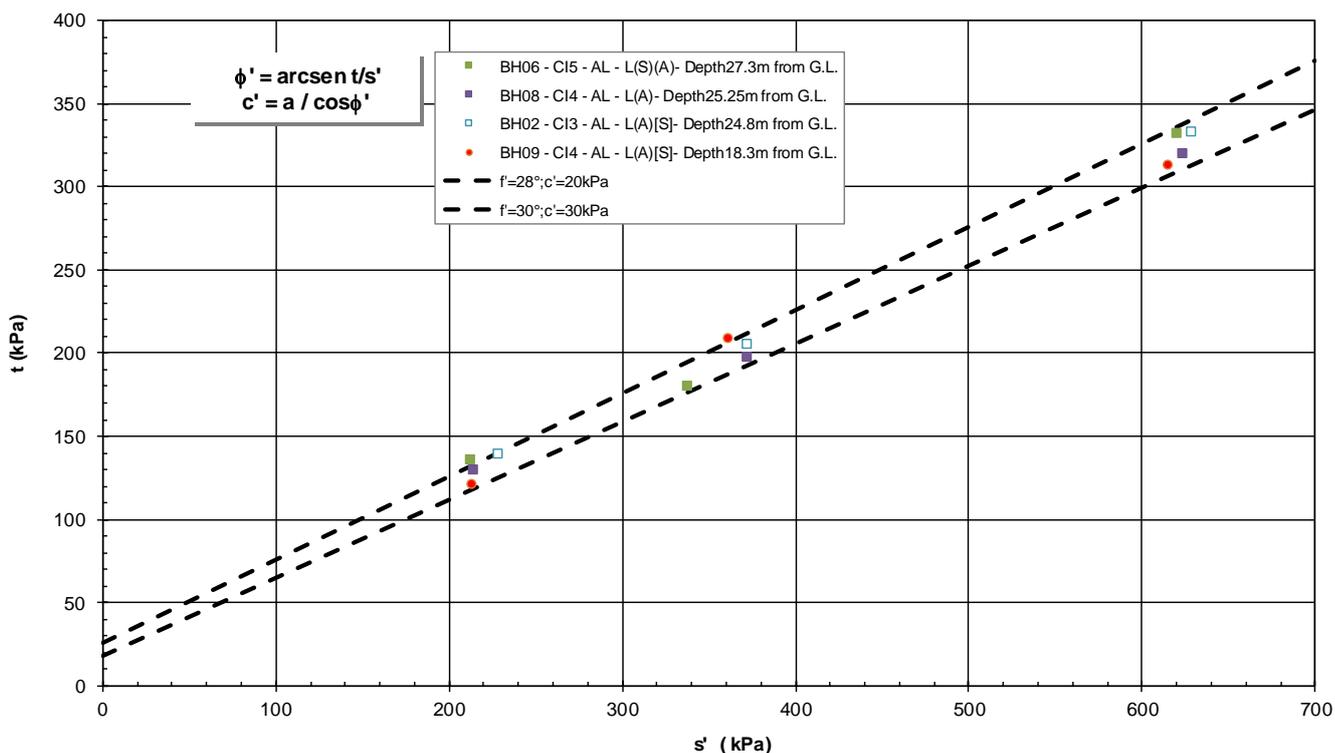


Figura 8-56 – Interpretazione prove TX-CIU sull'unità geotecnica A_L

8.2.3 Caratteristiche di deformabilità

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva dei parametri ricavati dalle prove edometriche. Nello specifico si riportano i risultati delle sole prove effettuate su campioni con un limite liquido maggiore del 35%.

Tabella 8-1: Tabella riassuntiva parametri di deformabilità da Prove Edometriche

CAMPIONE	Profondità	e ₀	LL	e _L	σ'vo	C _r	C _c	C _v	RR	CR	UNITA'
[-]	[m da pc]	[-]	[%]	[-]	[kPa]	[-]	[-]	[cm ² /s]	[-]	[-]	[-]
BH06 – CI4	22.30	0.589	36.00	0.96	215	0.043	0.219	9.14E-04	0.027	0.14	A _L
BH08 – CI4	25.25	0.630	39.00	1.05	266	0.042	0.309	3.90E-03	0.026	0.19	A _L
BH10 – CI1	1.80	0.460	52.00	1.40	34	0.052	0.179	5.83E-04	0.034	0.12	S _{L/Cal}
BH07 – CI4	23.90	0.552	36.00	0.95	239	0.029	0.236	2.28E-03	0.018	0.15	A _L

8.3 INTERPRETAZIONE DELLE PROVE SULLA CALCARENITE DI GRAVINA

Nei sondaggi BH06, BH07, BH12, BH13, BH14, da 35÷45 m da pc e fino alle massime profondità investigate (65.0 m del BH14), è presente la formazione geologica Calcareniti di Gravina. Tale unità geotecnica è descritta nei sondaggi come alternanza tra sabbie da fini a medio-fini limose e livelli di calcarenite frantumata.

Sono state eseguite n.2 prove di point load test sui campioni di roccia prelevati nei sondaggi BH06 e BH07. I risultati sono riportati in Tabella 8-2

Tabella 8-2: Point Load Strenght

CAMPIONE	Profondità	Is(50) _{axial}	UCS ⁽¹⁾
[-]	[m da pc]	[MPa]	[MPa]
BH06 – CR4	45.0÷50.0	0.20	4.8
BH07 - CR4	42.0÷45.0	0.39	9.4
⁽¹⁾ UCS = 24 · Is(50)			

Sono state eseguite n.6 prove di compressione monoassiale nei sondaggi BH12, BH13, BH14. I risultati sono riportati in Tabella 8-3

Tabella 8-3: Prove di compressione monoassiale

CAMPIONE	Profondità	UCS ⁽¹⁾
[-]	[m da pc]	[MPa]
BH12 – CR1	38.0÷38.5	0.75
BH12 – CR2	45.5÷46.0	0.52
BH13 – CR1	53.0÷53.5	1.46
BH13 – CR2	54.6÷54.9	1.11
BH14 – CR1	55.0÷55.5	1.86
BH14 – CR2	61.2÷61.6	0.59

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
	PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA7K	00 D 09	GE	GE0006 001	C	113 di 142

8.3.1 Caratteristiche di resistenza

Nella definizione degli involuppi di rottura è stato utilizzato il software Roclab 1.0 della Rocscience inc.; tale programma implementa il criterio di rottura di Hoek e Brown (2002).

Gli involuppi di rottura dell'ammasso roccioso sono stati determinati tenendo conto:

- dei valori della resistenza alla compressione semplice σ_c , ricavati dalle prove di laboratorio. Nello specifico è stato assunto $\sigma_c = 1.0$ Mpa;
- dei valori GSI stimati da Figura 6-7. Dato che nei sondaggi è stato recuperato materiale completamente fratturato e dalla forte componente sabbiosa, nella caratterizzazione del materiale è stata fatta un'assunzione cautelativa. Si è assunto pertanto un valore di $GSI = 22$
- Nel caso in oggetto il fattore di disturbo è assunto pari a $D=0$ in quanto tale formazione compare solo a profondità importanti e la caratterizzazione ha come scopo l'individuazione dei parametri geotecnici da attribuire per il calcolo delle curve di capacità portante dei pali.

I parametri dell'involuppo di rottura risultano pari a (si veda anche Figura 8-57):

- $m_b = 0.370$;
- $s = 0.0002$;
- $a = 0.538$.

Nella Figura 8-58 è riportato l'involuppo di rottura secondo il criterio di Hoek e Brown sia nel piano delle tensioni principali sia nel piano di Mohr. A fronte dell'analisi visiva delle cassette e dei modesti valori di resistenza a compressione monoassiale ottenuti, si è scelto di equiparare, in termini di parametri geotecnici equivalenti, l'ammasso roccioso in oggetto a un terreno dal comportamento puramente attritivo. Imponendo che l'involuppo di rottura alla Mohr-Coulomb abbia intercetta pressochè nulla (coesione efficace $c'=0$), si ottiene un valore di angolo d'attrito pari a $\phi=31^\circ$

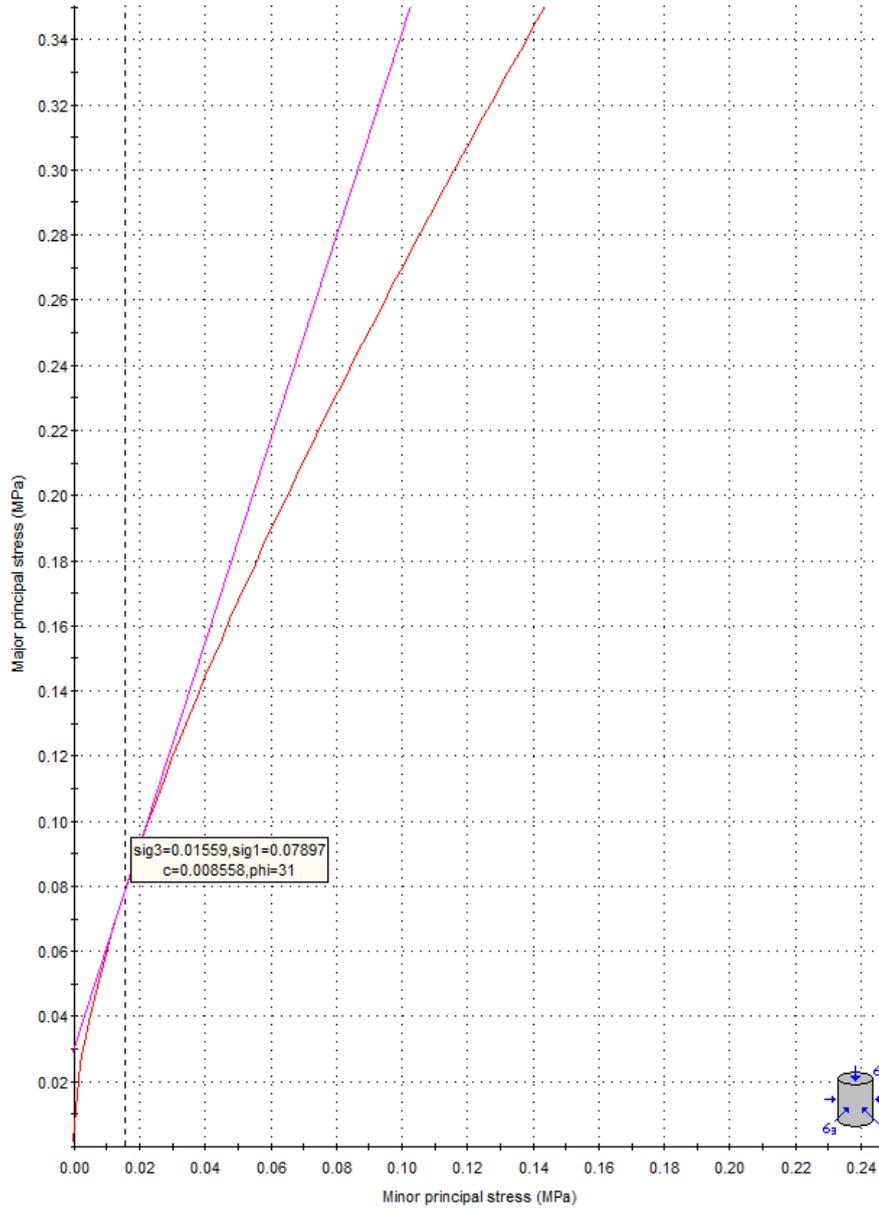
Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 1 MPa
 GSI = 22 $m_i = 6$ Disturbance factor (D) = 0
 intact modulus (E_i) = 2100 MPa

Hoek-Brown Criterion

$m_b = 0.370$ $s = 0.0002$ $a = 0.538$

Figura 8-57: Definizione dei parametri dell'involuppo di rottura (RocLab V.1.031)



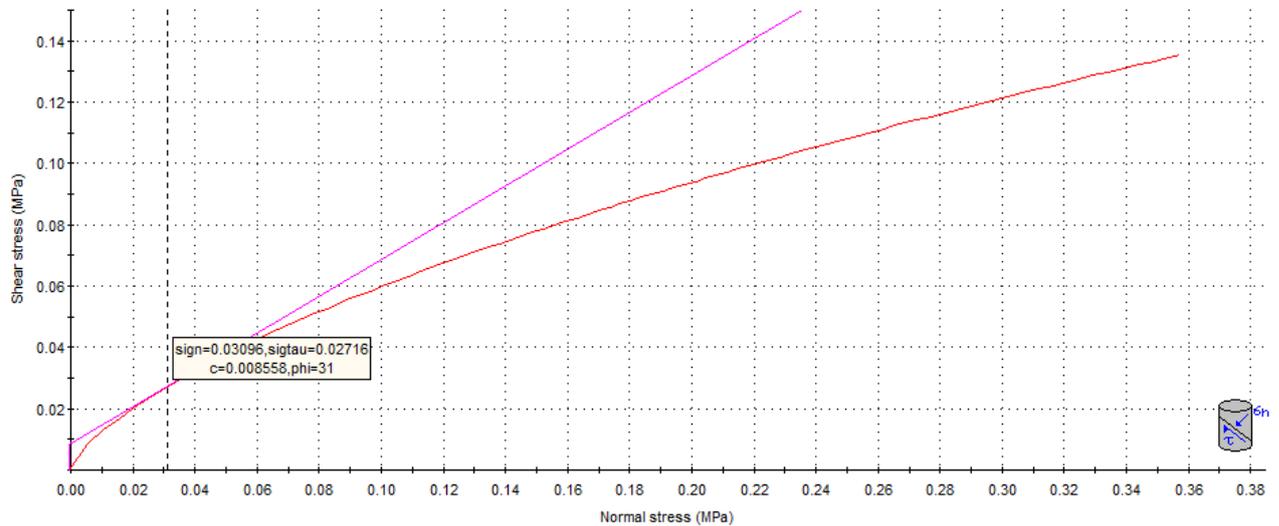


Figura 8-58: Involuppo di rottura (RocLab V.1.031)

8.3.2 Caratteristiche di deformabilità

Sulla base del valore di GSI definito sopra il modulo dell'ammasso è stato stimato pari a circa 100 MPa.

8.4 PERMEABILITA'

Nell'ambito della campagna d'indagine di PD sono state eseguite diverse prove di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile. In Figura 8-59 sono riportati i valori dei coefficienti di permeabilità K_h ottenuti dalle prove.

I valori dei coefficienti di permeabilità di progetto sono stati stimati sulla base dei risultati delle prove Lefranc e sulla base dei riferimenti bibliografici considerando la litologia del materiale (si veda Tabella 6-9). I valori di progetto sono riportati nel paragrafo 8.5.

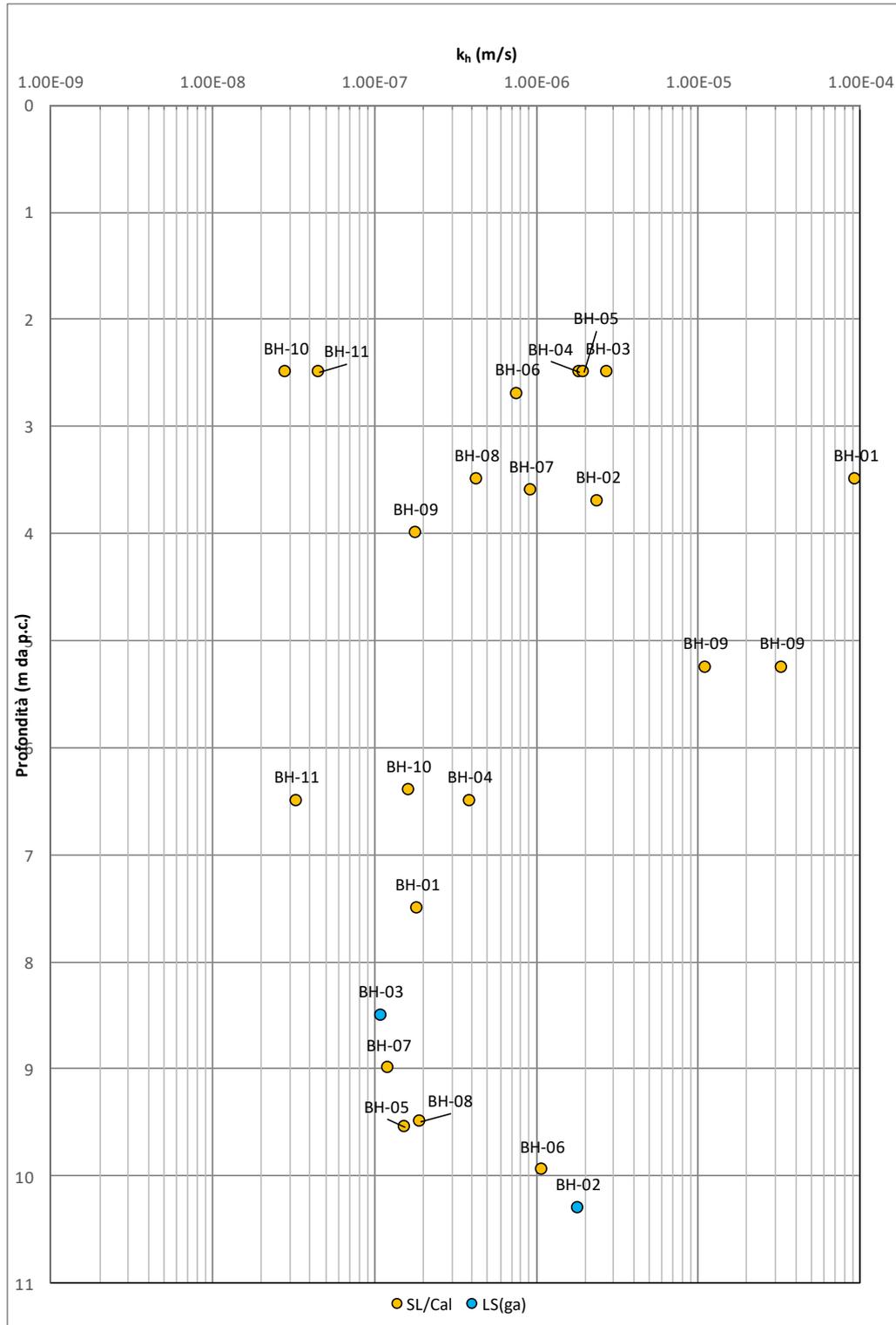


Figura 8-59 – Permeabilità k_h da prove Lefranc

	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
	PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA7K	00 D 09	GE	GE0006 001	C	117 di 142

8.5 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI E DEI LIVELLI DI FALDA DI PROGETTO

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

In particolare, valgono le seguenti considerazioni:

- Le descrizioni stratigrafiche dei sondaggi insieme alle foto delle cassette hanno permesso, come già anticipato, di individuare i passaggi stratigrafici tra materiali.
- I risultati della prova CPTU2 mostrano, per la formazione $S_{L/Cal,}$, dei terreni sabbioso limosi o limoso sabbiosi. Questa unità geotecnica (si veda anche paragrafo 7.2), è composta da una matrice di sabbia limosa e limo sabbioso con diverse intercalazioni di calcareniti fratturate e/o ciottoli. Localmente, nei sondaggi BH09 e BH10 tale formazione presenta inoltre alternanze tra sabbia limosa e argilla limosa o limoso sabbiosa. I risultati delle granulometrie eseguite sui campioni prelevati mostrano infatti un contenuto di fine (Limo+Argilla) estremamente variabile tra il 10% e l'80% (si veda Figura 8-34), non in accordo a quanto mostrato dalla classificazione di Robertson con la prova SCPTU2. La Figura 8-35 mostra tuttavia che le intercalazioni di materiale fine sono principalmente localizzate all'inizio della tratta (BH09 e BH10).
- A profondità superiori, per la formazione $L_{S(ga)}$, il contenuto di fine aumenta passando a un valore medio compreso tra il 45÷65% e successivamente, per la formazione A_L il contenuto di fine aumenta ulteriormente e risulta compreso tra il 85÷95% per la formazione A_L . (si veda Figura 8-34). Anche per la formazione $L_{S(ga)}$ l'interpretazione della prova la prova SCPTU2 mediante Robertson mostra un terreno più assimilabile ad una sabbia limosa.
- Per le unità geotecniche con un $FC > 35\%$ si sono valutati i parametri geotecnici sia in condizioni drenate che in condizioni non drenate.
- I pesi di volume naturale dei materiali sono stati determinati in base ai risultati delle prove di laboratorio che sono state considerate nel loro complesso individuando tre valori tipici da associare ai materiali
- La determinazione dei valori dei parametri geotecnici di progetto è stata fatta principalmente sulla base dei risultati di N_{SPT} e sulla base dei risultati delle prove di laboratorio in quanto ritenuti un dato rappresentativo dell'intera tratta perché distribuito lungo tutto il tracciato, i risultati ottenuti sono poi stati confrontati con quelli puntuali ricavati dall'interpretazione della SCPTU2 e $S1_Down-Hole$.

- Non si dispongono prove di laboratorio sull'unità geotecnica più superficiale $L_{s(ms)}$ individuata sulla base delle descrizioni stratigrafiche e dalle foto delle cassette. Tale unità è stata caratterizzata sulla base delle SCPTU1, SCPTU2 e SCPTU3, per quanto riguarda la coesione non drenata, mentre, per quanto riguarda i parametri drenati sono stati assunti gli stessi parametri ricavati dalle prove di taglio eseguite sulle intercalazioni di materiale a granulometria più fine presenti nel BH09 e BH10 nella formazione $S_{L/cal}$ immediatamente sottostante.
- I parametri di resistenza drenati, in termini di angolo di attrito e coesione efficace, sono stati ottenuti dai risultati delle prove di Taglio diretto e da quelle TX-CIU. Considerato il tipo di materiale, tali risultati sono stati ritenuti più rappresentativi rispetto alle interpretazioni delle prove in sito. I valori ottenuti sono comunque poi stati confrontati con le stime ottenute a partire dai risultati delle prove CPT e anche N_{SPT} . Vista la natura dei materiali e la disponibilità delle prove di taglio diretto residuo, per la determinazione dell'angolo d'attrito mediante Bolton non sono stati utilizzati i valori di letteratura di ϕ'_{CV} disponibili per le sabbie, ma i valori di ϕ'_{CV} sono stati ricavati dalle prove di taglio residuo.
- I parametri di resistenza non drenata, per le formazioni $L_{s(ga)}$ e A_L , sono stati definiti a partire dai risultati delle prove di laboratorio e dall'interpretazione dei valori di N_{SPT} . In aggiunta a questi sono stati considerati anche i valori di coesione non drenata misurati dai Pocket Penetrometer sui campioni prelevati. I valori ottenuti sono comunque poi stati confrontati con le stime ottenute dall'elaborazione della CPTU2.
- I moduli iniziali di elasticità tangenziale sono stati ottenuti dalle prove in sito, nello specifico si sono ricavati
 - i valori di G_0 ottenuti a partire dalle V_s ricavate dall'interpretazione di Otha e Goto delle misure di N_{SPT} effettuate in n.13 verticali (BH01÷BH11 da PD e S1÷S2 da PFTE) lungo l'intero tracciato (Figura 8-20)
 - I valori di G_0 ottenuti dalle misure dirette delle V_s in sito effettuate dalle indagini geofisiche (S1_Down-Hole e SCPTU2), (Figura 8-19 e Figura 8-18);
 - I valori di G_0 ottenuti mediante l'interpretazione delle qc misurate durante la prova CPTU2 (Si sono utilizzate le formulazioni di Mayne e Rix 1993 per i materiali a grana fine e Rix & Stokoe 1992 per i materiali a grana grossa). La classificazione del materiale è quella secondo Robertson 2010. (Figura 8-16)

In Figura 8-60 (sotto) si riporta un grafico, con rappresentati tutti i risultati di sito, che tiene in conto dell'appartenenza alle diverse unità geotecniche individuate.

Come si osserva dai grafici, i valori di G_0 ottenuti dalle V_s misurate con il Down-Hole sono significativamente più alti rispetto ai valori ottenuti dalle onde di taglio V_s misurate dalla SCPTU, e rispetto ai valori di G_0 ottenuti mediante interpretazioni delle prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Si osserva inoltre che l'interpretazione della CPTU2 secondo Robertson 2010 che la formazione $L_{S(ga)}$ è parecchio eterogenea, costituita principalmente da sabbie limose (all'interno della formazione i valori di G_0 rappresentati più a destra nel grafico fanno riferimento all'interpretazione "clay-like", quelli più a sinistra fanno riferimento all'interpretazione "sand-like").

Data la natura di tale materiale e la distribuzione dei dati di input, per la determinazione dei valori dei moduli iniziali di taglio (G_0) si è fatto principalmente riferimento alle misure di N_{SPT} in quanto danno, per le singole formazioni valori omogenei e distribuiti lungo l'intero tracciato.

- I moduli di elasticità normale (o di Young) operativi sono stati derivati dai valori stimati per i moduli iniziali di elasticità tangenziale considerando un degrado del modulo in funzione del livello di deformazione atteso per la singola unità geotecnica. In particolare, i valori riportati nella tabella riassuntiva sono caratteristici di livelli deformativi tipici di problemi di cedimento dei rilevati (problemi di carico), e come tali sono i più conservativi.
- Il coefficiente di Poisson è stato assunto per tutte le unità pari a 0.25.
- I rapporti di sovraconsolidazione OCR sono stati valutati a partire dai risultati di alcuni edometri e confrontati con la rappresentazione dei campioni prelevati sul piano di Burland (si veda Figura 8-42). Sulla base di quest'ultimo, i campioni di argille A_L risultano normalconsolidati o debolmente sovraconsolidati, risalendo in superficie il grado di sovraconsolidazione dei materiali a granulometria fine aumenta.
- I rapporti di compressione CR e di ricomprensione RR e il coefficiente di consolidazione secondaria sono stati valutati dall'interpretazione delle prove edometriche dove disponibili.

Sulla base delle considerazioni sopra riportate sono stati definiti i parametri per ciascuno strato individuato, da utilizzarsi per la progettazione, riportati nella successiva Tabella 8-4. In Tabella 8-5 si riporta la profondità di falda di progetto assunta nei calcoli sulla base di quanto riportato sui profili geologici e sulla base delle letture piezometriche disponibili nel momento della redazione del presente report.

Vista la natura dei terreni presenti nel sito in esame, ed in particolare la continua alternanza di strati a natura prevalentemente coesiva e di strati a natura prevalentemente granulare, per la fase di Progetto Esecutivo si consiglia l'esecuzione di prove di tipo CPTU distribuite lungo il tracciato, con esecuzione di preforo in caso di rifiuto nei primi metri, in quanto, vista la natura "continua" della misura, permettono una ricostruzione più dettagliata delle successioni stratigrafiche. Inoltre, si ritiene utile integrare le indagini con ulteriori sondaggi con prove N_{SPT} lungo la verticale e prevedere il prelievo di campioni rimaneggiati in corrispondenza delle prove N_{SPT} , in modo da poter effettuare un'analisi differenziale, mediante l'analisi granulometrica, l'interpretazione delle prove e delle stratigrafie.

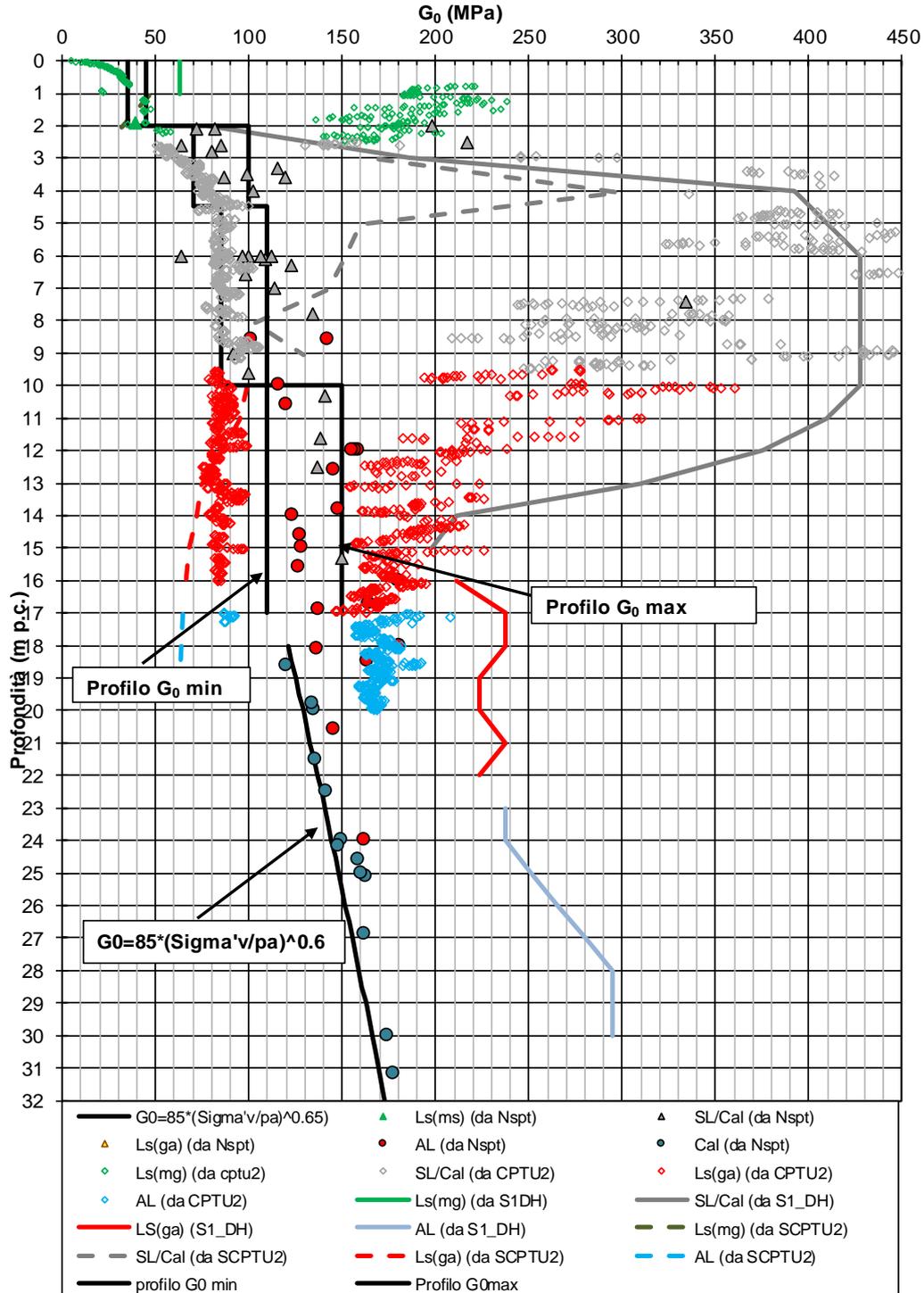


Figura 8-60 – G₀ da elaborazioni su misure in sito e profilo di progetto

Tabella 8-4: Parametri geotecnici caratteristici associati alle unità stratigrafiche

UNITÀ	MATERIALE	γ_n [kN/m ³]	Parametri di resistenza			Parametri di deformabilità							
			ϕ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	G_0 [MPa]	E_{op} [MPa]	ν' [-]	k [m/s]	OCR [-]	CR [-]	RR [-]	$C_{\alpha\varepsilon}$ [%]
$L_{s(ms)}$	L(S)(A);L(A);L(S)	19.0	26	0÷10	60÷120	35 ÷ 45	9 ÷ 11	0.25	1×10^{-8}	1.5 ÷ 2.0	-	-	-
$S_{L/Cal}$	S,L(A);L,S[A]	19.0	29÷30	0÷6	-	70 ÷ 100 fino a 4.5 m da pc 85 ÷ 110 oltre 4.5 m da pc	18 ÷ 25 fino a 4.5 m da pc 21 ÷ 28 oltre 4.5 m da pc	0.25	$1 \times 10^{-7} \div 1 \times 10^{-6}$	1.0	-	-	-
	<u>Intercalazioni localizzate</u> <u>(BH09/BH10)</u>	19.0	26	10	50÷90			0.25	1×10^{-8}	1.5 ÷ 2.0	-	-	-
	L(A);L(A)(S)	19.0	31	0	-			0.25	1×10^{-7}	1.0	-	-	-
	<u>Intercalazioni:</u> Cal (S(G))	19.0	31	0	-			0.25	1×10^{-7}	1.0	-	-	-
$L_{s(ga)}$	L,S(A); S,L(A)	19.5	26÷29	7÷10	50	110 ÷ 150	28÷38	0.25	1×10^{-7}	1.0 ÷ 3	-	-	-
A_L	L,A(S); L(A); L(A)(S)	20.0	23÷24	15÷20	70-150 ⁽¹⁾	$G_0 = 85 \cdot (\sigma'_{v0}/p_a)^{0.65}$ (assumendo la falda ad 1 m da pc)	$(2.5 \cdot G_0) / 10$	0.25	1×10^{-9}	1 ÷ 1.5	0.16	0.024	0.12
Cal	Calcarenite fratturata	21.0	24÷26	95÷100	-	n.d.	100	0.25	1×10^{-7}	1.0	-	-	-

γ = peso di volume naturale;

ϕ' = angolo di attrito "operativo";

c' = intercetta di coesione "operativa";

c_u = resistenza al taglio non drenata;

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

E_{op} = Modulo di young "operativo" per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari e non lineari;

ν' = Rapporto di Poisson;

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

CR e RR = rapporto di compressione e rapporto di ricomprensione nel piano $\varepsilon - \log(\sigma)$

c_{ae} = coefficiente di consolidazione secondaria nel piano $\varepsilon - \log(\sigma)$

n.d. = non determinato

⁽¹⁾ varabile linearmente con la profondità da 21 m a 50 m da pc originale

Tabella 8-5: Profondità di falda di progetto assunta nei modelli di calcolo

Sondaggio	Profondità (m da pc)
BH01	3.00
BH02	3.00
BH03	3.00
BH04	2.50
BH05	1.00
BH06	1.00
BH07	2.00
BH08	3.50
BH09	3.50
BH10	3.50
BH11	3.50
BH15	2.50
BH16	3.00
BH17	5.00
S1	3.50
S2	1.00

9 ACCELERAZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE

9.1 PREMESSA

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

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

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

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

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

L'inquadramento sismo-tettonico, sismologico dell'area sono oggetto della relazione geologica a cui qui si fa diretto riferimento. Sempre oggetto della relazione geologica è la definizione della categoria di suolo e topografica di riferimento e della magnitudo sempre di riferimento per la verifica a liquefazione.

9.2 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

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

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

- $V_N \geq 100$ anni, per grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di importanza strategica.

Nel caso in esame, per quanto riguarda la linea ferroviaria (rilevati, tombini e sottovia scatolare) e per il Cavalcaferrovia SS16 (IV01) e il Cavalcaferrovia Strada Comunale n.76 (IV02) ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è stato assunto in sede progettuale (cfr. Relazione Geologica Doc. Rif.[8]):

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

Mentre per il viadotto ferroviario sopra la "SS379 – corridoio E55" (VI01), si assumerà:

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

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

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. 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 si assume (cfr. Relazione Geologica Doc. Rif.[8]):

- Per il viadotto ferroviario sopra la "SS379 – corridoio E55" (VI01), la classe d'uso IV ($C_U = 2.0$)
- Per il Cavalcaferrovia SS16 (IV01) ed il Cavalcaferrovia Strada Comunale n.76 (IV02), la Classe d'uso III ($C_U = 1.5$)
- - Per i rilevati ferroviari, tombini/scatolari (sottovia scatolare) e altre opere non sopra menzionate, Classe d'uso II ($C_U = 1.0$).

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

$$V_R = V_N \times C_U = 100 \times 2.0 = 200 \text{ anni (Viadotto VI01)}$$

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1.5 = 112.5 \text{ anni (Cavalcaferrovia IV01 e IV02)}$$

$V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1.0 = 75 \text{ anni}$ (Rilevati ferroviari, tombini/scatolari (sottovia scatolare) e altre opere non sopra menzionate)

9.3 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 9-1.

Tabella 9-1: Periodi di ritorno per l'azione sismica di progetto, in funzione delle opere considerate, per i diversi stati limite.

	Infrastruttura ferroviaria (rilevati, tombini e sottovia scatolare)	Cavalcaferrovia SS16 e Cavalcaferrovia SC76	Viadotto sopra SS379
STATO LIMITE	T _R , anni		
SLO	45	68	120
SLD	75	113	201
SLV	712	1068	1898
SLC	1462	2193	2475

9.4 ACCELERAZIONE DI RIFERIMENTO SU SUOLO RIGIDO

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

Per definire i valori della pericolosità sismica di base, sono stati scelti 4 punti di riferimento aventi le coordinate geografiche riportate in Tabella 9-2, ove si altresì viene riportato l'identificativo dei nodi del reticolo di riferimento entro cui è compreso il punto di calcolo dell'azione sismica (elaborazione da foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v.1.0.3b, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009).

**Tabella 9-2: 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.**

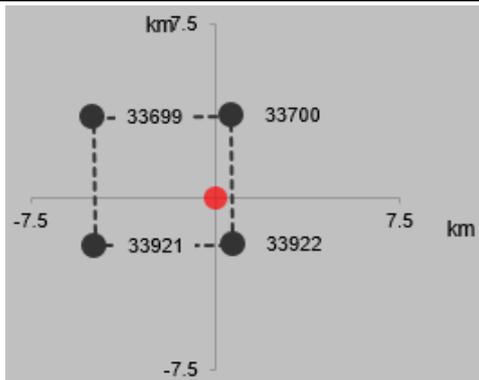
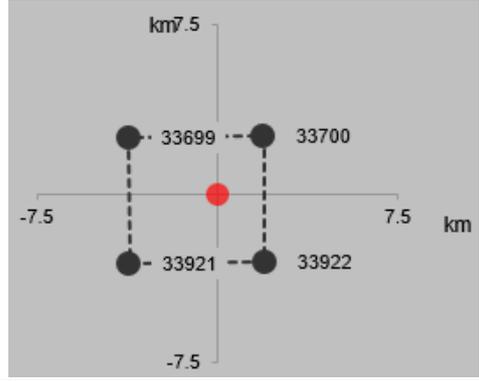
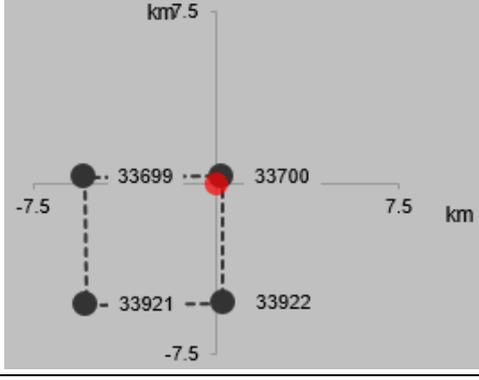
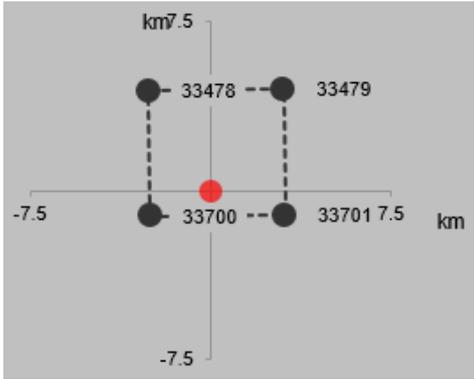
ID Punto	Longitudine	Latitudine	Localizzazione punti di griglia
P1	17.895613°	40.617431°	
P2	17.881552°	40.626872°	
P3	17.903034°	40.645773°	

Tabella 9-2: 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
P4	17.936180°	40.657408°	

Il confronto fra i valori del parametro a_g calcolato ai diversi punti, per gli stati limite di interesse (Tabella 9-3) mostra come la variabilità dell'input sismico lungo il tracciato sia bassa e perciò il punto P1 è stato scelto come riferimento unico per tutto il tracciato e opere connesse.

Il risultato dell'interpolazione per i parametri a_g , F_o e T_c^* per i periodi di ritorno ed i tratti di riferimento è riportato in Tabella 9-4 (infrastruttura ferroviaria, rilevati, tombini e sottovia scatolare), Tabella 9-5 (cavalcaferrovia SS16 (IV01) e cavalcaferrovia Strada Comunale n.76(IV02)) e Tabella 9-6 (viadotto ferroviario sopra la "SS379 – corridoio E55" (VI01)).

Tabella 9-3: Valori di a_g per punti diversi nel tracciato di interesse (ottenuti mediante il foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSLPP (2009)).

T_R (anni)	a_g (g)			
	P1	P1	P1	P1
30	0.014	0.014	0.014	0.013
50	0.019	0.019	0.018	0.018
72	0.023	0.023	0.022	0.021
101	0.026	0.027	0.026	0.025
140	0.030	0.030	0.030	0.029
201	0.035	0.035	0.034	0.033
475	0.046	0.046	0.045	0.044
975	0.055	0.055	0.054	0.054
2475	0.069	0.068	0.067	0.067

Tabella 9-4: Valori dei parametri a_g, F_0, T_c^* per gli stati limite di riferimento. Infrastruttura ferroviaria (rilevati, tombini e sottovia scatolare). $V_R = 75$ anni.

SL	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (s)
SLO	45	0.018	2.308	0.191
SLD	75	0.023	2.320	0.271
SLV	712	0.051	2.581	0.483
SLC	1462	0.061	2.716	0.522

Tabella 9-5: Valori dei parametri a_g, F_0, T_c^* per gli stati limite di riferimento. Cavalcaferrovia SS16 e Cavalcaferrovia SC76. $V_R = 112.5$ anni.

SL	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (s)
SLO	68	0.022	2.316	0.252
SLD	113	0.028	2.345	0.327
SLV	1068	0.056	2.649	0.514
SLC	2193	0.067	2.803	0.532

Tabella 9-6: Valori dei parametri a_g, F_0, T_c^* per gli stati limite di riferimento. Viadotto ferroviario sopra la "SS379 – corridoio E55". $V_R = 200$ anni.

SL	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (s)
SLO	120	0.028	2.356	0.332
SLD	201	0.035	2.438	0.371
SLV	1898	0.064	2.772	0.528
SLC	2475	0.069	2.830	0.535

9.5 RISPOSTA SISMICA LOCALE

Per i fini del presente studio, gli effetti di amplificazione stratigrafica e topografica sono stati valutati sulla base delle indicazioni delle NTC2018, le quali definiscono un fattore di sito S di amplificazione

sismica come funzione sia della categoria di sottosuolo (S_s), sia dell'andamento della superficie topografica (attraverso il coefficiente S_T):

$$S = S_s \cdot S_T$$

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

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

dove:

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

I risultati delle indagini geofisiche effettuate (N. 3 profili MASW; N. 3 prove HVSR, N. 4 Down-hole) indicano come il parametro $V_{S,eq}$ tenda ad aumentare verso progressive crescenti:

- MASW 1 - HVSR 064 – $V_{S,eq} = 340$ m/s
- MASW 2 - HVSR 063 – $V_{S,eq} = 387$ m/s
- MASW 3 - HVSR 062 – $V_{S,eq} = 409$ m/s
- S1_DH – $V_{S,eq} = 345$ m/s
- BH12 - $V_{S,eq} = 336$ m/s
- BH13 - $V_{S,eq} = 343$ m/s
- BH14 - $V_{S,eq} = 386$ m/s

Sulla base delle informazioni fornite nella Relazione Geologica (Doc. Rif.[8]), dal punto di vista della categoria di suolo, il tracciato può essere suddiviso in due tratte come riportato in Figura 9-1, segnalando che:

- il viadotto sopra la SS 379 (VI01) viene classificato in Categoria B (da prova MASW2 e Down-Hole BH13, effettuando una media sui valori di v_s ottenuti dalle due prove, ricavando un valore di $v_s=365$ m/s, associabile alla categoria B);
- il Cavalcaferrovia SS16 (IV01) viene classificato in Categoria C (da prove Down-Hole su S1 e BH12);
- il Cavalcaferrovia Strada Comunale n.76 (IV02) viene classificato in Categoria B (da prova MASW3).

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

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

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, sempre sulla base delle informazioni fornite nella Relazione Geologica (Doc. Rif.[8]), il tracciato corre all'interno di un sito sostanzialmente pianeggiante e viene classificato in categoria topografica T1 (Superficie pianeggiante e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$, v. Tabella 3.2.III al par.3.2.2. delle NTC2018). Pertanto, il fattore di amplificazione topografica risulta pari a:

$$S_T = 1$$

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 tipologia di opere sono riportati in Tabella 9-7, Tabella 9-8, Tabella 9-9, Tabella 9-10 e Tabella 9-11.

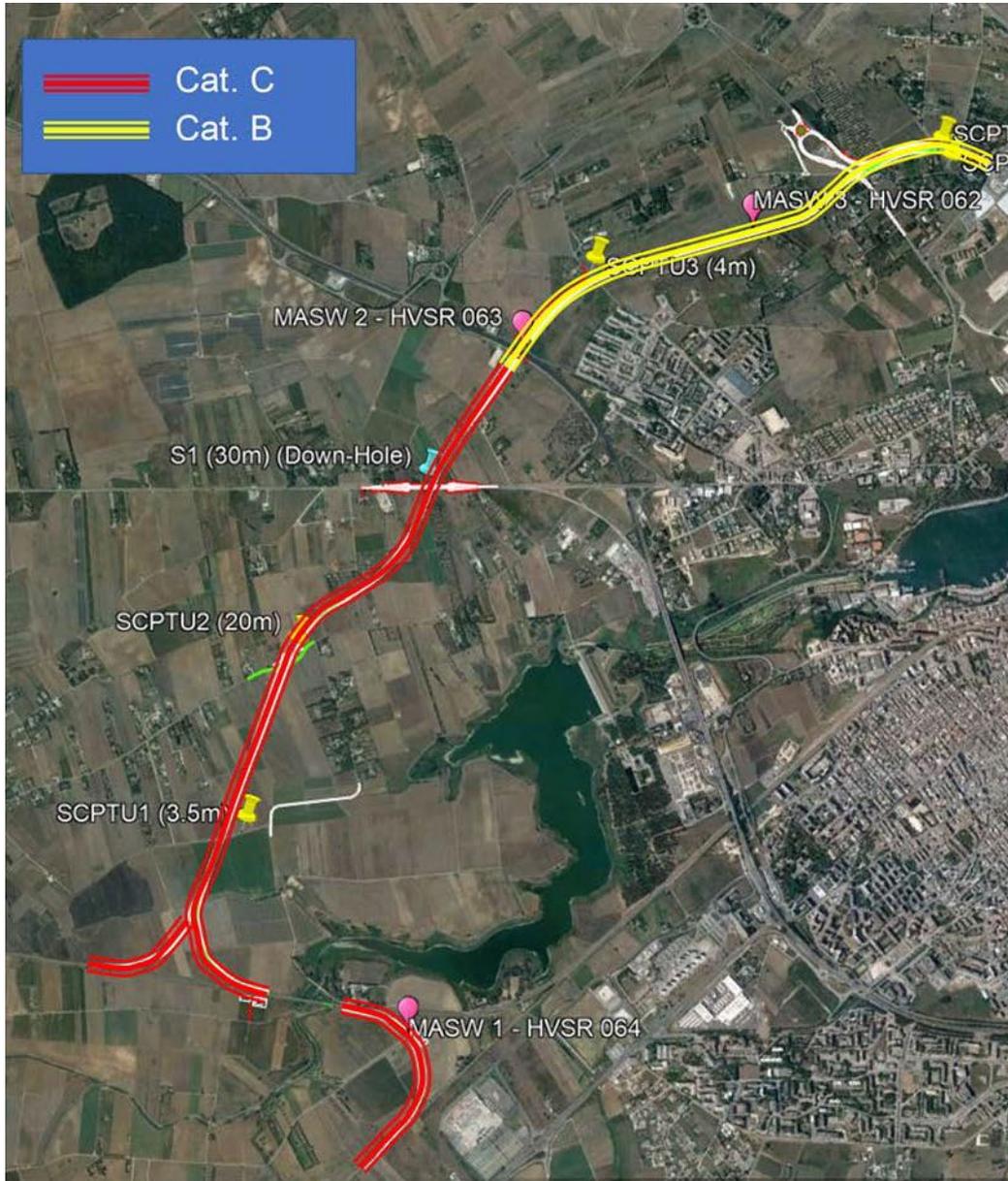


Figura 9-1: Classificazione della categoria di suolo lungo il tracciato in progetto.

Tabella 9-7: Valori di a_g e dei coefficienti di sito S e dell'accelerazione di progetto a_{max} per gli stati limite di riferimento ($V_R = 75$ anni). Infrastruttura ferroviaria (rilevati ferroviari, tombini, sottovia scatolare) da inizio tratta a poco prima del viadotto sulla SS 379 (Categoria di sottosuolo C).

SL	T_R (anni)	a_g (g)	S (-)	a_{max} (g)
SLO	45	0.018	1.500	0.027
SLD	75	0.023	1.500	0.035
SLV	712	0.051	1.500	0.077
SLC	1462	0.061	1.500	0.092

Tabella 9-8: Valori di a_g e dei coefficienti di sito S e dell'accelerazione di progetto a_{max} per gli stati limite di riferimento ($V_R = 75$ anni). Infrastruttura ferroviaria (rilevati ferroviari, tombini, sottovia scatolare) da poco prima del viadotto sulla SS 379 a fine tracciato (Categoria di sottosuolo B).

SL	T_R (anni)	a_g (g)	S (-)	a_{max} (g)
SLO	45	0.018	1.200	0.022
SLD	75	0.023	1.200	0.028
SLV	712	0.051	1.200	0.061
SLC	1462	0.061	1.200	0.073

Tabella 9-9: Valori di a_g e dei coefficienti di sito S e dell'accelerazione di progetto a_{max} per gli stati limite di riferimento ($V_R = 112.5$ anni). Cavalcaferrovia SS16 (Categoria di sottosuolo C).

SL	T_R (anni)	a_g (g)	S (-)	a_{max} (g)
SLO	68	0.022	1.500	0.033
SLD	113	0.028	1.500	0.042
SLV	1068	0.056	1.500	0.084
SLC	2193	0.067	1.500	0.101

Tabella 9-10: Valori di a_g e dei coefficienti di sito S e dell'accelerazione di progetto a_{max} per gli stati limite di riferimento ($V_R = 112.5$ anni). Cavalcaferrovia Strada Comunale n.76 (Categoria di sottosuolo B).

SL	T_R (anni)	a_g (g)	S (-)	a_{max} (g)
SLO	68	0.022	1.200	0.026
SLD	113	0.028	1.200	0.034
SLV	1068	0.056	1.200	0.067
SLC	2193	0.067	1.200	0.080

Tabella 9-11: Valori di a_g e dei coefficienti di sito S e dell'accelerazione di progetto a_{max} per gli stati limite di riferimento ($V_R = 200$ anni). Viadotto ferroviario sopra la "SS379 – corridoio E55" (Categoria di sottosuolo B).

SL	T_R (anni)	a_g (g)	S (-)	a_{max} (g)
SLO	120	0.028	1.200	0.034
SLD	201	0.035	1.200	0.042
SLV	1898	0.064	1.200	0.077
SLC	2475	0.069	1.200	0.083

10 STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

10.1 GENERALITÀ

Le NTC 2018, al par. 7.11.3.4.1 stabiliscono che:

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

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

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

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

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

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

10.2 CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE

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

- Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero (cfr. a_{max}) minori di 0.1 g;
- Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)60 > 30$ oppure $qc1N > 180$ 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 10-1 (coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$) e Figura 10-2 (coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$).

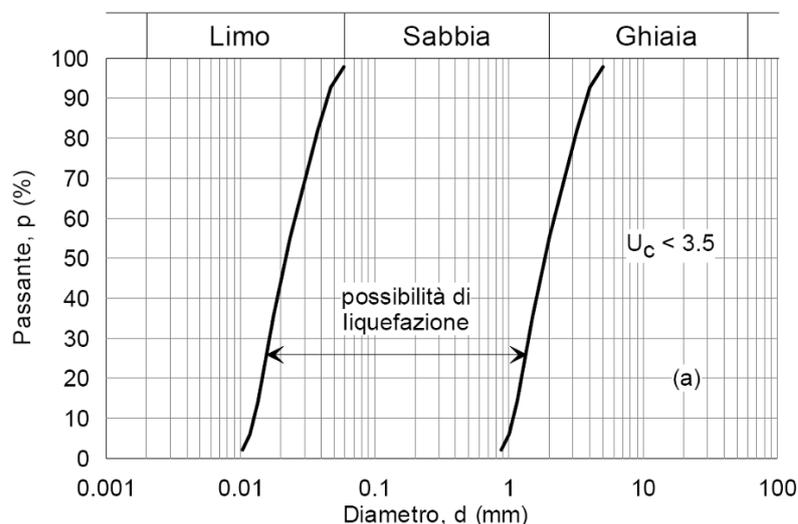


Figura 10-1: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c < 3.5$)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
	PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA7K	00 D 09	GE	GE0006 001	C	139 di 142

11 PROBLEMATICHE GEOTECNICHE

Le principali problematiche geotecniche connesse alla realizzazione delle opere incluse nel progetto del collegamento ferroviario dell'aeroporto del Salento con la stazione di Brindisi sono riconducibili:

- alla valutazione dei cedimenti e della stabilità dei rilevati,
- alla analisi della stabilità delle trincee,
- al dimensionamento e alla verifica delle fondazioni dei viadotti ferroviari e stradali,
- al dimensionamento e alla verifica delle opere provvisorie a presidio degli scavi provvisori
- alla valutazione della compatibilità degli interventi inclusi in progetto con le aree mappate a rischio geomorfologico.

I risultati delle analisi effettuate, contenute negli elaborati di progetto, evidenziano la compatibilità delle opere progettate sia con i limiti imposti dalla Normativa, sia con i vincoli prescritti dal Manuale di Progettazione RFI.

La valutazione dei cedimenti e della stabilità dei rilevati ferroviari e stradali è stata effettuata facendo riferimento ad alcune sezioni ritenute rappresentative delle situazioni maggiormente critiche, in relazione sia all'altezza del rilevato/trincea, sia alle condizioni stratigrafiche locali. Le analisi sviluppate sono contenute negli elaborati "IA7K00D10CLGE0006001 – Relazione di calcolo rilevati e trincee ferroviarie" e "IA7K00D10CLGE0006002 – Relazione di calcolo rilevati stradali"

Le fondazioni previste per il viadotto ferroviario e il cavalcavia stradale sono di tipo profondo e sono costituite da palificate di pali di grande diametro (D=1500 mm per le spalle e D=1200mm per le pile del viadotto ferroviario e D=1200 mm per i cavalcaferrovia), aventi lunghezze comprese tra 37m e 48m. I calcoli di dimensionamento e verifica sono riportati nei documenti IA7K00D09CLVI0104001, IA7K00D09CLVI0105001, IA7K00D09CLIV0104001, IA7K00D09CLIV0105001, IA7K00D09CLIV0204001, IA7K00D09CLIV0205001. Per la realizzazione dei plinti di fondazione si è generalmente ricorso a scavi a cielo aperto, ad eccezione delle fondazioni in adiacenza a preesistenze: in tali casi per lo scavo si è ricorso alla realizzazione di opere provvisorie quali micropali. In assenza di

	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
	PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA IA7K	LOTTO 00 D 09	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. C	FOGLIO 140 di 142

vincoli geometrici per la presenza di preesistenze, ove le profondità di scavo sono maggiori di circa 3.5÷3.7m e/o si è in presenza di un battente idraulico superiore a circa 1÷1.5 m, a presidio degli scavi si è ricorso all'utilizzo di palancole metalliche infisse (le cui analisi sono riportate nell'elaborato IA7K00D10CLIV0000001)

Anche per la realizzazione di alcune opere idrauliche, quali collettori, vasche di prima pioggia, etc, incluse nel sistema di smaltimento delle acque drenate dalla piattaforma ferroviaria e stradale, si è ricorso all'utilizzo di opere provvisoriale, le cui analisi sono riportate nell'elaborato "IA7K00D10CLIN0009001B"

Relativamente alla valutazione della compatibilità degli interventi inclusi in progetto con le aree mappate a rischio geomorfologico, si osserva che il tracciato si sviluppa in un territorio a topografia sub-pianeggiante ed esente pertanto da potenziali rischi connessi alle dinamiche di versante, con particolare riferimento alle fenomenologie di tipo gravitativo. Ai fini della verifica delle condizioni di assetto geomorfologico locale è stata eseguita la verifica della pericolosità geomorfologica dell'area in esame attraverso la consultazione della "Carta della pericolosità geomorfologica" del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico" dell'Autorità di Bacino della Puglia, avente perimetrazioni aggiornate al 19.11.2019. Le opere in progetto non interferiscono con aree perimetrata a pericolosità geomorfologica, come evidenziato anche nello stralcio cartografico riportato nelle seguenti Figure, se non limitatamente all'estremità finale del collettore di scarico IN16, che in prossimità della costa, intercetta una stretta fascia perimetrata a pericolosità progradante da media a moderata (PG1) sino ad elevata (PG2 e PG3), all'approssimarsi della linea di costa.

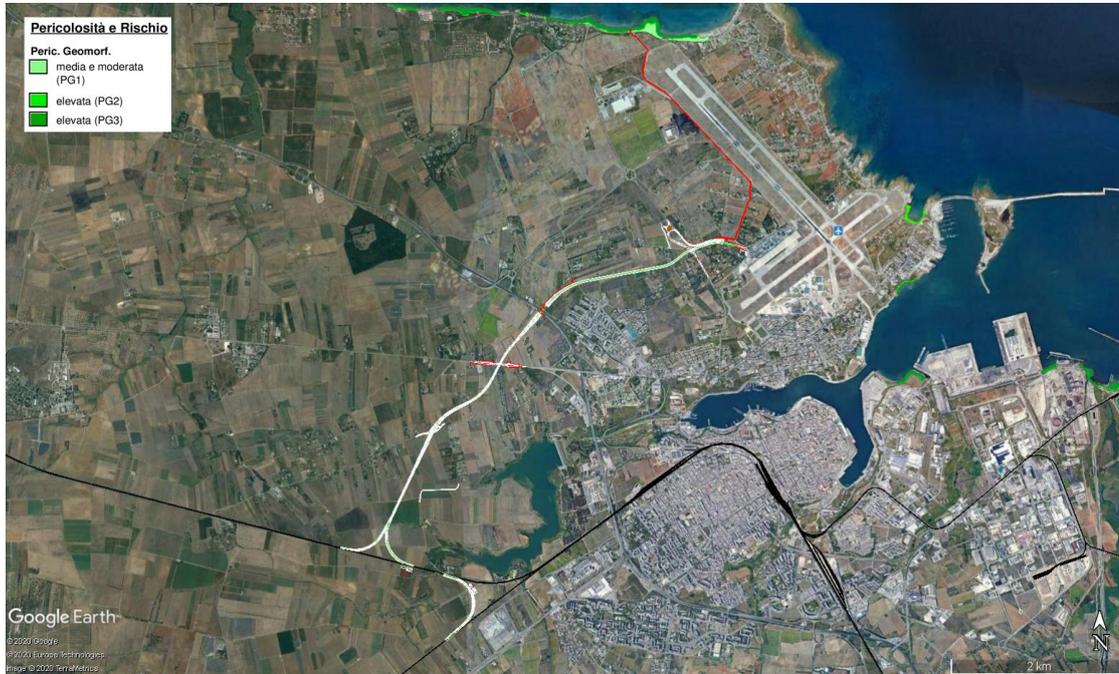


Figura 11-1 Pericolosità area costiera

Negli elaborati facenti parte dello studio geologico, geomorfologico e idrogeologico allegato al presente progetto (rif. 3-12) è segnalato che, nel caso specifico, tali aree non identificano movimenti gravitativi in atto o potenziali, ma definiscono una fascia di costa rocciosa, potenzialmente interessata da processi erosivi e fenomeni di dissesto corticale connessi alle dinamiche del litorale. Nella fattispecie, il tratto di costa in oggetto appare stabile da tempo in rapporto ai processi geomorfologici, come emerso anche da analisi aerofotogrammetrica multi-temporale effettuata e riportata nell'elaborato di rif. 8, con l'intento di valutare nel dettaglio il rischio geomorfologico della specifica area.

In corrispondenza di tale area, il progetto prevede la realizzazione dello sbocco a mare del collettore IN16, costituito da uno scatolare in c.a. di dimensioni interne 2x2 mq. Per la costruzione dell'opera, lungo la scarpata rocciosa della costa è prevista la realizzazione di uno scavo a pareti subverticali di profondità massima di 3.5 m e profondità decrescenti procedendo verso il mare. Come descritto nell'elaborato "IN16 – Planimetria, pianta scavi e profilo longitudinale, tav. 4di4" cod. IA7K00D10PZIN1600004C, al fine di minimizzare gli effetti di disturbo degli scavi localizzati, lungo il ciglio superiore della scarpata è previsto il risvolto della paratia di micropali utilizzata per il sostegno dello scavo del collettore nel tratto subpianeggiante, in adiacenza alla strada costiera. Specificatamente alla messa in sicurezza dello scavo provvisorio sub verticale da eseguire lungo la scarpata di costa, è prevista inoltre la realizzazione di interventi di stabilizzazione delle superfici di scavo con rete metallica e bullonature (D=24mm, L=2 m), disposti secondo una maglia quadrata 2mx2m.