

COMMITTENTE:



ALTA  
SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE  
OBIETTIVO N. 443/01  
LINEA AV/AC TORINO – VENEZIA      Tratta VERONA – PADOVA  
Lotto funzionale Verona – Bivio Vicenza  
PROGETTO ESECUTIVO  
PARTE GENERALE  
GEOLOGIA E GEOTECNICA  
GENERALE  
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)**

GENERAL CONTRACTOR				DIRETTORE LAVORI				SCALA	
IL PROGETTISTA INTEGRATORE		Consorzio Iricav Due						-	
 Ing. Giovanni MALAVENDA iscritto all'ordine degli ingegneri di Venezia n. 4289 N. 4289 Data:		ing. Paolo Carmona Data:		Data:					

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

I	N	1	7	1	0	E	I	2	R	B	G	E	0	0	0	0	0	0	2	B	-	-	-	D	-	-	-
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

	VISTO CONSORZIO IRICAV DUE	
	Firma	Data
	Luca RANDOLFI	

Progettazione:

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	verificato	Data	Approvato	Data	IL PROGETTISTA
A	EMISSIONE	A. Mingoia	Febbraio 2021	V. Pastore	Febbraio 2021	P. Ascari	Febbraio 2021	 P. Ascari Data: Aprile 2021
B	RECEPIMENTO ISTRUTTORIA VALIDATORE	A. Mingoia	Aprile 2021	V. Pastore	Aprile 2021	P. Ascari	Aprile 2021	

CIG. 8377957CD1	CUP: J41E91000000009	File: IN1710EI2RBGE0000002B.DOCX
		Cod. origine:



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000002B</p>	<p>Foglio 2 di 129</p>

## INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	4
2.1	Documentazione di progetto.....	4
2.2	Normativa e standard di riferimento.....	5
2.3	Bibliografia .....	5
3	DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNE DI INDAGINE.....	9
4	DATI PIEZOMETRICI.....	13
5	CRITERI DI VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI.....	20
5.1	Premessa.....	20
5.2	Densità relativa dei materiali a grana grossa .....	20
5.2.1	Generalità .....	20
5.2.2	Sabbie.....	20
5.2.3	Ghiaie.....	21
5.3	Resistenza al taglio – parametri drenati .....	22
5.3.1	Materiali a grana grossa .....	22
5.3.1.1	Angolo di resistenza al taglio di sabbie e ghiaie in accordo a Bolton (1986) .....	22
5.3.1.2	Angolo di resistenza al taglio di sabbie e ghiaie in accordo a Schmertmann.....	24
5.3.2	Materiali a grana fine .....	25
5.4	Resistenza al taglio – parametri non drenati .....	26
5.5	Determinazione della storia tensionale – (OCR).....	27
5.6	Determinazione del coefficiente di consolidazione verticale $c_v$ .....	28
6	BREVE DESCRIZIONE DEL TRACCIATO, DELLE OPERE PRINCIPALI DA REALIZZARE E DEL PROFILO STRATIGRAFICO .....	35
6.1	Falda di progetto .....	35
6.2	Tratto compreso fra pk 10+045 e pk 14+546 .....	36
6.3	Tratto compreso fra pk 14+546 e pk 16+340 .....	57
6.4	Tratto compreso fra pk 16+340 e pk 19+159 .....	73
6.5	Tratto compreso fra pk 19+159 e pk 21+990 (spalla Est Vi Alpone).....	88
6.6	Permeabilità.....	110
7	RIASSUNTO DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO .....	111
8	PROBLEMATICHE DI LIQUEFAZIONE.....	113
9	STABILIZZAZIONE SUPERFICIALE DEI MATERIALI IN SITO .....	114
ALLEGATI.....		120
	Allegato 1 - Planimetrie tracciato ed ubicazione delle indagini.....	121
	Allegato 2 – Profili geotecnici.....	126

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002B	Foglio 3 di 129

## 1 PREMESSA

Il presente documento costituisce il secondo volume della Relazione Geotecnica Generale di Progetto Esecutivo della sub tratta Verona – Vicenza della Linea AV/AC Verona – Padova, e riguarda il tratto compreso tra le progressive 10+050 e 21+990.

Il documento si basa su tutti i risultati delle indagini realizzate lungo il percorso in oggetto, sia durante la fase di Progetto Definitivo (d'ora in avanti denominato PD), sia durante ulteriori fasi conoscitive, ad esempio richieste dalla Conferenza dei Servizi, sia durante la più recente campagna di indagine approntata specificatamente per la fase di Progetto Esecutivo (d'ora in avanti denominato PE).

Il documento è così organizzato:

- Definizione dei documenti di riferimento (Capitolo 2);
- presentazione delle campagne d'indagine eseguite (capitolo 3);
- sintesi delle misure piezometriche (capitolo 4);
- Criteri di valutazione dei parametri geotecnici (Capitolo 5);
- Breve descrizione delle principali opere e delle condizioni geotecniche e stratigrafiche generali presenti nella tratta in questione (Capitolo 6);
- Stima dei principali parametri geotecnici di interesse per la progettazione (Capitolo 7);
- Discussione sulle problematiche di liquefazione (Capitolo 8).
- Esame della problematica dei trattamenti a calce per i terreni superficiali (Capitolo 9)

Scopo del documento è di fornire un quadro geotecnico di riferimento, da utilizzare ai fini del dimensionamento delle opere da realizzare.

Si ricorda che, in ogni caso, in base alla Normativa NTC 2008, l'unico responsabile della parametrizzazione geotecnica, nonché dello sviluppo del modello geotecnico, è il progettista (punto 6.2.2. delle NTC) delle singole opere. Quanto qui di seguito esposto pertanto deve essere inteso come una caratterizzazione geotecnica orientativa, e che il progettista dovrà comunque far propria o modificare a seconda delle condizioni locali, del modello di terreno adottato per il calcolo, e delle caratteristiche dell'opera da progettare.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000002B</p>	<p>Foglio 4 di 129</p>

## 2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 Documentazione di progetto

- [1] IN1710EI2RHGE0000001A Relazione geologica, caratterizzazione e modellazione geologica del sito 1/2 (da 0+000 a 21+990)
- [2] IN1710EI2RHGE0000002A Relazione geologica, caratterizzazione e modellazione geologica del sito 2/2 (da 22+000 a 44+250)
- [3] IN1710EI2RHGE0000003A Relazione idrogeologica 1/2 (da 0+000 a 21+990)
- [4] IN1710EI2RHGE0000004A Relazione idrogeologica 2/2 (da 22+000 a 44+250)
- [5] IN1710EI2RHGE0000005A Relazione sulla modellazione sismica del sito e pericolosità sismica di base 1/2 (da 0+000 a 21+990)
- [6] IN1710EI2RHGE0000006A Relazione sulla modellazione sismica del sito e pericolosità sismica di base 2/2 (da 22+000 a 44+250)
- [7] IN1710EI2LZGE0000012A-22A Planimetria con ubicazione indagini e profilo geotecnico tav. 1-11
- [8] IN1710EI2RHGE0000007A Relazione di sintesi dei sondaggi e prove eseguite 1/2 (da 0+000 a 21+990)
- [9] IN1710EI2RHGE0000008A Relazione di sintesi dei sondaggi e prove eseguite 2/2 (da 22+000 a 44+250)
- [10] IN1710EI2P5GE0000012A-22A Planimetria di ubicazione indagini di Progetto Esecutivo, tav. 1-11
- [11] IN1710EI2PRGE0000001A, Indagini in sito di Progetto Esecutivo da pk 0+000 a pk 21+990 - SOCOTEC
- [12] IN1710EI2PRGE0000002A, Indagini in sito di Progetto Esecutivo da pk 21+990 a pk 44+250 - SOCOTEC
- [13] IN1710EI2PRGE0000003A, Indagini in sito di Progetto Esecutivo da pk 0+000 a pk 21+990 - ATI GEOSERVING - GEOLAVORI
- [14] IN1710EI2PRGE0000004A, Indagini in sito di Progetto Esecutivo da pk 21+990 a pk 44+250 - ATI GEOSERVING - GEOLAVORI
- [15] IN1710EI2PRGE0000005A, Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo da pk 0+000 a pk 21+990 - SOCOTEC - Vol.1
- [16] IN1710EI2PRGE0000006A, Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo da pk 0+000 a pk 21+990 - SOCOTEC - Vol.2

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000002B</p>	<p>Foglio 5 di 129</p>

- [17] IN1710EI2PRGE0000007A, Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo da pk 21+990 a pk 44+250 - SOCOTEC - Vol.1
- [18] IN1710EI2PRGE0000008A, Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo da pk 21+990 a pk 44+250 - SOCOTEC - Vol.2
- [19] IN1710EI2PRGE0000009A, Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo da pk 0+000 a pk 21+990 - ATI GEOSERVING - GEOLAVORI - Vol.1
- [20] IN1710EI2PRGE00000010A, Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo da pk 0+000 a pk 21+990 - ATI GEOSERVING - GEOLAVORI - Vol.2
- [21] IN1710EI2PRGE00000011A, Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo da pk 21+990 a pk 44+250 - ATI GEOSERVING - GEOLAVORI - Vol.1
- [22] IN1710EI2PRGE00000012A, Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo da pk 21+990 a pk 44+250 - ATI GEOSERVING - GEOLAVORI - Vol.2
- [23] IN1710EI2IGGE0000001A, Indagini Geofisiche di Progetto Esecutivo da pk 0+000 a pk 21+990 - SOCOTEC
- [24] IN1710EI2IGGE0000002A, Indagini Geofisiche di Progetto Esecutivo da 21+990 a 44+250 - SOCOTEC
- [25] IN1710EI2IGGE0000003A, Indagini Geofisiche di Progetto Esecutivo da pk 0+000 a pk 21+990 - ATI GEOSERVING - GEOLAVORI
- [26] IN1710EI2IGGE0000004A, Indagini Geofisiche di Progetto Esecutivo da 21+990 a 44+250 - ATI GEOSERVING - GEOLAVORI

## 2.2 Normativa e standard di riferimento

- [27] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30
- [28] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

## 2.3 Bibliografia

- [29] Andrus, R. D., and Stokoe, K. H. (2000), "Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE 126(11), 1015–025

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002B	Foglio 6 di 129

- [30] Atkinson J.H. and Sallfors G. (1991), "Experimental determination of soil properties. General Session 1", Proc. X ECSMFE, Florence, Vol. 3, pp-915-956
- [31] Atkinson J.H. (2000), "Non-linear soil stiffness in routine design", Geotechnique, Vol.50, n.5, pp.487-508
- [32] Baligh (1975) "Theory of deep site static cone penetration resistance" Research Report R-75-56, MIT, Cambridge
- [33] Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique 36 , n° 1
- [34] Chen B.S. e Mayne P.W. (1996), "Statistical relationship between piezocone measurements and stress history of clays", Canadian Geotechnical Journal, n.3, pp.488-499
- [35] Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995
- [36] Cubrinovski, M., and Ishihara, K. (1999) "Empirical Correlation between SPT N-Value and Relative Density for Sandy Soils," Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, Vol. 39, No. 5, pp 61-71
- [37] DeGroot D.J. e Sandven R. (2004), "General report: Laboratory and field comparison". Proc. ISC-2 Geotechnical and geophysical Site Characterization, Viana da Fonseca & Mayne ed.. pp.1775-1789
- [38] Houlsby G. T., Teh, C. I. (1988) "Analysis of the piezocone in clay" Penetration Testing 1988, ISOPT-1, De Ruiter (ed.). Balkema Rotterdam
- [39] Ishihara K. (1996), "Soil behaviour in earthquake Engineering". Clarendon Press, Oxford
- [40] Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" Proceedings In-situ 2001, Bali
- [41] 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
- [42] Jeffries M.G. and Been, K. (2006), "Soil liquefaction- A critical state approach". Taylor & Francis, ISBN 0-419-16170-8, 478 pages
- [43] Keaveny J.M. e Mitchell J.K. (1986), "Strength of fine-grained soils using the piezocone". Use of in-situ tests in Geotechnical Engineering (GSP 6), ASCE, Reston, Va., pp.668-699
- [44] Kulhawy F.H. e Mayne P.W. (1990), "Manual on estimating soil properties for foundation design", Cornell University, Geotechnical Engineering Group, Ithaca, New York, EL-6800, Research Project 1493-6
- [45] Lancellotta R. (1987) "Geotecnica" Zanichelli, Bologna

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002B	Foglio 7 di 129

- [46] Lunne T., Berre T. and Strandvik S. (1997), "Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay". Conference on Recent Developments in Soil and Pavement mechanics, Rio de Janeiro, June 1997, Proc. pp.81-102
- [47] Lunne T., Christoffersen H.P., Tjelta T.I. (1985) "Engineering use of piezocone data in North Sea clays" Proc. XI ICSMFE, S. Francisco
- [48] Lunne, T., Robertson, P.K., Powell, J.J.M. (1997). "Cone Penetration Testing in Engineering Practice" Blackie Academic and Professional, London
- [49] Mair R.J. (1993), "Developments on geotechnical engineering research.: applications to tunnels and deep excavation. Unwin Memorial Lecture 1992", Proc. Inst. Civ. Engineering, Vol.3, pp.27-41
- [50] Mesri G. e Godlewski P.M. (1977), "Time and stress-compressibility relationship". JGED, ASCE, GT5
- [51] Mesri G. e Abdel-Ghaffar M.E.M. (1993), "Cohesion intercept in effective stress analysis", JGED, ASCE, Vol.119, N.8, Agosto 1993, pp.1229-1249
- [52] Robertson P.K. and Cabal K.L. (2012), "Guide to Penetration Testing" Gregg Drilling & testing Inc. Publications. 5th Edition, November 2012. Teh, C.I. & Houlsby, G.T. (1991), "An analytical study of the cone penetration test in clay", Geotechnique 41, n. 1, pp. 17-34
- [53] Schmertmann J.H. (1978), "Guidelines for cone penetration test performance and design", Report FHWA-TS-78-209, U.S. Department of Transportation, Washington
- [54] Seed H.B. e Idriss I.M. (1970), "Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis", Report EERC 70-10, University of California, EERC, Berkeley
- [55] Seed H.B. and Sun J.I. (1989) Implications of Site Effects in the Mexico City Earthquake of September 19, 1985 for Earthquake-Resistant Design Criteria in the San Francisco Bay Area of California. National Science Foundation, Washington, DC., March 1989, 138 p
- [56] 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
- [57] 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
- [58] Tavenas F., Leblond P., Jean P., Leroueil S. (1983a) "The permeability of natural soft clays. Part I: Methods of laboratory measurement" Canadian Geotechnical Journal, vol. 20

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002B	Foglio 8 di 129

- [59] Tavenas F., Jean P., Leblond P., Leroueil S. (1983b) "The permeability of natural soft clays. Part II: Permeability characteristics" Canadian Geotechnical Journal, vol. 20
- [60] Terzaghi K., Peck R.B. and Mesri G. (1996), "Soil mechanics in engineering practice", 3rd edition, Wiley & Sons, New York
- [61] Tokimatsu K and Yoshimi Y. (1983), Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on Spt N-Value and Fines Content." Soils and Foundations, Vol.23, Issue no.4, 56-74
- [62] Youd T.D. (1972) "Factors controlling maximum and minimum density of sands" Proceedings of Symposium on Eval. Dens., ASTM STP 523

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002B	Foglio 9 di 129

### 3 DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNE DI INDAGINE

Per la progettazione della tratta Verona – Padova della linea AV/AC Torino – Venezia, a partire dal 2014 sono state eseguite numerose indagini nell'ambito delle varie fasi progettuali susseguite nel tempo. Le principali sono:

- campagna indagini 2014 e 2015 per PD;
- campagna indagini 2018 per CDS;
- campagna indagini 2020 per PE.

In particolar modo, le indagini relative alla campagna del 2018 hanno fatto seguito alle richieste emerse nella CDS, mentre quelle più recenti riguardano il Progetto Esecutivo. Oltre a queste, sono state individuate alcune indagini storiche risalenti al periodo compreso tra il 1998 ed il 2002.

Le indagini eseguite in sito comprendono:

- sondaggi a carotaggio continuo ed a distruzione di nucleo (BH);
- sondaggi con installazione di piezometro di Casagrande o a tubo aperto (BH-PZ);
- perforazioni per l'esecuzione di prove cross-hole o down-hole (rispettivamente BH-CH e BH-DH);
- prove penetrometriche dinamiche in foro (SPT);
- prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU);
- pozzetti esplorativi (PT);
- prove geofisiche tipo MASW.

La posizione delle indagini eseguite nelle varie fasi di progettazione è illustrata nella Planimetria geotecnica con ubicazione indagini e profilo geotecnico (Doc. rif. [7]) e riportata in Allegato 1. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni di sintesi delle indagini (Doc. Rif. [8] e [9]).

Le indagini disponibili ed esaminate nel tratto in questione sono riportate in Tabella 1.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002B	Foglio 10 di 129

*Tabella 1 - Indagini tra pk 10+050 e pk 21+990*

<b>Progressiva pk</b>	<b>ID indagini -</b>	<b>Campagna anno</b>
10+075	BH-PE-20Bis	2020-2021
10+400	CPTU16	2014/2015
10+524	BH-PE-21	2020-2021
10+550	CPTU18	2014/2015
10+555	CPTU-PE-05	2020-2021
10+560	SPA16	2014/2015
10+580	BH-PE-22	2020-2021
11+313	BH-DH-PE-23	2020-2021
11+450	SA203P010	2002
11+470	CPTU21	2014/2015
11+500	SP17+CH4+ SDA18	2014/2015
11+597	BH-PE-24	2020-2021
11+697	BH-PE-25	2020-2021
11+697	BH-PE-25Bis	2020-2021
11+700	SPAA19	2014/2015
11+720	CPTU24 e CPTU24bis	2014/2015
11+821	BH-PZ-PE-26	2020-2021
12+000	CPTU25	2014/2015
12+010	SPA20	2014/2015
12+035	PT-PE-07	2020-2021
12+100	P1	2015
12+100	P1 bis	2015
12+100	P1 quater	2015
12+100	P1 ter	2015
12+117	CPTU-06	2020-2021
12+266	MASW-PE-05	2020-2021
12+319	BH-PE-27	2020-2021
12+340	SPA20bis	2014/2015
12+470	P2	2015
12+510	CPTU28 e CPTU28bis	2014/2015
12+510	CPTU29 e CPTU29bis	2014/2015
12+510	SPA21	2014/2015
12+580	CPTU30 e CPTU30bis	2014/2015
12+780	CPTU30ter	2014/2015
13+000	P3	2015
13+000	P3 bis	2015
13+033	CPTU-07	2020-2021
13+132	BH-PZ-PE-28	2020-2021
13+190	CPTU31	2014/2015
13+285	CPTU-PE-08	2020-2021
13+287	BH-PE-29	2020-2021
13+320	P4	2015
13+485	CPTU31bis	2014/2015
13+721	BH-PE-30	2020-2021
13+730	MASW-PE-06	2020-2021
13+800	CPTU32	2014/2015
13+920	P5	2015
13+920	P5bis	2015
14+143	CPTU-PE-09	2020-2021
14+350	CPTU32bis	2014/2015

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002B	Foglio 11 di 129

<b>Progressiva pk</b>	<b>ID indagini -</b>	<b>Campagna anno</b>
14+350	P6	2015
14+641	BH-PZ-PE-31	2020-2021
14+691	BH-PE-32	2020-2021
14+691	BH-PE-32Bis	2020-2021
14+705	CPTU-PE-10	2020-2021
14+870	CPTU33 e CPTU33bis	2014/2015
14+880	CPTU34 e CPTU34bis	2014/2015
14+880	CPTU35 e CPTU35bis	2014/2015
14+880	SP22	2014/2015
14+890	SPA23 + CH5	2014/2015
14+940	CPTU37 e CPTU37bis	2014/2015
15+150	SA203C011	2002
15+280	P7	2015
15+280	P7bis	2015
15+325	CPTU35Bis-B	2014/2015
15+548	CPTU-PE-11	2020-2021
15+830	CPTU-PE-12	2020-2021
15+860	BH-PE-33	2020-2021
15+880	P8	2015
15+960	CPTU35Ter	2014/2015
16+030	P9	2015
16+030	P9bis	2015
16+160	SPA24	2014/2015
16+170	BH1V	2015
16+237	CPTU-PE-13	2020-2021
16+499	BH-PZ-PE-35	2020-2021
16+556	BH-PE-34	2020-2021
16+576	BH2V	2015
16+610	CPTU1V	2015
16+767	MASW-PE-07	2020-2021
16+792	BH-PE-36	2020-2021
16+820	P10	2015
16+823	CPTU2V	2015
17+050	BH3V+CH1V	2015
17+250	CPTU3V	2015
17+250	P11	2015
17+250	P11bis	2015
17+420	CPTU4V	2015
17+580	BH4V	2015
17+725	CPTU5V	2015
17+875	CPTU6V	2015
18+413	BH-PE-37	2020-2021
18+670	BH5V	2015
18+893	BH-PE-38Bis	2020-2021
18+893	BH-PZ-PE-38	2020-2021
18+910	CPTU9V	2015
18+940	BH6V+CH2V	2015
19+060	CPTU10V e CPTU10Vbis	2015
19+070	CPTU11V	2015
19+142	MASW-PE-08	2020-2021
19+360	BH7V	2015
19+450	CPTU12V	2015

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)

Progetto

IN17

Lotto

10

Codifica

EI2RBGE0000002B

Foglio

12 di 129

<b>Progressiva pk</b>	<b>ID indagini -</b>	<b>Campagna anno</b>
19+820	BH8V	2015
19+820	CPTU13V e CPTU13Vbis	2015
20+008	BH-PE-39	2020-2021
20+020	CPTU14V e CPTU14Vbis	2015
20+150	BH9V	2015
20+275	CPTU15V e CPTU15Vbis	2015
20+300	P12	2015
20+383	BH-PZ-PE-40	2020-2021
20+570	BH10V	2015
20+570	CPTU16V e CPTU16Vbis	2015
20+580	CPTU17V e CPTU17Vbis	2015
20+677	BH-DH-PE-41	2020-2021
20+680	BH11V	2015
20+880	CPTU19V	2015
20+900	BH12V	2015
21+070	CPTU20V	2015
21+119	BH-PE-42	2020-2021
21+140	CPTU21V	2015
21+141	MASW-PE-09	2020-2021
21+340	BH13V	2015
21+340	CPTU22V	2015
21+375	BH14V+CH3V	2015
21+510	CPTU23V	2015
21+630	P13	2015
21+640	CPTU24V	2015
21+677	BH-PE-43	2020-2021
21+800	CPTU25V	2015
21+990	BH15V	2015

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002B	Foglio 13 di 129

#### **4 DATI PIEZOMETRICI**

Nelle tabelle che seguono (da Tabella 2 a Tabella 7) si elencano le letture piezometriche eseguite nel corso delle diverse campagne di indagine a partire da novembre 2014.

Per quanto concerne la definizione dei livelli di falda di progetto, si rimanda al capitolo 6.1.









<b>GENERAL CONTRACTOR</b>  	<b>ALTA SORVEGLIANZA</b>  			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

**Tabella 6 – Riepilogo dati piezometrici 5/6**

Pk	ID	QUOTA (m slm)	20/12/17	30/12/17	05/01/18	11/01/18	18/01/18	25/01/18	03/02/18	06/02/18	13/02/18	21/02/18	28/02/18	08/03/18	15/03/18	24/03/18	28/03/18	04/04/18	13/04/18	19/04/18	27/04/18	03/05/18	11/05/18	18/05/18	24/05/18	31/05/18	07/06/18	14/06/18	22/06/18	30/06/18
10+550	SPA16	29.779		2.31					2.36				2.37			2.04					2.15					1.89				1.96
11+500	SDA18	29.738		3.01					3.07				3.08			2.81					2.87					2.69				2.81
11+710	SPAA19 sup	28.082		1.6					1.68				1.66			1.43					1.48					1.4				1.53
11+710	SPAA19 prof	28.082		1.74					1.82				1.81			1.52					1.57					1.42				1.58
12+025	SPA20	28.674		2.42					2.51				2.47			2.26					2.29					2.22				2.35
12+100	P1	30.018		4.28					4.35				4.31			4.10					4.13					4.05				4.18
12+100	P1 bis	30.051		falda ass.					falda ass.				falda ass.			falda ass.					assente					falda ass.				falda ass.
12+100	P1 Ter	30.053		falda ass.					falda ass.				falda ass.			falda ass.					assente					falda ass.				falda ass.
12+100	P1 quarter	30.043		4.28					4.36				4.32			4.11					4.12					4.05				4.18
12+320	SPA20bis	26.439																												
12+500	SPA21	26.354		0.71					0.75				0.74			0.52					0.55					0.54				0.65
12+500	P2	26.013		0.65					0.69				0.68			0.48					0.51					0.5				0.61
13+000	P3	26.061		1.37					1.42				1.39			1.16					1.16					1.19				1.31
13+000	P3 bis	26.1		1.37					1.42				1.39			1.15					1.16					1.2				1.32
13+500	P4	25.637		1.52					1.58				1.55			1.29					1.29					1.36				1.49
13+800	P5	25.063		1.73					1.77				1.75			1.49					1.48					1.57				1.69
13+800	P5 bis	25.094		falda ass.					falda ass.				falda ass.			1.5					1.49					assente				assente
14+300	P6	26.99		2.13					2.13				2.11			1.91					1.87					1.98				2.06
14+875	SPA23	24.142																												
15+350	P7	23.43		1.22					1.16				1.22			1.02					1.1					1.11				1.21
15+350	P7 bis	23.409		1.13					0.91				0.93			0.65					0.97					1.09				1.31
15+900	P8	23.655		2.04					1.94				2.02			1.81					1.89					2.01				2.11
16+025	P9	23.095		1.44					1.32				1.41			1.21					1.30					1.34				1.43
16+025	P9 bis	23.115		1.35					1.02				1.31			0.95					1.23					1.45				1.45
16+175	SPA24	23.312		1.45					1.33				1.43			1.24					1.33					1.35				1.44
16+200	BH1V	22.465		1.43					1.31				1.40			1.21					1.30					1.31				1.4
16+500	BH2V	22.25		1.52					1.39				1.50			1.32					1.4					1.35				1.49
16+775	P10	21.365		0.65					0.59				0.63			0.53					0.59					0.54				0.67
17+300	P11	21.589		1.04					0.95				1.02			0.94					0.97					0.96				1.08
17+300	P11 bis	21.604		1.04					0.94				0.98			0.9					1.04					1				1.15
17+600	BH4V	21.586		1.15					1.01				1.11			0.95					1.06					1.14				1.23
17+725	P20	21.938		1.6					1.53				1.48			1.38					1.43					1.46				1.61
18+725	BH8V	21.652		1.64					1.55				1.45			1.26					1.31					1.45				1.8
20+075	P12	21.041		2.73					2.73				2.53			2.34					2.38					2.52				2.88
20+575	BH10V	26.498		6.67					6.59				6.44			6.19					6.27					6.41				6.98
20+950	BH12V	25.203		5.38					5.25				5.13			4.95					4.99					5.11				5.62
21+850	BH15V	26.296		6.49					6.17				6.02			6.1					5.88					6.19				7.21
21+900	P13	27.788		3.82					3.78				3.73			3.63					3.59					3.63				3.74
21+900	P 13 bis	-		-					-				-			-					-				-					-

<b>GENERAL CONTRACTOR</b>  	<b>ALTA SORVEGLIANZA</b>  			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica E12RBGE0000002	A

**Tabella 7 – Riepilogo dati piezometrici 6/6**

Fk	ID	QUOTA (m slm)	06/07/18	12/07/18	20/07/18	27/07/18	02/08/18	10/08/18	17/08/18	23/08/18	29/08/18	04/09/18	13/09/18	20/09/18	27/09/18	04/10/18	12/10/18	19/10/18	25/10/18	31/10/18	27/08/20	24/09/20	25-29/10/20	26/11/20
10+550	SPA16	29.779				2.24					2.19				2.16					1.92	1.93	1.99	1.80	2.12
11+500	SDA18	29.738				2.98					2.97				2.90					2.65	2.89	2.91	2.76	3.01
11+710	SPAA19 sup	28.082				1.66					1.65				1.57					1.32	1.48	1.45	1.31	1.54
11+710	SPAA19 prof	28.082				1.73					1.76				1.70					1.43	1.55	1.52	1.37	1.60
12+025	SPA20	28.674				2.47					2.51				2.41					2.15	2.29	2.26	2.12	2.33
12+100	P1	30.018				4.29					4.34				4.25					distretto	distretto	distretto	distretto	distretto
12+100	P1 bis	30.051				falda ass.					falda ass.				falda ass.					falda ass.	distretto	distretto	distretto	distretto
12+100	P1 Ter	30.053				falda ass.					falda ass.				falda ass.					falda ass.	distretto	distretto	distretto	distretto
12+100	P1 quater	30.043				4.29					4.34				4.35					distretto	distretto	distretto	distretto	distretto
12+320	SPA20bis	26.439																			distretto	distretto	distretto	distretto
12+500	SPA21	26.354				0.72					0.78				0.73					0.42	0.60	0.52	0.40	0.60
12+500	P2	26.013				0.67					0.73				0.68					0.40	0.54	0.46	0.35	0.51
13+000	P3	26.061				1.38					1.44				1.42					1.09	distretto	distretto	distretto	distretto
13+000	P3 bis	26.1				1.38					1.45				1.42					1.08	distretto	distretto	distretto	distretto
13+500	P4	25.637				1.55					1.59				1.57					1.23	1.44	1.40	1.22	1.42
13+800	P5	25.063				1.75					1.8				1.76					1.41	1.68	1.61	1.42	1.64
13+800	P5 bis	25.094				assente					assente				assente					1.42	falda ass.	falda ass.	1.42	falda as
14+300	P6	26.99				2.1					2.14				2.11					1.8	distretto	distretto	distretto	distretto
14+875	SPA23	24.142																			distretto	distretto	distretto	distretto
15+350	P7	23.43				1.23					1.3				1.27					0.97	1.17	1.22	0.95	1.18
15+350	P7 bis	23.409				1.41					1.54				1.38					0.96	1.36	1.26	0.69	1.08
15+900	P8	23.655				2.14					2.15				2.11					1.8	1.98	1.87	1.66	1.96
16+025	P9	23.095				1.47					1.54				1.49					1.17	1.43	1.26	1.04	1.35
16+025	P9 bis	23.115				1.52					1.57				1.44					1.05	1.26	1.04	0.63	1.32
16+175	SPA24	23.312				1.48					1.56				1.51					1.19	1.53	1.28	1.12	1.36
16+200	BH1V	22.465				1.44					1.52				1.47					1.15	1.40	1.23	1.10	1.33
16+500	BH2V	22.25				1.54					1.64				1.58					1.26	1.49	1.32	1.21	1.4
16+775	P10	21.365				0.73					0.74				0.7					0.51	0.61	0.46	0.43	0.49
17+300	P11	21.589				1.16					1.14				1.1					0.93	0.99	0.83	0.81	1
17+300	P11 bis	21.604				1.22					1.21				1.1					0.73	1.08	0.79	0.70	0.99
17+800	BH4V	21.586				1.28					1.32				1.23					1.04	1.18	0.96	0.86	1.03
17+725	P20	21.938				1.69					1.64				1.61					1.45	1.50	1.18	1.15	1.39
18+725	BH8V	21.652				1.98					2.08				1.8					1.43	haccessibili	haccessibili	haccessibili	haccessibili
20+075	P12	21.041				3.06					3.16				2.87					2.5	distretto	distretto	distretto	distretto
20+575	BH10V	26.498				7.02					7.13				6.87					6.44	7.00	6.58	6.09	6.49
20+950	BH12V	25.203				5.75					5.86				5.58					5.19	5.73	5.34	5.10	5.22
21+850	BH15V	26.296				7.33					7.35				6.72					6.33	7.39	6.79	6.31	6.37
21+900	P13	27.788				3.82					3.88				3.77					3.61	3.74	3.50	3.48	3.66
21+900	P 13 bis																				distretto	distretto	distretto	distretto

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

## 5 CRITERI DI VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI

### 5.1 Premessa

Di seguito si illustrano le metodologie seguite per la valutazione dei parametri geotecnici, a partire dai dati di prove in sito e di laboratorio.

Si precisa che, in accordo a quanto previsto dalle NTC 2008 al punto 6.2.2, rimane responsabilità del progettista l'assunzione del modello geotecnico e dei parametri da adottare nel calcolo. In tale luce, il progettista dovrà quindi valutare le condizioni locali, e potrà assumere, sempre a partire dai dati di base (indagini in sito e prove di laboratorio contenute nei documenti di riferimento), valori diversi da quelli qui stimati e proposti, anche utilizzando correlazioni diverse da quelle di seguito esposte.

### 5.2 Densità relativa dei materiali a grana grossa

#### 5.2.1 Generalità

I valori di densità relativa dei terreni a grana grossa (sabbie e ghiaie), è stata svolta a partire dai dati delle prove SPT e CPT.

#### 5.2.2 Sabbie

Per le sabbie, i valori di  $D_r$  a partire dai dati SPT sono stati stimati in accordo a quanto indicato da Skempton (1986, Doc. rif. [54]). Nella formulazione adottata, la densità relativa  $D_r$  può essere correlata al valore  $N_{SPT}$  con la seguente relazione:

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

essendo:

- A, B      costanti empiriche indicate in Tabella 8;
- $\sigma_{vo}'$     pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kg/cm<sup>2</sup>);
- $N_{SPT}$     numero di colpi per 30 cm di infissione.

Tabella 8 - 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 - 27,5)

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

Per quanto concerne invece la stima della  $D_r$  a partire dai dati CPT, ci si è avvalsi della correlazione proposta da Kulhawy and Mayne (1990, Doc. rif. [44]):

$$(D_r)^2 = Q_{tn} / k_{Dr}$$

dove:

$Q_{tn}$  resistenza alla punta normalizzata =  $(q/p_a) / (\sigma'_{vo}/p_a)^{0.5}$

$k_{Dr}$  costante valida per sabbie silicee, che dipende dalla compressibilità, dal grado di sovraconsolidazione e dall'età del deposito. Per le sabbie medie, tipicamente normalconsolidate e relativamente recenti incontrate nell'area in questione, si è adottato un valore costante e pari a 350, assunto come rappresentativo tutti i depositi sabbiosi della tratta;

$p_a$  pressione atmosferica = 98.1 kPa

$\sigma'_{vo}$  tensione verticale efficace (geostatica) alla generica quota.

Tale correlazione è di fatto stata impiegata solo per le sabbie, avendo il penetrometro generalmente incontrato rifiuto nelle ghiaie.

### 5.2.3 Ghiaie

L'interpretazione dei valori NSPT per le ghiaie è stata eseguita in accordo al metodo proposto da Cubrinowski & Ishihara (1999, Doc. rif. [36]) per materiali normalmente consolidati, caratterizzati da un coefficiente di spinta a riposo  $k_o$  dell'ordine di 0,4÷0,5, successivamente esteso da Ishihara et al. (2001, Doc. rif. [40]) anche al caso dei terreni sovraconsolidati. Tale metodo utilizza la seguente espressione:

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

essendo:

$D_r$  densità relativa (-);

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

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

$D_{50}$	di diametro delle particelle corrispondente al 50% di passante (mm);
$\sigma'_{vo}$	pressione verticale efficace geostatica (kPa);
$k_{o,NC}$	coefficiente di spinta a riposo di terreni normalmente consolidati (-) (si veda il paragrafo precedente);
$k_{o,SC}$	coefficiente di spinta a riposo di terreni sovraconsolidati (-) (si veda il paragrafo precedente).

Si rileva che l'espressione sopra indicata è applicabile al seguente caso.

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

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

- Resistenze ottenute con il campionatore standard nelle sabbie e con il campionatore LPT, di diametro maggiore rispetto a quello standard, nel caso delle ghiaie. In questa sede, in mancanza di prove con il campionatore LPT, l'applicazione della formula in presenza di terreni sabbioso-ghiaiosi ( $D_{50} \geq 1$  mm) è stata fatta senza apportare alcuna correzione ai valori  $N_{SPT}$  misurati (su tale aspetto si vedano Clayton, 1995 [35]; Skempton, 1986 [54]; Tokimatsu & Yoshimi, 1983 [61]).

### 5.3 Resistenza al taglio – parametri drenati

#### 5.3.1 Materiali a grana grossa

Per i materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie), i valori dei parametri di resistenza al taglio sono stati qui stimati a partire dai risultati delle prove in situ, e segnatamente dalle prove SPT e CPT.

Sia per sabbie che per le ghiaie i valori dell'angolo di resistenza al taglio operativo sono stati stimati considerando i diversi approcci di seguito descritti.

##### 5.3.1.1 Angolo di resistenza al taglio di sabbie e ghiaie in accordo a Bolton (1986)

L'angolo di resistenza al taglio di picco  $\phi'$  può essere determinato con il metodo proposto da Bolton (1986, Doc. rif. [33]). Tale metodo, unitamente alla procedura utilizzata per tenere conto della non linearità dell'involuppo di rottura, può essere sintetizzato nel modo seguente.

La non linearità dell'involuppo di rottura può essere messa in conto facendo riferimento alla nota

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000002</p>	<p>A</p>

espressione di Baligh (1975, Doc. rif. [32]):

$$\tau_{ff} = \sigma_{ff}' \cdot [\tan \varphi_o' + \tan \alpha \cdot (\frac{1}{2.3} - \log_{10} \frac{\sigma_{ff}'}{p_a})]$$

essendo:

- $\varphi_o' > \varphi_{cv}'$       angolo di attrito riferito ad una pressione  $\sigma_{ff}' = 272$  kPa (°);
- $\varphi_{cv}'$               angolo di attrito a volume costante, corrispondente a pressioni  $\sigma_{ff}'$  elevate (°);
- $\alpha$                     angolo che determina la curvatura dell'involuppo di rottura (°);
- $p_a$                     98.1 kPa;
- $\sigma_{ff}'$                 tensione efficace normale alla superficie di rottura (kPa);
- $\tau_{ff}$                     tensione di taglio agente sulla superficie di rottura (kPa).

L'angolo di attrito  $\varphi_o'$  può essere stimato come segue (vedi Bolton, 1986):

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

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

essendo:

- Q                      10
- $p_f'$                     1.4 ·  $\sigma_{ff}'$  (v. Jamiokowski et al. 1988, Doc. rif. [41]) (kPa)
- m                      costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti (v. Tabella 9) (°)
- $D_r$                     densità relativa, valutata in accordo con quanto riportato al punto 5.2

*Tabella 9 - Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)*

Condizioni di rottura	m(°)
Tipo prova triassiale di compressione ( $\sigma_2' = \sigma_3'$ )	3
Tipo prova triassiale in estensione o di deformazione piana ( $\sigma_2' \neq \sigma_3'$ )	5

$\sigma_2'$  = tensione principale efficace intermedia

$\sigma_3'$  = tensione principale efficace minore

I valori dell'angolo di attrito  $\varphi_{cv}'$  possono essere ricavati da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative e, in assenza di queste ultime, assegnati in base a quanto

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

indicato nella Tabella 10 (v. ad esempio Youd 1972 o Stroud 1988, Doc. rif. [62] e [57]).

*Tabella 10 Valori di  $\varphi_{cv}$  per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)*

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

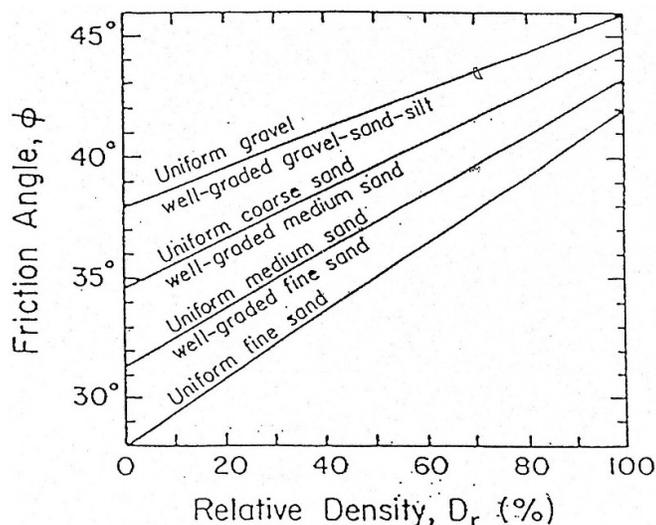
Nel caso delle ghiaie si potrà assumere mediamente  $\varphi_{cv}' = 35^\circ \div 36^\circ$ .

Per la determinazione di  $\alpha$  si può fare riferimento a quanto indicato in Jamiolkowski et al. (1988), e precisamente:

$$\alpha = \frac{D_r - 0.2}{0.8} \cdot 10^\circ > 0^\circ$$

### 5.3.1.2 Angolo di resistenza al taglio di sabbie e ghiaie in accordo a Schmertmann

Il valore dell'angolo di resistenza al taglio operativo per sabbie e ghiaie è stato anche stimato in accordo alla formulazione proposta da Schmertmann (1978, Doc. rif. [53]), ed illustrata nella Figura 1, sulla base dei valori di densità relativa stimati al punto 5.2, ed entrando nel grafico a seconda della granulometria prevalente del materiale riscontrato in un data area.



*Figura 1 -Relazione fra angolo di resistenza al taglio operativo e densità relativa*

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

### 5.3.1.3 Angolo di resistenza al taglio di sabbie in accordo a Robertson e Cabal (2012) e Jefferies e Been (2006)

Sulla base degli studi di Jefferies e Been (2006, Doc. rif. [42]), Robertson e Cabal (2012, Doc. rif. [52]), hanno proposto la seguente correlazione fra la resistenza alla punta normalizzata  $Q_{tn}$  e, il valore dell'angolo di attrito a volume costante  $\phi_{cv}$ :

$$\phi' = \phi'_{cv} + 15.94 * \log(Q_{tn}) - 26.88$$

dove

$Q_{tn}$  resistenza alla punta normalizzata  $= (q_t - \sigma_{v0}) / \sigma'_{v0}$

$\phi'_{cv}$  angolo d'attrito a volume costante, considerate variabile fra 32° e 34°.

### 5.3.2 Materiali a grana fine

Avendo a disposizione prove triassiali consolidate non drenate, si è generalmente proceduto ad una stima dei parametri di resistenza al taglio drenata  $c'$  e  $\phi'$  mediante interpolazione dei punti di rottura.

In alternativa, i valori sono stati stimati sulla base delle correlazioni riportate nella Figura 2 e nella Figura 3, come citati da Mesri e Abdel Ghaffar (1993, Doc. rif. [51]). I valori riportati nell'articolo citato si riferiscono a back-analysis di rotture di pendii, in argille NC e OC.

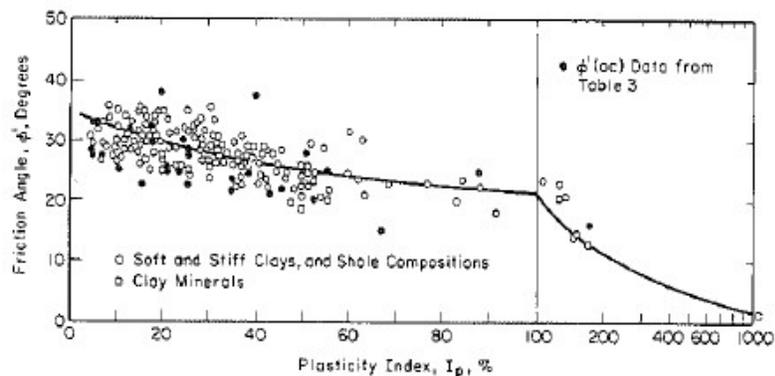


Figura 2 - Valori dell'angolo di resistenza al taglio per materiali argillosi (Mesri e Abdel-Ghaffar, 1993)

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000002</p>	<p>A</p>

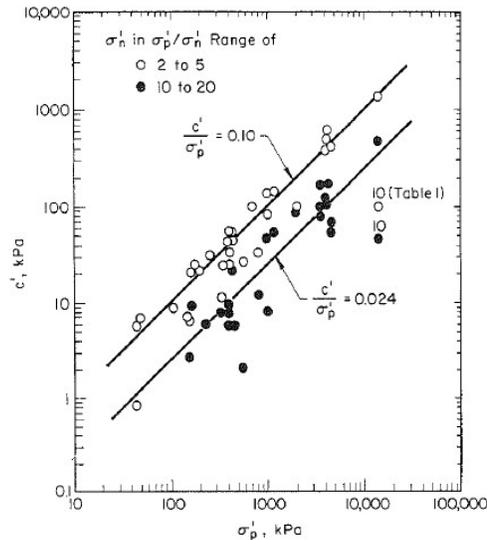


Figura 3 - Valori della coesione intercetta  $c'$  in funzione della tensione di preconsolidazione e del valore della tensione normale al piano di rottura, al momento della rottura  $\sigma'_n$  (da Mesri e Abdel-Ghaffar, 1993)

#### 5.4 Resistenza al taglio – parametri non drenati

I valori della resistenza al taglio non drenata  $c_u$  sono stati stimati sulla base delle prove di laboratorio e delle prove penetrometriche tipo CPTU.

Nella stima dei parametri qui fornita, si è tenuto in conto quanto segue:

- I valori delle prove di laboratorio possono talora essere affetti da un grado di disturbo del campione. Nella loro valutazione si è quindi tenuto conto di tale possibile degrado, stimato sulla base di diversi elementi, ed in particolare:
  - ✓ sulla natura dei materiali, tenendo conto che i materiali con elevata componente sabbioso-limoso, sono generalmente più sensibili al campionamento;
  - ✓ sulla compatibilità fra valori delle prove speditive (pocket e vane) condotte sulle carote (in sito o in laboratorio) ed i valori da prove triassiali;
  - ✓ privilegiando i valori ottenuti da prove consolidate non drenate (TX-CIU), rispetto a quelle del tipo TX-UU, che usualmente, ed in particolare per i materiali più teneri, e più sensibili al campionamento, possono sottostimare le reali resistenze di sito;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

- i valori ottenuti da prove in sito CPTU risultano in genere affidabili, essendo supportati da numerosi studi, sia teorici che empirici, che dimostrano una stretta correlazione fra la resistenza alla punta  $q_t$  e il valore della resistenza al taglio non drenata.

Per l'interpretazione delle prove CPTU, ci si è avvalsi della seguente correlazione, derivata essenzialmente dalla teoria della capacità portante di fondazioni profonde:

$$c_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_k}$$

utilizzando un fattore  $N_k = 14$ , in accordo a Lunne et al. (1997, Doc. rif. [48]).

## 5.5 Determinazione della storia tensionale – (OCR)

Per la valutazione della tensione di preconsolidazione dei materiali argillosi, si è in generale fatto riferimento alle prove edometriche, ove il valore della tensione di preconsolidazione è stato stimato con il classico metodo di Casagrande.

In alternativa, il valore della tensione di preconsolidazione (e quindi di OCR), è stato anche valutato sulla base dei dati CPTU mediante la seguente correlazione di Chen e Mayne (1996, Doc. rif. [34]):

$$\sigma_p = k \cdot (q_t - \sigma_{v0})$$

in cui il valore del coefficiente  $k$  viene stimato sulla base del valore dell'indice di plasticità, nel modo seguente:

$$k = 0.86 \cdot IP^{-0.28}$$

Un valore di  $k = 0.33$  è stato generalmente considerato adeguato per i materiali rinvenuti nella tratta.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

## 5.6 Determinazione del coefficiente di consolidazione verticale $c_v$

Il valore del coefficiente di consolidazione in direzione verticale è stato ottenuto generalmente dalle prove edometriche, facendo riferimento ai provini di migliore qualità.

In alternativa, il coefficiente di consolidazione può essere stimato interpretando le prove di dissipazione, valutando il valore in direzione orizzontale  $c_h$ , in accordo a Teh e Houlsby (1988, Doc. rif. [38]).

La relazione proposta è la seguente:

$$T^* = \frac{c_h t}{r^2 \sqrt{I_r}}$$

essendo:

- $T^*$  fattore adimensionale funzione della percentuale di dissipazione della sovrappressione interstiziale iniziale; per una dissipazione del 50%  $T^* = 0.245$ ;
- $I_r$  indice di rigidità del materiale, stimato in accordo alla Figura 4 (Keaveny and Mitchell, 1986, Doc. rif. [43]), funzione dell'indice di plasticità del materiale. Per il caso in esame, si è considerato  $I_r = 140$

$$I_r \approx \frac{0.65 \cdot G_o}{C_u} = \text{indice di rigidità};$$

- $r$  raggio del cono, pari a 1.78 cm;
- $t$  tempo necessario ad una determinata dissipazione.

Tabella 11 - Fattore adimensionale  $T$  (da Houlsby & Teh, 1988)

	Grado di consolidazione U %			
	30	40	50	60
Pietra porosa sulla punta	T = 0.032	T = 0.063	T = 0.118	T = 0.226
Pietra porosa alla base del cono	T = 0.078	T = 0.142	T = 0.245	T = 0.439

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

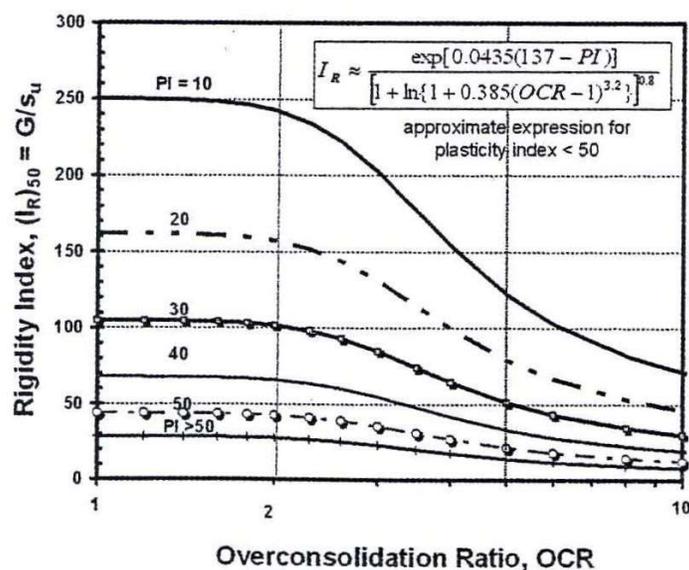


Figura 4 – Coefficiente di sovraconsolidazione in funzione dell'indice di rigidezza (Keaveny and Mitchell, 1986)

Nei piezoconi tradizionalmente impiegati in Italia, la pietra poroso si trova alla base della punta (u2), si è fatto quindi riferimento ai valori riportati nella seconda riga della Tabella 11.

In accordo alle indicazioni di Baligh (1975, Doc. rif. [32]), il processo di dissipazione della sovrappressione interstiziale avviene nel ramo di scarico. In sostanza, la penetrazione della punta provoca un eccesso di sovrappressioni interstiziali, e la loro dissipazione fa tornare le tensioni efficaci allo stato precedente l'infissione. Pertanto, i valori di  $c_h$  ottenuti da tale formulazione (ma non solo da questa), sono relativi allo stato di sovraconsolidazione del materiale.

Per ottenere il valore di  $c_h$  nelle condizioni NC, Baligh propone di correggere il valore ottenuto con un coefficiente pari al rapporto fra il valore del coefficiente di ricompressione RR e quello di compressione vergine CR, entrambi ottenuti da prove edometriche. Si applica quindi la seguente correlazione:

$$C_h(NC) = C_h(OC) \frac{RR}{CR} \approx \frac{C_h(OC)}{8}$$

Nella valutazione del coefficiente in direzione verticale, si è tenuto conto di quanto suggerito da Lancellotta (1987, Doc. rif. [44]):

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

- nei depositi argillosi uniformi, non tettonizzati, la permeabilità in direzione orizzontale può essere più elevata che non in direzione verticale, in virtù di strutture deposizionali, per un fattore dell'ordine di 1.5;
- nel caso di terreni stratificati, con fitte alternanze sabbioso-limose, i valori fra  $k_h / k_v$  possono essere sensibilmente più elevati, e variare nel campo 5 - 15.

## 5.7 Permeabilità di progetto

Per quanto concerne i valori di permeabilità, si presentano nel seguito i risultati delle prove di tipo Lefranc. Per quanto concerne la valutazione della permeabilità dell'acquifero sabbioso-ghiaioso di San martino Buonalbergo, si rimanda alle relazioni e agli studi specialistici contenuti nel documento dello studio idrogeologico (Doc. rif. [3]).

Si ricorda come i valori di permeabilità siano fortemente influenzati da condizioni locali. Si raccomanda pertanto, nel caso di assunzione per il dimensionamento di opere di aggotamento della falda, ed in generale per analisi di filtrazione, di esaminare attentamente le condizioni e la stratigrafia locale del sito, e valutare il possibile ampio spettro di valori che la permeabilità può assumere. Ciò tenendo anche conto dei fattori legati all'anisotropia dei depositi, in coerenza con quanto sopra riportato per il valore del coefficiente di consolidazione in direzione verticale ed orizzontale.

## 5.8 Parametri di deformazione

### 5.8.1 Materiali a grana grossa

Per quanto concerne la stima dei parametri di deformabilità dei materiali a grana grossa, si è ritenuto di procedere come segue:

- valutazione dei moduli di taglio e di Young iniziali  $G_0$  ed  $E_0$ , sulla base dei dati delle misure geofisiche effettuate nelle diverse fasi progettuali, (CH, DH e MASW), con un confronto dei dati sperimentali con i valori e le tendenze deducibili dalle prove penetrometriche dinamiche (SPT) e statiche (CPT);
- sulla base dei valori tipici di deformazione attesa per le diverse opere (seguendo ad esempio quanto raccomandato da Atkinson e Salfors (1991, Doc. rif. [30]), e da Atkinson (2000, Doc. rif. [29]), e riportato in Figura 5), valutazione dell'entità degrado dei moduli iniziali, facendo riferimento a curve di letteratura.

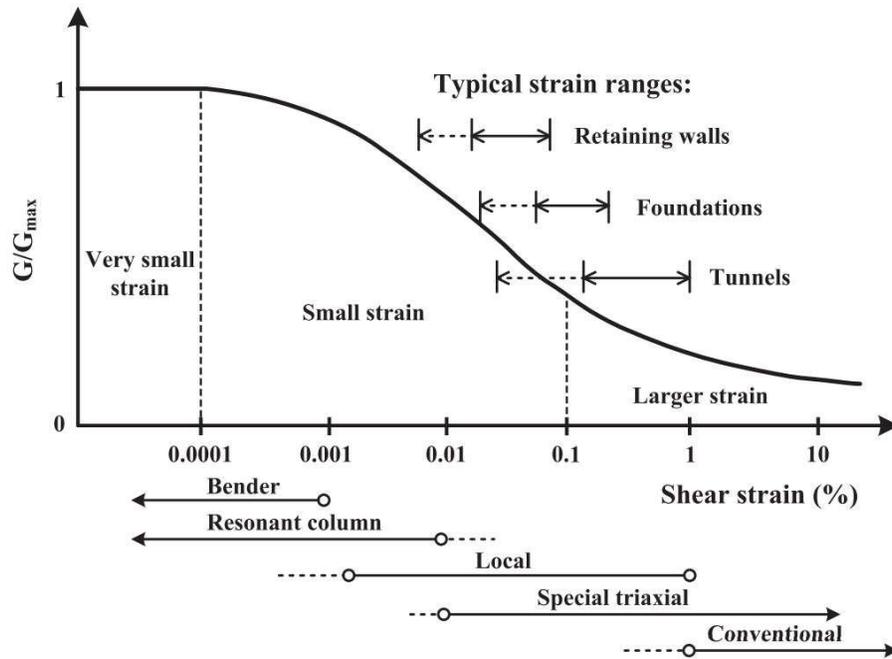


Figura 5 – Livelli deformativi raggiunti dal terreno per diverse opere di ingegneria (Doc. rif.[29],[31])

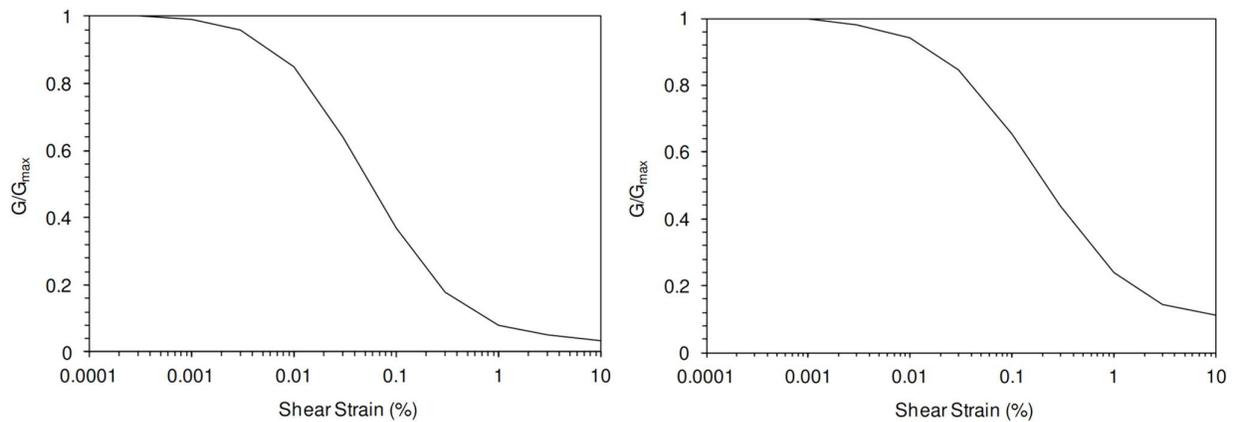


Figura 6 – Curva di decadimento del modulo di taglio per depositi sabbiosi (a sinistra, Doc. rif. [54]) e argillosi (a destra, Doc. rif. [55])

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000002</p>	<p>A</p>

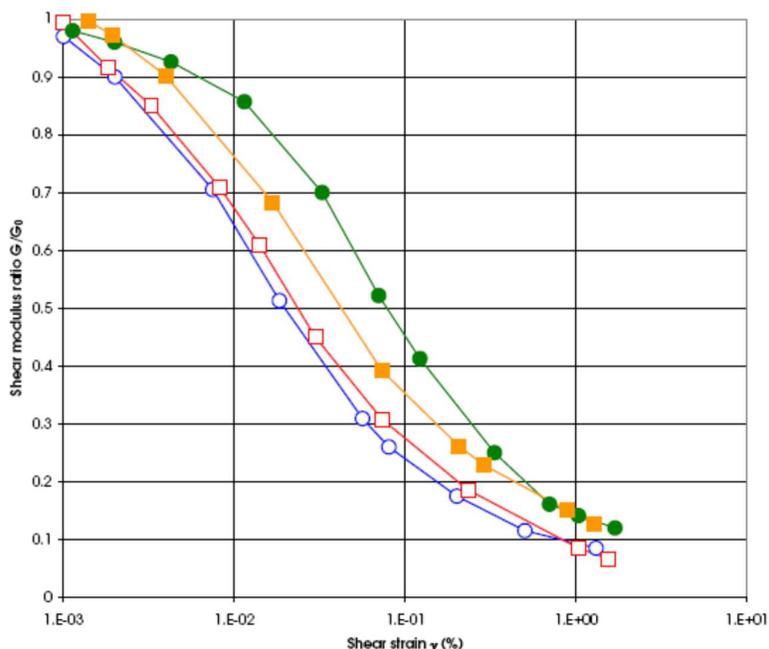


Figura 7 – Altro esempio di curva di decadimento del modulo di taglio (Doc. rif. [39])

Le curve di degrado del modulo in funzione della distorsione a taglio a disposizione in letteratura sono molte e il progettista potrà scegliere quella che riterrà più opportuna. In questa sede, si sono generalmente proposti valori di moduli di Young operativi, validi per il calcolo di cedimenti di fondazioni superficiali e per scavi, ipotizzando valori del decadimento del modulo dell'ordine di  $1/3 \div 1/5$  di quello iniziale.

In linea di principio, nel momento in cui anche un generico materiale argilloso, per effetto del cambio tensionale, si trovi in un campo deformativo a principale componente elastica, si può seguire allo stesso modo questa procedura.

### 5.8.2 Materiali a grana fine

Quando non ci si trovi ad operare in campo elastico, e convenga invece adottare parametri che definiscano il comportamento sia nel ramo di ricarica (comportamento elastico o pseudo-elastico), e nel campo di compressione vergine, per la definizione dei parametri di deformazione vengono forniti i valori di RR e CR, (rapporto di ricompressione e di compressione vergine), nel piano  $\varepsilon_v - \log \sigma'_v$ .

Per quanto invece concerne la deformabilità viscosa, viene fornito, quando di possibile interesse, un valore

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

di  $c_{ae}$  (coefficiente di compressibilità secondaria), sempre nel piano  $e_v$ -logs' $_v$ , generalmente dedotto, laddove disponibili, dalle prove edometriche. In alternativa, si è utilizzata la correlazione proposta da Mesri e Godlewski (1977, Doc. rif. [51]):

$$c_{ae}/CR = 0.04 \pm 0.01.$$

Infine, nel caso in cui ci si è trovati di fronte a strati profondi di modesto spessore in profondità (>15-20 m da p.c.), per i quali non sono disponibili misure geofisiche né prove di laboratorio, il valore del modulo di Young operativo, da impiegare solo nel caso in cui il materiale sia ricaricato nel ramo della ricompressione, e quindi senza importanti deformazioni plastiche, è stata stimato con la correlazione empirica:

$$E' = 200-300 \cdot c_u.$$

## 5.9 Qualità dei campioni

Per i materiali argillosi, molti dei dati qui dedotti ed in particolare quelli relativi alla storia tensionale ed alla deformabilità, provengono dall'interpretazione dei risultati delle prove meccaniche di laboratorio ed in particolare delle prove edometriche.

Con riferimento a queste prove, la qualità dei campioni indisturbati di materiali argillosi può essere valutata sulla base di criteri proposti in letteratura. Ad esempio Lunne et al. (1997, Doc. rif. [46]) e Terzaghi et al. (1996, Doc. rif. [57]), propongono una classificazione della qualità dei campioni basata sulla misura dell'entità di deformazione del campione all'applicazione della tensione verticale efficace di sito  $\sigma'_{vo}$ . Il principio alla base di tale criterio di valutazione è che maggiore è il valore della deformazione a tale livello tensionale, maggiore è il disturbo. In termini quantitativi, le tabelle che seguono mostrano la classificazione come riportata da De Groot e Sandven (2004) (Doc. rif. [37]).

Tabella 12 - Grado di affidabilità dei campioni (SQD) Terzaghi et al. (1996)

Deformazione volumetrica $\varepsilon_{vol}(\%)$ a $\sigma'_{vo}$ (in una prova edometrica $\varepsilon_{vol} = \varepsilon_{assiale}$ )	SQD
<1	A (best)
1÷2	B
2÷4	C
4÷8	D
>8	E (worst)

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

**Tabella 13 - Grado di affidabilità dei campioni Lunne et al. (1997).  $\Delta e/e_0$  a  $\sigma'_{v0}$**

<b>OCR = 1 ÷ 2</b>	<b>OCR = 2 ÷ 4</b>	<b>Livello</b>
< 0.04	< 0.03	Da molto buono a eccellente
0.04 ÷ 0.07	0.03 ÷ 0.05	Da buono ad accettabile
0.07 ÷ 0.14	0.05 ÷ 0.10	Scarso
>0.14	>0.10	Molto scarso

In virtù di tale classificazione, si sono generalmente esclusi i dati provenienti dai campioni di scarsa qualità. In ogni caso, il progettista può utilmente consultare direttamente il dato sperimentale, al fine di valutare l'attendibilità dell'operazione svolta.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

## 6 BREVE DESCRIZIONE DEL TRACCIATO, DELLE OPERE PRINCIPALI DA REALIZZARE E DEL PROFILO STRATIGRAFICO

Il tratto d'interesse è compreso tra le pk 10+050 e pk 21+990 ed è rappresentato nelle figure in Allegato

1. All'interno di esso si prevede la realizzazione di:

- viadotti Grena (VI18) , Alpone(VI05) ed Illasi (VI02);
- ponti sul canale Sereghetta (VI03) e sul dev. Dugale (VI04);
- cavalcavia;
- sottovia;
- sottopassi;
- rilevati, di altezza compresa tra 1.8 m e 7.6 m.

Sulla base delle evidenze geotecniche riscontrate, il tratto è stato suddiviso in zone relativamente omogenee, anche tenendo in conto della posizione dei singoli manufatti, per fornire un inquadramento generale relativamente a: stratigrafia, caratteristiche e problematiche geotecniche.

Nei seguenti capitoli si descrivono le unità geotecniche identificate esaminando i risultati delle indagini. La distribuzione spaziale di tali materiali è illustrata nei Profili Geotecnici (Doc. rif. [7], v. Allegato 2). Si rimanda invece alle relazioni geotecniche delle singole WBS per informazioni di dettaglio ed assunzioni progettuali.

### 6.1 Falda di progetto

I valori di soggiacenza misurati nei piezometri lungo la tratta in esame, riportati nel capitolo 4, indicano una sostanziale stabilità nelle escursioni stagionali. La differenza di quota massima e minima misurata risulta essere inferiore ad 2 m.

Le letture disponibili indicano una soggiacenza di falda generalmente modesta. Ai fini progettuali, prendendo a riferimento i livelli di falda definiti nella relazione idrogeologica (Doc. rif. [1]), si assumerà un livello di falda coincidente con il piano campagna per la progettazione delle opere definitive. Per le provvisorie, il progettista potrà, valutando conservativamente i dati più vicini al sito di interesse, assumere, dietro sua responsabilità, valori diversi, giustificando l'assunzione.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

## 6.2 Tratto compreso fra pk 10+045 e pk 14+546

Il tratto in esame parte dalla spalla Est del Viadotto Fibbio e si estende per circa 4500 m, lungo i quali si prevede la realizzazione di rilevati di altezza compresa tra 2.5 m e 7.6 m, del Viadotto Illasi (pk 11+494 circa), del ponte sul canale Sereghetta (pk 12+310 circa), di un cavalcavia alla pk 13+240 e di sottovia e sottopassi (Doc. rif. [7]).

I rilevati ferroviari di nuova realizzazione (RI17, RI18, RI19, RI20, RI21, RI22 e RI23) raggiungono la massima altezza in prossimità del Viadotto Fibbio (circa 8 m), in corrispondenza delle due spalle del Viadotto Illasi (7 m ca), per poi abbassarsi verso il ponte sul canale Sereghetta, con altezze massime dell'ordine dei 4 m.

Le indagini eseguite sono elencate in Tabella 14 e consistono in sondaggi a carotaggio continuo (BH, SP, SPA), prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) e dinamiche, pozzetti esplorativi (PT) e prove geofisiche tipo down-hole (DH), cross-hole (CH) e MASW. La posizione delle indagini ed il loro esito sono descritti in dettaglio in elaborati di progetto dedicati (Doc. rif. [7], [8], [9], [11] e seguenti).

*Tabella 14 - Indagini tra pk 10+045 e pk 14+659*

Progressiva pk	ID indagini -	Campagna anno
10+075	BH-PE-20Bis	2020-2021
10+400	CPTU16	2014/2015
10+524	BH-PE-21	2020-2021
10+550	CPTU18	2014/2015
10+555	CPTU-PE-05	2020-2021
10+560	SPA16	2014/2015
10+580	BH-PE-22	2020-2021
11+313	BH-DH-PE-23	2020-2021
11+450	SA203P010	2002
11+470	CPTU21	2014/2015
11+500	SP17+CH4+ SDA18	2014/2015
11+597	BH-PE-24	2020-2021
11+697	BH-PE-25	2020-2021
11+697	BH-PE-25Bis	2020-2021
11+700	SPAA19	2014/2015
11+720	CPTU24 e CPTU24bis	2014/2015
11+821	BH-PZ-PE-26	2020-2021
12+000	CPTU25	2014/2015
12+010	SPA20	2014/2015
12+035	PT-PE-07	2020-2021

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

<b>Progressiva pk</b>	<b>ID indagini -</b>	<b>Campagna anno</b>
12+100	P1	2015
12+100	P1 bis	2015
12+100	P1 quater	2015
12+100	P1 ter	2015
12+117	CPTU-06	2020-2021
12+266	MASW-PE-05	2020-2021
12+319	BH-PE-27	2020-2021
12+340	SPA20bis	2014/2015
12+470	P2	2015
12+510	CPTU28 e CPTU28bis	2014/2015
12+510	CPTU29 e CPTU29bis	2014/2015
12+510	SPA21	2014/2015
12+580	CPTU30 e CPTU30bis	2014/2015
12+780	CPTU30ter	2014/2015
13+000	P3	2015
13+000	P3 bis	2015
13+033	CPTU-07	2020-2021
13+132	BH-PZ-PE-28	2020-2021
13+190	CPTU31	2014/2015
13+285	CPTU-PE-08	2020-2021
13+287	BH-PE-29	2020-2021
13+320	P4	2015
13+485	CPTU31bis	2014/2015
13+721	BH-PE-30	2020-2021
13+730	MASW-PE-06	2020-2021
13+800	CPTU32	2014/2015
13+920	P5	2015
13+920	P5bis	2015
14+143	CPTU-PE-09	2020-2021
14+350	CPTU32bis	2014/2015
14+350	P6	2015

Nei primi 2-5 m di profondità si evidenzia la presenza di depositi eterogenei, costituiti da alternanze di limi argillosi sovraconsolidati, probabilmente per essiccamento se prossime alla superficie, tendenti a diventare teneri più in profondità (Unità 3b), in genere di bassa e media plasticità (IP=15-35), e limi sabbiosi e sabbie limose sciolte (Unità 3a).

All'interno di questi ultimi strati si registrano resistenze penetrometriche anche < 1 MPa ed  $N_{SPT} < 5$  colpi/30 cm (nei livelli più sabbiosi, sciolti).

Su tali materiali, in sede di PD, sono state compiute diverse analisi granulometriche volte a definirne il

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

comportamento in relazione alla suscettibilità alla liquefazione. A tale proposito, la Figura 9 riporta i risultati di tali analisi, del tutto confermati dall'indagine integrativa.

Relativamente a questi terreni (unità 3b), si tiene utile esaminare i dati riportati in Figura 9, Figura 10 e Figura 12, che riportano i valori di resistenza al taglio non drenata nell'area in esame, ricavata sia dall'interpretazione delle prove CPTU che ottenuta dalle prove di laboratorio.

In aggiunta, la Figura 13 e la Figura 14 illustrano i valori di tensione di preconsolidazione sui materiali argillosi ricavati sia dagli edometri che dall'interpretazione delle CPTU.

Per ciò che concerne i valori dei limiti di consistenza e i contenuti d'acqua, si rimanda a quanto riportato nella Figura 18 e nella Figura 19.

Sulla base di tali dati, relativamente all'unità 3a e 3b, si osserva quanto segue:

- lo strato si presenta fortemente eterogeneo, con fitte alternanze di materiali incoerenti e coesivi;
- in superficie, l'effetto dell'essiccamento si fa avvertire, producendo una "sovracconsolidazione" apparente del materiale;
- più in profondità (sotto gli 1-2 metri circa da p.c.) i terreni limoso sabbiosi si presentano generalmente sciolti;
- anche i terreni argillosi in profondità, laddove non siano sovracconsolidati per essiccamento, si presentano teneri.

Lo strato sottostante raggiunge all'incirca i 10-15 m da p.c. ed è composto da ghiaie e sabbie debolmente limose, mediamente addensate e con un contenuto di fini non superiore a 20%. L'unità in questione (unità 6) ha uno spessore pressoché costante lungo il tratto, con un ispessimento in corrispondenza della spalla ovest del Viadotto Illasi. Le prove penetrometriche SPT hanno fornito resistenze piuttosto elevate, con  $N_{SPT}$  generalmente compresi tra 20 colpi/30 cm e 70 colpi/30 cm; in alcuni casi si raggiungono le condizioni di rifiuto.

A profondità superiori si rinviene uno spesso strato di sabbie limose (unità 4) in stato di addensamento medio-alto e con percentuali di fini tra 10% e 20%. In tale unità si misurano resistenze alla penetrazione variabili e mediamente piuttosto alte, con  $N_{SPT}$  tra 15 colpi/30 cm e 60 colpi/30 cm e  $q_c = 10\div 25$  MPa.

Localmente, all'interno di questo strato si evidenzia la presenza di livelli di argilla con limo (unità 2) di spessore generalmente compreso tra 2 m e 3 m, ma che raggiungono i 7 m di spessore intorno alla pk 13+740. Tali livelli non risultano essere continui e si localizzano prevalentemente a pochi metri dallo strato ghiaioso ed a profondità superiori a 25 m pc (Doc. Rif. [7]). Per questi materiali sono disponibili pochi

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

risultati in termini di resistenza al taglio, riportati nella Figura 10, che indicano valori variabili fra 150 kPa e 250 kPa. In Figura 18 e Figura 19 si riportano i valori dei limiti di Atterberg e del contenuto d'acqua. Come si può notare, si tratta di materiali con plasticità medio-alta.

Sulla base della metodologia descritta nel capitolo 5 e dei risultati delle prove di laboratorio e di sito, le figure che seguono forniscono maggiori dettagli circa:

- Densità relativa stimata da prove SPT (v. Figura 16);
- Angolo di attrito stimato da prove SPT (v. Figura 17);
- Limiti di Atterberg e carta di plasticità di Casagrande (v. Figura 18 e Figura 19);
- Velocità delle onde di taglio (Doc. rif., v. Figura 20 e Figura 21);
- Modulo di taglio alle piccole deformazioni, a partire dai valori stimati di  $V_s$  (v. Figura 22, Figura 23).

Si osserva quanto segue.

- Lungo il tratto in esame il profilo stratigrafico appare relativamente costante, ad eccezione della porzione orientale del Viadotto Illasi e dei livelli di materiale consistente in profondità.
- Nei primi 5 m di profondità si evidenzia la presenza di materiali dotati di scarsa resistenza penetrometrica, mentre più in profondità si hanno pressoché ovunque  $N_{SPT} > 20-30$  colpi/30cm.
- Gli strati superficiali, contraddistinti nei profili geotecnici come 3a (depositi recenti a comportamento drenato) e 3b (depositi recenti a comportamento non drenato) e, si presenta sovrapposti e alternati, e generalmente con le seguenti caratteristiche:
  - Gli strati argillosi superficiali (all'interno dei primi 2 m ca), risultano sovraconsolidati per essiccamento, e presentano buone caratteristiche di resistenza al taglio;
  - Gli strati a profondità superiore, si presentano teneri (se argillosi, unità 3b), o generalmente sciolti (unità 3a).
- Le sabbie profonde sono caratterizzate da densità relative medio-alte e comprese tra 40% e 70%;
- Si stimano angoli di attrito compresi tra 36° e 43° per l'unità ghiaiosa, mentre per gli strati sabbiosi addensati le interpretazioni indicano angoli compresi tra 36° e 40°.
- Il profilo di  $V_s$  derivante dalle interpretazioni discusse nella Relazione Sismica (Doc. rif. [5]) conferma la presenza di materiali mediamente addensati e di terreni di consistenza medio-bassa

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

in superficie, ove si registrano velocità di circa 200 m/s. A profondità maggiori di 5 m pc si suggeriscono valori tra 300 m/s e 350 m/s e fino a 400 m/s nella porzione finale del tratto.

- I valori di modulo di taglio alle piccole deformazioni ( $G_0$ ) sono pari a circa di circa 150÷200 MPa per le ghiaie mediamente addensate e 200÷300 MPa per le sabbie addensate.

I parametri caratteristici suggeriti per le unità individuate sono riportati nel capitolo 7.

## AV/AC VERONA VICENZA

pk 10+450 - pk 14+546

Contributi granulometrici (%)

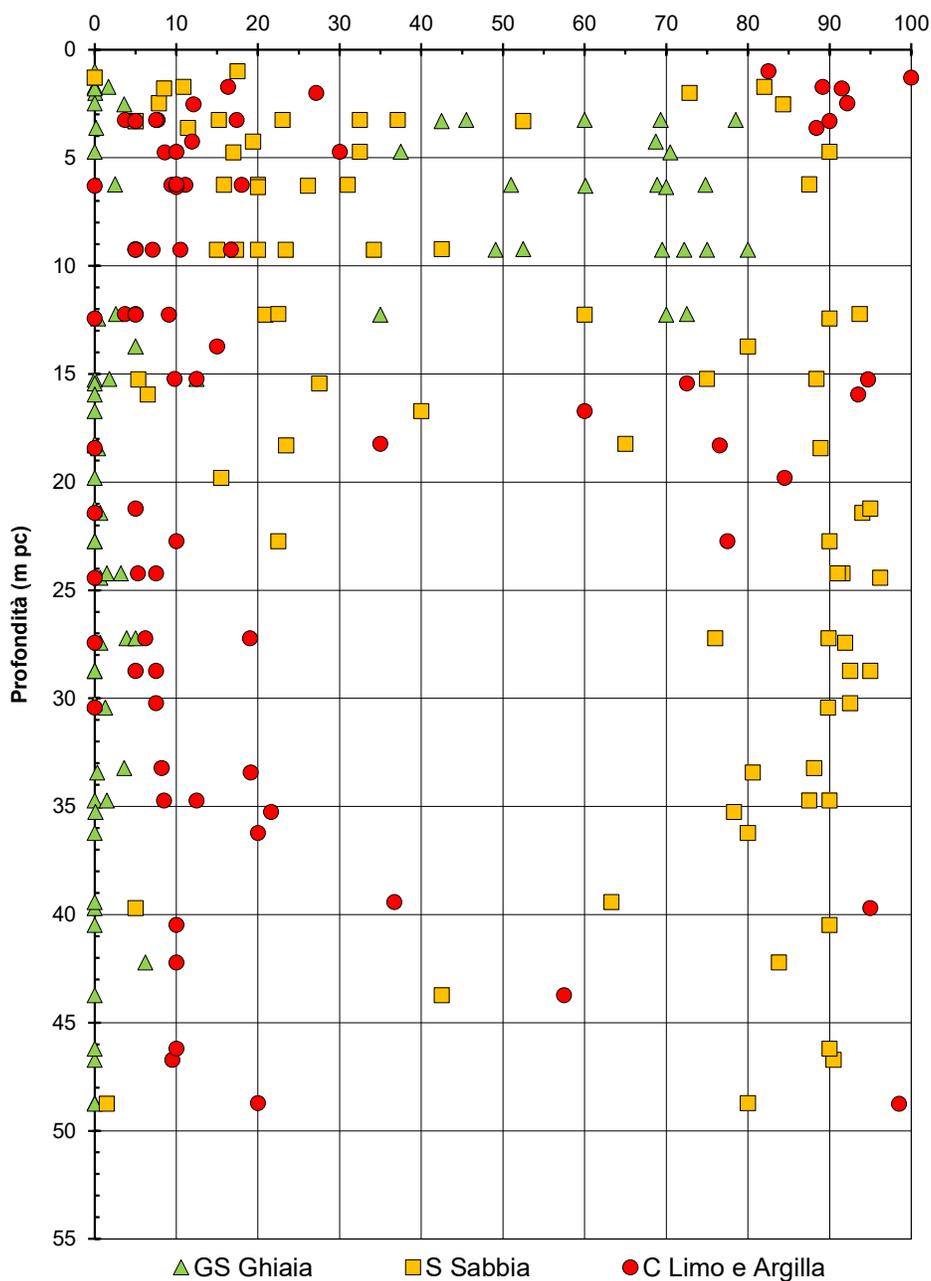


Figura 8 – Sintesi analisi granulometriche tra pk 10+045 e pk 14+546

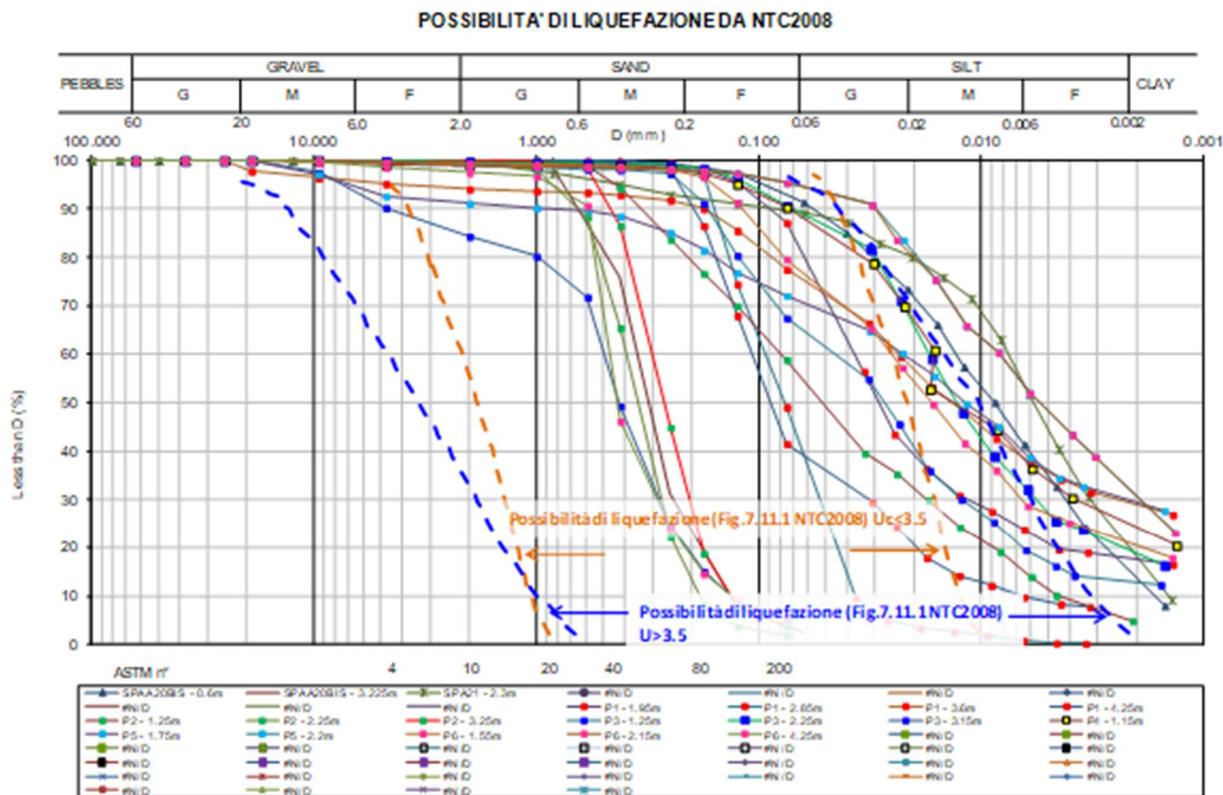


Figura 9. Risultati delle analisi granulometriche dei materiali superficiali m 12+150 ed il km 14+300

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)

Progetto

IN17

Lotto

10

Codifica

EI2RBGE0000002

A

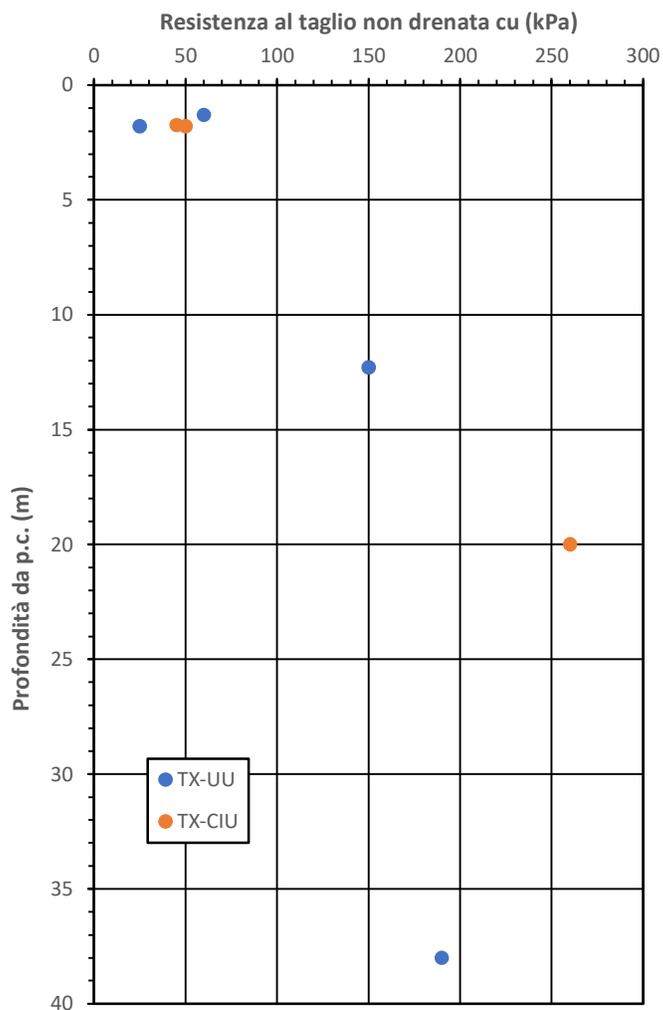


Figura 10. Valori di  $c_u$  da prove di laboratorio

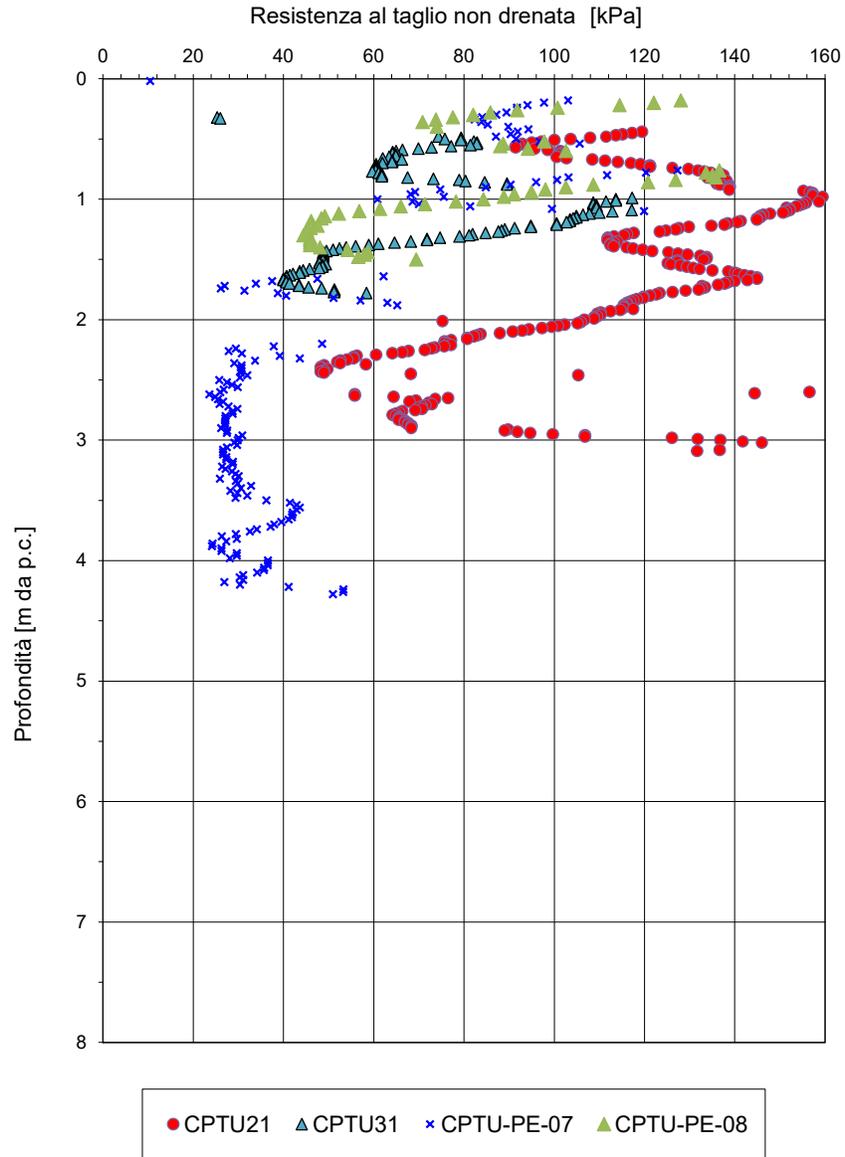


Figura 11. Resistenza al taglio non drenata da prove CPTU - alternanze di terreni 3a e 3b

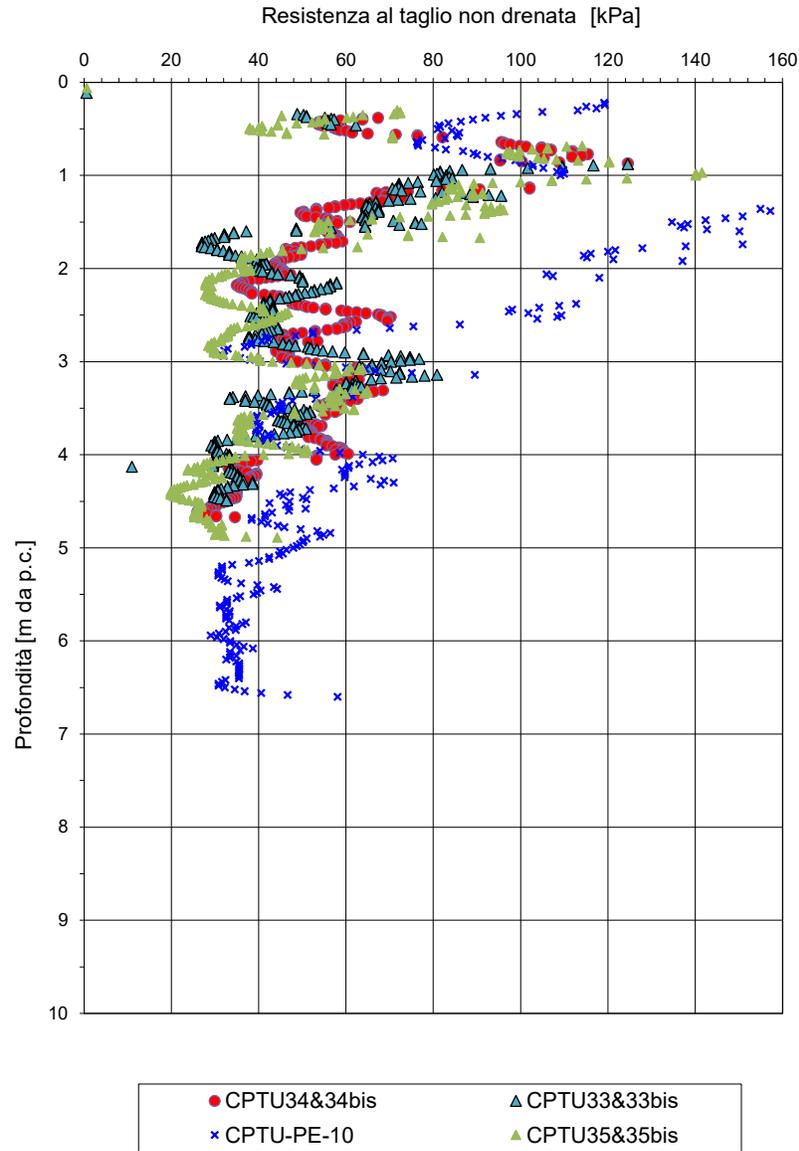


Figura 12. Resistenza al taglio non drenata da prove CPTU. Terreni 3b argillosi dell'area

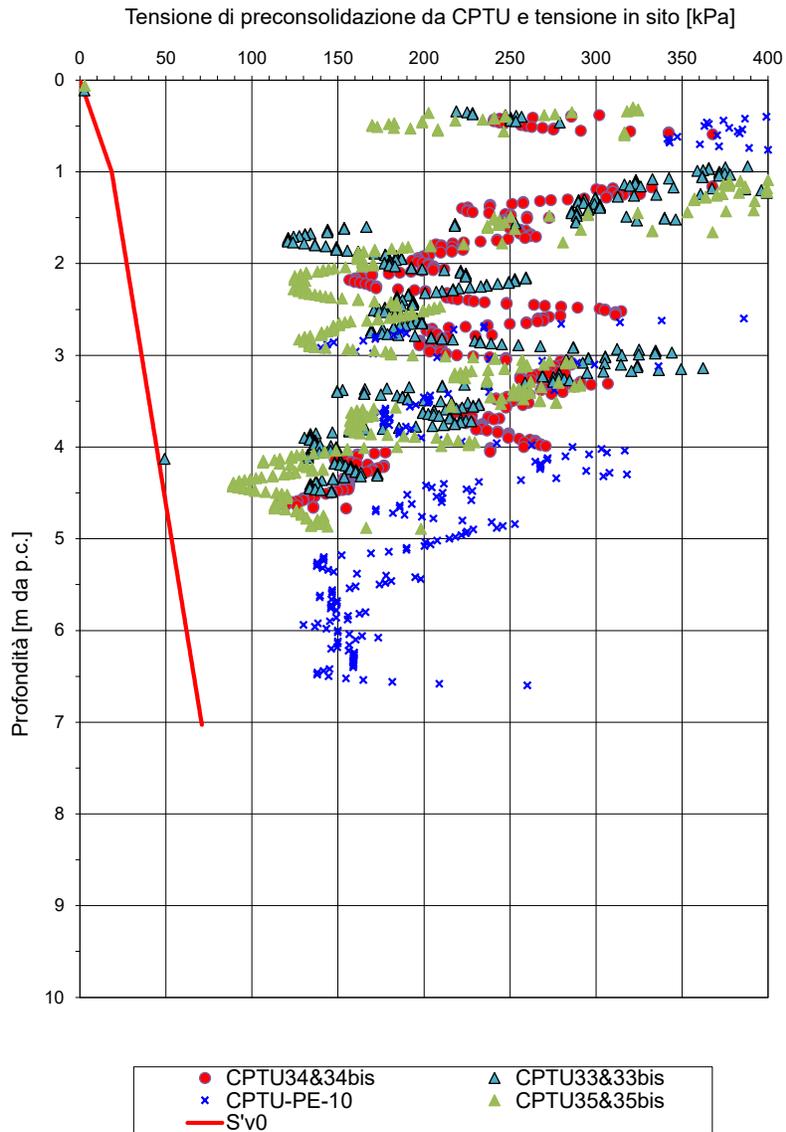


Figura 13. Tensione di preconsolidazione dei terreni 3b da prove CPTU

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)

Progetto

IN17

Lotto

10

Codifica

EI2RBGE0000002

A

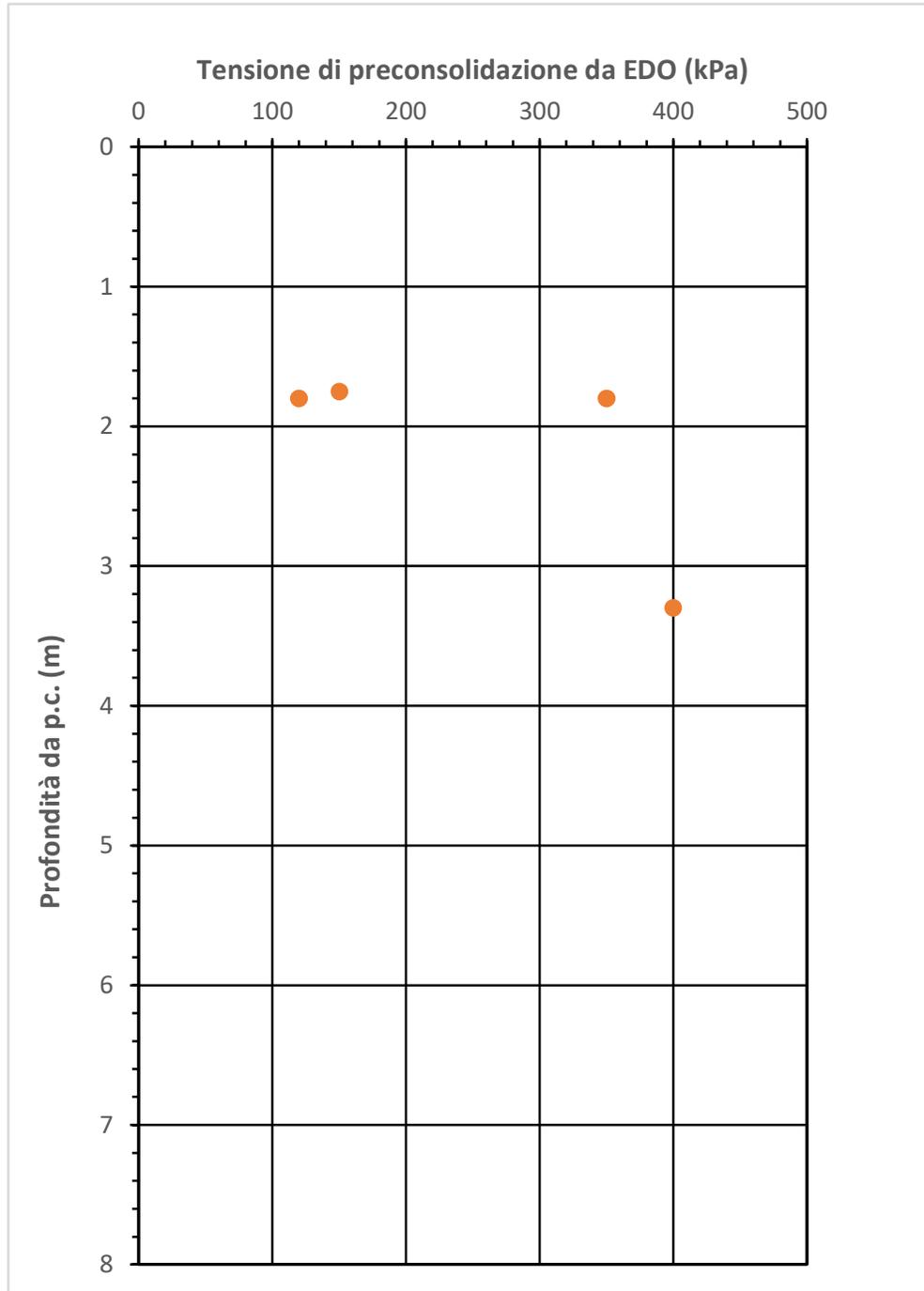


Figura 14. Tensioni di preconsolidazione da EDO - terreni 3b

**AV/AC VERONA VICENZA**

**pk 10+450 - pk 14+546**

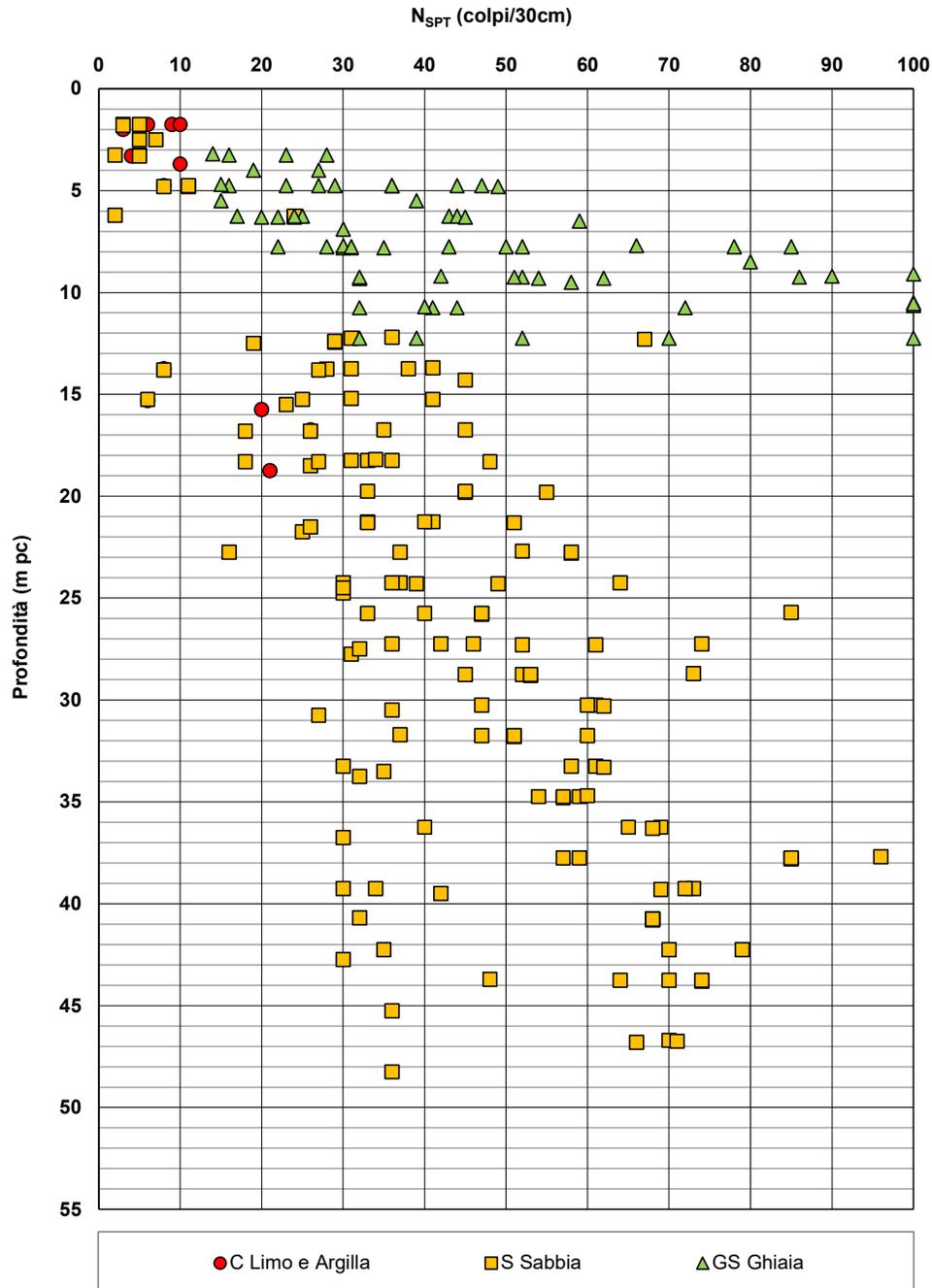


Figura 15 – Esito delle prove SPT tra pk 10+045 e pk 14+546

**AV/AC VERONA VICENZA**

**pk 10+450 - pk 14+546**

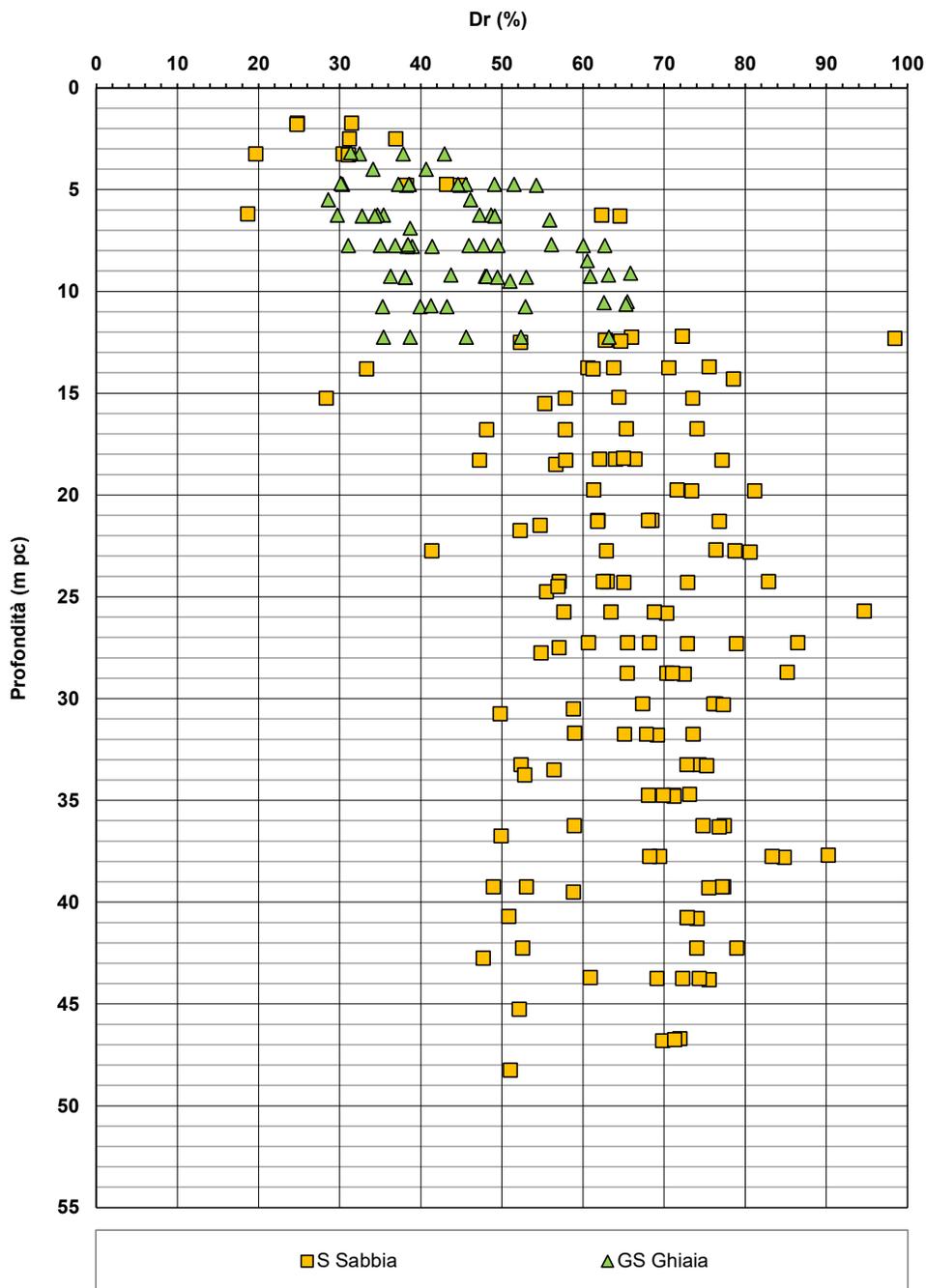


Figura 16 – Densità relativa da prove SPT tra pk 10+045 e pk 14+546

**AV/AC VERONA VICENZA**

pk 10+450 - pk 14+546

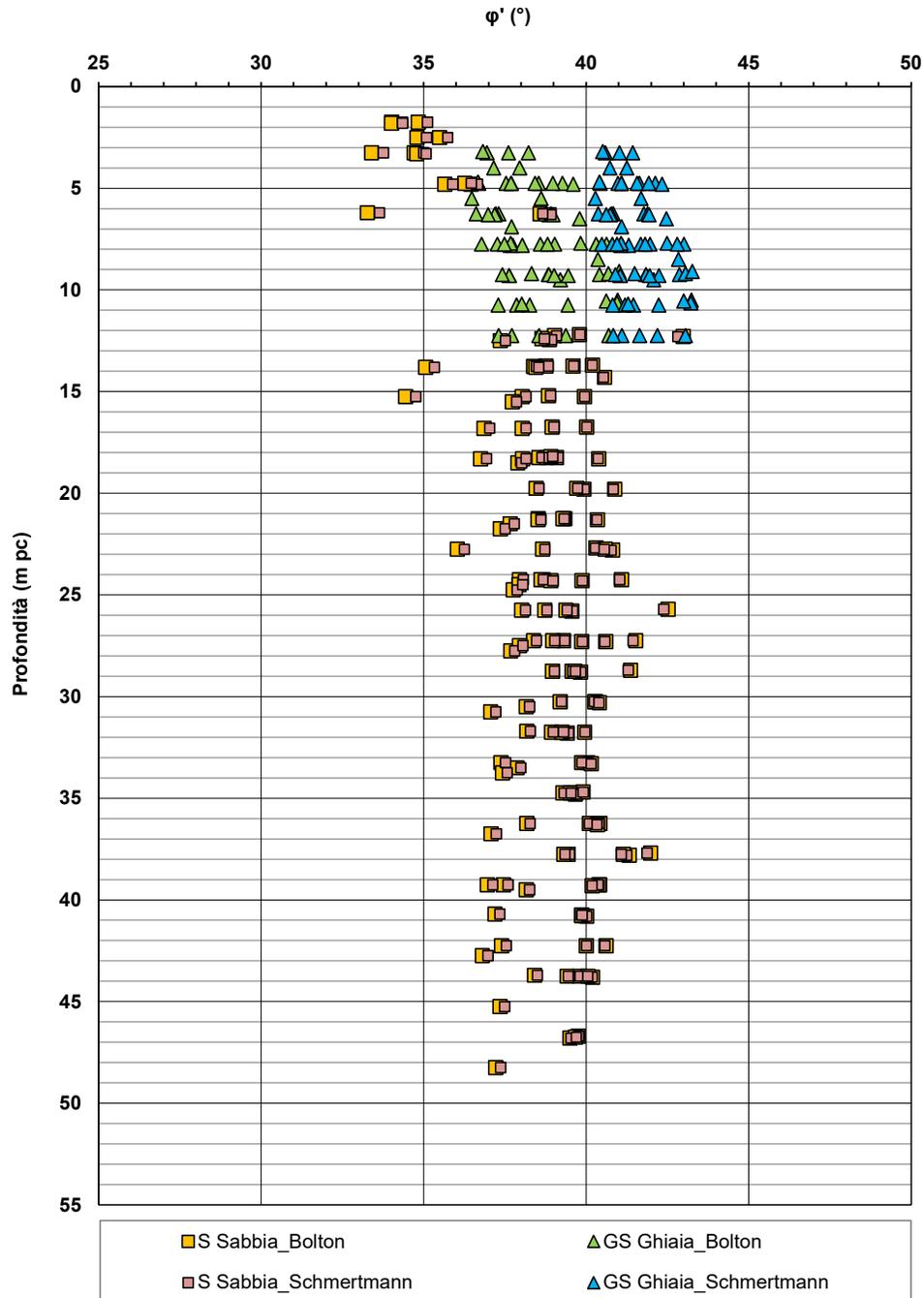


Figura 17 – Angoli di attrito da prove SPT tra pk 10+045 e pk 14+546

**AV/AC VERONA VICENZA**

**pk 10+450 - pk 14+546**

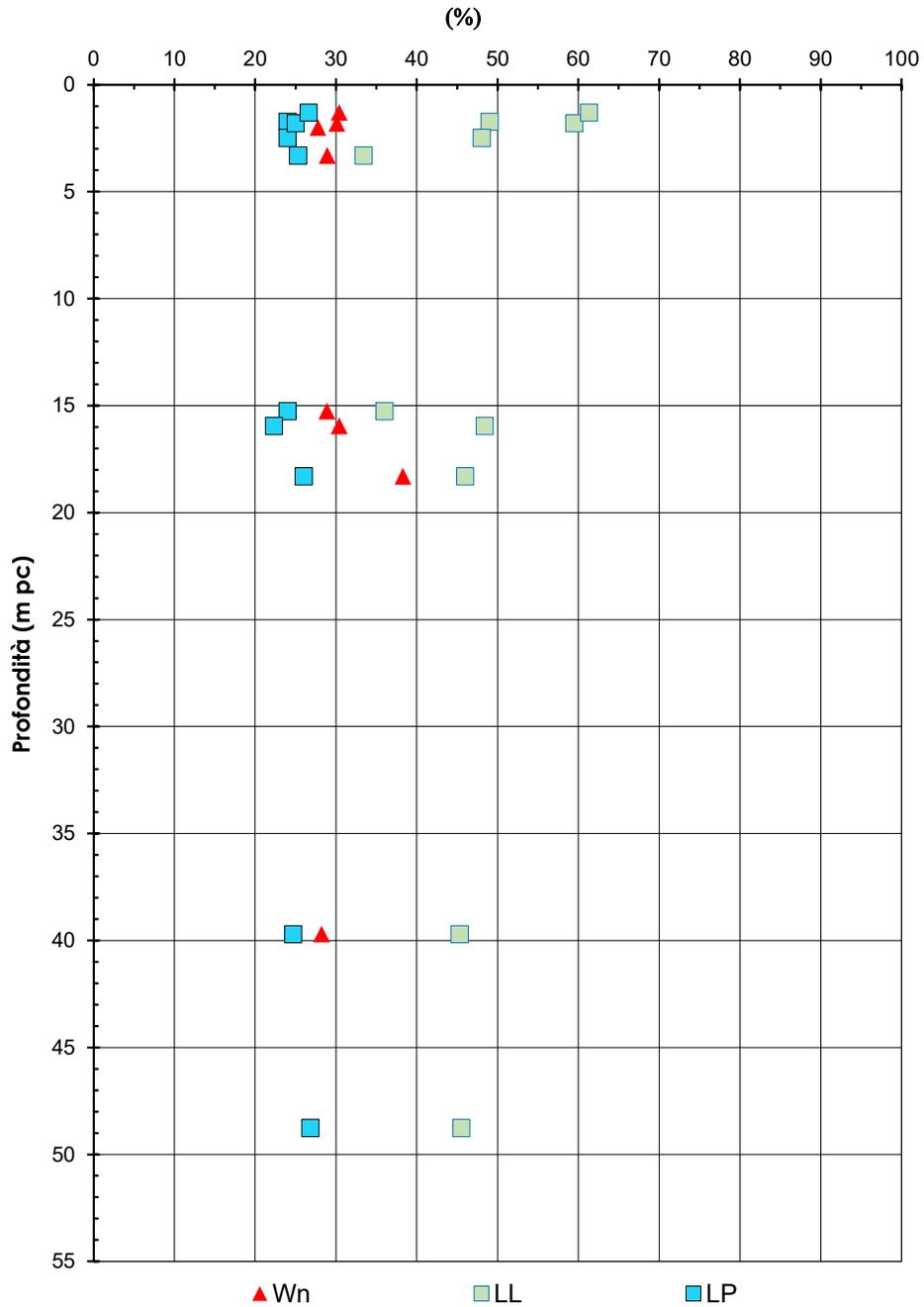


Figura 18 – Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua tra pk 10+045 e pk 14+546

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)

Progetto

IN17

Lotto

10

Codifica

EI2RBGE0000002

A

**AV/AC VERONA VICENZA**

pk 10+450 - pk 14+546

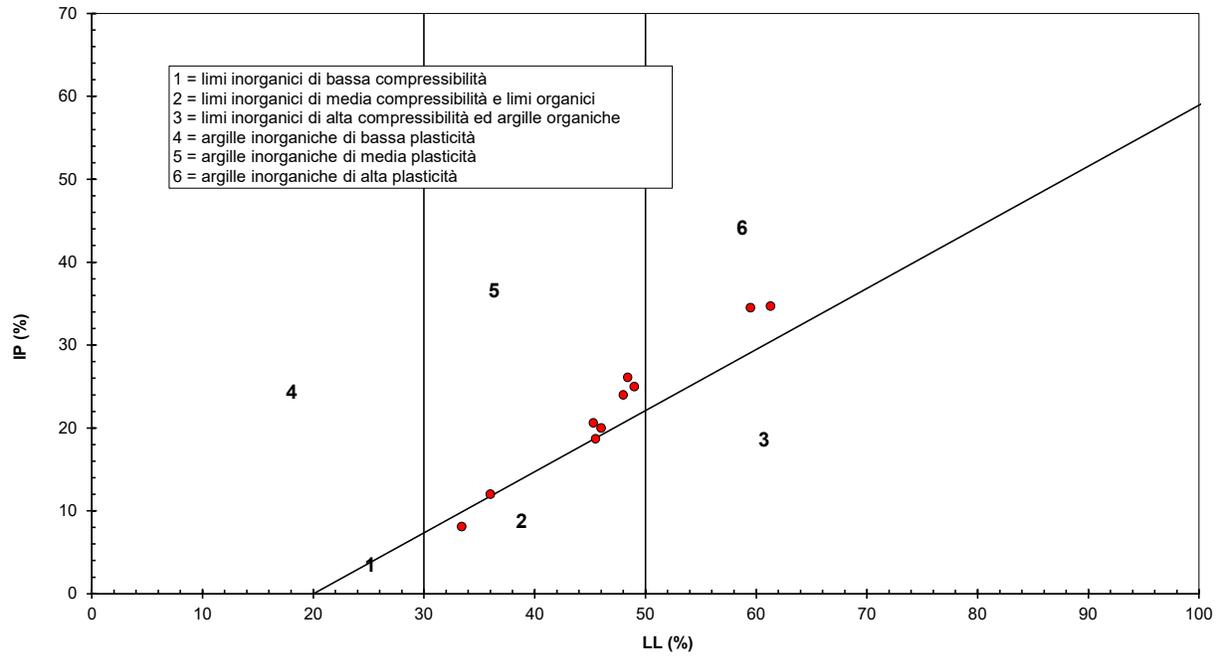


Figura 19 – Carta di plasticità di Casagrande: depositi coesivi tra pk 10+045 e pk 14+546

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)

Progetto

IN17

Lotto

10

Codifica

EI2RBGE0000002

A

## AV/AC VERONA VICENZA

pk 7+555 - pk 13+240

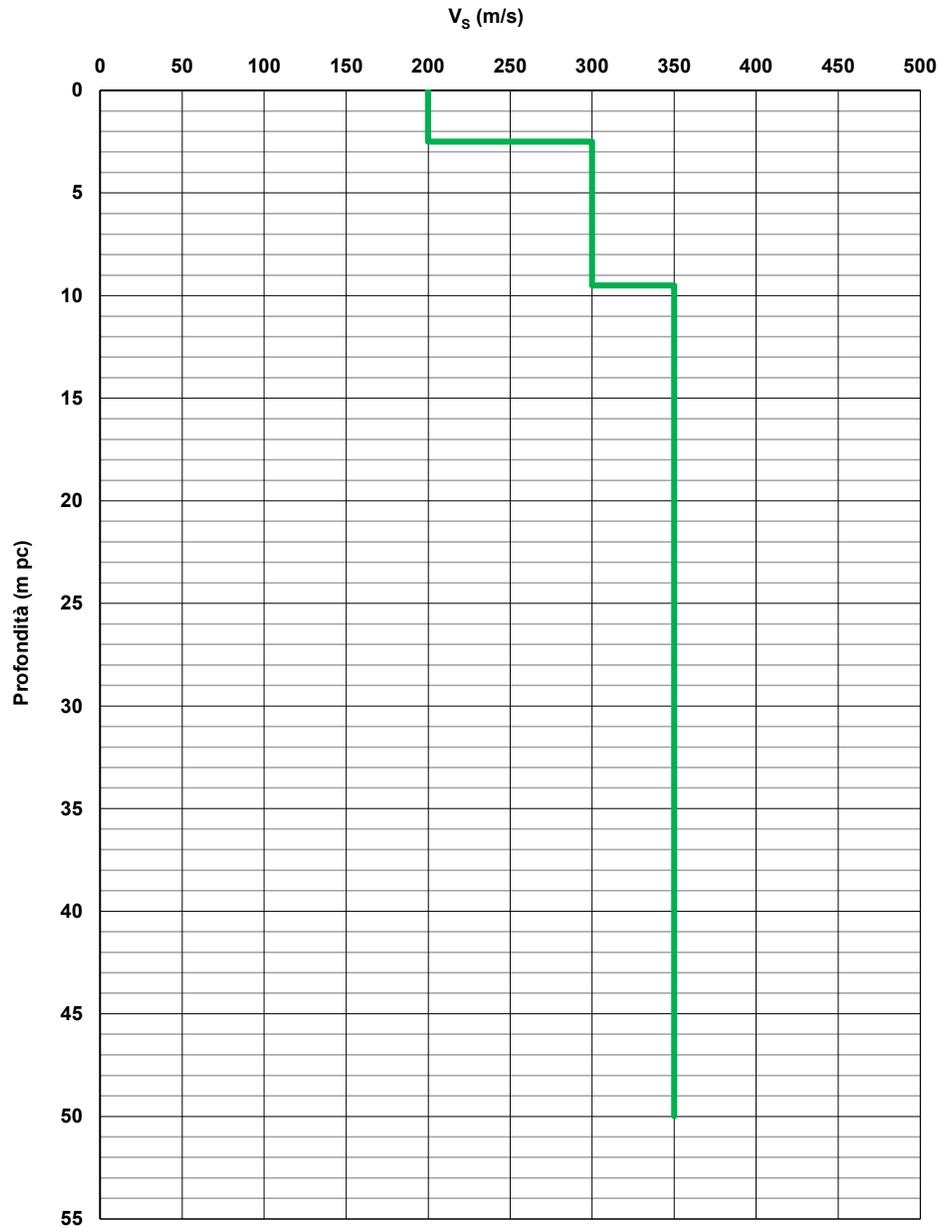


Figura 20 – Profilo di velocità  $V_s$  tra pk 7+555 e pk 13+240 (Doc. rif. [5])

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)

Progetto

IN17

Lotto

10

Codifica

EI2RBGE0000002

A

### AV/AC VERONA VICENZA

pk 13+240 - pk 20+000

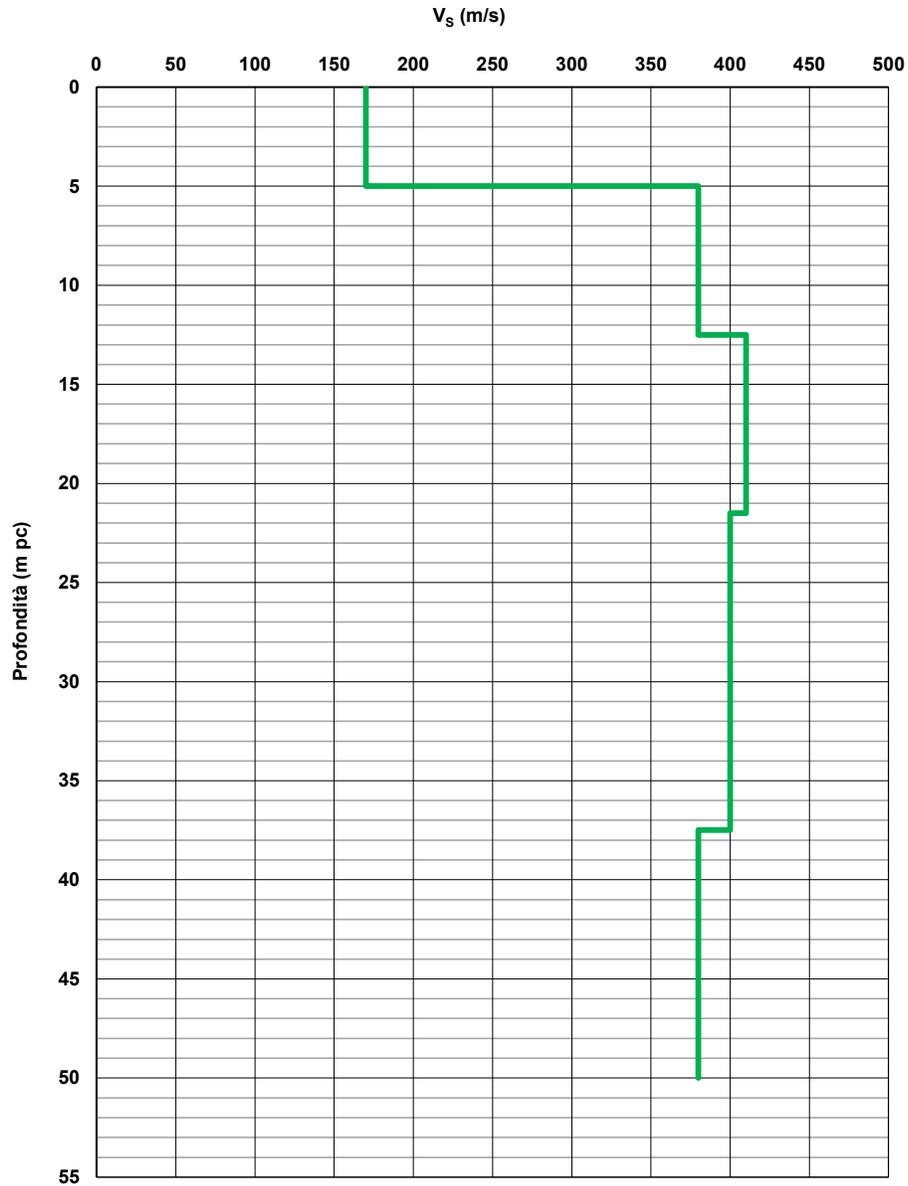


Figura 21 – Profilo di velocità  $V_s$  tra pk 13+240 e pk 20+000 (Doc. rif. [5])

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)

Progetto

IN17

Lotto

10

Codifica

EI2RBGE0000002

A

## AV/AC VERONA VICENZA

pk 7+555 - pk 13+240

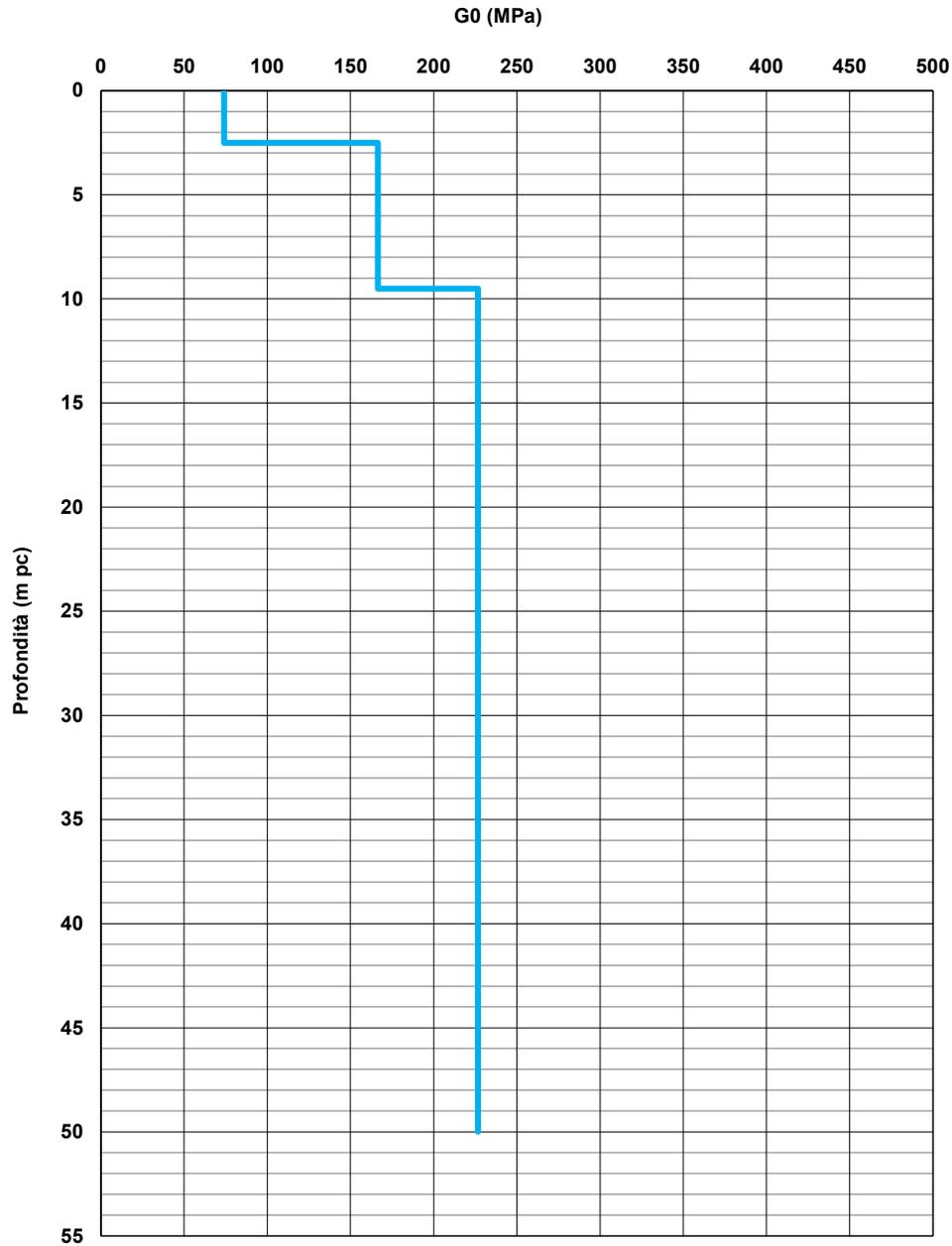


Figura 22 – Modulo di taglio  $G_0$  tra pk 7+555 e pk 13+200

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)

Progetto

IN17

Lotto

10

Codifica

EI2RBGE0000002

A

## AV/AC VERONA VICENZA

pk 13+240 - pk 20+000

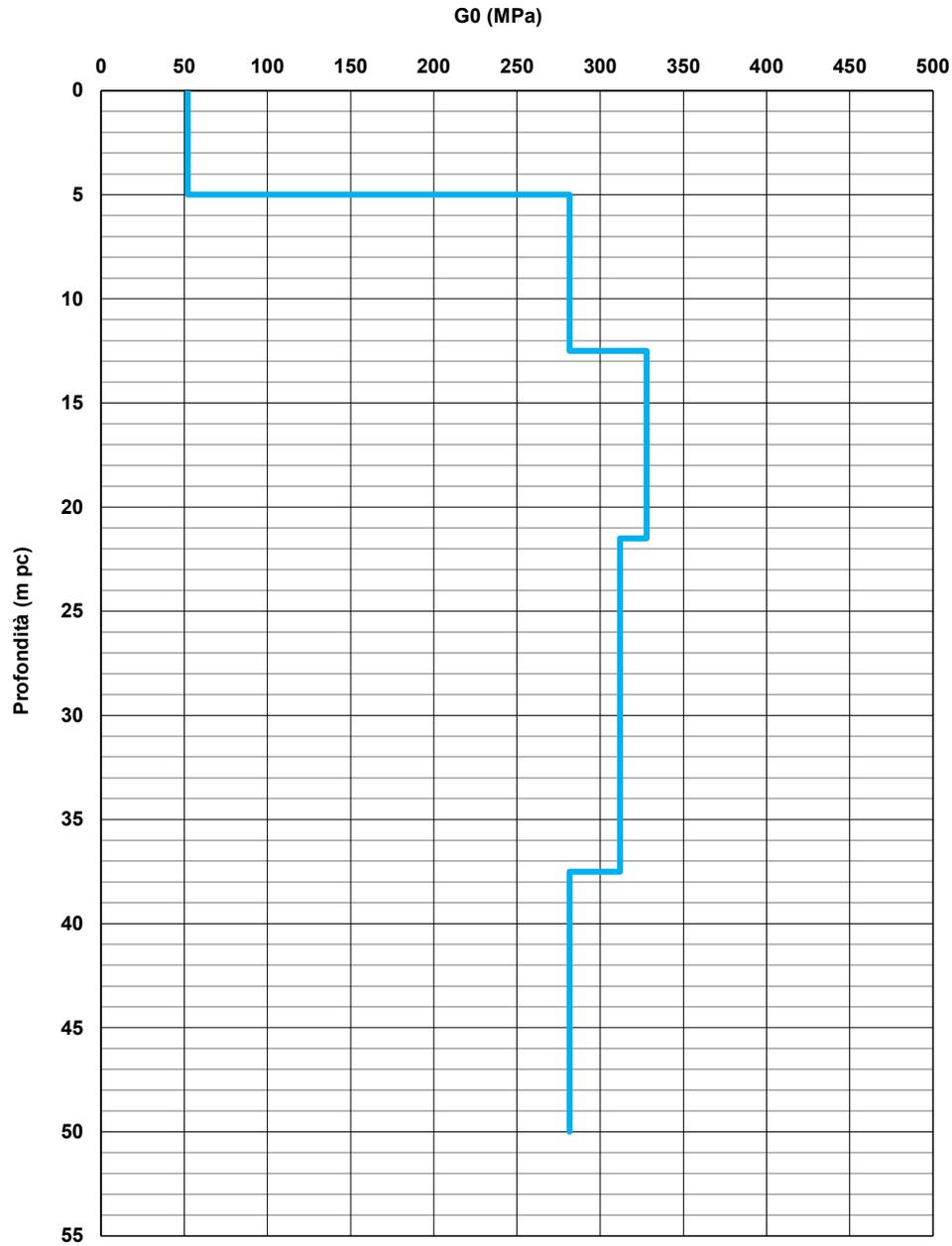


Figura 23 – Modulo di taglio  $G_0$  tra pk 13+240 e pk 20+000

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

### 6.3 Tratto compreso fra pk 14+546 e pk 16+340

Il tratto in esame prevede la realizzazione di rilevati con altezza compresa tra 1.8 m e 4 m, di un cavalcavia alla pk 14+673 e di un sottovia alla pk 16+194.

Le indagini disponibili lungo questi 1800 m consistono in sondaggi a carotaggio continuo (BH, SA e SPA), prove penetrometriche statiche (CPTU) e dinamiche (SPT), pozzetti esplorativi (P) e prove cross-hole (CH).

*Tabella 15 - Indagini tra pk 14+546 e pk 16+340*

<b>Progressiva Pk</b>	<b>Indagini ID</b>	<b>Campagna Anno</b>
14+641	BH-PZ-PE-31	2020-2021
14+691	BH-PE-32	2020-2021
14+691	BH-PE-32Bis	2020-2021
14+705	CPTU-PE-10	2020-2021
14+870	CPTU33 e CPTU33bis	2014/2015
14+880	CPTU34 e CPTU34bis	2014/2015
14+880	CPTU35 e CPTU35bis	2014/2015
14+880	SP22	2014/2015
14+890	SPA23 + CH5	2014/2015
14+940	CPTU37 e CPTU37bis	2014/2015
15+150	SA203C011	2002
15+280	P7	2015
15+280	P7bis	2015
15+325	CPTU35Bis-B	2014/2015
15+548	CPTU-PE-11	2020-2021
15+830	CPTU-PE-12	2020-2021
15+860	BH-PE-33	2020-2021
15+880	P8	2015
15+960	CPTU35Ter	2014/2015
16+030	P9	2015
16+030	P9bis	2015
16+160	SPA24	2014/2015
16+170	BH1V	2015
16+237	CPTU-PE-13	2020-2021

Anche in questo tratto si riscontra la presenza di limi argillosi debolmente sabbiosi con tracce di materiale organico (unità 3b) per i primi metri di profondità (circa 4 m). Tali depositi poco plastici risultano essere mediamente compressibili e da debolmente a mediamente sovraconsolidati, con  $q_c$  inferiori a 2 MPa.

Per quanto riguarda la composizione granulometrica, si può sostanzialmente fare riferimento alla stessa composizione, frutto delle alternanze sopradette, riportata in Figura 9.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

Si segnala che, in corrispondenza del tratto compreso fra le progressive 14+300 fino alla 15+300, i terreni di copertura superficiali appaiono composti in modo predominante da argille mediamente compatte (Unità 3b). In corrispondenza del cavalcaferrovia IV05 al 14+673, si è inoltre rinvenuta la presenza di spesse coltri di materiali organico, (BH32da ca 2 a 7 m da p.c.). Gli approfondimenti di indagine, e le conseguenti prove di laboratorio, parzialmente ancora in corso, hanno evidenziato che si tratta in ogni caso di materiali consistenti, con indice dei vuoti attorno a 0.9-1-0, resistenze al taglio non drenata dell'ordine dei 50-70 kPa, e tensione di preconsolidazione dell'ordine dei 200-250 kPa.

Le Figura 24, la Figura 25, la Figura 26 e la Figura 27 mostrano rispettivamente i valori di resistenza al taglio non drenata da prove TX – CIU e UU e da CPTU, e i valori di tensione di preconsolidazione dedotti sia dalle prove edometriche che dalle CPTU.

Sostanzialmente, i valori ottenuti sono compatibili e integrano quelli ottenuti nel tratto precedente.

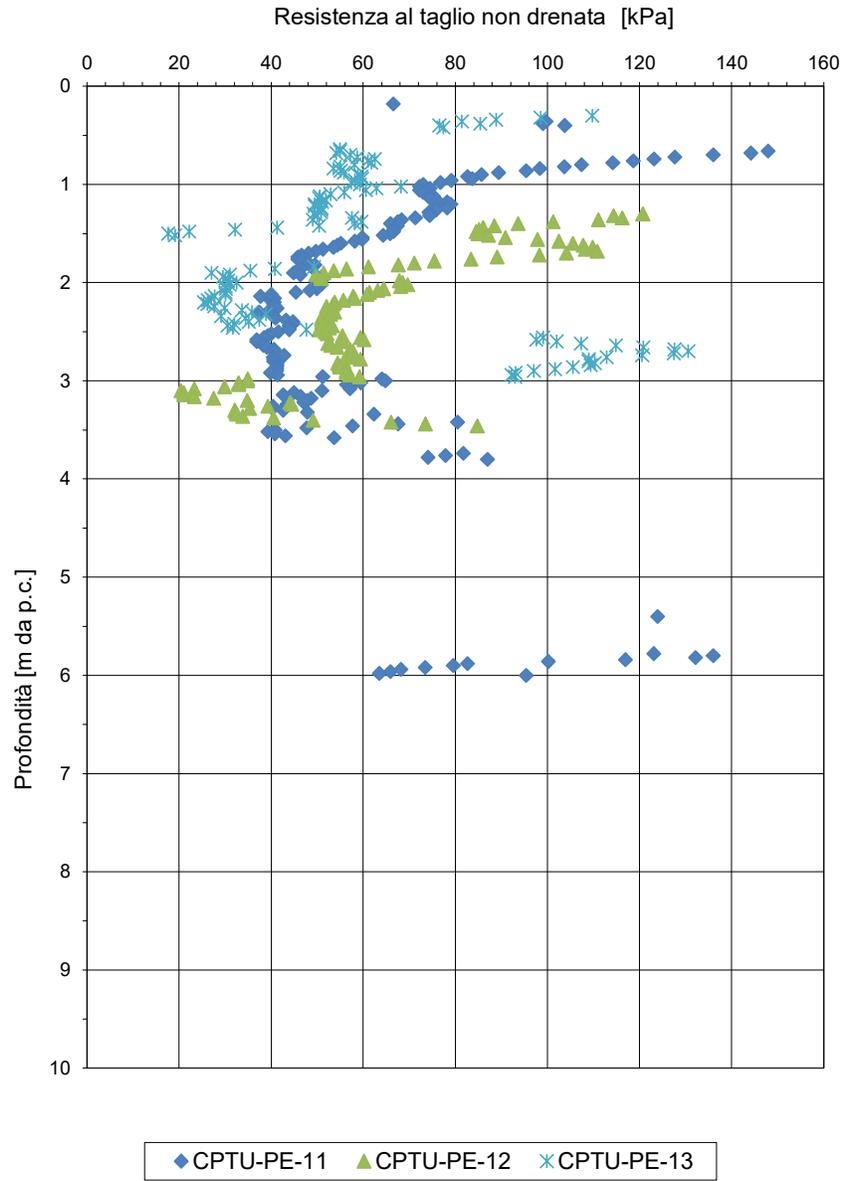


Figura 24. Resistenza al taglio non drenata da CPTU . pk 14+546 e pk 16+340.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)

Progetto

IN17

Lotto

10

Codifica

EI2RBGE0000002

A

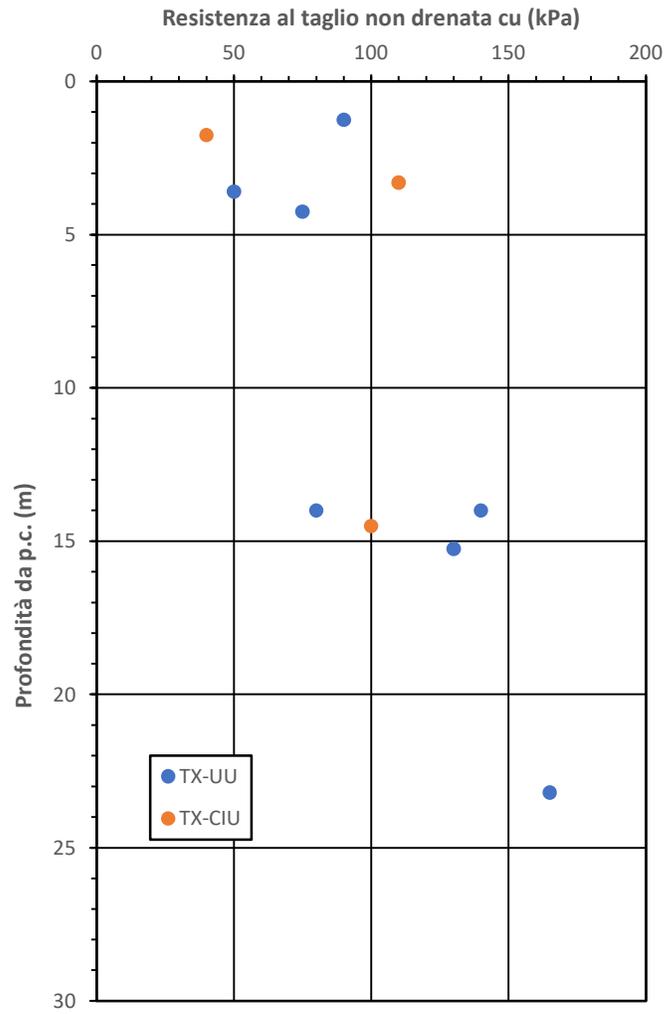


Figura 25. Valori di  $c_u$  da prove di laboratorio. pk 14+546 e pk 16+340

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)

Progetto

IN17

Lotto

10

Codifica

EI2RBGE0000002

A

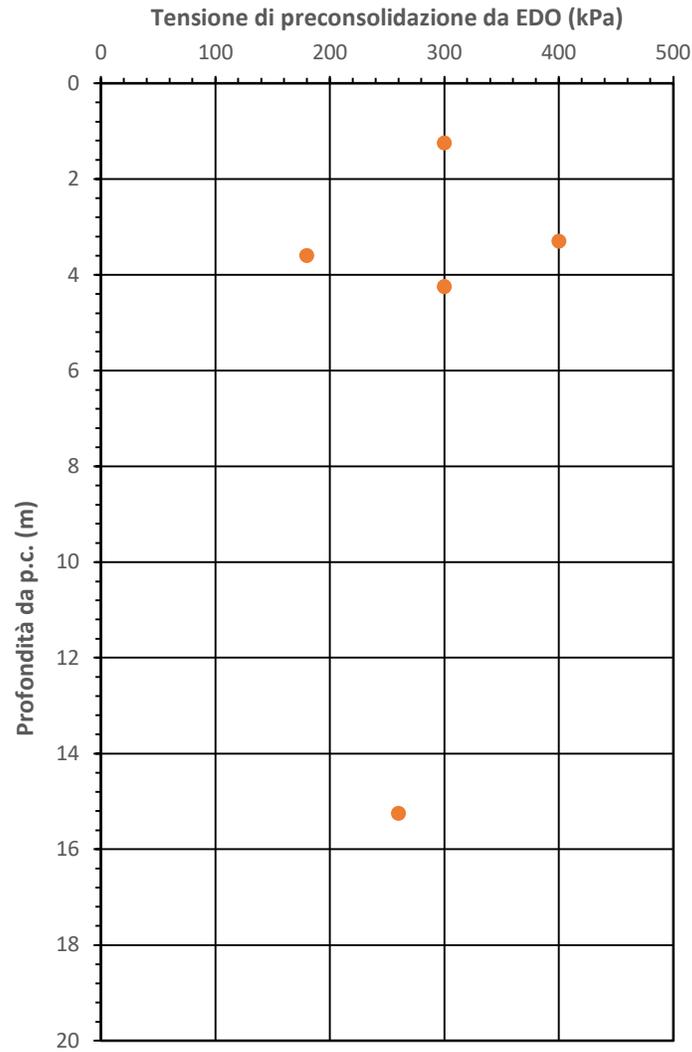


Figura 26. Tensione di preconsolidazione da prove EDO . terreni 3b e 2. pk 14+546 e pk 16+340

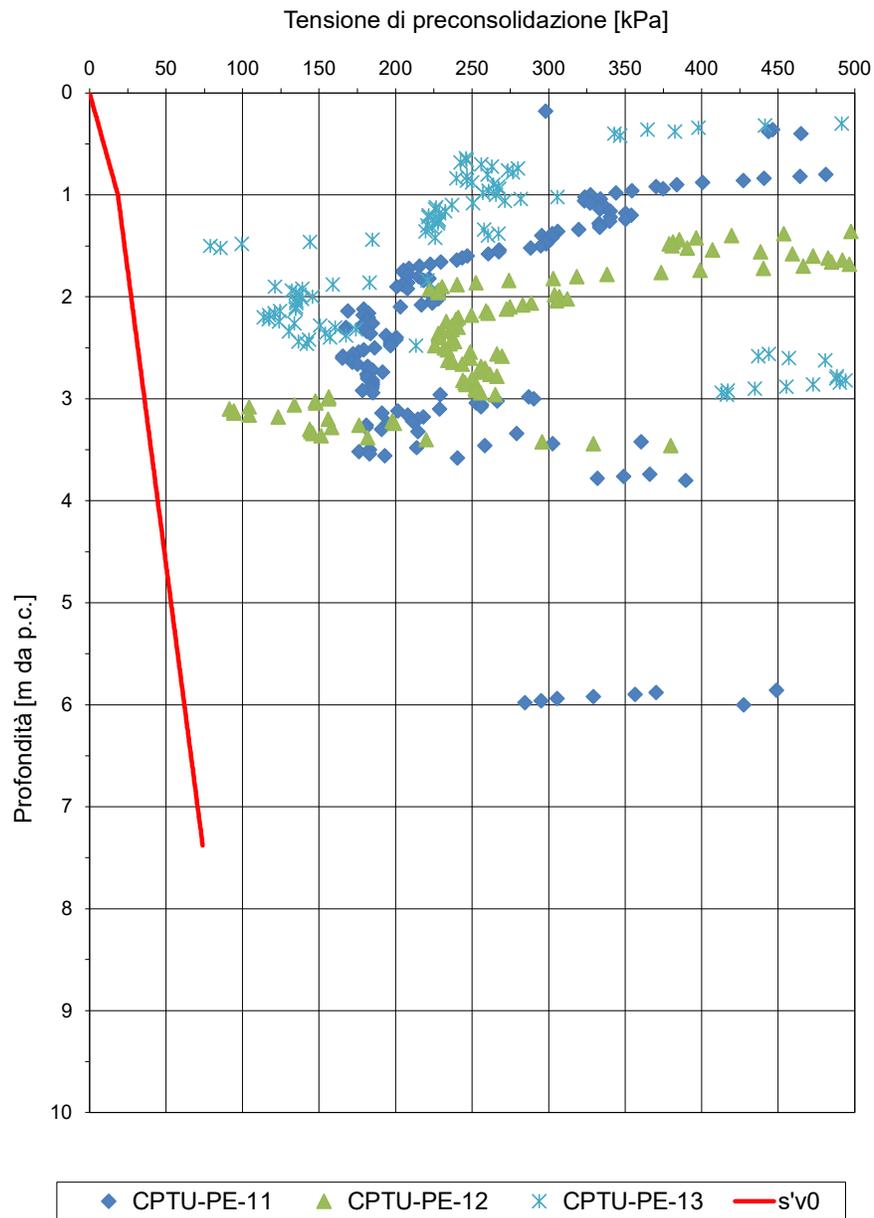


Figura 27. Tensione di preconsolidazione dei terreni 3b da CPTU pk 14+546 e pk 16+340

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

Nei successivi 5 - 10 m di profondità vi sono ghiaie con sabbie a tratti debolmente limose (unità 6), caratterizzate da un contenuto di fini non superiore al 10%, da densità relative medio-basse e valori di  $N_{SPT}$  piuttosto variabili, tra 18 colpi/30 cm e 50 colpi/30 cm.

A profondità di poco superiori si individua un livello continuo di limi con argilla debolmente sabbiosi, debolmente sovraconsolidati ed aventi media plasticità, con  $q_c = 5 \div 10$  Mpa (unità 2). Nei primi 400 m del tratto in esame, tale strato risulta presente anche a profondità maggiori e fino a 25 m pc ed ha una consistenza semi-solida.

Si evidenzia, inoltre, che in corrispondenza del sondaggio BH-PE-31 (sempre in corrispondenza dell'IV05), tra 13.5 m pc e 16.5 m pc, nel corso delle perforazioni è stato rinvenuto del materiale torboso mediamente consistente.

L'unità più profonda è costituita da sabbie dense con basso contenuto di fini (unità 4). A profondità superiori di 12 m pc, lo stato esibisce elevate resistenze alla penetrazione, con  $N_{SPT}$  comprese tra 30 colpi/30 cm e 50 colpi/30 cm.

Le figure che seguono forniscono maggiori dettagli circa:

- Densità relativa stimata da prove SPT (v. Figura 30);
- Angolo di attrito stimato da prove SPT (v. Figura 31);
- Limiti di Atterberg e carta di plasticità di Casagrande (v. Figura 32 e Figura 33);
- Velocità delle onde di taglio (Doc. rif. [5], v. Figura 34);
- Modulo di taglio alle piccole deformazioni, a partire dai valori stimati di  $V_s$  (v. Figura 35).

Si osserva quanto segue.

- Il profilo stratigrafico è relativamente costante, ad eccezione della porzione più ad ovest, in cui si rinvengono una quantità maggiore di depositi a grana fine e di materiale torboso.
- Per i depositi ghiaiosi si stimano densità relative comprese tra 40% e 50%, mentre per le sabbie profonde si hanno  $D_R = 50\% \div 70\%$ .
- Si stimano angoli di attrito compresi tra 39° e 42° per l'unità ghiaiosa, mentre per gli strati sabbiosi addensati le interpretazioni indicano angoli compresi tra 37° e 40°.
- Il profilo di  $V_s$  derivante dalle interpretazioni discusse nella Relazione Sismica (Doc. rif. [5]) evidenzia la presenza di materiali poco consistenti in superficie, con  $V_s = 170$  m/s ed un notevole

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

contrasto d'impedenza a circa 5 m pc. In particolar modo, a profondità superiori per lo strato ghiaioso si hanno velocità superiori a 350 m/s, mentre per le sabbie dense la velocità varia tra 350 m/s e 420 m/s, decrescente fino a 50 m pc.

- I depositi poco consistenti superficiali sono caratterizzabili con un modulo di taglio a piccole deformazioni ( $G_0$ ) di circa 20÷40 MPa, mentre nelle ghiaie mediamente addensate e per le sabbie dense si hanno rispettivamente valori di circa 250 MPa e 300 MPa.

I parametri caratteristici suggeriti per le unità individuate sono riportati nel capitolo 7.

## AV/AC VERONA VICENZA

**pk 14+546 - pk 16+340**

Contributi granulometrici (%)

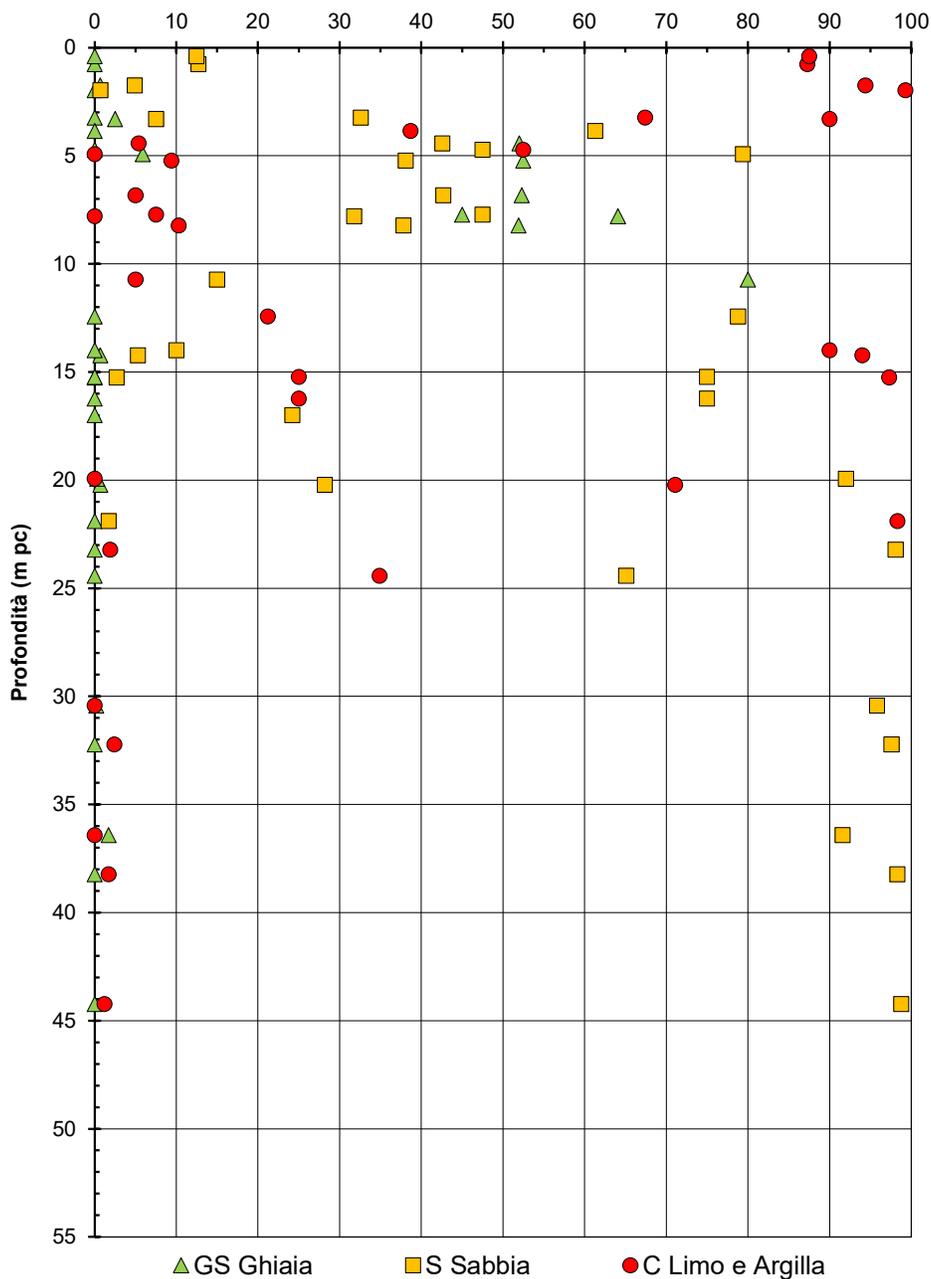


Figura 28 – Sintesi analisi granulometriche tra pk 14+546 e pk 16+340

**AV/AC VERONA VICENZA**

**pk 14+546 - pk 16+340**

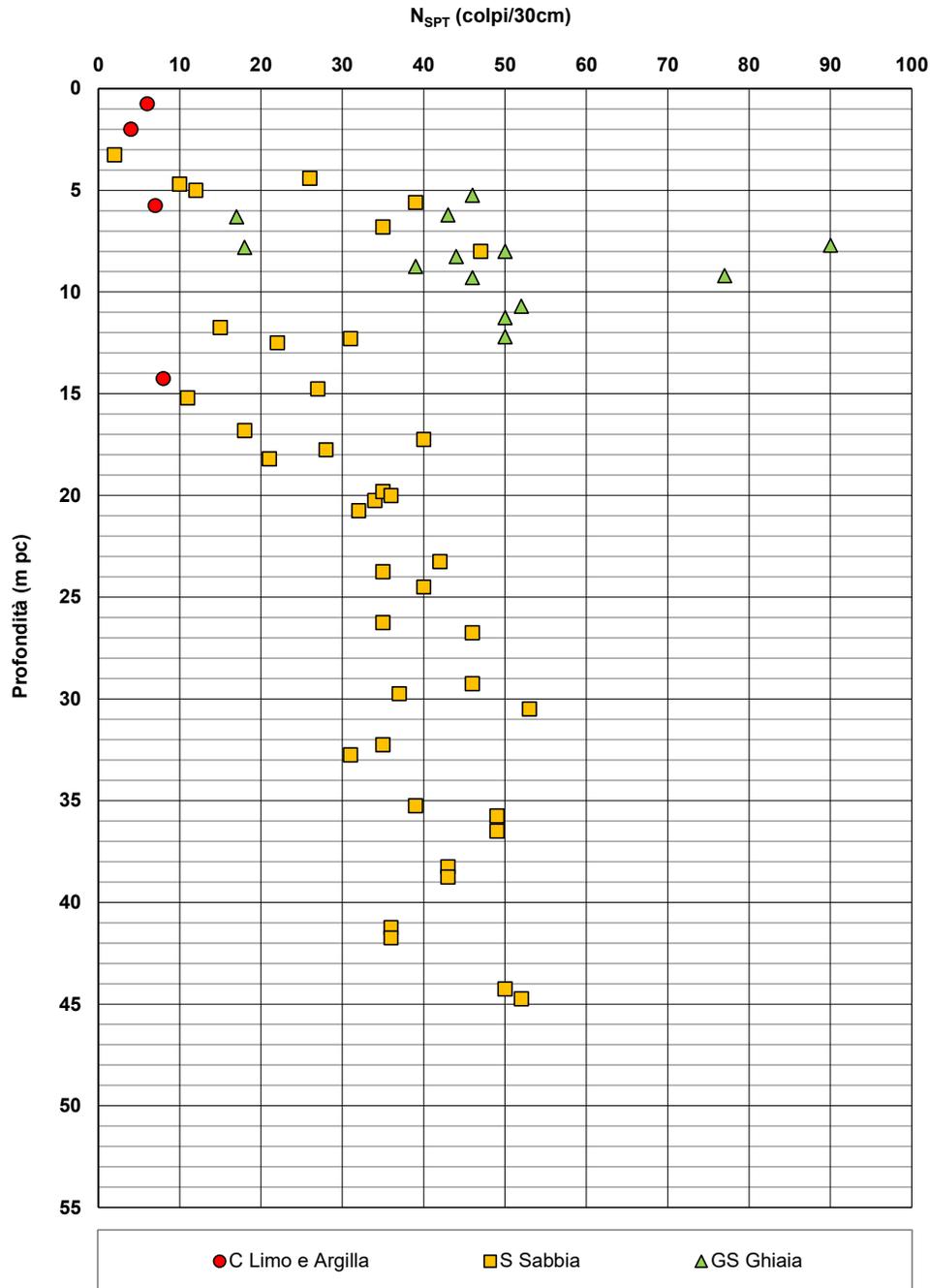


Figura 29 – Esito delle prove SPT tra pk 14+546 e pk 16+340

**AV/AC VERONA VICENZA**

pk 14+546 - pk 16+340

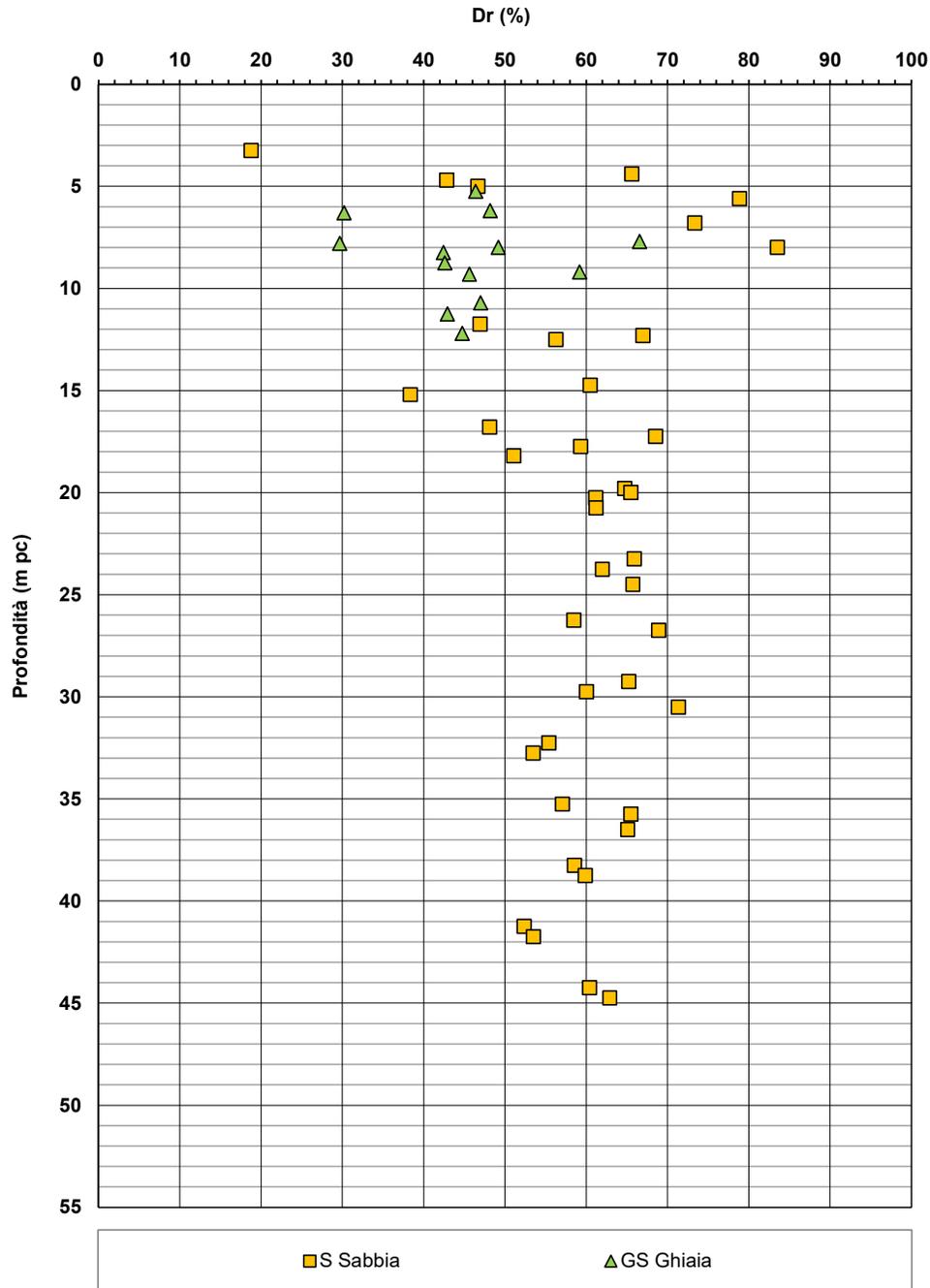


Figura 30 – Densità relativa da prove SPT tra pk 14+546 e pk 16+340

**AV/AC VERONA VICENZA**

pk 14+546 - pk 16+340

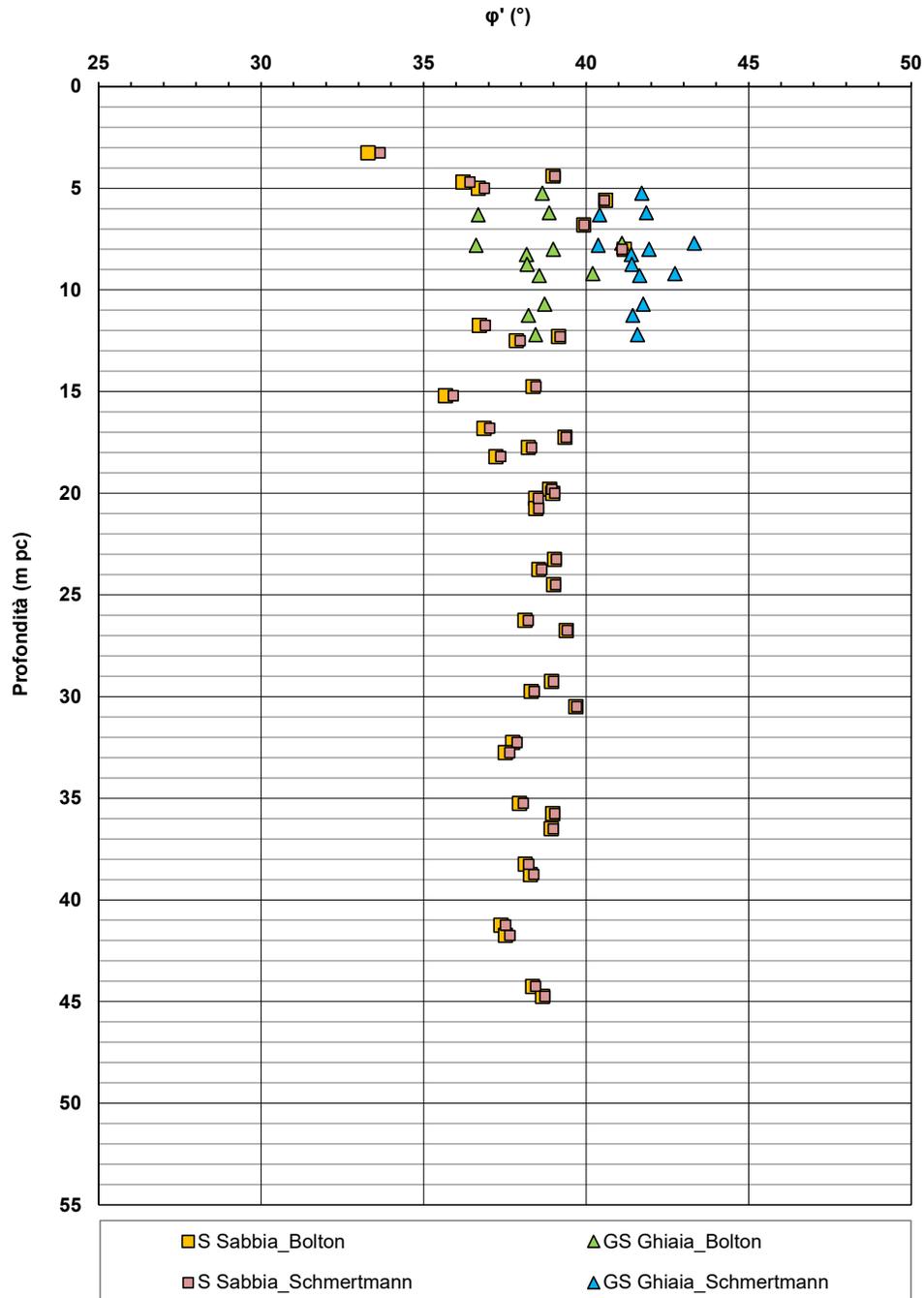


Figura 31 – Angoli di attrito da prove SPT tra pk 14+546 e pk 16+340

**AV/AC VERONA VICENZA**

**pk 14+546 - pk 16+340**

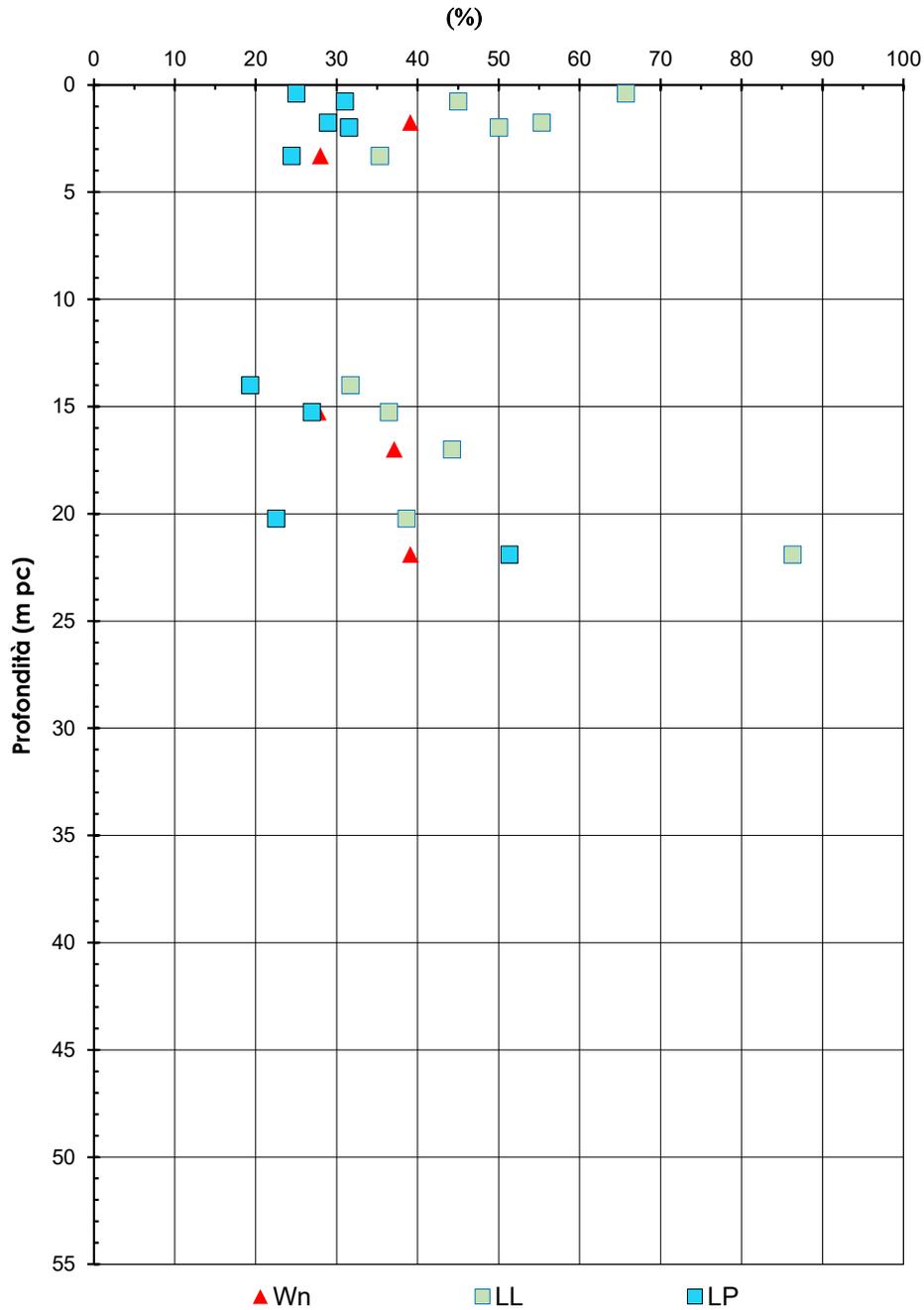


Figura 32 – Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua tra pk 14+546 e pk 16+340

Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)

Progetto

IN17

Lotto

10

Codifica

EI2RBGE0000002

A

**AV/AC VERONA VICENZA**

pk 14+546 - pk 16+340

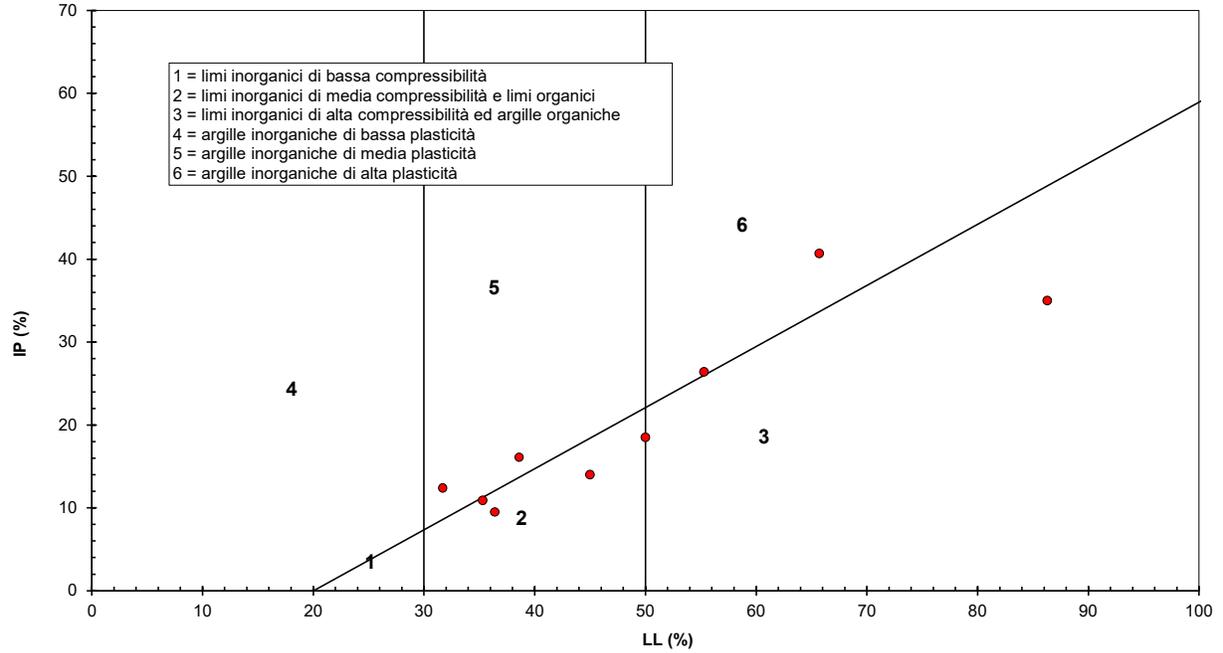


Figura 33 – Carta di plasticità di Casagrande: depositi coesivi tra pk 14+546 e pk 16+340

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)

Progetto

IN17

Lotto

10

Codifica

EI2RBGE0000002

A

**AV/AC VERONA VICENZA**

**pk 13+240 - pk 20+000**

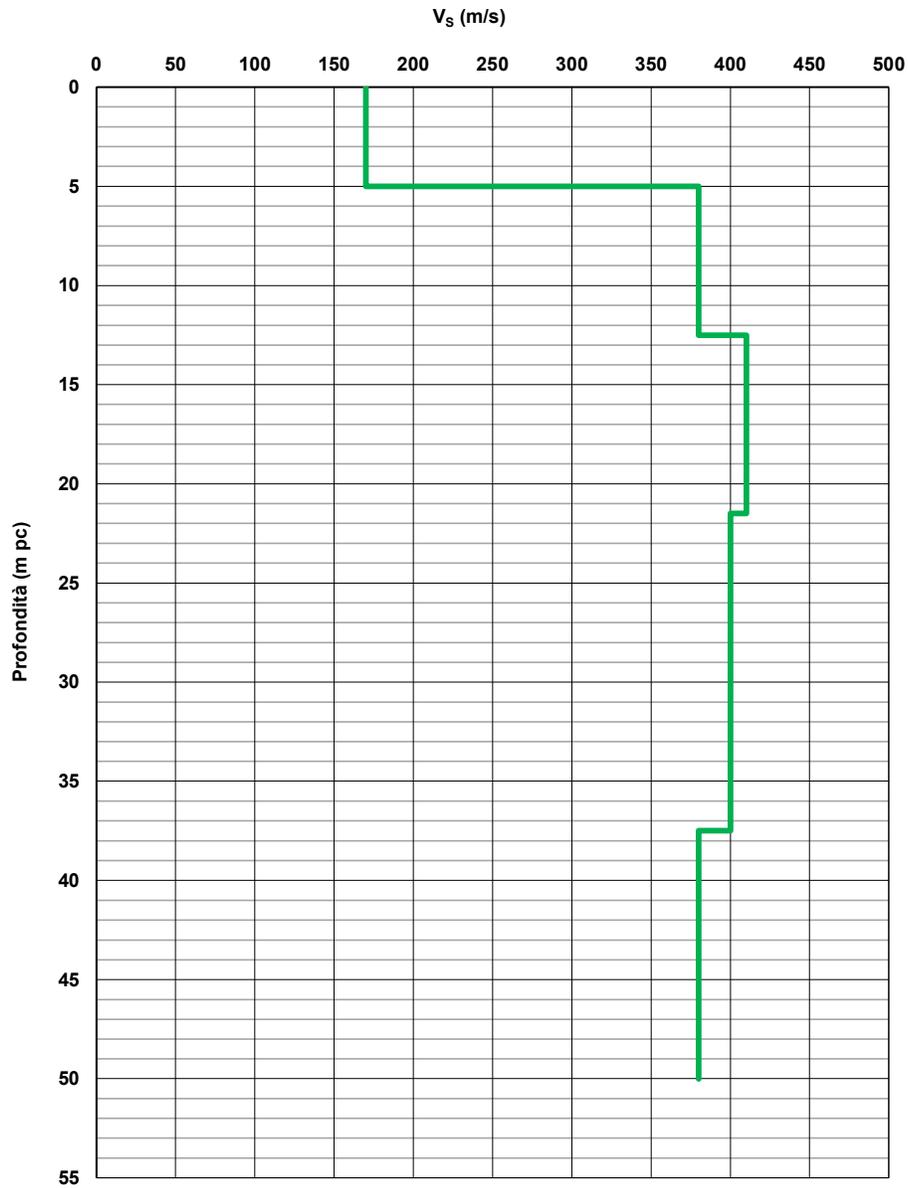


Figura 34 – Profilo di velocità  $V_s$  tra pk 13+240 e pk 20+000 (Doc. rif.[5])

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)

Progetto

IN17

Lotto

10

Codifica

EI2RBGE0000002

A

## AV/AC VERONA VICENZA

pk 13+240 - pk 20+000

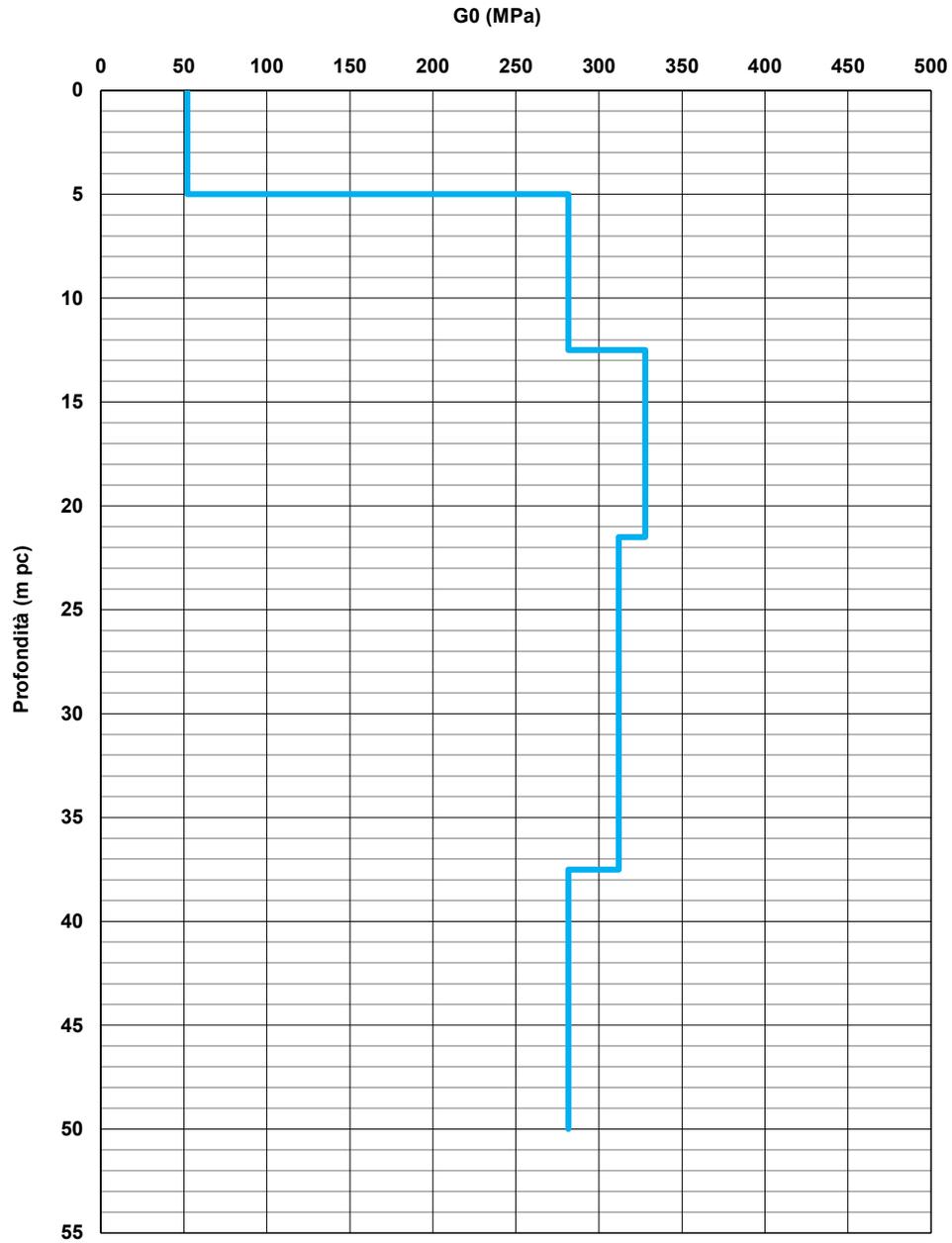


Figura 35 – Modulo di taglio  $G_0$  tra pk 13+240 e pk 20+000

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

#### 6.4 Tratto compreso fra pk 16+340 e pk 19+159

Lungo il tratto di lunghezza pari circa 2800 m si prevede la realizzazione di rilevati di altezza variabile tra 1.5 m ed 8.6 m, del Ponte sul dev. Dugale e del Viadotto Grena.

Nella zona in esame sono stati realizzati sondaggi a carotaggio continuo (BH), prove penetrometriche dinamiche e statiche (CPTU), prove MASW, cross-hole (CH) e pozzetti esplorativi (P).

*Tabella 16 - Indagini tra pk 16+340 e pk 19+159*

Progressiva Pk	Indagini ID	Campagna Anno
16+499	BH-PZ-PE-35	2020-2021
16+556	BH-PE-34	2020-2021
16+576	BH2V	2015
16+610	CPTU1V	2015
16+767	MASW-PE-07	2020-2021
16+792	BH-PE-36	2020-2021
16+820	P10	2015
16+823	CPTU2V	2015
17+050	BH3V+CH1V	2015
17+250	CPTU3V	2015
17+250	P11	2015
17+250	P11bis	2015
17+420	CPTU4V	2015
17+580	BH4V	2015
17+725	CPTU5V	2015
17+875	CPTU6V	2015
18+413	BH-PE-37	2020-2021
18+670	BH5V	2015
18+893	BH-PE-38Bis	2020-2021
18+893	BH-PZ-PE-38	2020-2021
18+910	CPTU9V	2015
18+940	BH6V+CH2V	2015
19+060	CPTU10V e CPTU10Vbis	2015
19+070	CPTU11V	2015
19+142	MASW-PE-08	2020-2021

Le indagini disponibili indicano la presenza di una successione stratigrafica relativamente regolare, in cui i depositi superficiali sono composti dalle medesime alternanze e tipologie di depositi dei tratti precedenti (unità 3a e 3b). Gli spessori di tale coltre si mantengono piuttosto esigui, dell'ordine dei 2÷4 m, fino alla progressiva 18+000 circa, per poi incrementarsi verso il viadotto Grena, dove raggiungono anche la decina di metri di spessore (BH5V), laddove i rilevati raggiungono la loro massima altezza (circa 8 m).

Da un punto di vista granulometrico, la Figura 36 riporta i dati di laboratorio nel tratto compreso fra la 15+300 e la 17+800, e conferma la predominanza di terreni potenzialmente liquefacibili.

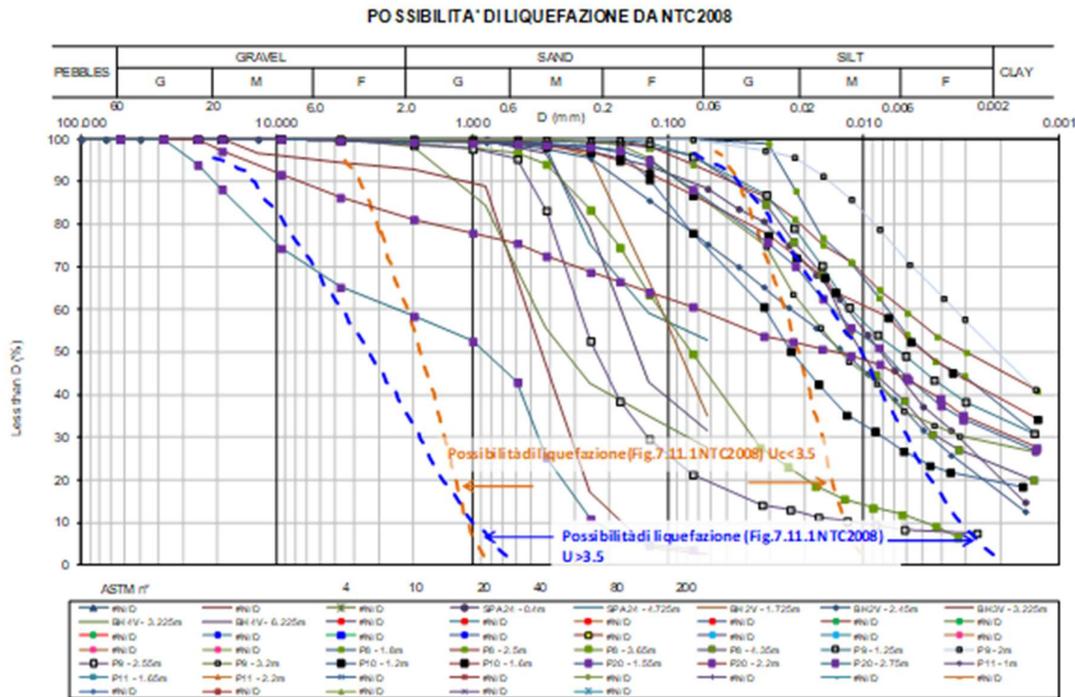


Figura 36. Dati granulometrici sui terreni 3a / 3b nel tratto fra la 15+300 ed il km 17+800

I dati di plasticità e di contenuto d'acqua dei terreni argillosi 3b (Figura 45 e Figura 46) indicano che si tratta di materiali di plasticità da media ad alta (LL= 30÷70, LP= 20÷30), con contenuti d'acqua non lontani dal limite liquido, ad indicazione di una consistenza medio-bassa del materiale.

La Figura 37, la Figura 38, la Figura 39 e la Figura 40 mostrano i valori di resistenza al taglio non drenata e di tensione di preconsolidazione  $\sigma'_p$  sulla base dei dati di laboratorio e dell'interpretazione delle prove CPTU.

Sulla base di tali dati, si osserva quanto segue:

- vi è un buon accordo fra la resistenza al taglio non drenata da prove TX e da CPTU. I valori sono più elevati in corrispondenza del p.c. (costa essiccata), e variabili nel campo 40÷60 kPa, per scendere con la profondità a valori nel campo 25÷40 kPa;
- la concordanza fra dato di laboratorio e interpretazione CPTU vale anche per la pressione di preconsolidazione, per la quale si può stabilire un ragionevole range nel campo 100÷200 kPa.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)

Progetto

IN17

Lotto

10

Codifica

EI2RBGE0000002

A

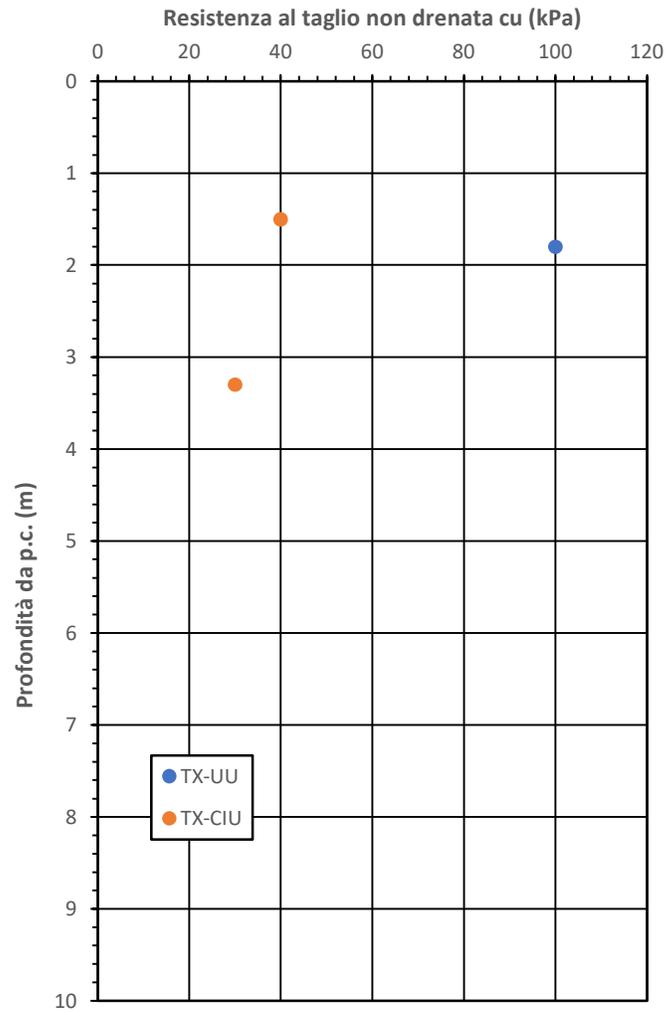


Figura 37. Resistenza al taglio non drenata da TX per i terreni 3b fra pk 16+340 e pk 19+159

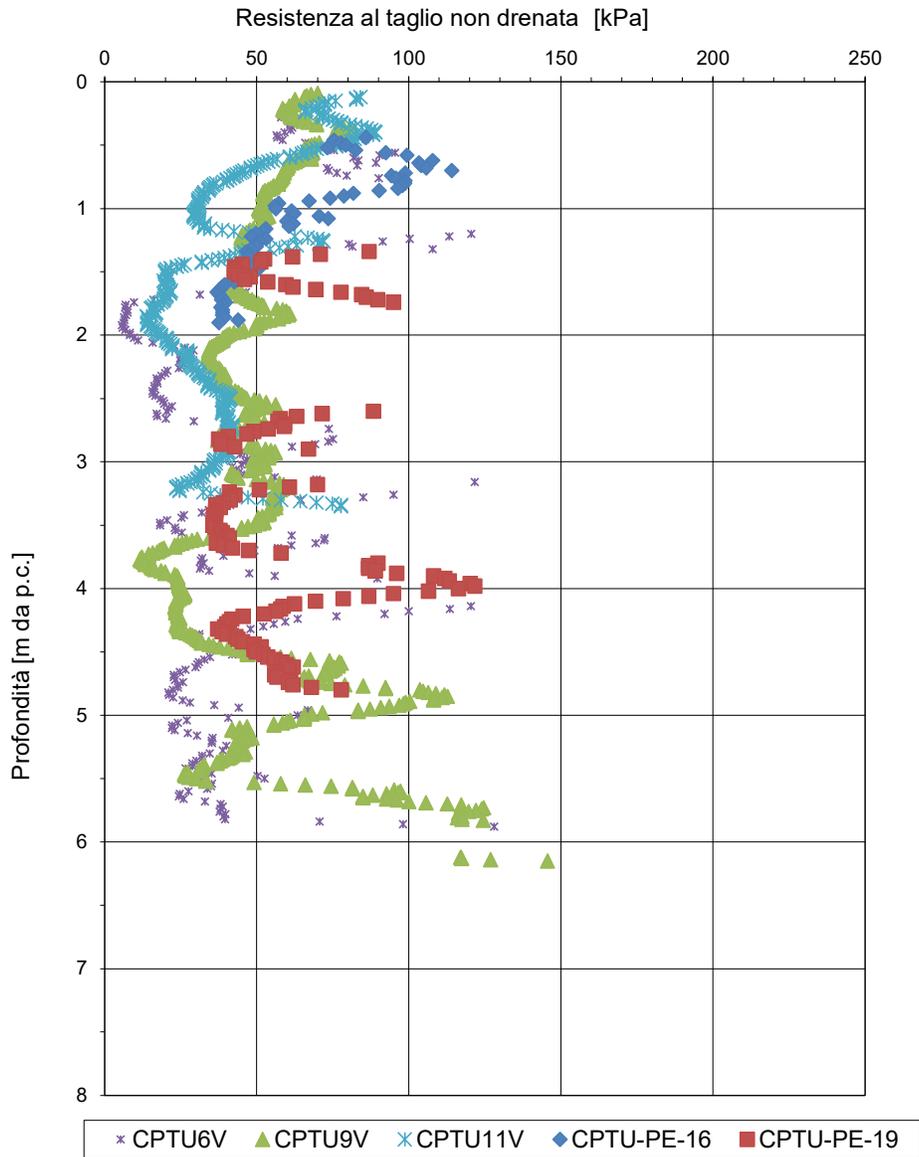


Figura 38. Resistenza al taglio non drenata da CPTU per i terreni 3b fra pk 16+340 e pk 19+159

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)

Progetto

IN17

Lotto

10

Codifica

EI2RBGE0000002

A

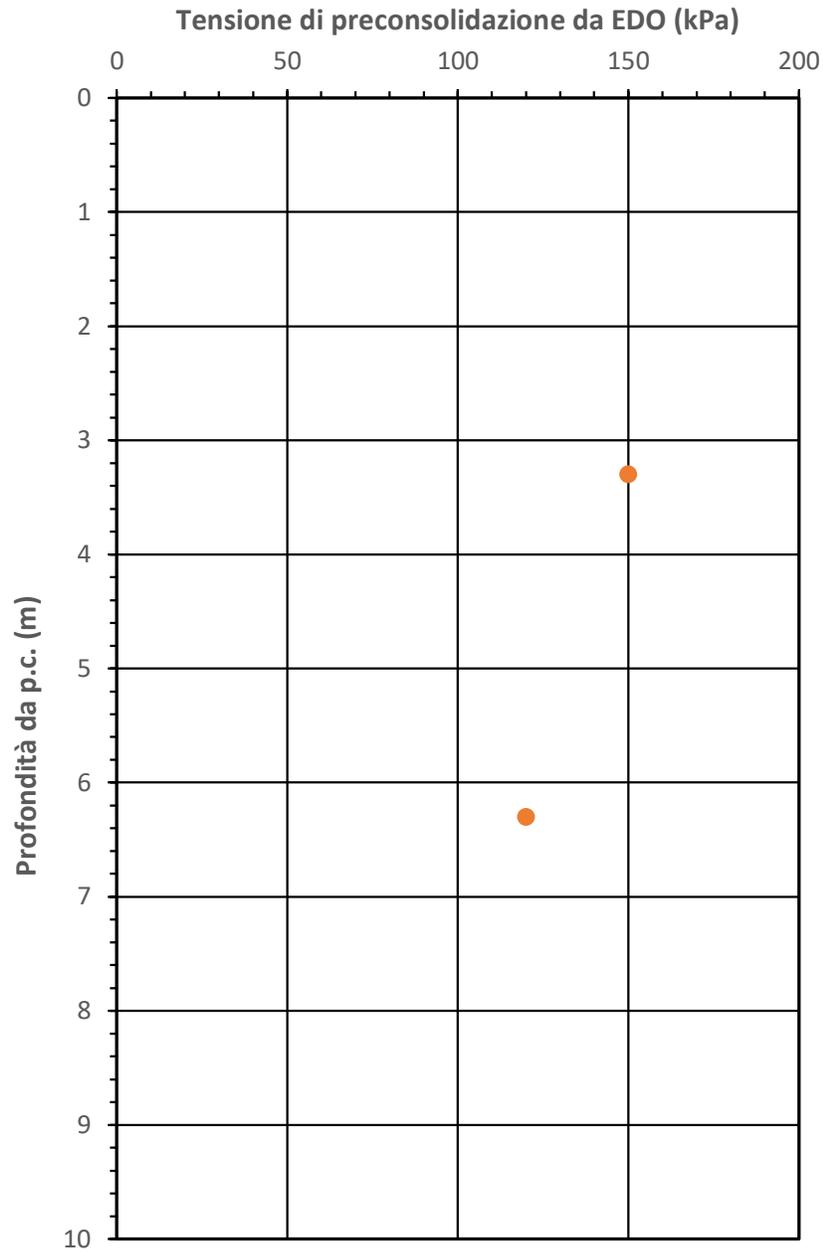


Figura 39. Tensione di preconsolidazione da EDO per i terreni 3b fra pk 16+340 e pk 19+159

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

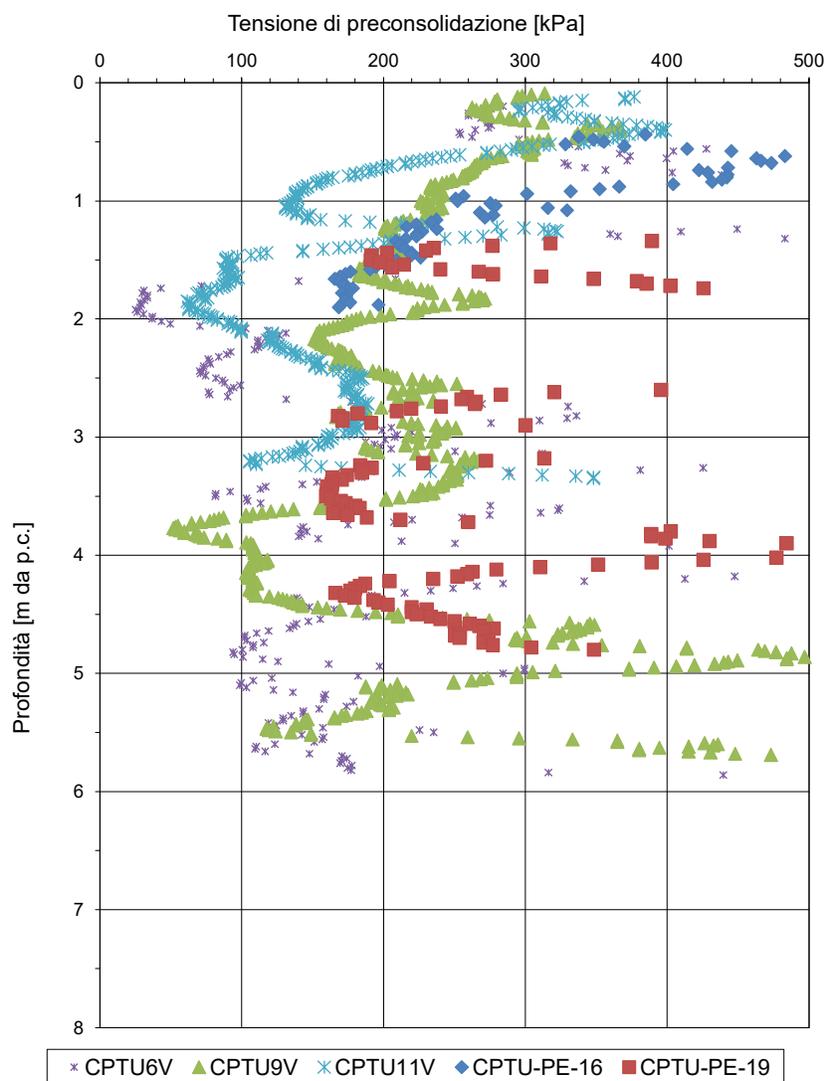


Figura 40. Tensione di preconsolidazione da CPTU per i terreni 3b fra pk 16+340 e pk 19+159

Più in profondità e fino a 20 m pc circa si individua uno spesso strato di ghiaie con sabbie limose, con contenuto di fini generalmente inferiore a 15%. La suddetta unità 6 appare da poco a mediamente addensata, con  $N_{SPT}$  compresi tra 20 colpi/30 cm e 60 colpi/30 cm.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

Lo strato sottostante raggiunge la massima profondità indagata (50 m) ed è costituito da sabbie limose (unità 4), con un contenuto di fine non superiore al 20%. Si stima che il materiale si trovi in uno stato di addensamento medio-alto e nel corso delle indagini si sono misurati valori di  $N_{SPT} = 20 \div 50$  colpi/30cm.

Localmente, all'interno di questo strato si rinviene un livello di limo argillosi di spessore pari a 2÷3 m ed a profondità comprese tra 20 m e 30 m pc.

Non sono disponibili campioni. L'interpretazione della prova CPTU 11 V, penetrata per un breve tratto all'interno di questo livello, fornisce valori di  $c_u$  dell'ordine dei 100÷120 kPa.

In corrispondenza dei sondaggi più ad ovest (BH-PE-37 e BH-PE-38) e ad una profondità compresa tra 9 m e 11.5 m da p.c. circa, si riscontra la presenza di argille limose torbose e limi argillosi torbosi aventi una coesione non drenata  $c_u$  dell'ordine di 40÷60 kPa.

Sulla base della metodologia descritta nel capitolo 5 e dei risultati delle prove di laboratorio e di sito, le figure che seguono forniscono maggiori dettagli circa:

- Densità relativa stimata da prove SPT (v. Figura 43);
- Angolo di attrito stimato da prove SPT (v. Figura 44);
- Limiti di Atterberg e carta di plasticità di Casagrande (v. Figura 45 e Figura 46);
- Velocità delle onde di taglio (Doc. rif. [5], v. Figura 47);
- Modulo di taglio alle piccole deformazioni, a partire dai valori stimati di  $V_S$  (v. Figura 48).

Si osserva quanto segue.

- Nell'unità ghiaiosa si hanno densità relative di 30÷50%, mentre nelle sabbie sottostanti  $D_R = 50 \div 75\%$ .
- Si stimano angoli di attrito compresi tra 39° e 42° per l'unità ghiaiosa, mentre per gli strati sabbiosi le interpretazioni indicano angoli compresi tra 37° e 39°.
- Il profilo di  $V_S$  derivante dalle interpretazioni discusse nella Relazione Sismica (Doc. rif. [5]) conferma la presenza di materiali poco consistenti in superficie, caratterizzati da  $V_S = 170$  m/s circa. Tuttavia, è ragionevole attendersi che i valori dell'ordine di 100÷120 m/s registrati nei tratti precedenti siano possibili anche questo tratto. Negli strati sabbiosi e ghiaiosi si sono misurate velocità comprese fra 380 e 400 m/s. Anche in questo caso, si ritiene tuttavia che siano da prendere in considerazione anche i valori misurati nel tratto precedente.

I parametri caratteristici suggeriti per le unità individuate sono riportati nel capitolo 7.

## AV/AC VERONA VICENZA

pk 16+340 - pk 19+159

Contributi granulometrici (%)

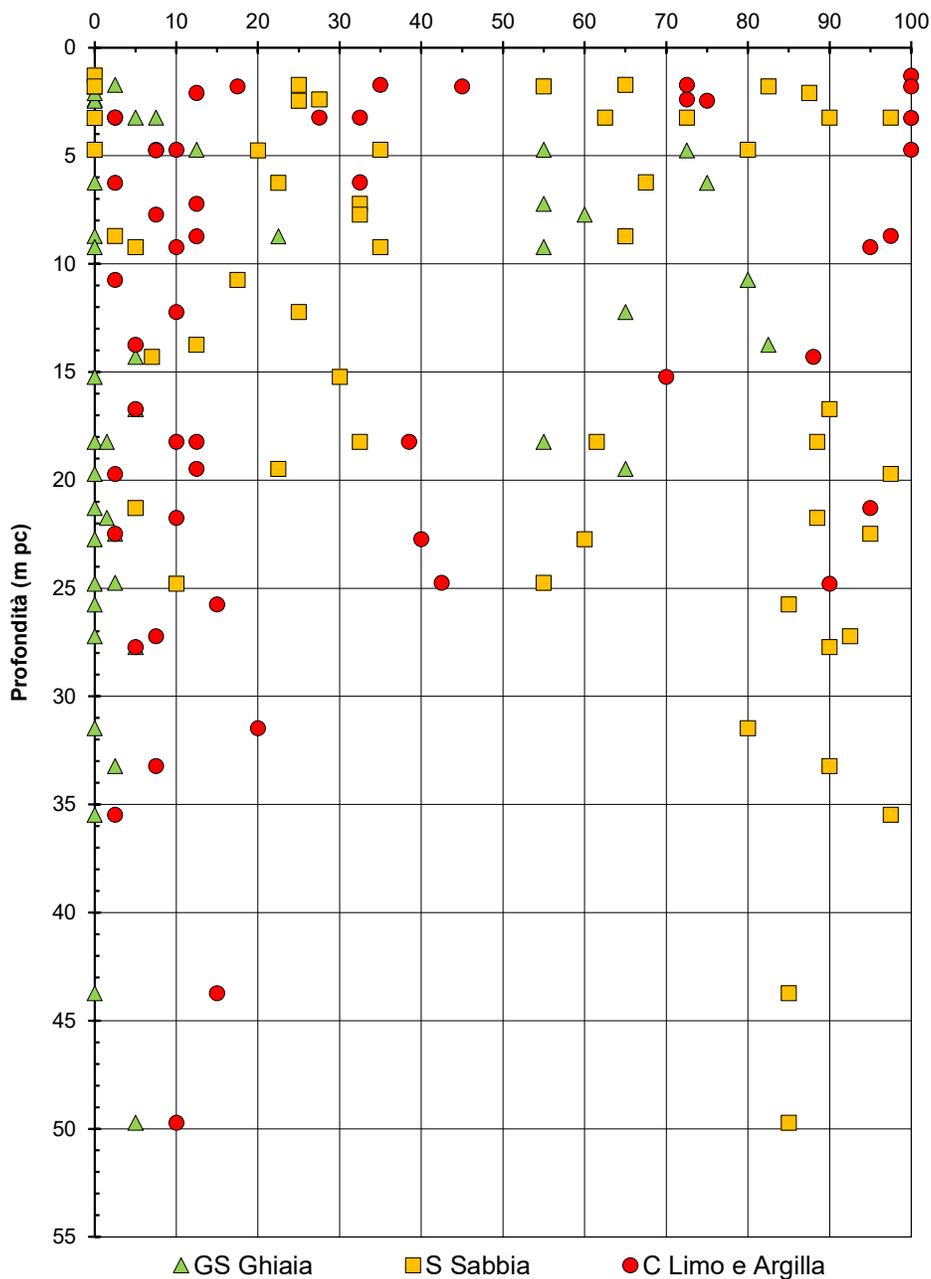


Figura 41 – Sintesi analisi granulometriche tra pk 16+340 e pk 19+159

**AV/AC VERONA VICENZA**

pk 16+340 - pk 19+159

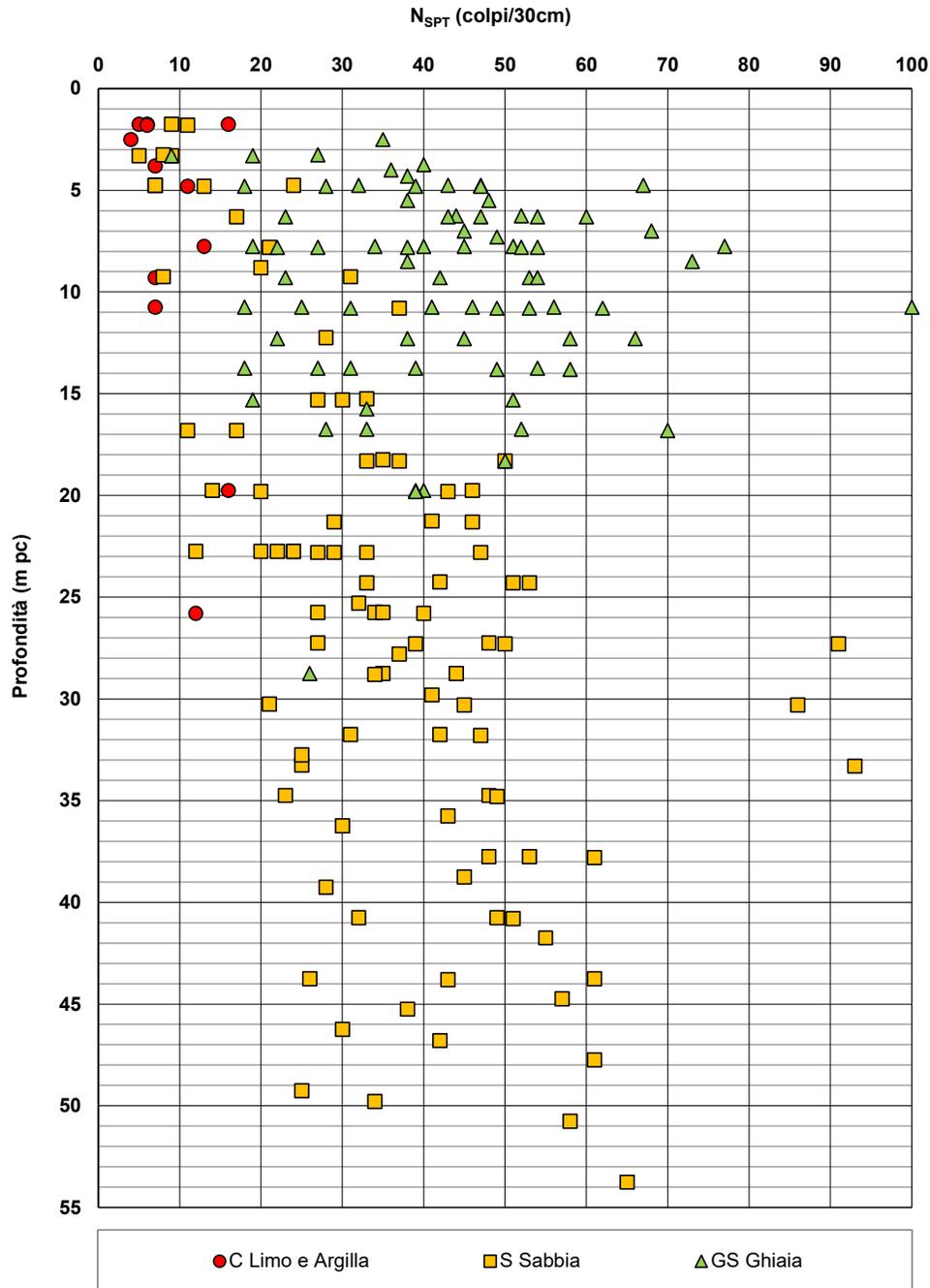


Figura 42 – Esito delle prove SPT tra pk 16+340 e pk 19+159

**AV/AC VERONA VICENZA**

pk 16+340 - pk 19+159

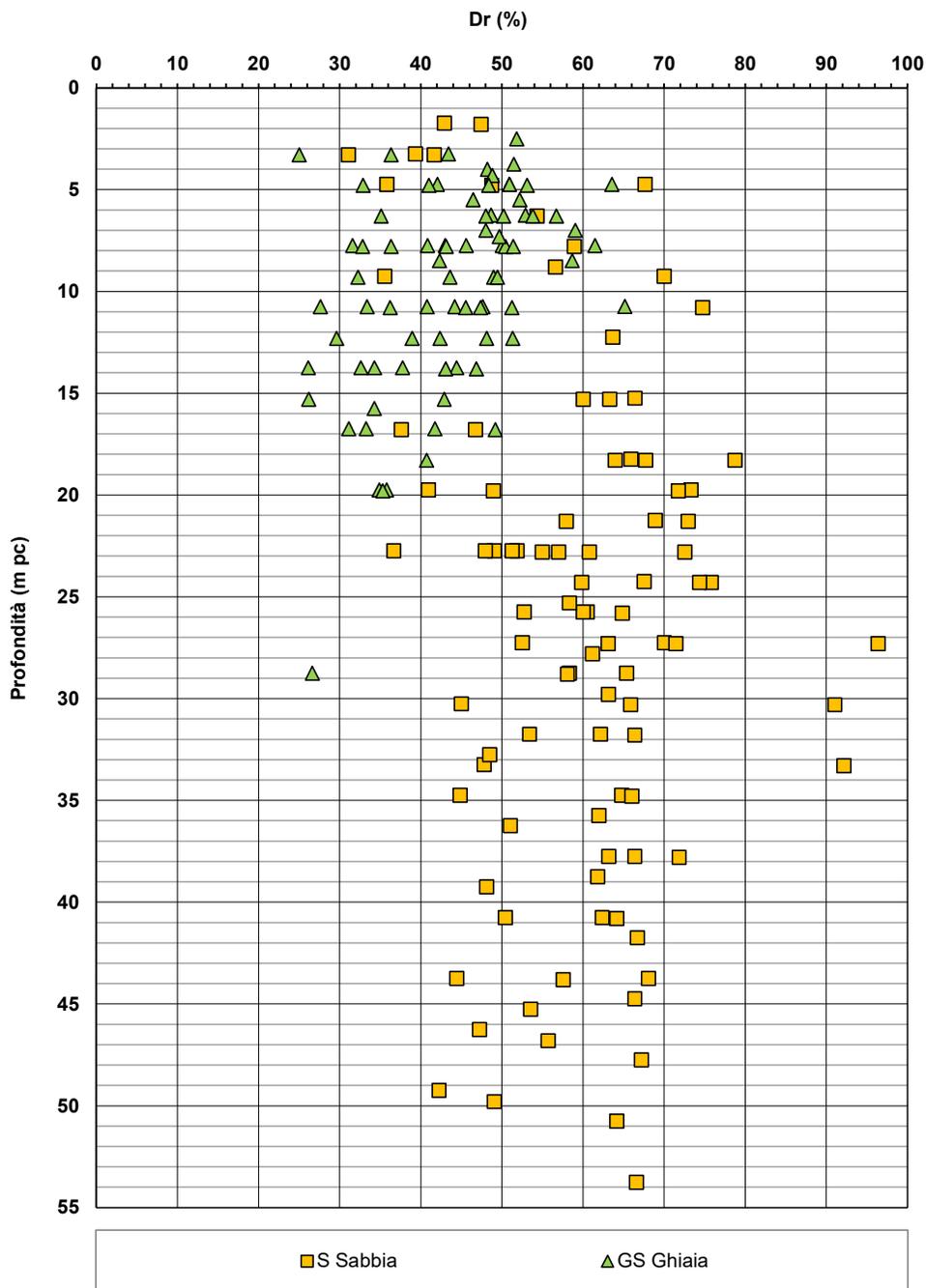


Figura 43 – Densità relativa da prove SPT tra pk 16+340 e pk 19+159

**AV/AC VERONA VICENZA**

pk 16+340 - pk 19+159

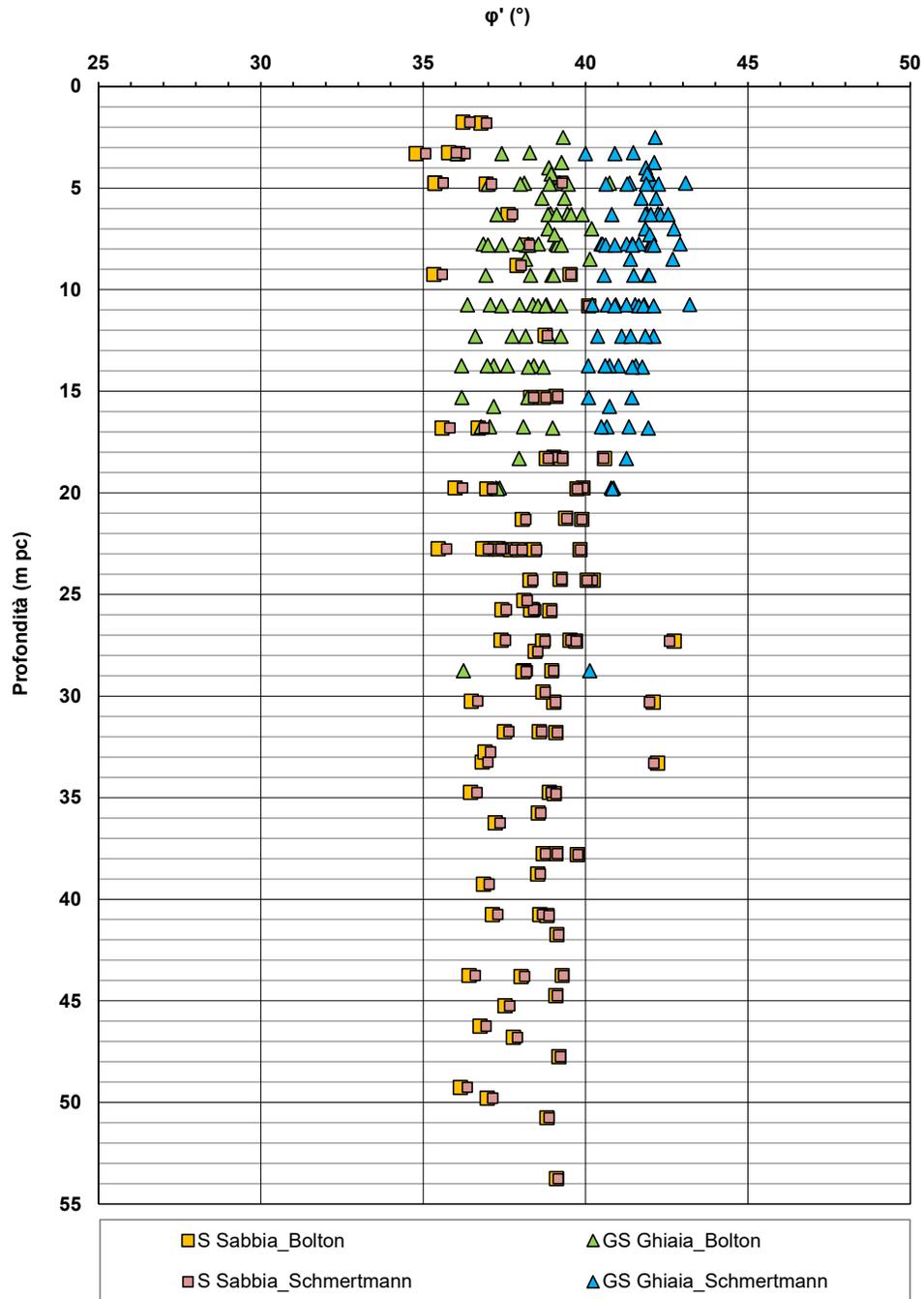


Figura 44 – Angoli di attrito da prove SPT tra pk 16+340 e pk 19+159

**AV/AC VERONA VICENZA**

**pk 16+340 - pk 19+159**

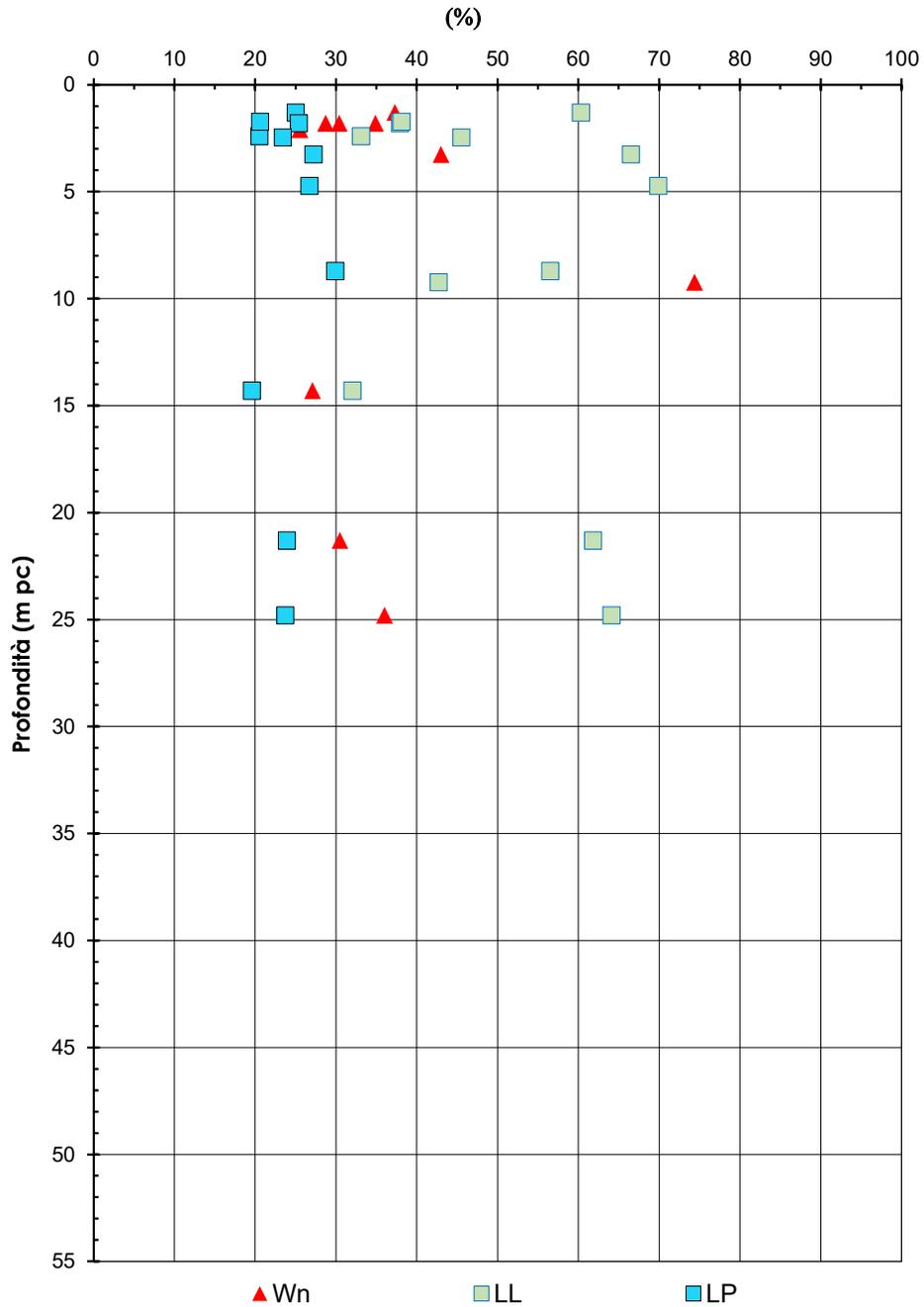


Figura 45 – Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua tra pk 16+340 e pk 19+159

Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)

Progetto

IN17

Lotto

10

Codifica

EI2RBGE0000002

A

**AV/AC VERONA VICENZA**

pk 16+340 - pk 19+159

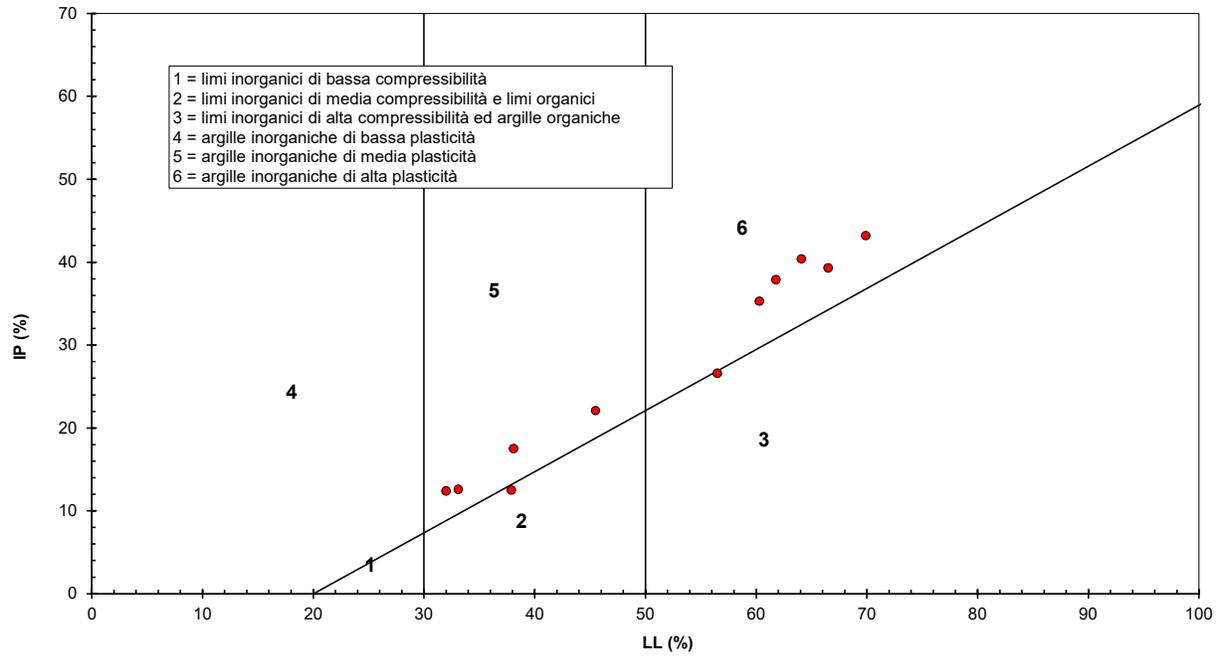


Figura 46 – Carta di plasticità di Casagrande: depositi coesivi tra pk 16+340 e pk 19+159

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)

Progetto

IN17

Lotto

10

Codifica

EI2RBGE0000002

A

**AV/AC VERONA VICENZA**

**pk 13+240 - pk 20+000**

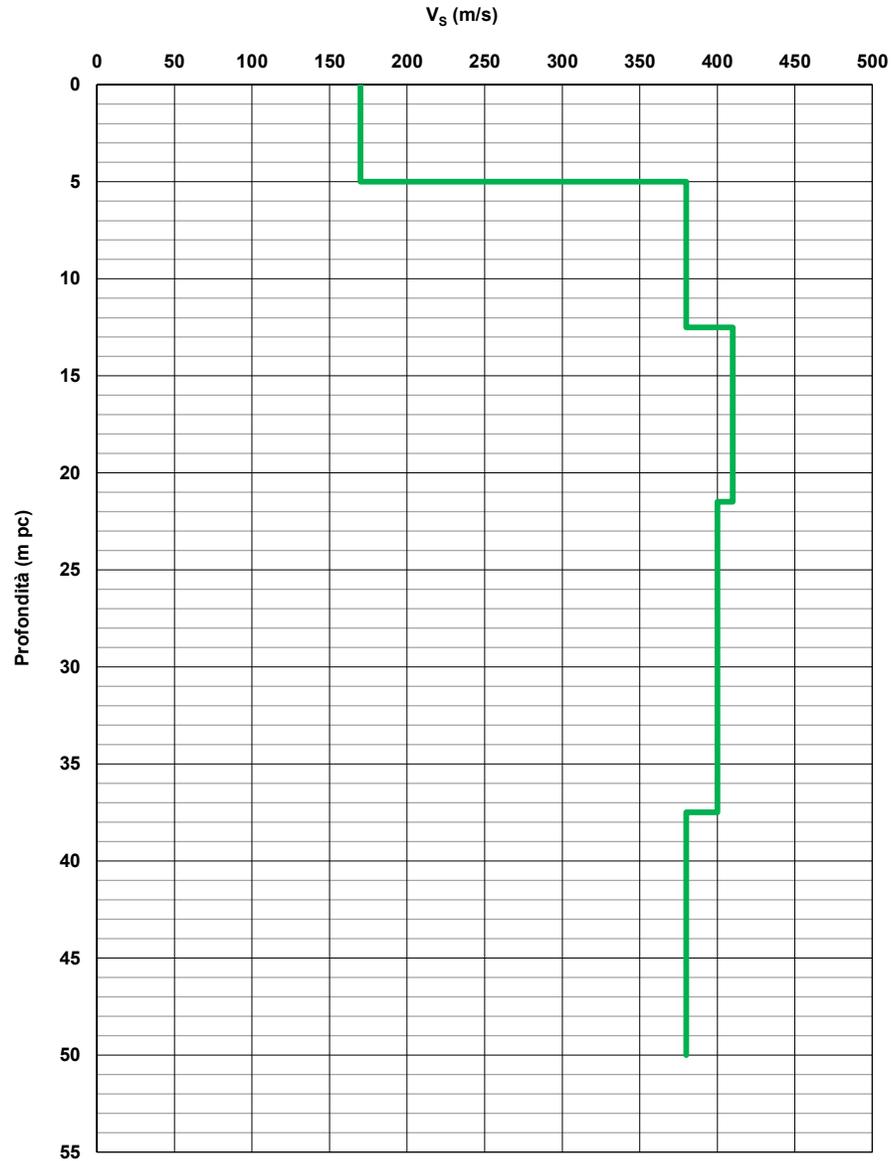


Figura 47 – Profilo di velocità  $V_s$  tra pk 13+240 e pk 20+000 (Doc. rif. [5])

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)

Progetto

IN17

Lotto

10

Codifica

EI2RBGE0000002

A

## AV/AC VERONA VICENZA

pk 13+240 - pk 20+000

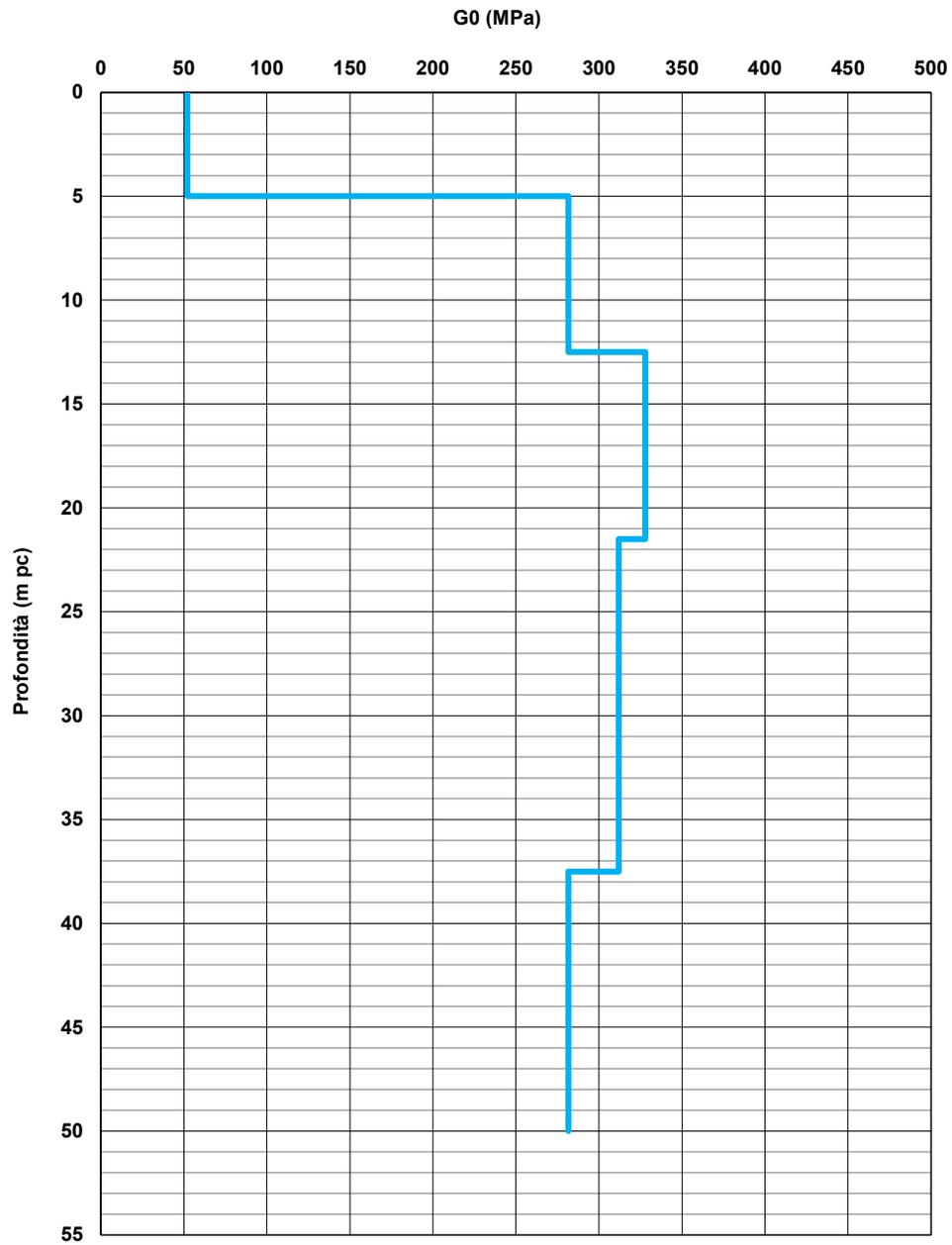


Figura 48 – Modulo di taglio  $G_0$  tra pk 13+240 e pk 20+000

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

## 6.5 Tratto compreso fra pk 19+159 e pk 21+990 (spalla Est Vi Alpone)

Il tratto in questione include il Viadotto Alpone, fino al termine della tratta esaminata. Lungo i 2800 m circa di sviluppo del viadotto sono stati eseguiti sondaggi a carotaggio continuo (BH), prove penetrometriche dinamiche (SPT) e statiche (CPTU), prove cross-hole (CH), MASW e pozzetti esplorativi (P).

Tabella 17 - Indagini tra pk 19+159 e pk 21+990

Progressiva Pk	Indagini ID	Campagna Anno
19+360	BH7V	2015
19+450	CPTU12V	2015
19+820	BH8V	2015
19+820	CPTU13V e CPTU13Vbis	2015
20+008	BH-PE-39	2020-2021
20+020	CPTU14V e CPTU14Vbis	2015
20+150	BH9V	2015
20+275	CPTU15V e CPTU15Vbis	2015
20+300	P12	2015
20+383	BH-PZ-PE-40	2020-2021
20+570	BH10V	2015
20+570	CPTU16V e CPTU16Vbis	2015
20+580	CPTU17V e CPTU17Vbis	2015
20+677	BH-DH-PE-41	2020-2021
20+680	BH11V	2015
20+880	CPTU19V	2015
20+900	BH12V	2015
21+070	CPTU20V	2015
21+119	BH-PE-42	2020-2021
21+140	CPTU21V	2015
21+141	MASW-PE-09	2020-2021
21+340	BH13V	2015
21+340	CPTU22V	2015
21+375	BH14V+CH3V	2015
21+510	CPTU23V	2015
21+630	P13	2015
21+640	CPTU24V	2015
21+677	BH-PE-43	2020-2021
21+800	CPTU25V	2015
21+990	BH15V	2015

La stratigrafia in questo intervallo di progressive si divide sostanzialmente in due tratti ben distinti.

- Un primo tratto, che va dalla 19+159 fino a circa la 21+100 (CPTU20V, BH-PE-42), nel quale i depositi superficiali diventano a predominante natura argillosa (unità 3b), e si inspessiscono; raggiungendo i 10 m di altezza sulla spalla del Viadotto Alpone. Proseguendo, tali depositi mantengono quindi uno spessore variabile fra 10 e 15, e raggiungono un massimo in corrispondenza delle due indagini citate, dove lo spessore complessivo è di quasi 20 m.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000002</p>	<p>A</p>

- All'interno di questo primo tratto, sotto la coltre argillosa tenera, si trova uno strato di ghiaia continuo, di 6÷8 m di spessore, fino ad una profondità da p.c. che si mantiene costante nell'ordine dei 20 m (unità 6).
- Al disotto delle ghiaie e fino alle massime profondità indagate (50 m) vi è uno strato di sabbie (unità 4), talora intercalato da un livello limoso-argilloso compatto (unità 2) di un paio di metri di spessore a profondità comprese fra i 25 e i 30 m da p.c.
- Dalla progressiva 21+100 circa, e fino alla fine del tratto considerato (spalla est dell'Alpone), lo strato superiore viene in pratica sostituito da uno strato a predominante natura sabbiosa (unità 4), di una quindicina di metri di spessore, a sua volta seguito da uno strato di depositi coesivi teneri, dello spessore di circa 5 m, fino alla profondità di 20 m. L'unità 4, nella sua parte inferiore (fra 10 e 15 m circa da p.c.) viene pian piano arricchito in componente fine, spostandosi verso la spalla Est dell'Alpone.
  - In questo secondo tratto, la ghiaia scompare, e il suo posto viene preso, fino alle massime profondità indagate (50 m) da uno strato di sabbie (unità 4).
  - Anche in questo tratto, l'unità 4 di base è interrotta da livelli argillosi compatti (unità 2) di spessore maggiore rispetto al primo tratto, e variabile fra 2 e 5 m.

Per quanto concerne le caratteristiche dell'unità 3b, la Figura 63 e la Figura 64 mostrano i valori dei contenuti d'acqua naturali, dei limiti di Atterberg e dell'indice di consistenza di tutti i materiali argillosi presenti nell'area. Per l'unità 3b si deve essenzialmente fare riferimento ai valori relativi ai primi 10÷12 m da p.c.

Come si può notare, si tratta di limi con argilla a plasticità media e alta, talora con componente organica, con valori di LL nel campo 60÷80. Alcuni valori di LL (qui non plottati per chiarezza di illustrazione del grafico) sono dell'ordine di 150÷200, a testimonianza comunque della locale presenza di materiale a elevata componente organica. I valori del limite plastico sono dell'ordine di LP= 20÷40, ed i valori dell'indice di consistenza I<sub>c</sub> sono nel range 0.4÷0.8, caratteristici di materiali da poco a mediamente consistenti.

Per quanto concerne le caratteristiche di resistenza al taglio e di storia tensionale, la Figura 49, la Figura 50, la Figura 51, la Figura 52, la Figura 53, la Figura 54 e la Figura 55 illustrano i dati di laboratorio delle prove TX e EDO, e l'interpretazione delle prove CPTU nei terreni argillosi della tratta in questione.

Sulla base dei dati riportati, si osserva quanto segue:

- al disotto di una possibile crosta essiccata di 1÷2 m di spessore, si trovano terreni teneri con  $c_u$  variabili nel campo 25÷50 kPa;
- i valori di tensione di preconsolidazione variano nel campo 100÷200 kPa, con valori di OCR che decrescono con la profondità, a partire da un range di 2÷3 alla sommità dello strato, e si approssimano all'unità (OCR = 1.1÷1.3) avvicinandosi alla base dello strato stesso.

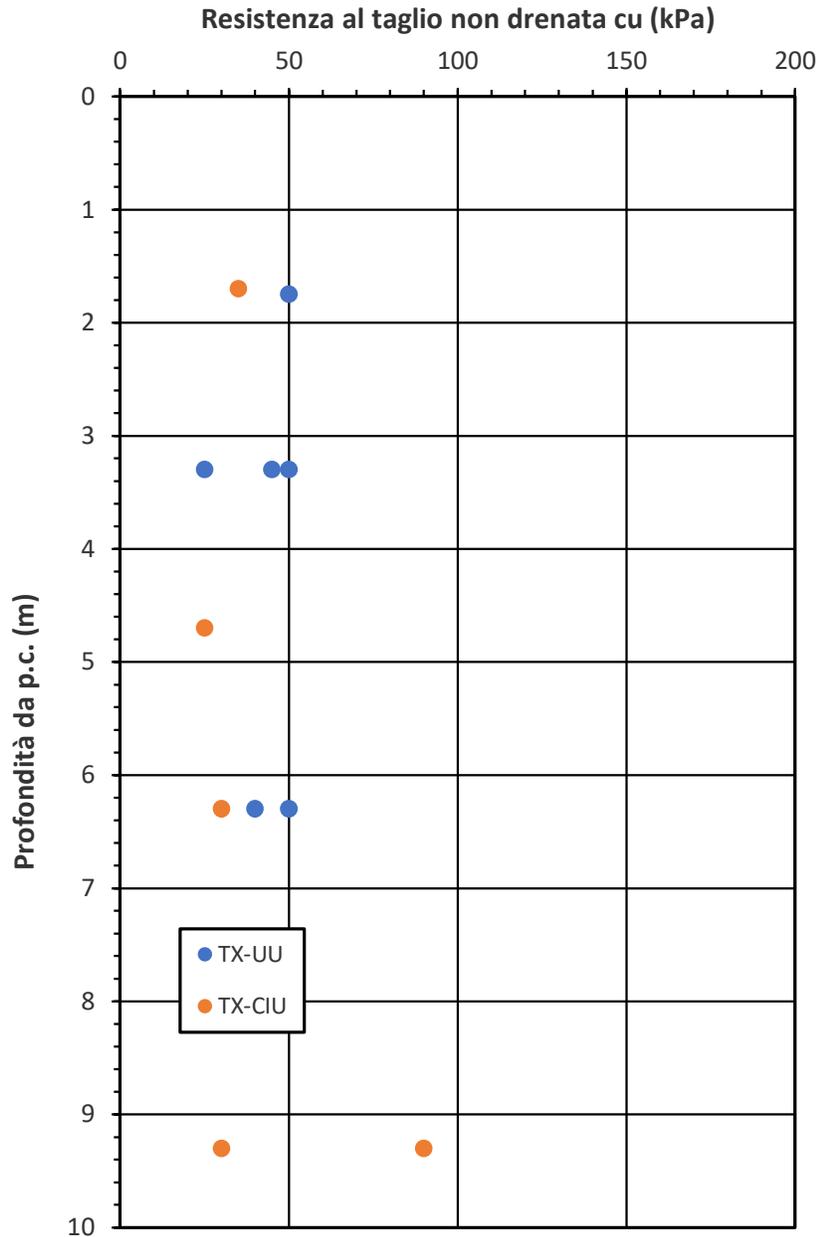


Figura 49 – Resistenza al taglio non drenata da prove TX pk 19+159 e pk 21+990

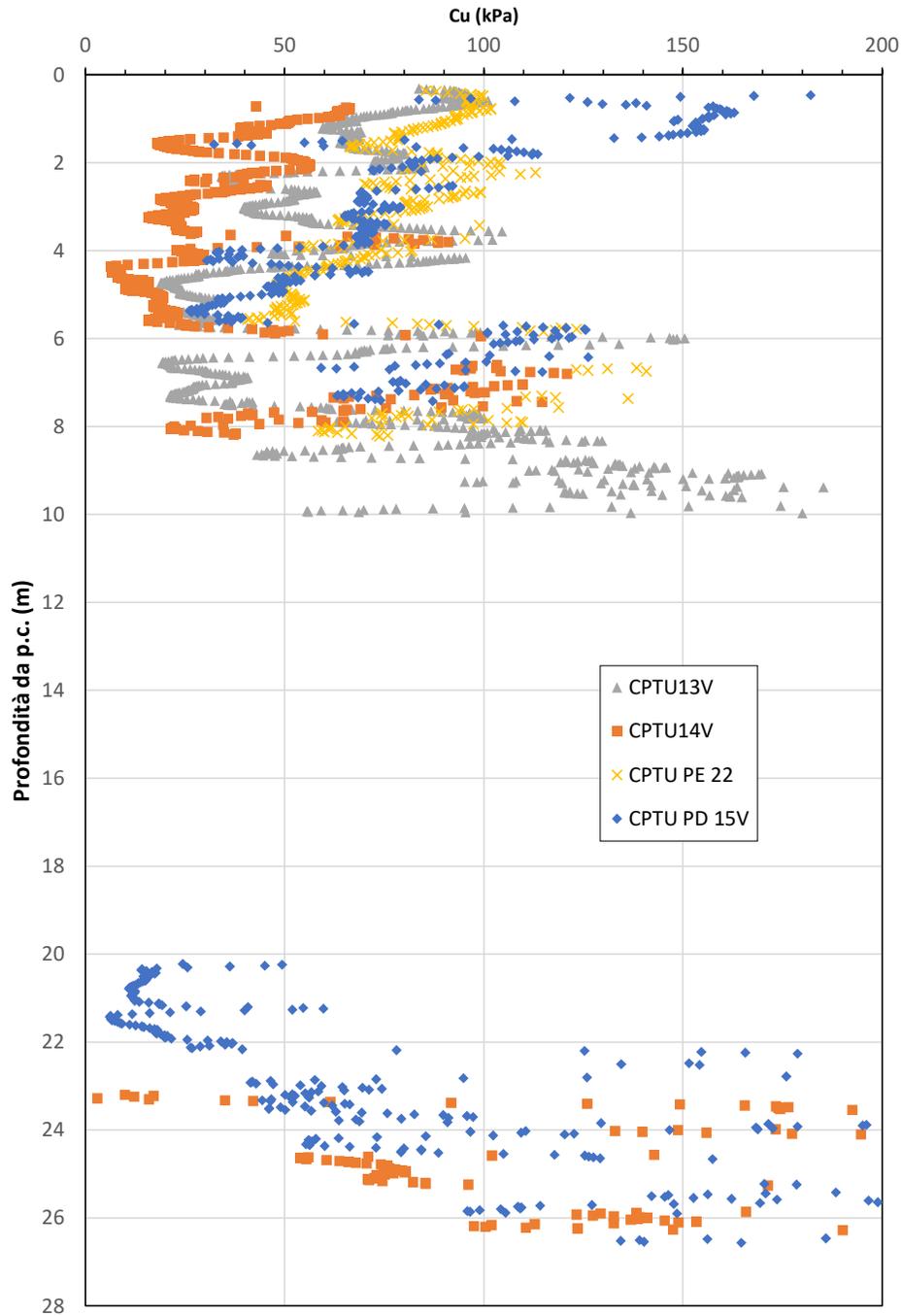


Figura 50 – Resistenza al taglio non drenata da prove CPTU pk 19+159 e pk 21+990 (1/2)

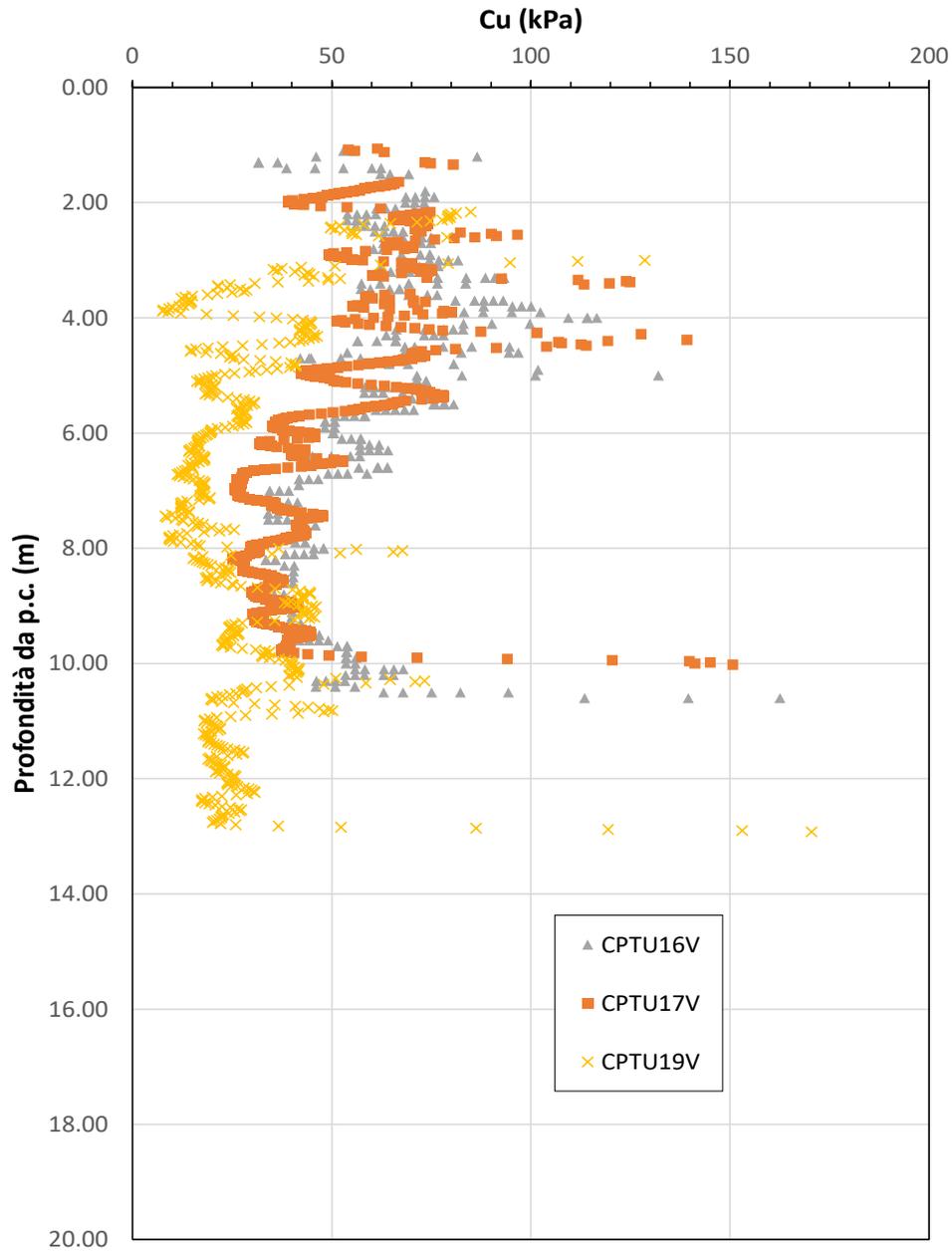


Figura 51 – Resistenza al taglio non drenata da prove CPTU pk 19+159 e pk 21+990 (2/2)

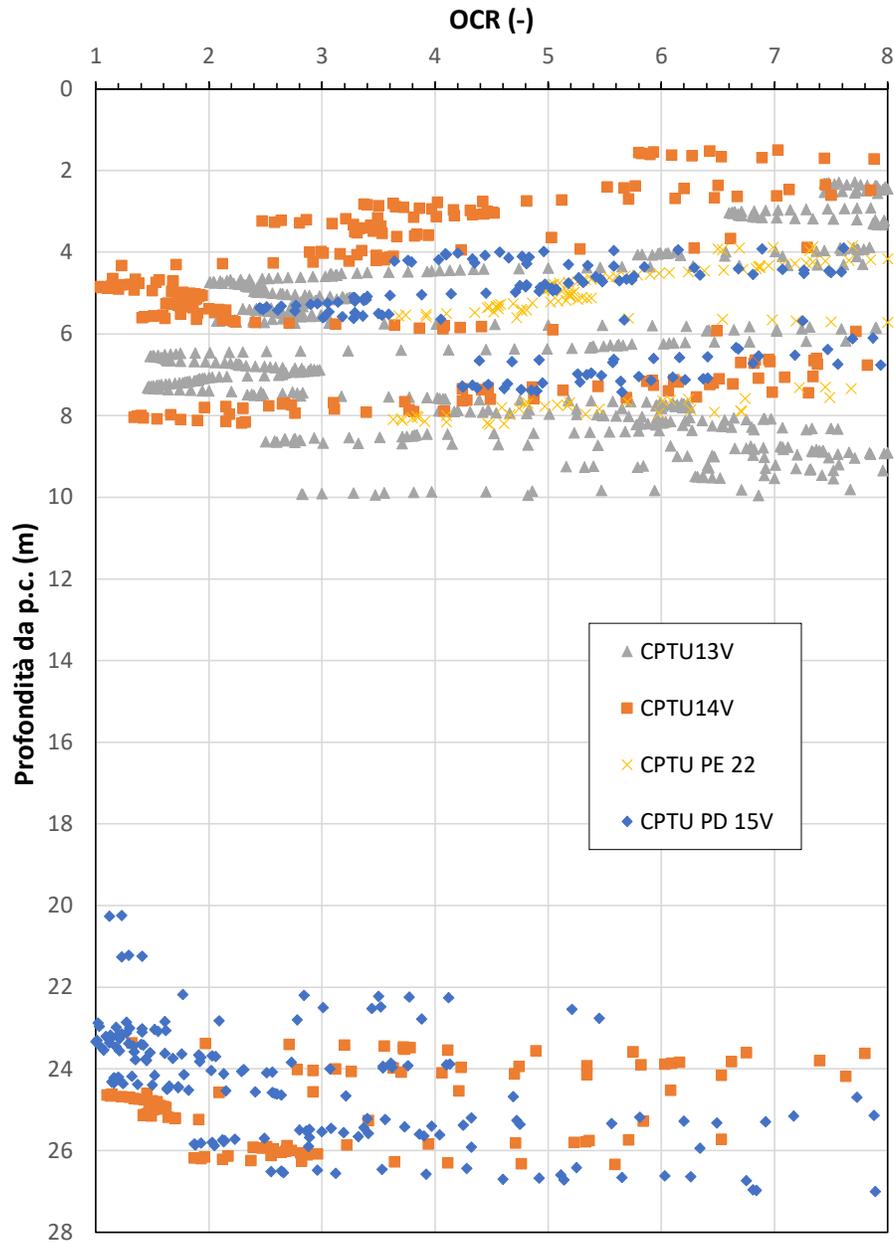


Figura 52 – Grado di sovraconsolidazione (OCR) da CPTU pk 19+159 e pk 21+990 (1/2)

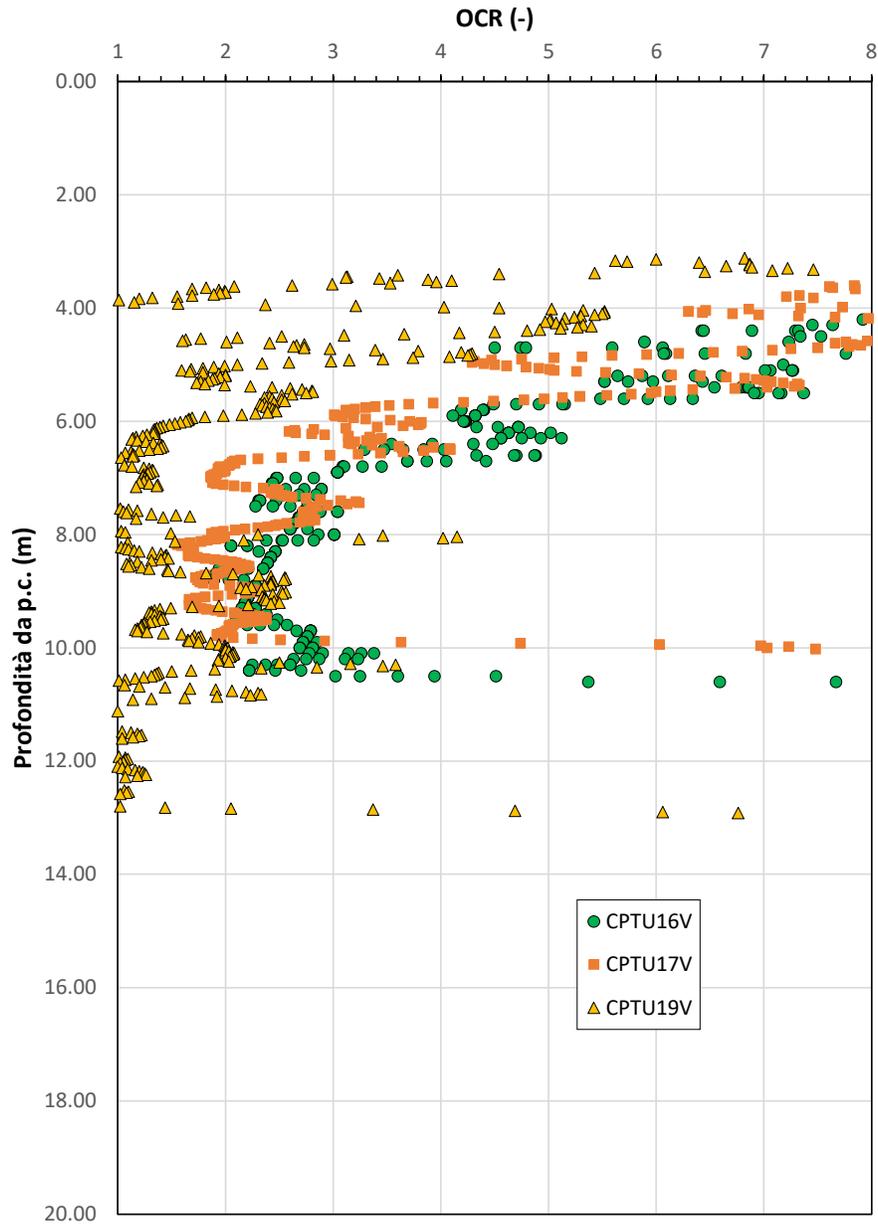


Figura 53 – Grado di sovraconsolidazione (OCR) da CPTU pk 19+159 e pk 21+990 (2/2)

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)

Progetto

IN17

Lotto

10

Codifica

EI2RBGE0000002

A

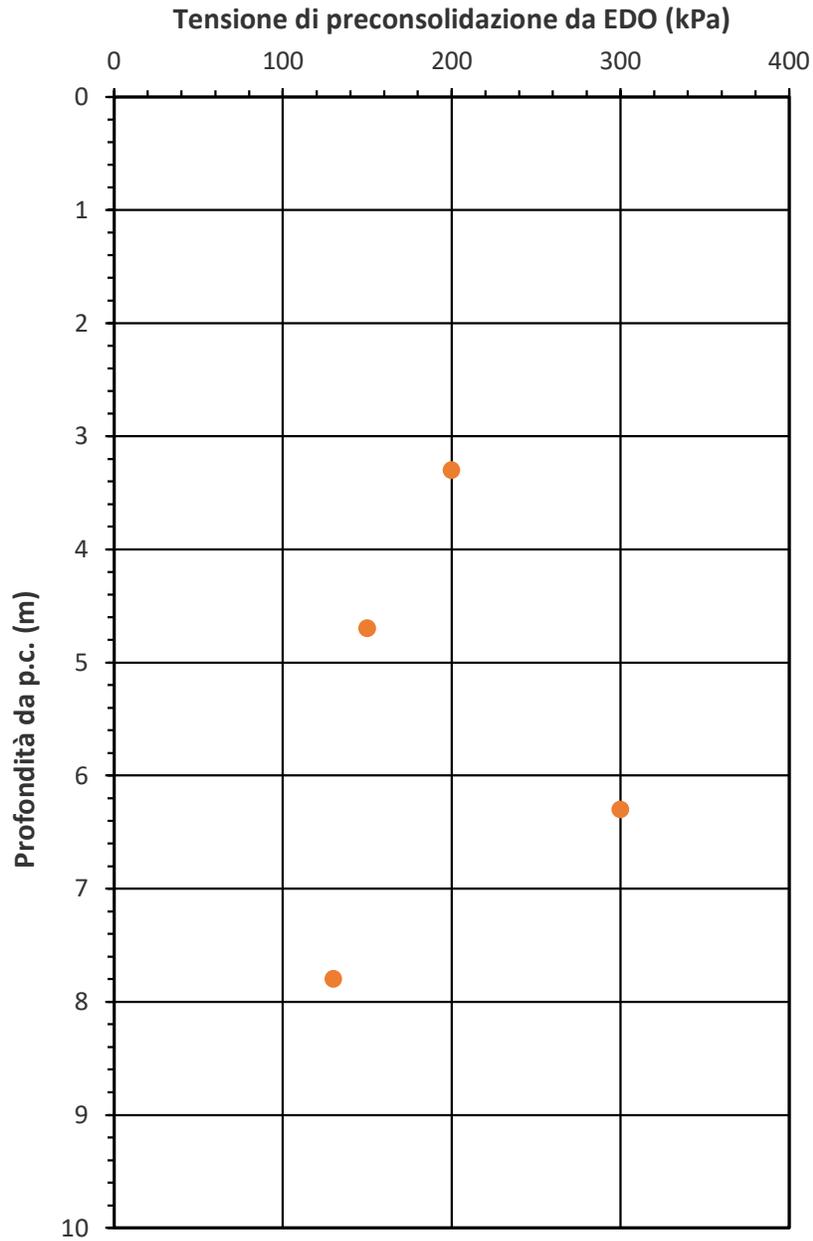


Figura 54 – Tensione di preconsolidazione da EDO pk 19+159 e pk 21+990

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

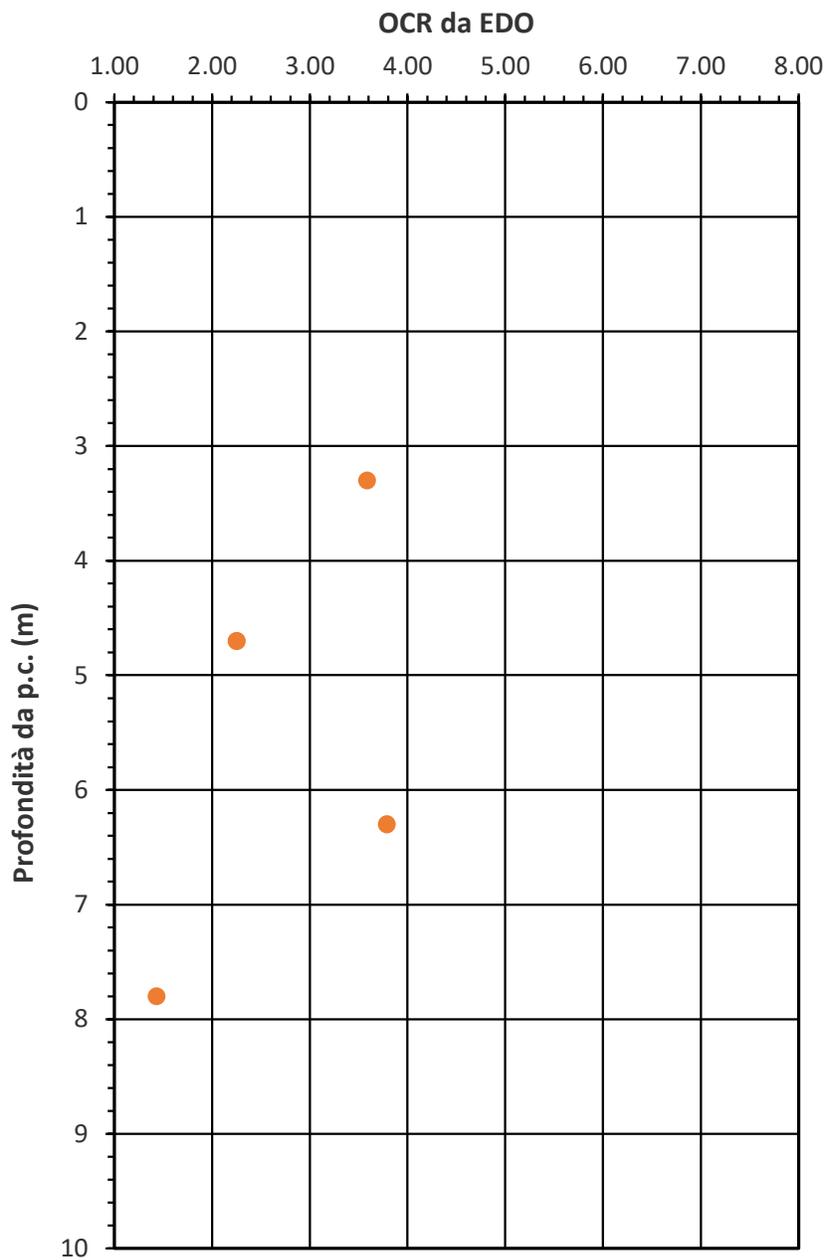


Figura 55 – Grado di sovraconsolidazione (OCR) da EDO pk 19+159 e pk 21+990

A profondità maggiori si rinvengono unità costituite da sabbia limosa debolmente argillosa (unità 4), con un contenuto di fini pari a 10÷20%, densa e che esibisce una resistenza alla penetrazione decisamente superiore a quella dei materiali soprastanti, con  $N_{SPT}$  generalmente compresi tra 20 colpi/30cm e 60 colpi/30cm, anche superiori oltre i 40 m p.c. I valori di resistenza alla punta  $q_c$  oscillano fra 10 e 20 MPa.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

Inoltre, nella porzione occidentale del viadotto, tra i depositi coesivi più superficiale e l'unità sabbiosa densa si rinvencono livelli costituiti da ghiaie con sabbia limose (unità 6), con contenuto di fini che può arrivare fino al 40%. Il materiale risulta essere da poco a mediamente addensato, con  $N_{SPT}$  variabili tra 20 colpi/30cm e 70 colpi/30cm.

Le figure che seguono forniscono maggiori dettagli circa:

- Densità relativa stimata da prove SPT (v. Figura 58);
- Densità relative da prove CPT (Figura 59, Figura 60 e Figura 61);
- Angolo di attrito stimato da prove SPT (v. Figura 62);
- Limiti di Atterberg e carta di plasticità di Casagrande (v. Figura 63 e Figura 65);
- Velocità delle onde di taglio (Doc. rif. [5], v. Figura 66);
- Modulo di taglio alle piccole deformazioni, a partire dai valori stimati di  $V_s$  (v. Figura 67).

Si osserva quanto segue.

- Per le unità ghiaiose (non attraversate dalle prove CPT) si calcolano densità relative di 30÷50%, mentre per le sabbie dell'unità 4 si hanno valori (sia da CPT che da SPT) fra il 40 e l'80% nella parte sommitale (dal km 21 in poi) e sotto (lungo tutto il viadotto), generalmente compresi fra il 30 e 60%.
- Si stimano angoli di attrito compresi tra 37° e 40° per le unità ghiaiose, mentre per gli strati sabbiosi molto addensati le interpretazioni indicano angoli compresi tra 37° e 40°.
- Il profilo di  $V_s$  derivante dalle interpretazioni discusse nella Relazione Sismica (Doc. rif. [5]) conferma la presenza di uno strato di depositi poco consistenti caratterizzato da  $V_s = 140-170$  m/s ed indica velocità crescenti fino alle massime profondità indagate, laddove si stimano  $V_s = 400$  m/s circa. Si stima che nella parte sommitale di inizio tratto (fra la 20 e 21, ove la parte sommitale è occupata da materiali tenerti argillosi), i valori di  $V_s$  possano anche essere più bassi, dell'ordine dei 100-120 m/s
- A partire dal profilo di  $V_s$  si definisce un modulo di taglio alle piccole deformazioni ( $G_0$ ) che varia linearmente con la profondità da 30-60 MPa fino a 300 MPa, a 40 m pc.

I parametri caratteristici suggeriti per le unità individuate sono riportati nel capitolo 7.

**AV/AC VERONA VICENZA**

pk 19+159 - pk 21+990

Contributi granulometrici (%)

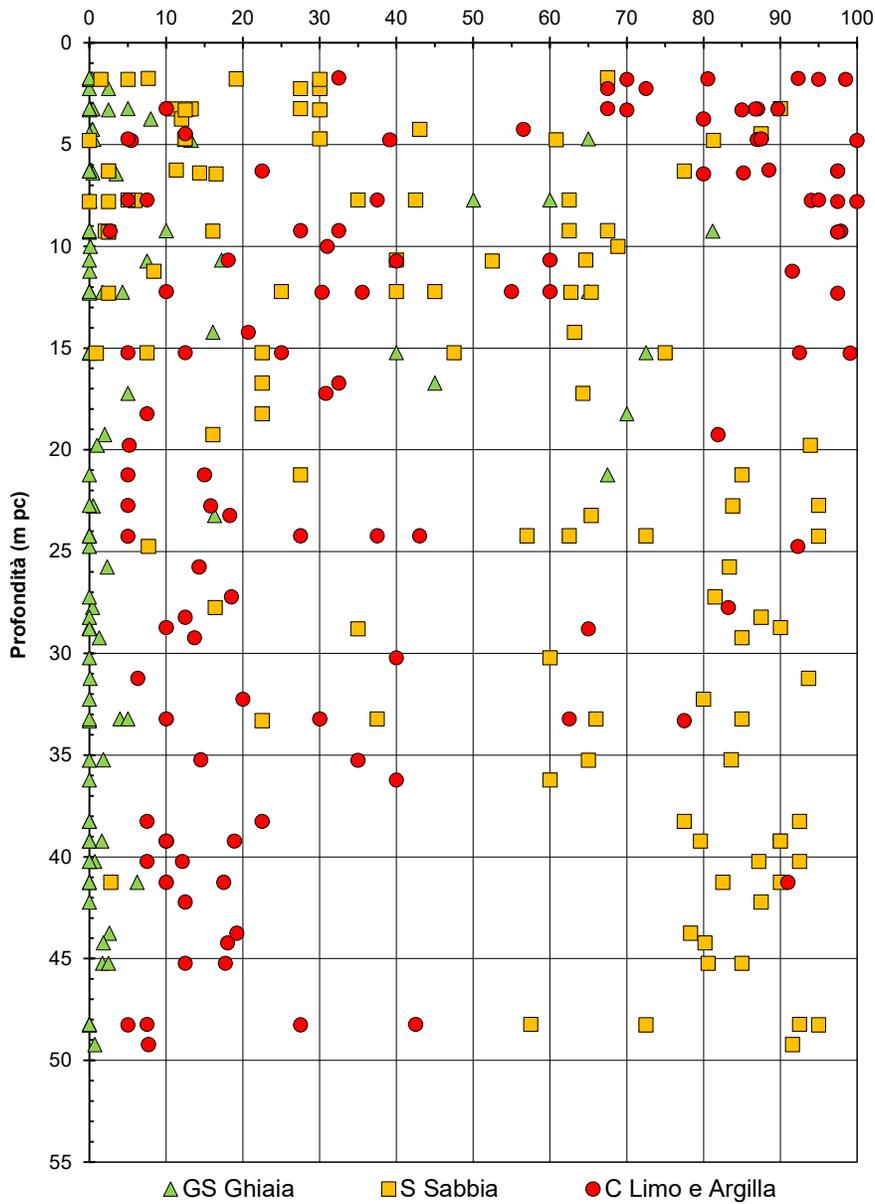


Figura 56 – Sintesi analisi granulometriche tra pk 19+159 e pk 21+990

## AV/AC VERONA VICENZA

pk 19+159 - pk 21+990

$N_{SPT}$  (colpi/30cm)

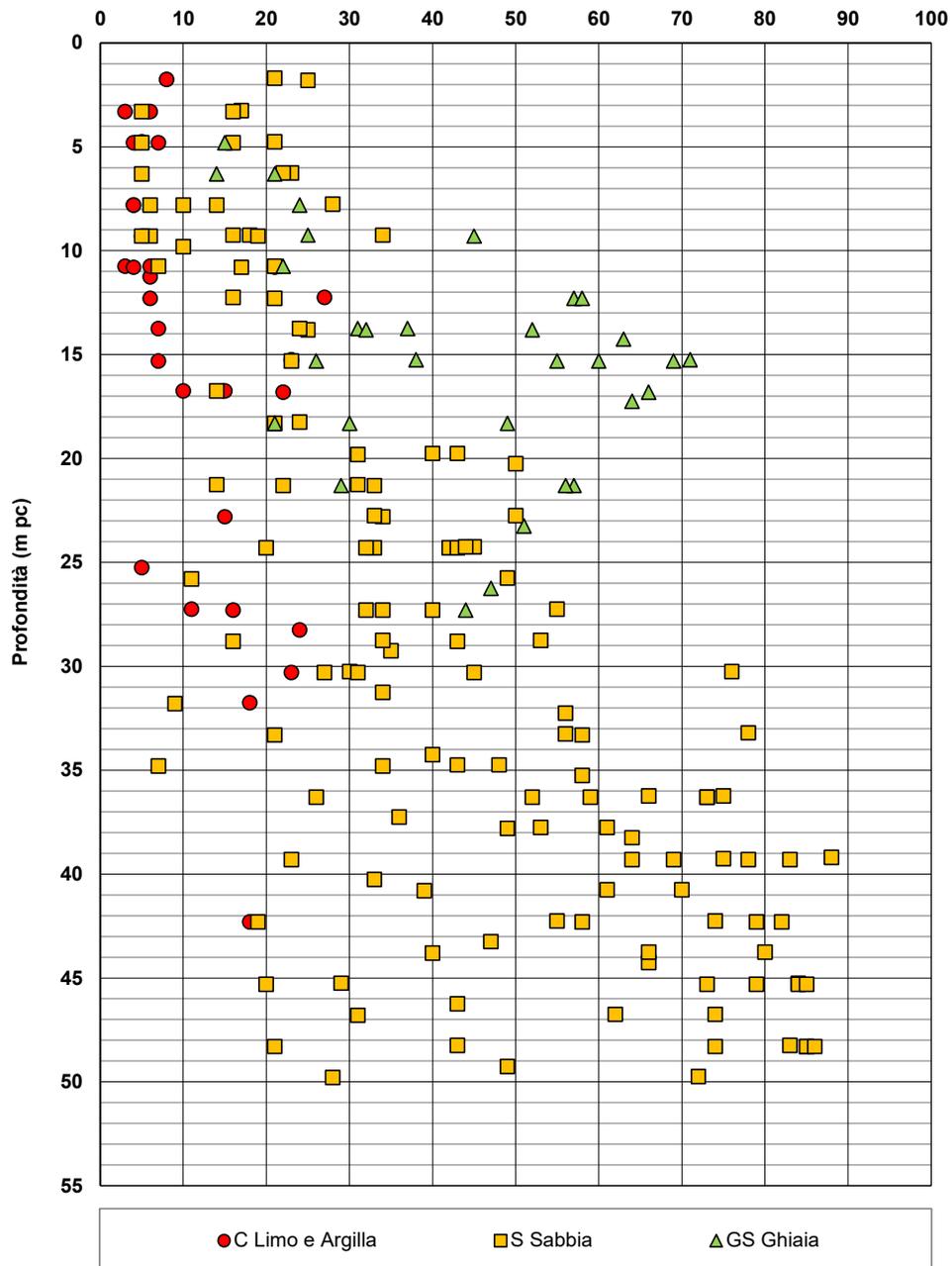


Figura 57 – Esito delle prove SPT tra pk 19+159 e pk 21+990

**AV/AC VERONA VICENZA**

pk 19+159 - pk 21+990

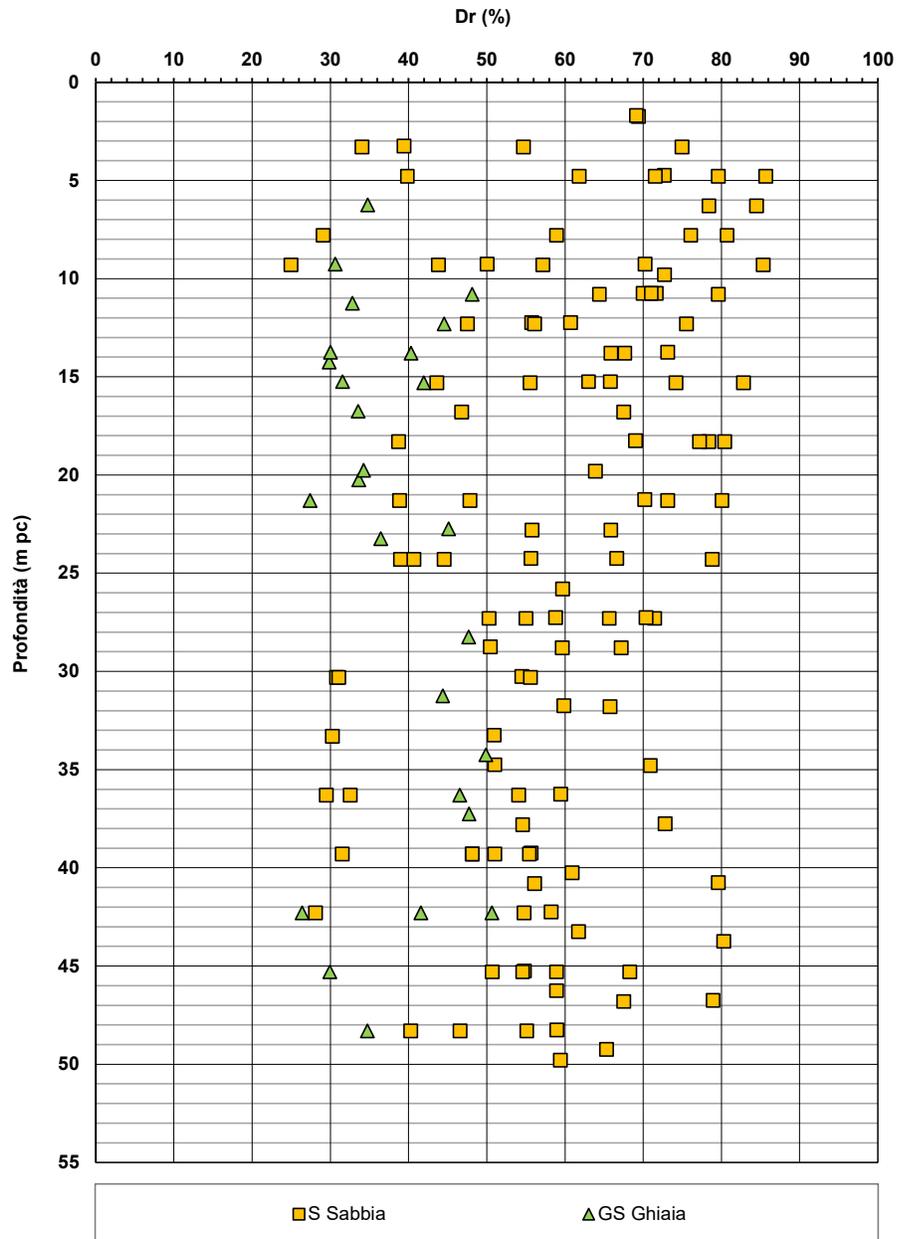


Figura 58 – Densità relativa da prove SPT tra pk 19+159 e pk 21+990

Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)

Progetto  
IN17

Lotto  
10

Codifica  
EI2RBGE0000002

A

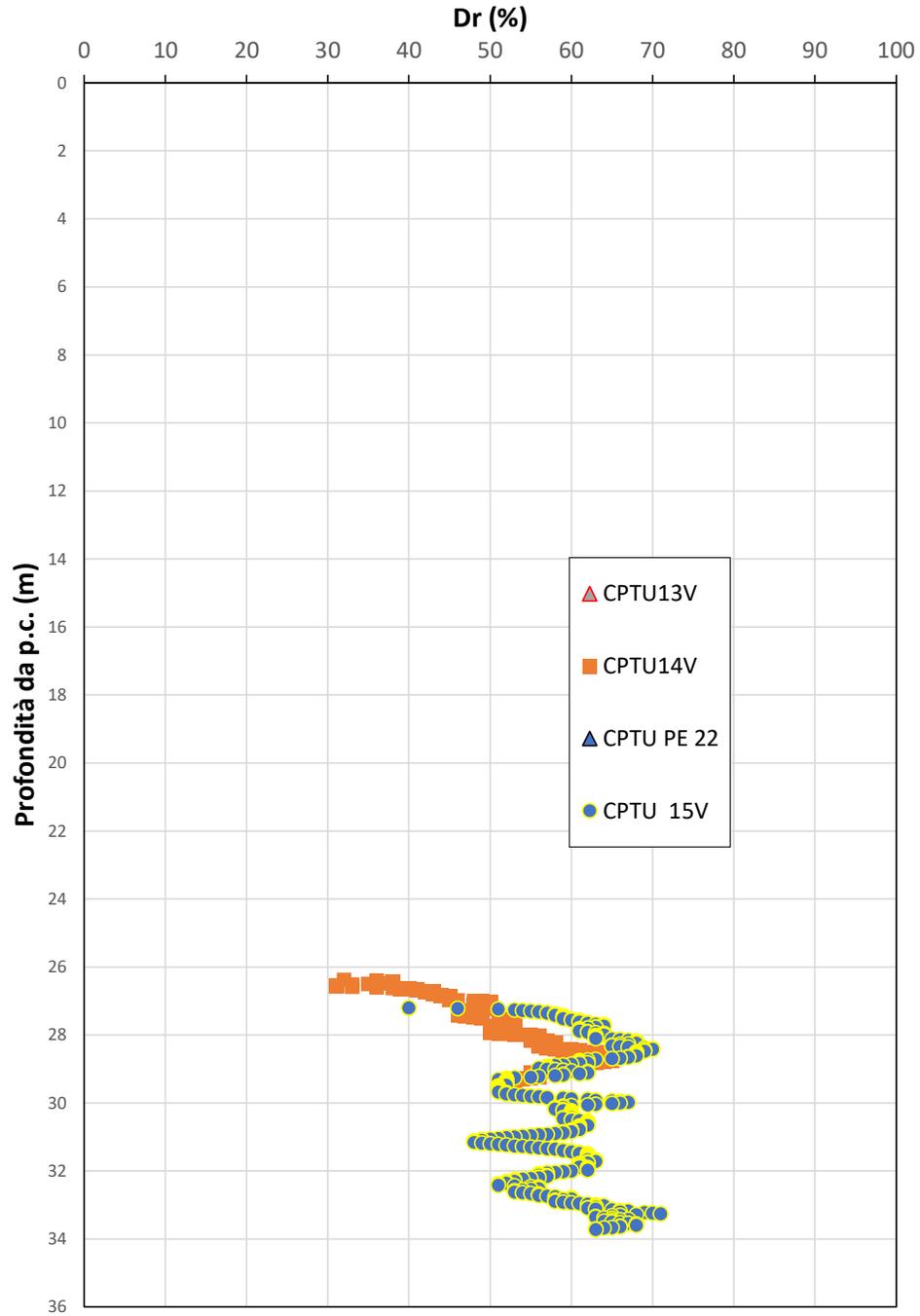


Figura 59 – Densità relativa da prove CPTU tra pk 19+159 e pk 21+990 (1/3)

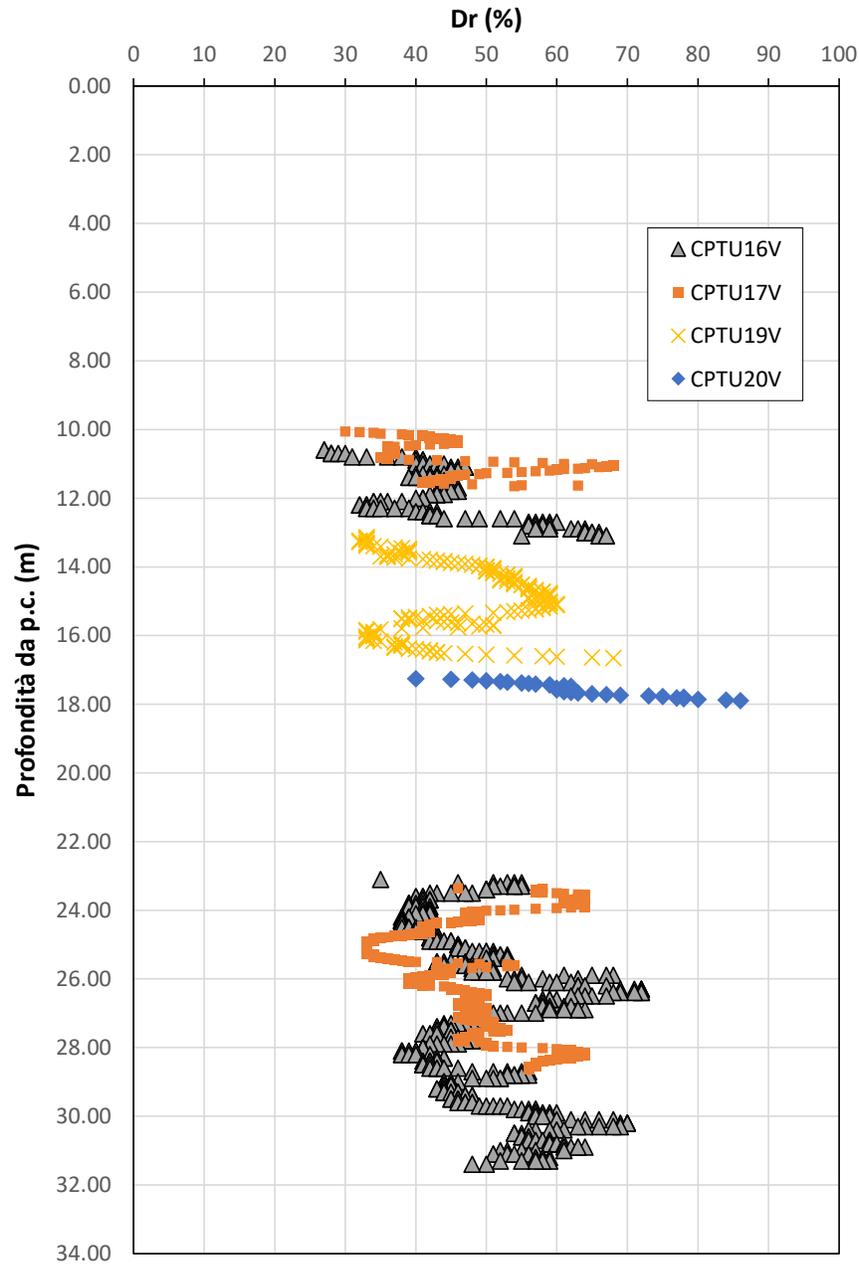


Figura 60 – Densità relativa da prove CPTU tra pk 19+159 e pk 21+990 (2/3)

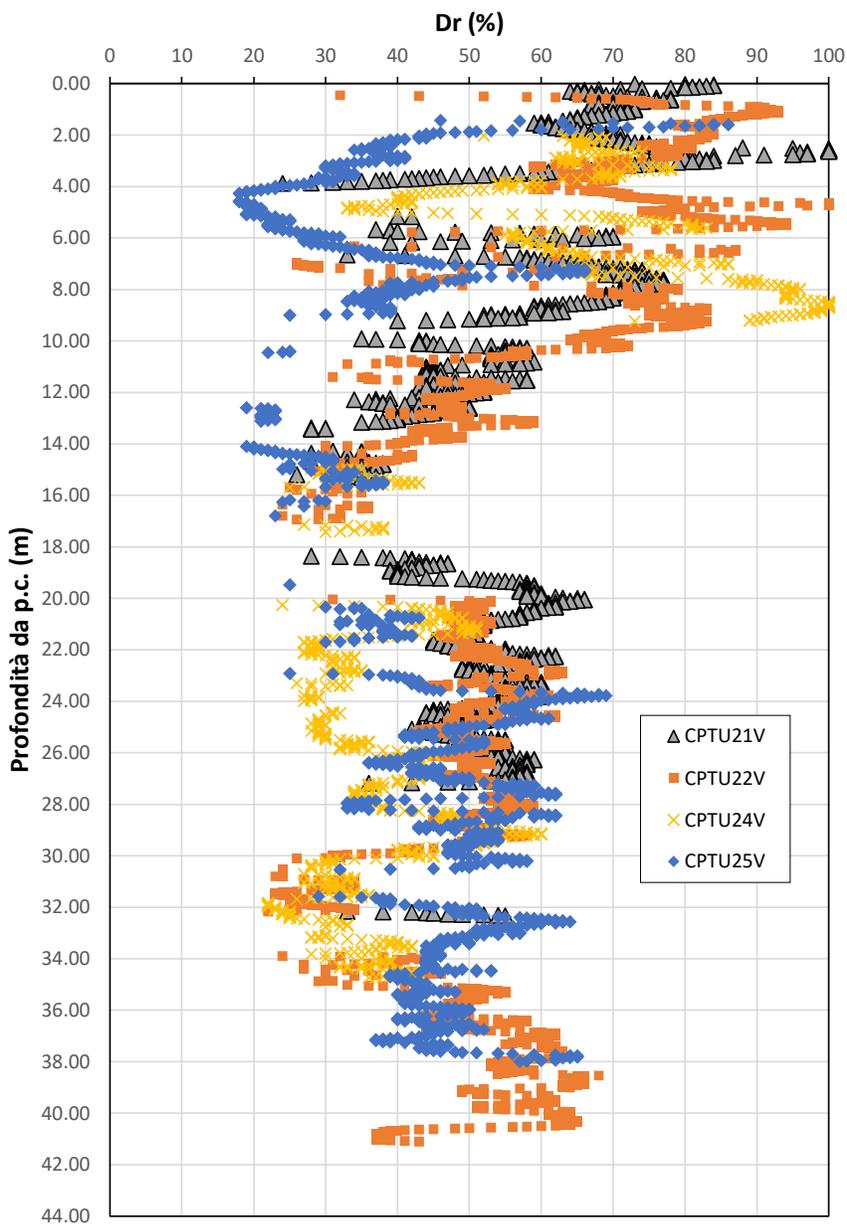


Figura 61 – Densità relativa da prove CPTU tra pk 19+159 e pk 21+990 (3/3)

## AV/AC VERONA VICENZA

pk 19+159 - pk 21+990

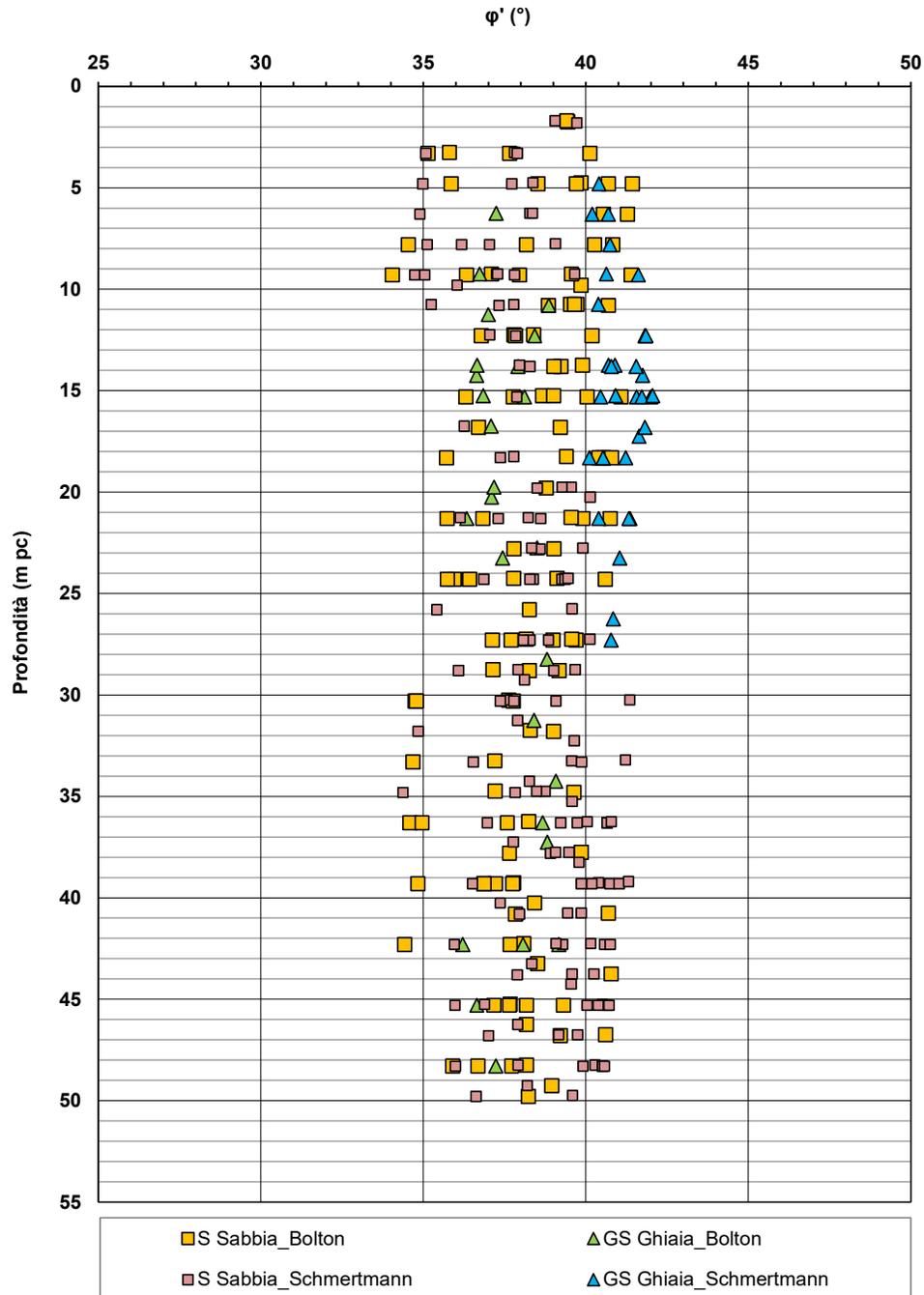


Figura 62 – Angoli di attrito da prove SPT tra pk 19+159 e pk 21+990

**AV/AC VERONA VICENZA**

pk 19+159 - pk 21+990

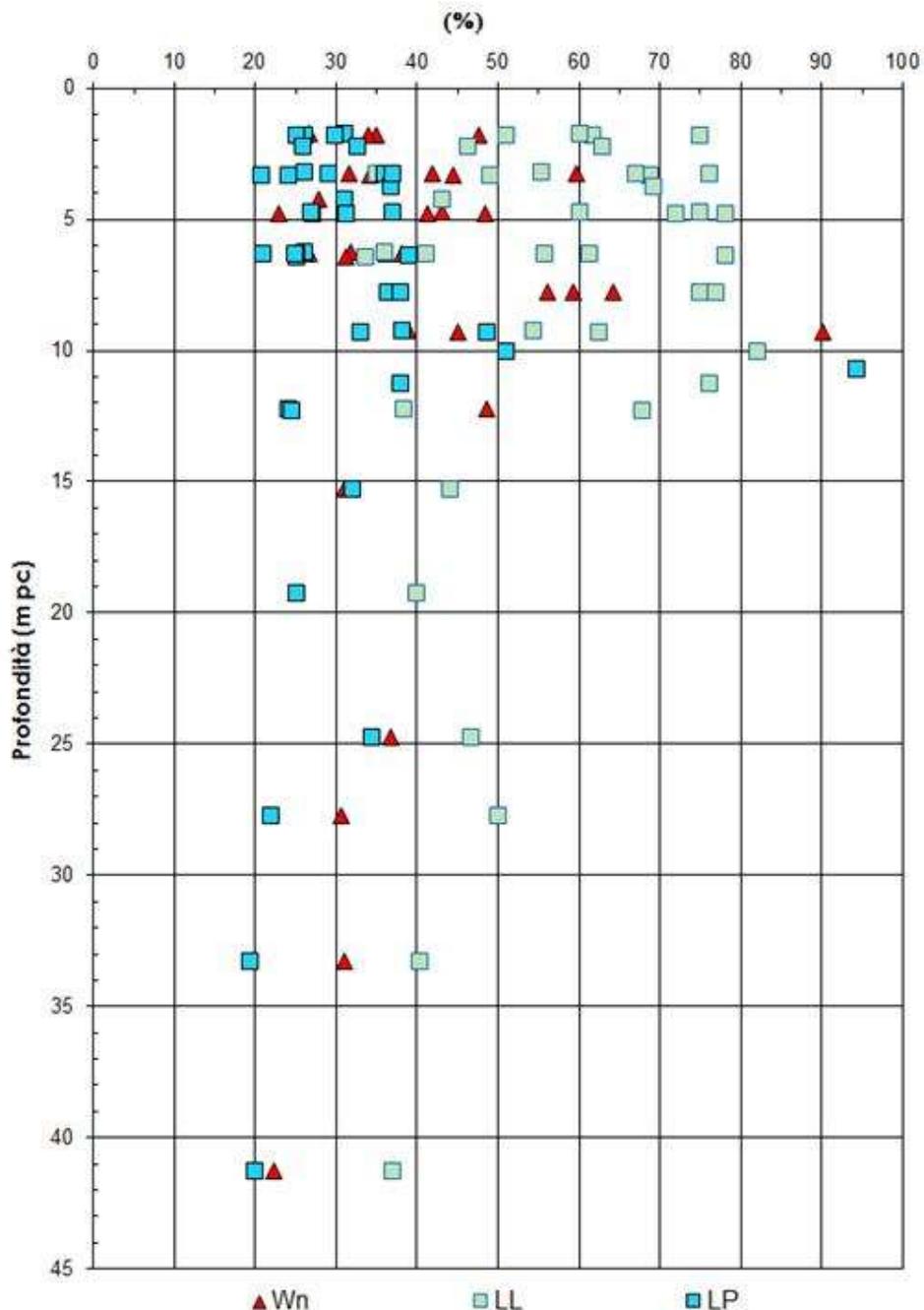


Figura 63 – Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua tra pk 19+159 e pk 21+990

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)

Progetto

IN17

Lotto

10

Codifica

EI2RBGE0000002

A

### AV/AC VERONA VICENZA

pk 19+159 - pk 21+990

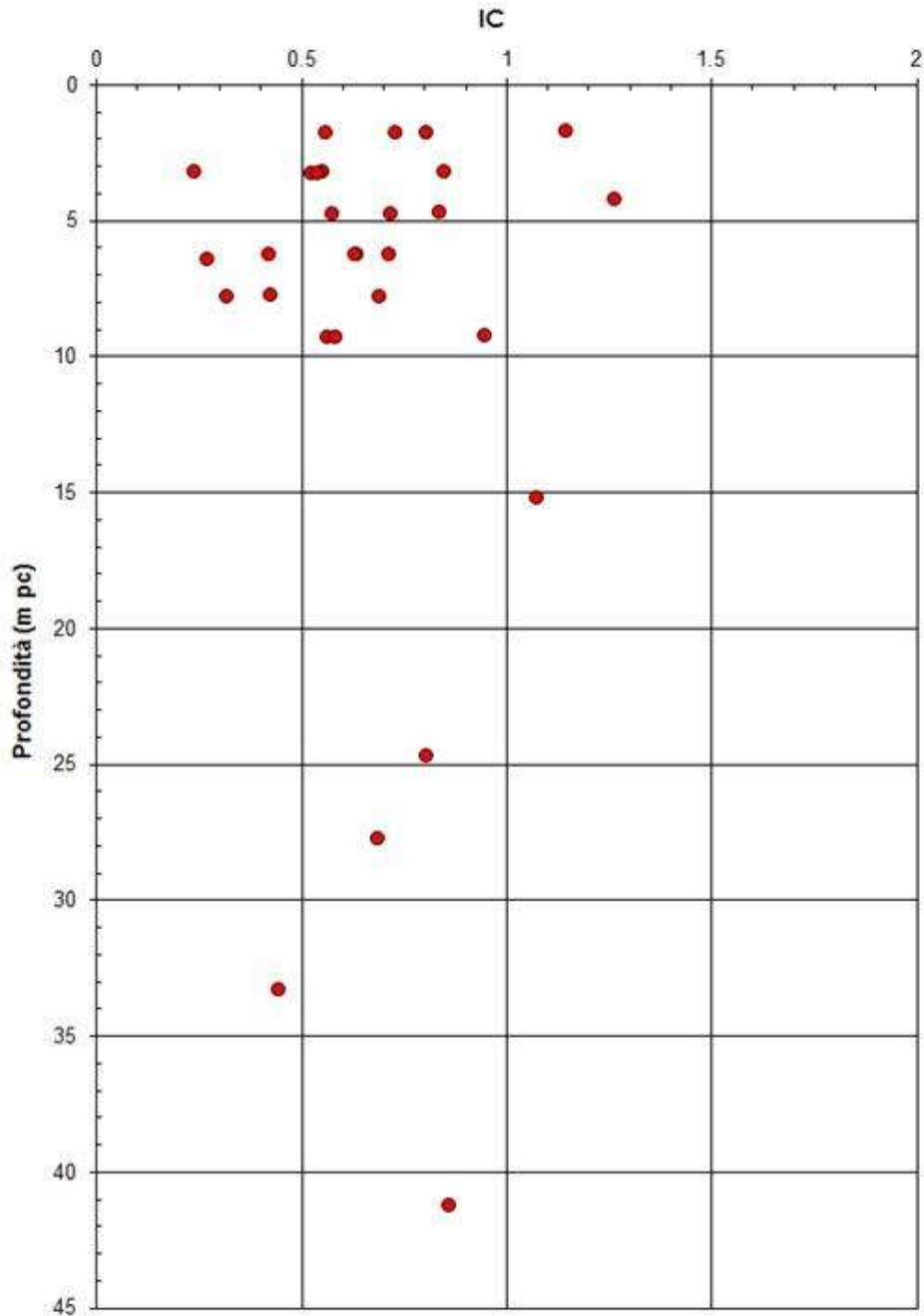


Figura 64 – Indice di consistenza tra pk 19+159 e pk 21+990

Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)

Progetto  
IN17

Lotto  
10

Codifica  
EI2RBGE0000002

A

**AV/AC VERONA VICENZA**

pk 19+159 - pk 21+990

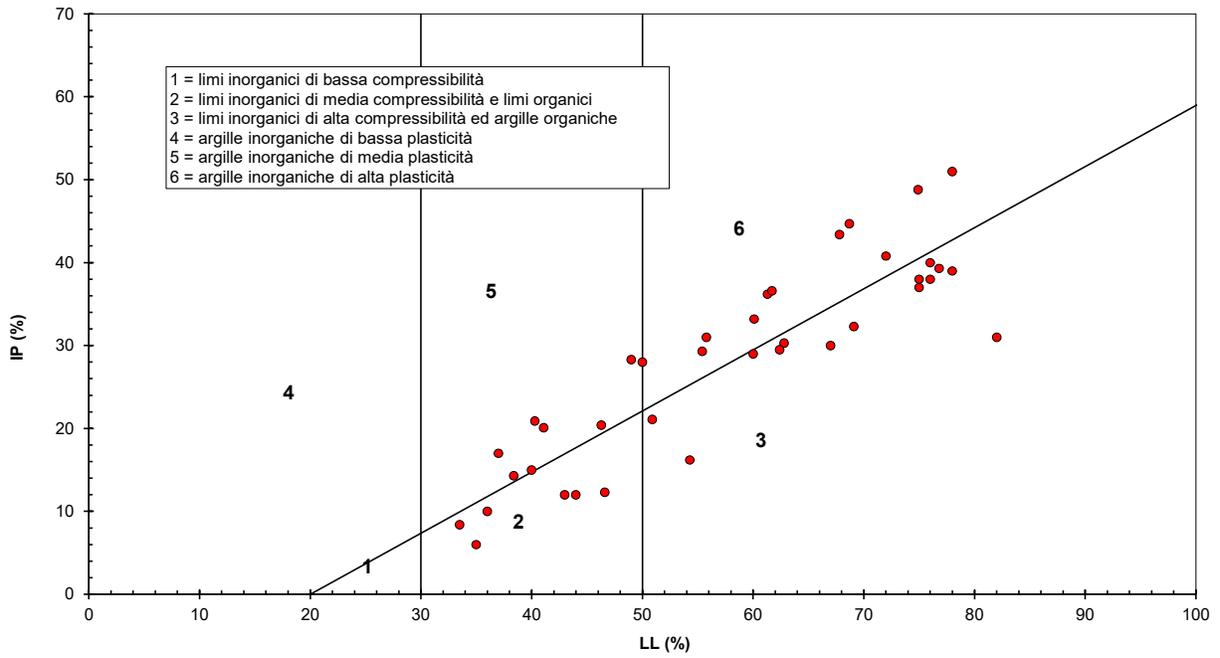


Figura 65 – Carta di plasticità di Casagrande: depositi coesivi superficiali tra pk 19+159 e pk 21+990

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)

Progetto

IN17

Lotto

10

Codifica

EI2RBGE0000002

A

### AV/AC VERONA VICENZA

pk 20+000 - pk 24+000

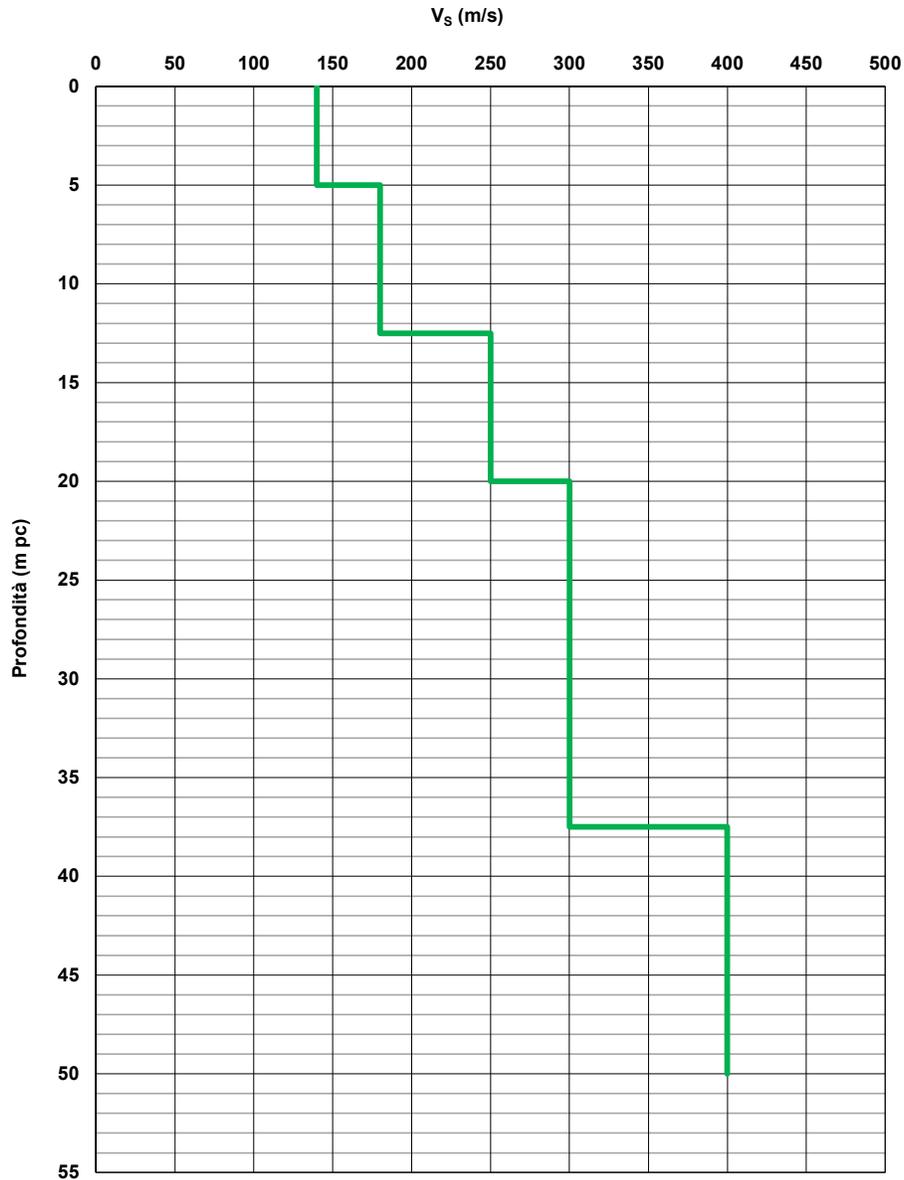


Figura 66 – Profilo di velocità  $V_s$  tra pk 20+000 e pk 24+000 (Doc. rif. [5])

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)

Progetto

IN17

Lotto

10

Codifica

EI2RBGE0000002

A

## AV/AC VERONA VICENZA

pk 20+000 - pk 24+000

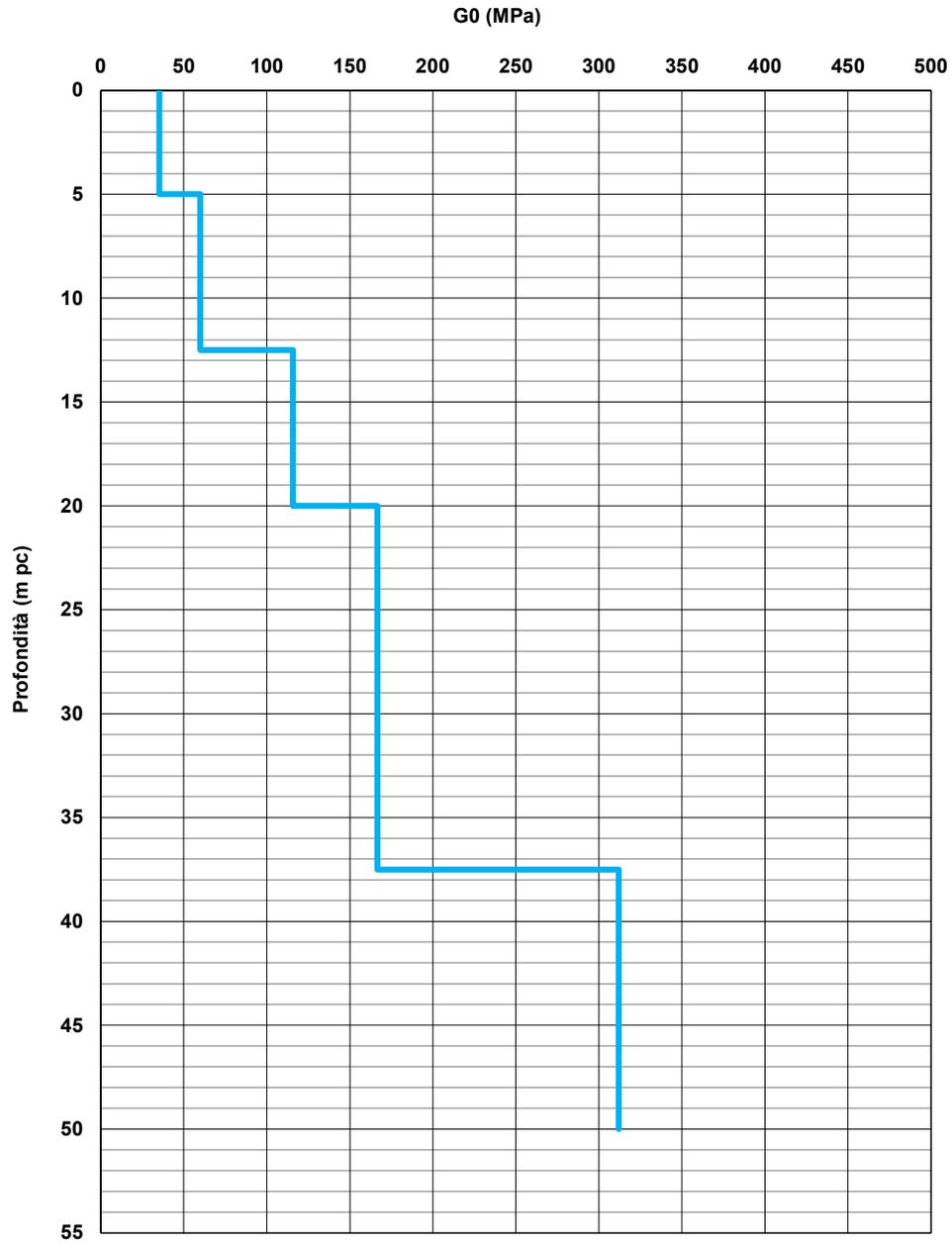


Figura 67 – Modulo di taglio  $G_0$  tra pk 20+000 e pk 24+000

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

## 6.6 Permeabilità

I risultati delle prove Lefranc sono riportati nella Tabella 18.

Le attività di progettazione saranno condotte adottando assunzioni cautelative, in funzione della natura delle opere in esame e delle indagini ritenute significative. Le cautele prese saranno volte a garantire accettabili margini di sicurezza.

Per maggiori dettagli circa le permeabilità attese, si rimanda alla Relazione Idrogeologica (Doc. rif. [3] ed alle Relazioni Geotecniche delle singole WBS.

*Tabella 18 – Risultati prove Lefranc*

Sondaggio n°	Profondità (m da pc)		livello falda (m da pc)	Litologia*	k (m/s)
	da	a			
BH-PE 23	4	4.2	2.65	G(S)	8.65E-05
BH-PE 23	5.5	5.7	2.65	G(S)	1.29E-04
BH-PE 23	8.8	9	2.65	G(S)	7.57E-05
BH-PE-24	3	3.5	2.3	S(L)	2.13E-05
BH-PE-24	5	5.5	2.3	G(S)	7.45E-05
BH-PE-24	7.4	7.7	2.3	G[S]	1.41E-04
BH-PE-25	3	3.5	1.7	G[S]	8.03E-05
BH-PE-25	4.5	5	1.7	G[S]	1.22E-05
BH-PE-25	7.5	7.8	1.7	G[S]	1.06E-05
BH-PE-43	4	4.5	3.2	S(L)	7.45E-06
BH-PE-43	6	6.5	3.2	S(L)	1.25E-05
BH-PE-43	9	9.5	3.2	S(L)	1.05E-05

\* Doc. rif. [7]

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)		Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

## 7 RIASSUNTO DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Lo studio geotecnico ha avuto come finalità la classificazione e caratterizzazione dei depositi investigati, coerentemente con le indicazioni emerse dallo studio geologico-geomorfologico della zona. I Profili Geotecnici (Doc. rif. [7]) individuano la presenza delle unità stratigrafiche definite nei capitoli precedenti, sulla base dei risultati delle indagini disponibili. I parametri caratteristici suggeriti per ognuna delle unità sono elencati nelle Tabelle seguenti. Si rimanda alle relazioni geotecniche delle singole opere per maggiori dettagli circa i valori di progetto e, in particolar modo, per i valori di rigidità operativa stimati in ragione dei livelli deformativi attesi.

*Tabella 19 - Parametri geotecnici caratteristici per la tratta dalla 10+145 alla 14+546*

Unità	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Dr (%)	$\phi'$ (°)	Vs (m/s)	G0 (MPa)	E' (MPa)	c <sub>u</sub> (kPa)	$\sigma'_p$ (kPa)
3b	17.5-19	-	26-30	150-200	40-80	4-15	25-80	120-300
3a	17.5-19	25-40	30-34		-	5-10	-	-
6	19-20	30-60	36-43	300-350	150-200	70-150	-	-
4	19-20	50-80	36-40	350-400	200-300	100-240	-	-
2	19-20	-	-	-	-	25-40	150-250	-

*Tabella 20 - Parametri geotecnici caratteristici per la tratta dalla 14+546 alla 16+340*

Unità	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Dr (%)	$\phi'$ (°)	Vs (m/s)	G0 (MPa)	E' (MPa)	c <sub>u</sub> (kPa)	$\sigma'_p$ (kPa)
3b	17.5-19	-	26-30	100-200	20-80	4-15	25-80	120-300
3a	17.5-19	25-40	30-34			5-10	-	-
6	19-20	40-50	39-42	350	250	50-120	-	-
4	19-20	50-70	37-40	350-420	300	60-100	-	-
2	19-20	-	-	-	-	25-40	120-250	-

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

*Tabella 21 - Parametri geotecnici caratteristici per la tratta dalla 16+340 alla 19+159*

Unità	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Dr (%)	$\phi'$ (°)	Vs (m/s)	G0 (MPa)	E' (MPa)	c <sub>u</sub> (kPa)	$\sigma'_p$ (kPa)
3b	17.5-18.5	-	24-28	100-170	20-60	4-8	25-60	100-200
3a	17.5-19	25-50	28-33		-	5-10	-	-
6	19-20	30-50	39-42	380-400	230-300	45-100	-	-
4	19-20	50-70	37-39				-	-
2	19-20	-	-	-	-	20-30	100-120	≥500

*Tabella 22 - Parametri geotecnici caratteristici per la tratta dalla 19+159 alla 21+990*

Unità	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Dr (%)	$\phi'$ (°)	Vs (m/s)	G0 (MPa)	E' (MPa)	c <sub>u</sub> (kPa)	$\sigma'_p$ (kPa)
3b	16.5-18.5	-	22-26	100-150	20-40		25-50	100-200
6	19-20	30-50	37-40	180-250	60-120	-	-	-
4	19-20	50-80	37-40	350-400	230-300	-	-	-
2	17.5-19.5	-	-	-	-	30	150	-

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

## 8 PROBLEMATICHE DI LIQUEFAZIONE

I dati acquisiti nel corso della campagna di PE hanno sostanzialmente confermato quanto già emerso in sede di PD, e più in particolare:

- Vengono sostanzialmente confermate le problematiche di liquefazione dello strato superficiale fra la spalla est del viadotto Illasi e la spalla ovest del Viadotto Alpone, e che interessano i rilevati di modeste altezze (3÷6 m, con picchi locali fino a 8 m), ferma restando la presenza di alcuni tratti nei quali prevalgono, come già emerso in sede di PD, strati coesivi mediamente compatti, non suscettibili di liquefazione. Il dettaglio dell'intervallo di progressive nelle quali sono da prevedere, eventualmente, interventi di miglioramento delle proprietà meccaniche dei terreni sarà oggetto del progetto delle singole WBS.
- Nella zona terminale del viadotto Alpone (dalla progressiva 21+500 circa in poi), i nuovi dati hanno sostanzialmente confermato la presenza di strati sabbioso - limosi sciolti, che evidenziano fattori di sicurezza inferiori all'unità, e comunque interessati da generazione di sovrappressioni interstiziali rilevanti, che dovranno essere considerate nella progettazione delle strutture di fondazione del viadotto. Anche in questo caso, un esame di dettaglio degli interventi previsti, in funzione della situazione locale, sarà oggetto del progetto della WBS di interesse.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

## 9 STABILIZZAZIONE SUPERFICIALE DEI MATERIALI IN SITO

E' stata valutata, in termini generali, la possibile idoneità dei terreni più superficiali a subire un trattamento di stabilizzazione a calce per consentirne l'utilizzo per la realizzazione di rilevati e strati di sottofondo dei rilevati stessi.

La possibilità di utilizzo di calce per la stabilizzazione del terreno naturale viene analizzata nel capitolo 18.6.3 del Capitolato Generale Tecnico Di Appalto Delle Opere Civili - Parte II – RFI.

I pre-requisiti di idoneità dei materiali per il trattamento a calce sono sintetizzati nella Tabella 18.6.3.1.1-1, qui riportata per facilità di consultazione (Tabella 23).

Tabella 23 – Limiti di accettazione dei terreni naturali da sottoporre a trattamento di stabilizzazione con calce

LIMITI DI ACCETTAZIONE DEL TERRENO NATURALE			
Test di Laboratorio	Norma di riferimento	Requisito	Limiti di accettabilità
Analisi granulometrica	CNR B.U n. 36 UNI EN 933-1 UNI CEN ISO/TS 17892-4	Granulometria	par. 2.1 della norma CNR B.U. n.36 <sup>(1)</sup>
Limiti di Atterberg (LL-LP)	UNI CEN ISO/TS 17892-12	Indice di plasticità IP	>10 <sup>(1)</sup>
Contenuto in sostanze organiche	ASTM D 2974 - C	Sostanze organiche	< 2% <sup>(2)</sup>
Contenuto in solfati	UNI EN 1744-1	Solfati totali	< 0,25% <sup>(3)</sup>

<sup>(1)</sup> Saranno ammesse granulometrie diverse da quelle interamente comprese nel fuso e un valore minore della plasticità a condizione che si dimostri l'idoneità della terra ad essere trattata, attraverso lo studio delle miscele di laboratorio e un campo prova preventivamente approvato da Ferrovie. In ogni caso il diametro massimo degli elementi non dovrà essere maggiore della metà dello spessore finito di ciascuno degli strati di terra trattata per la realizzazione dei rilevati e l'indice di plasticità dovrà essere IP>5

<sup>(2)</sup> Questo valore può essere aumentato fino al 4%, nel caso di impiego del trattamento per il piano di posa del rilevato, a condizione che siano soddisfatti i valori delle prove sul prodotto finale riportati al capitolo II.5

<sup>(3)</sup> Questo valore può essere aumentato fino a raggiungere l'1%, qualora lo studio di laboratorio della miscela sia stato ritenuto idoneo da Ferrovie

Dal punto di vista granulometrico, i materiali da assoggettare al trattamento a calce devono, in linea di principio, rientrare nel fuso granulometrico riportato nel paragrafo 2.1 della Norma CNR B.U. 36 del 21/2/1973, riportato nella Figura 68.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

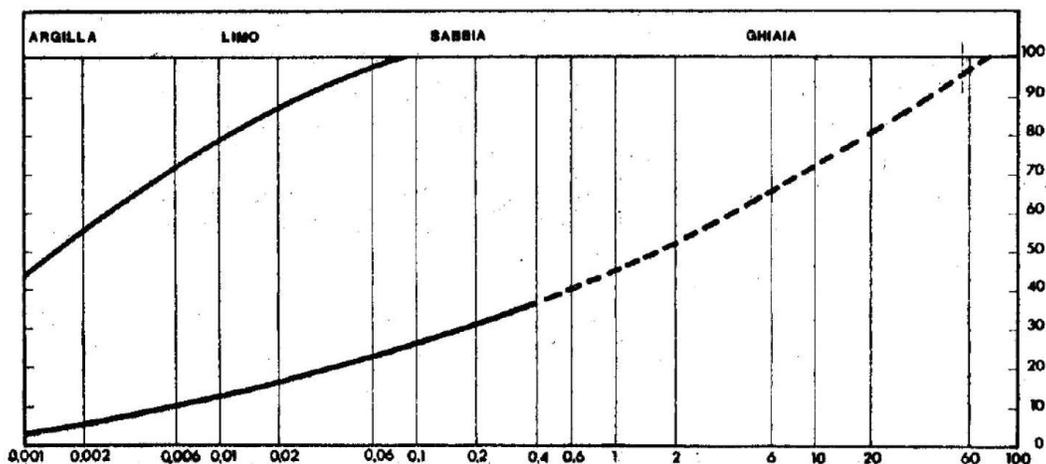


Figura 68 – Fuso granulometrico delle terre per la stabilizzazione con calce (CNR B.U. 36)

Come indicato nella Tabella 23, sono ammesse anche granulometrie non ricadenti nel fusso citato, anche con valori inferiori di plasticità, purché ne venga dimostrata l' idoneità tramite sperimentazione specifica di laboratorio e di sito.

Per valutare, in maniera preliminare ed in termini generali, la possibile idoneità al trattamento a calce dei terreni superficiali nella tratta in oggetto, sono stati esaminati i risultati delle prove di laboratorio disponibili eseguite su campioni di terreno prelevati nei sondaggi e nei pozzetti, nell'ambito dei primi 2 m di profondità da p.c..

Il grafico della Figura 69 mostra i valori del contenuto di fine determinati per profondità fino a 2 m da p.c.. Come si può vedere, il contenuto di fini (<math><0.063\text{ mm}</math>) risulta generalmente superiore al 25%, valore limite inferiore del fusso granulometrico di Figura 68 (CNR B.U. 36).

La Figura 70 mostra l'andamento dei valori dell'indice di plasticità IP nei primi 2 m di profondità, determinato su campioni prelevati nei sondaggi e nei pozzetti esplorativi eseguiti lungo la tratta. Tranne pochi casi, la maggioranza dei materiali per i quali i limiti di plasticità risultano determinabili ( $IP > 0$ ) risulta conforme ai requisiti di accettazione di Tabella 23 ( $IP > 10$ ) e solo alcuni valori cadono nell'intervallo  $5 \div 10$ . Un solo campione tra quelli prelevati in pozzetto, alla progressiva Pk 12+030, risulta avere un valore di IP inferiore a 5. Vi sono invece numerosi campioni, tra quelli prelevati nei fori di sondaggio, per i quali la determinazione dei limiti plasticità non è risultata possibile (identificati nel grafico con  $IP = 0$ ).

In linea generale, le caratteristiche granulometriche e di plasticità del maggior parte dei campioni superficiali di natura coesiva appaiono compatibili con i requisiti minimi di accettazione delle terre per la stabilizzazione a calce. A questo proposito, i materiali appartenenti alla unità 3b si presentano con caratteristiche favorevoli nei confronti di questa tipologia di trattamento.

**AV/AC VERONA VICENZA**

Pk 10+050 ÷ 21+990

Contenuto di limo e argilla FC (%)

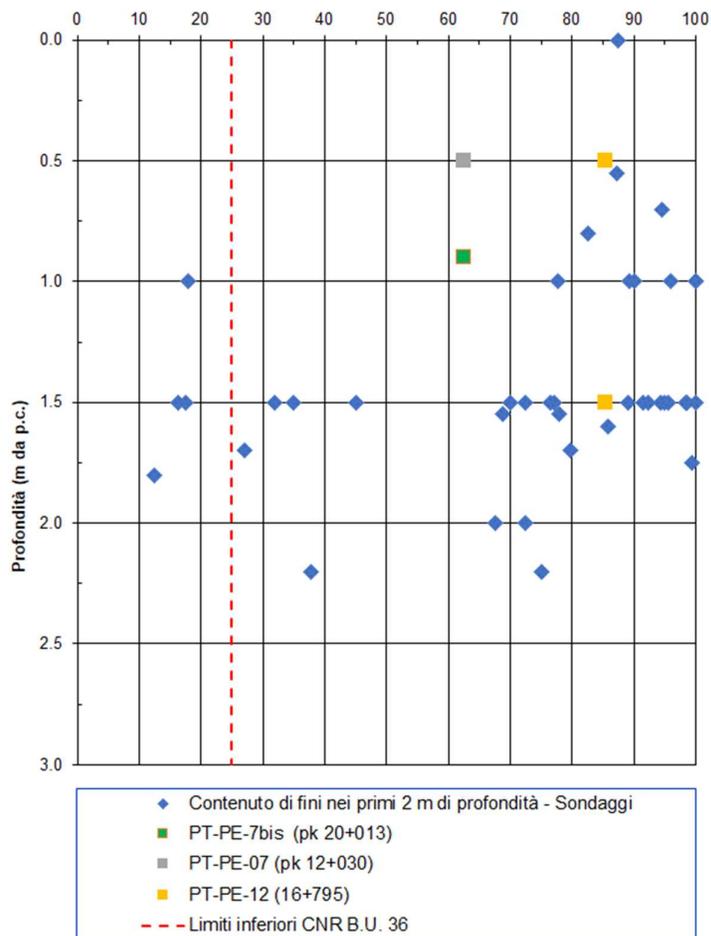


Figura 69 – Contenuto di fini dei campioni superficiali di terreno (0.0 ÷ 2.0 m)

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002	A

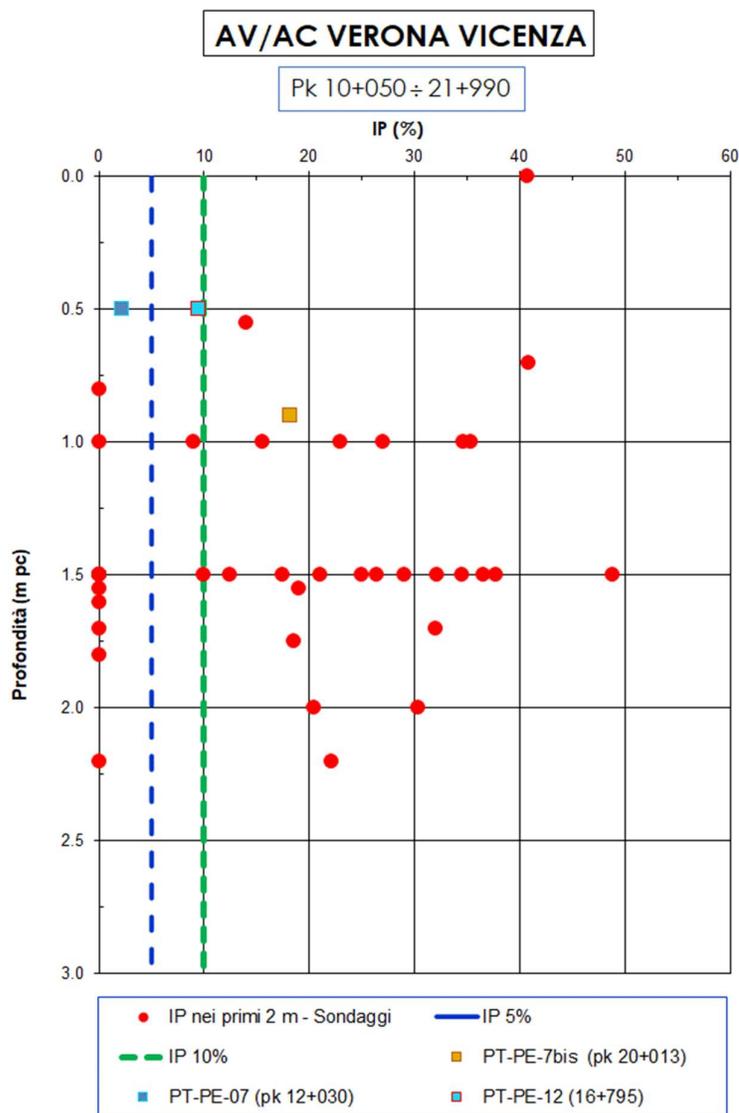


Figura 70 – IP dei campioni superficiali di terreno (0.0 ÷ 2.0 m)

Per quanto riguarda i limiti di accettazione per i solfati, le informazioni disponibili indicano valori di concentrazione sui campioni superficiali (0.0 ÷ 2.0 m) generalmente inferiori allo 0.01 %, compatibili con quanto indicato in Tabella 23. In sede di realizzazione di ciascun singolo rilevato, dovranno in ogni caso essere eseguite ulteriori e puntuali determinazioni in tal senso sul materiale da stabilizzare.

Analogamente, specifiche determinazioni andranno condotte in fase di realizzazione in termini di contenuto di sostanze organiche, per valutare localmente la compatibilità con questa tipologia di trattamento.

In generale, per i campioni superficiali prelevati lungo l'intero tracciato, il contenuto di sostanza organica

è risultato compreso tra l'1.2 ed il 4.4% (mediamente il 3%), come era lecito attendersi in terreni superficiali sottoposti ad intenso uso agricolo; si tratta di valori compatibili con il trattamento, previa idonea sperimentazione per la determinazione della miscela ottimale.

Si segnala che, nella tratta in esame, sono state eseguite prove di laboratorio su miscele di terreno e calce a partire da campioni prelevati nel pozzetto PT-PE-7bis, posizionato alla progressiva Pk 20+013. Si tratta di materiale di tipo A7-6 con un consumo iniziale di calce (CIC) pari all'1.5%.

I risultati ottenuti sono riportati in Tabella 24 ed appaiono positivi, già per contenuti di calce piuttosto ridotti, dell'ordine del 2% in peso (valore minimo a partire dal CIC, secondo quanto indicato al punto 18.6.3.1.2. del "Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili - Parte II - Sezione 18 - Utilizzo di aggregati riciclati e trattamenti con calce per opere in terra" di RFI.

Ulteriori prove di laboratorio sono in corso su campioni prelevati in diversi pozzetti lungo tutto il tracciato della linea ferroviaria in progetto. Per quasi tutti i campioni infatti, la curva granulometrica ricade nel fuso di riferimento (Figura 71). I relativi risultati saranno oggetto di una successiva emissione.

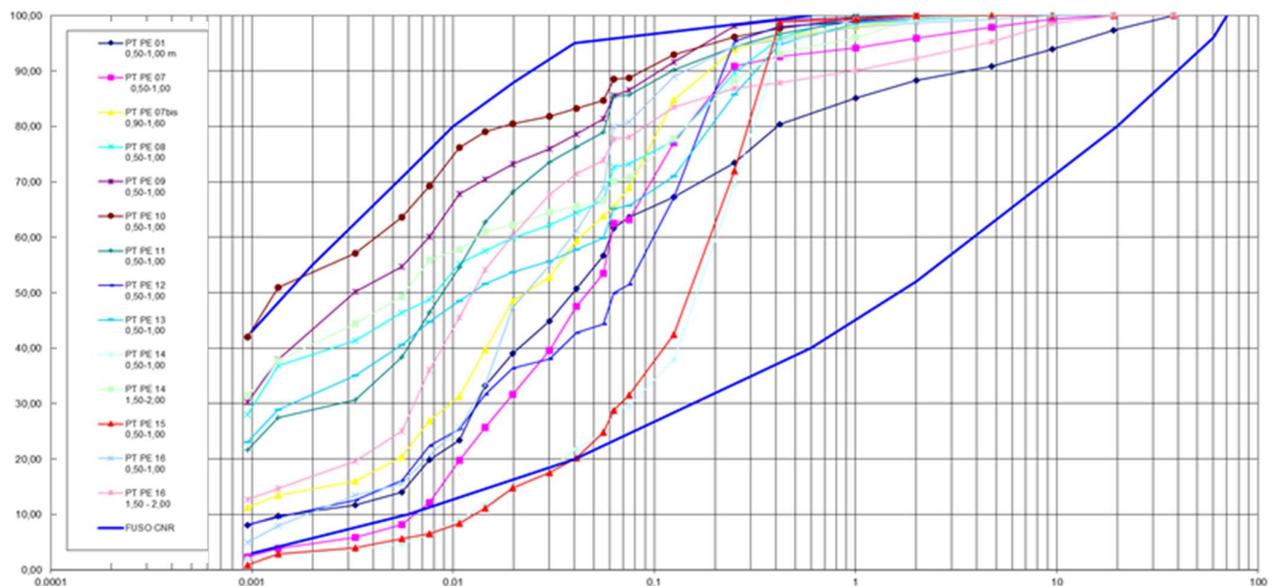


Figura 71. Curve granulometriche dei campioni prelevati dai pozzetti dislocati lungo la linea.

Nella fase realizzativa dovranno comunque essere condotte tutte le sperimentazioni del caso per aree omogenee di materiale, secondo quanto riportato per esteso nei paragrafo 18.6.3.2 e 18.6.3.3 del Capitolato RFI citato, inclusa la realizzazione di campi prova sperimentali.

Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)

Progetto

Lotto

Codifica

IN17

10

EI2RBGE0000002

A

Tabella 24 – Risultati delle prove di miscelazione con calce eseguite su materiale prelevato nel pozzetto PT-PE-7bis

POZZETTO ESPLORATIVO	PT-PE-7bis (pk 20+013)			
	PT-PE-7bis naturale	PT-PE-7bis trattato a CaO al 2%	PT-PE-7bis trattato a CaO al 2,5%	PT-PE-7bis trattato a CaO al 3%
Camp.	0,90-1,60	0,90-1,60	0,90-1,60	0,90-1,60
Prof. (m da p.c.)				
Descrizione	Limo con sabbia argilloso marrone rossiccio			
UNI 11531-1	A7-6			
ghiaia (> 2 mm)	0.7%			
sabbia (> 0.06 mm)	34.1%			
limo (> 2 µm)	50.6%			
argilla (< 2 µm)	14.7%			
Wn	35.7%			
LL	41.8%			
LP	23.6%			
IP	18.2%			
γ ricostituito max umido da prova proctor mod (Mg/m <sup>3</sup> )	2.035	2.040	2.036	2.072
γ ricostituito max secco da prova proctor mod. (Mg/m <sup>3</sup> )	1.798	1.785	1.768	1.755
W% Ottimo da prova proctor mod.	13.2	14.3	15.2	16.8
Gs (Mg/m <sup>3</sup> ) (STIMATO)	2.70			
INDICE CBR IPI a 2,5 mm (all' umidità ottima)	77.7			
INDICE CBR IPI a 5,0 mm (all' umidità ottima)	73.0			
INDICE CBR immerso 96h a 2,5 mm (all' umidità ottima)	3.1			
INDICE CBR immerso 96h a 5,0 mm (all' umidità ottima)	3.8			
Rigonfiamento dopo immersione 96h (%)	4.94			
Umidità dopo 96 ore di immersione (%)	23.2			
SOLFATI (%)				
SO STANZA ORGANICA (%)	1.9			
Consumo iniziale di calce (CIC) (%)	1.5			
INDICE CBR IPI a 2,5 mm (all' umidità ottima)		74.5	94.9	94.3
INDICE CBR IPI a 5,0 mm (all' umidità ottima)		94.2	95.3	102.3
INDICE CBR immerso 96h a 2,5 mm (all' umidità ottima) (7 gg)		100.2	126.1	130.7
INDICE CBR immerso 96h a 5,0 mm (all' umidità ottima) (7 gg)		95.7	121.2	121.4
Rigonfiamento dopo immersione 96h (%) (7 gg)		0.09	0.06	0.05
Umidità dopo 96 ore di immersione (%) (7 gg)		17.2	18.3	20.0
INDICE CBR immerso 96h a 2,5 mm (all' umidità ottima) (28 gg)		104.9	124.7	142.6
INDICE CBR immerso 96h a 5,0 mm (all' umidità ottima) (28 gg)		84.3	129.5	138.8
Rigonfiamento dopo immersione 96h (%) (28 gg)		0.02	0.03	0.03
Umidità dopo 96 ore di immersione (%) (28 gg)				
ELL 7 gg compattata a OPT -2% (tensione verticale, MPa)		0.67	0.66	0.74
ELL 7 gg compattata a OPT -2% (Coes. non drenata Cu (MPa))		0.34	0.33	0.37
ELL 7 gg compattata a OPT (tensione verticale MPa)		0.75	0.86	0.92
ELL 7 gg compattata a OPT (Coes. non drenata Cu (MPa))		0.37	0.43	0.46
ELL 7 gg compattata a OPT +2% (tensione verticale MPa)		0.79	0.81	0.68
ELL 7 gg compattata a OPT +2% (Coes. non drenata Cu (MPa))		0.39	0.40	0.34
ELL 28 gg compattata a OPT -2% (tensione verticale MPa)		0.76	1.05	1.07
ELL 28 gg compattata a OPT -2% (Coes. non drenata Cu (MPa))		0.38	0.52	0.53
ELL 28 gg compattata a OPT (tensione verticale MPa)		0.85	1.04	1.09
ELL 28 gg compattata a OPT (Coes. non drenata Cu (MPa))		0.43	0.52	0.54
ELL 28 gg compattata a OPT +2% (tensione verticale MPa)		0.96	0.99	1.04
ELL 28 gg compattata a OPT +2% (Coes. non drenata Cu (MPa))		0.48	0.49	0.52

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	10	EI2RBGE0000002	A

**ALLEGATI**

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000002</p>	<p>A</p>

**ALLEGATO 1 - PLANIMETRIE TRACCIATO ED UBICAZIONE DELLE INDAGINI**

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio IricAV Due</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>			
<p>Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000002</p>	<p>A</p>



Figura 72 – Planimetria tracciato ed ubicazione indagini tra pk 10+045 e pk 12+400

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000002</p>	<p>A</p>



Figura 73 – Planimetria tracciato ed ubicazione indagini tra pk 12+000 e pk 16+350

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000002</p>	<p>A</p>

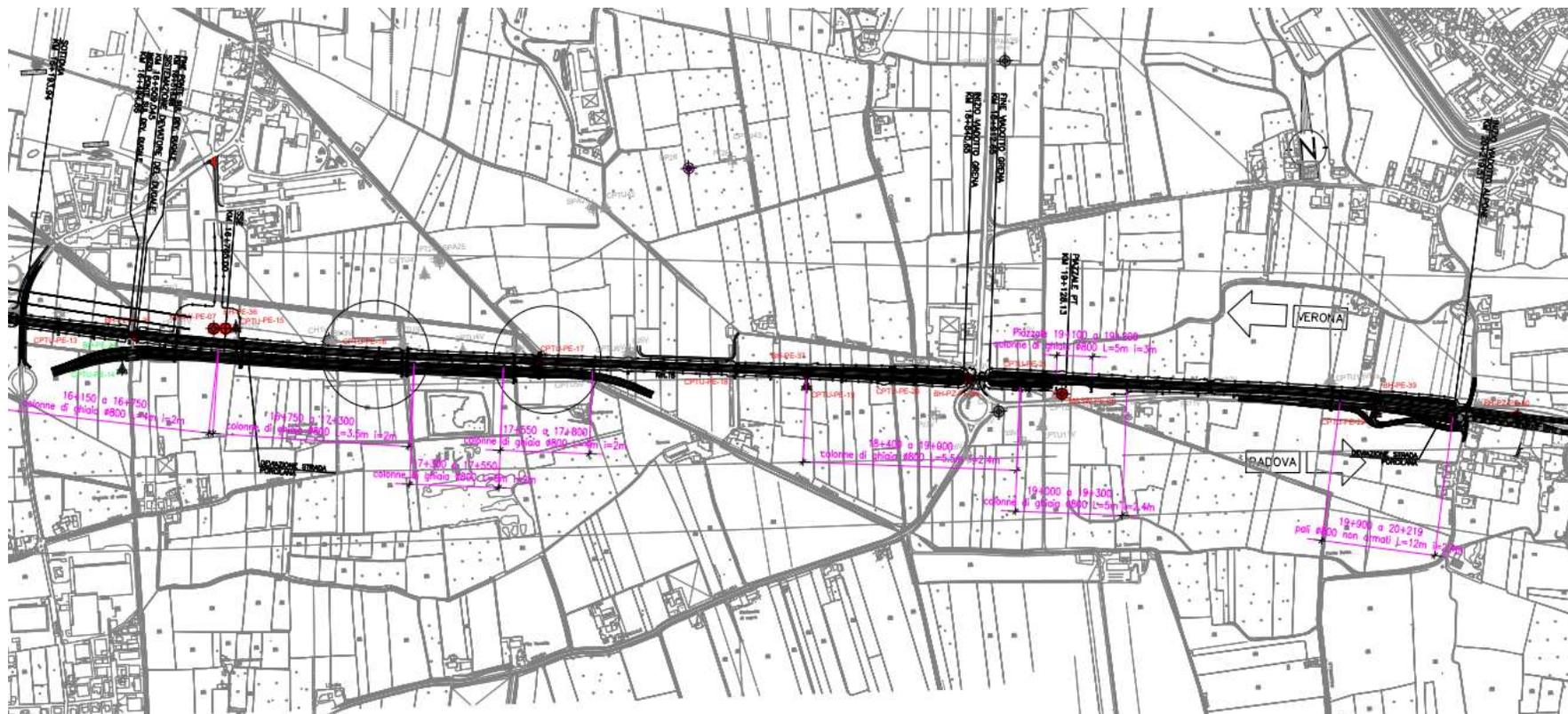


Figura 74 – Planimetria tracciato ed ubicazione indagini tra pk 16+125 e pk 20+500

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000002</p>	<p>A</p>



Figura 75 – Planimetria tracciato ed ubicazione indagini tra pk 20+275 e pk 21+990 (fine tratta)

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
<p>Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica EI2RBGE0000002</p>	<p>A</p>

**ALLEGATO 2 – PROFILI GEOTECNICI**



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 		
	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica EI2RBGE0000002
Relazione geotecnica (da 10+050 a 21+990)			

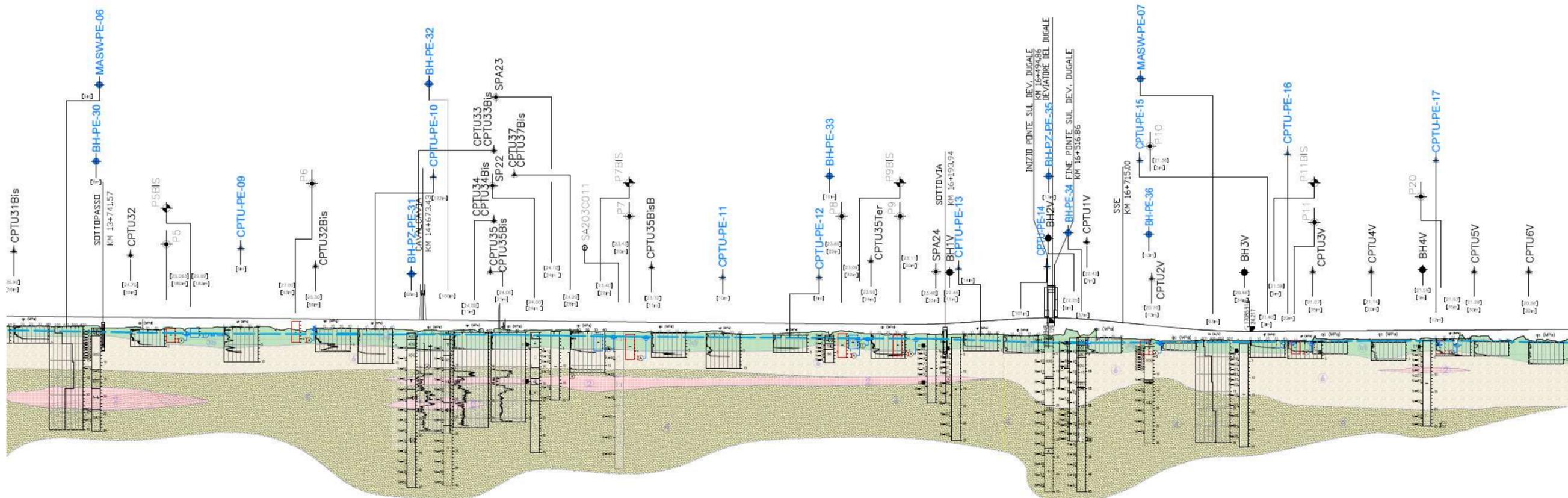


Figura 77 – Profilo Geotecnico, tra pk 13+550 e pk 18+050

