

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  
 GA - GALLERIE ARTIFICIALI  
 GA01 – GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO  
 GENERALE  
 Relazione geotecnica**

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

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.	FOGLIO
I N 1 7	1 1	E	I 2	R B	G A 0 1 0 0	0 0 1	A	- - - P - - -

	VISTO CONSORZIO IRICAV DUE	
	Firma	Data
	Luca RANDOLFI 	

Progettazione:

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	IL PROGETTISTA  Data: 30/04/21
A	EMISSIONE	R. CONFORTI	30/04/21	L. ALFIERI	30/04/21	P. GALVANIN	30/04/21	

CIG. 8377957CD1	CUP: J41E91000000009	File: IN1711EI2RBGA0100001A.DOCX
		Cod. origine:



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 				
<p>RELAZIONE GEOTECNICA</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 11</p>	<p>Codifica Documento E12 RB GA 01 0 0 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 2 di 51</p>	

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 		<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 3 di 51	

## INDICE

1	INTRODUZIONE .....	4
2	Documenti di riferimento.....	5
2.1	Riferimenti Normativi.....	5
2.2	Documenti di progetto esecutivo .....	5
2.3	Riferimenti bibliografici.....	6
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE .....	8
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO .....	9
5	DATI PIEZOMETRICI.....	11
6	FALDA DI PROGETTO .....	13
7	DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNE DI INDAGINI .....	14
8	CRITERI DI VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI.....	16
8.1	Densità relativa dei materiali a grana grossa .....	16
8.1.1	Generalità .....	16
8.1.2	Sabbie.....	16
8.1.3	Ghiaie.....	17
8.2	Resistenza al taglio – parametri drenati .....	18
8.2.1	Materiali a grana grossa .....	18
8.2.1.1	Angolo di resistenza al taglio di sabbie e ghiaie in accordo a Bolton (1986) .....	18
8.2.1.2	Angolo di resistenza al taglio di sabbie e ghiaie in accordo a Schmertmann.....	19
8.2.1.3	Angolo di resistenza al taglio di sabbie in accordo a Robertson (2012) e Jefferies e Been (2006) 20	20
8.2.2	Materiali a grana fine .....	20
8.3	Resistenza al taglio – parametri non drenati .....	21
8.4	Determinazione della storia tensionale – (OCR) .....	22
8.5	Parametri di deformazione.....	22
8.5.1	Materiali a grana grossa .....	22
8.6	Qualità dei campioni .....	24
9	INQUADRAMENTO SISMICO .....	26
9.1	Stati limite ultimi di riferimento .....	26
9.2	Vita utile dell'opera e periodo di riferimento .....	26
9.3	Periodo di ritorno dell'azione sismica $T_R$ .....	26
9.4	Parametri su sito di riferimento rigido orizzontale.....	27
9.5	Determinazione della categoria di sottosuolo .....	28
9.6	Accelerazione massima attesa in sito.....	32
10	PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO .....	34
11	PROFILO STRATIGRAFICO.....	36
12	RIASSUNTO DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO .....	49

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE GEOTECNICA	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 4 di 51	

## 1 INTRODUZIONE

La presente relazione presenta gli aspetti geotecnici legati alla progettazione esecutiva della Galleria artificiale GA01 San Martino Buon Albergo della Linea AV/AC Verona Padova posta in corrispondenza del Primo Lotto Funzionale Verona – Bivio Vicenza, tra le progressive pk 4+942.53 e pk 6+842.53.

La galleria in oggetto è situata nella tratta compresa tra gli abitati di Verona stazione Porta Vescovo e Montebello Vicentino.

Il presente documento è stato redatto sulla base dei risultati delle indagini geognostiche in sito e di laboratorio realizzate nelle seguenti campagne geognostiche:

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

Le analisi e le valutazioni condotte per la caratterizzazione geotecnica sono state effettuate con specifico riferimento a quanto riportato nella relazione geologica e geomorfologica, geotecnica ed idrogeologica del progetto definitivo nonché ai relativi documenti grafici (carta geologica e geomorfologica, carta idrogeologica, profili geologico-tecnici e sezioni trasversali) e con riferimento alle indagini integrative del progetto esecutivo, oltre agli elaborati generali di tratta di Progetto esecutivo.

Il documento si articola nei seguenti punti:

1. descrizione delle caratteristiche geologiche salienti dell'area interessata dal tracciato e dei terreni costituenti il sottosuolo;
2. sintesi del quadro idrogeologico ed individuazione delle quote di falda significative ai fini dello sviluppo del progetto esecutivo;
3. descrizione delle campagne di indagini utilizzate per la caratterizzazione stratigrafica e geotecnica dei terreni;
4. definizione delle unità geotecniche, descrizione del profilo geotecnico nelle sue caratteristiche salienti e inquadramento sismico dell'area interessata dai lavori;
5. sintesi dei risultati della caratterizzazione geotecnica dei terreni, derivata sia dall'elaborazione delle prove in sito che di laboratorio;
6. individuazione dei range dei parametri geotecnici caratteristici generali di ciascuna unità geotecnica sulla base delle indagini disponibili.

A corredo della presente relazione è stato redatto un profilo geotecnico longitudinale di sintesi delle elaborazioni effettuate (cfr. doc. IN1711EI2L6GA0100001A).

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE GEOTECNICA	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 5 di 51	

## 2 Documenti di riferimento

### 2.1 Riferimenti Normativi

- [1] 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.
- [2] 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.

### 2.2 Documenti di progetto esecutivo

- [1] IN1711EI2RHGE0000001 Relazione geologica, caratterizzazione e modellazione geologica del sito1 /2 (da 0+000 a 21+990)
- [2] IN1711EI2RBGE0000001 Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)
- [3] IN1711EI2RHGE0000003 Relazione idrogeologica 1/2 (da 0+000 a 21+990)
- [4] IN1711EI2RHGE0000005 Relazione sulla modellazione sismica del sito e pericolosità sismica di base 1/2 (da 0+000 a 21+990)
- [5] IN1711EI2RGGE0000007 Relazione di sintesi dei sondaggi e prove eseguite (da 0+000 a 21+990)
- [6] IN1711EI2SGGE0000001 Programma indagini in sito di Progetto Esecutivo (da 0+000 a 21+990)
- [7] IN1711EI2PRGE0000001 Programma indagini di laboratorio di Progetto Esecutivo 1 di 2 (da 0+000 a 21+990)
- [8] IN1711EI2L6GA0100001 Planimetria di ubicazione delle indagini geognostiche e profilo geotecnico
- [9] IN1711EI2ROGA0100001 Relazione generale
- [10] IN1711EI2ROGA0100002 Opere sostegno degli scavi e tampone di fondo - Relazione di confronto PD/PE
- [11] IN1711EI2RHGA0100001 Relazione sui criteri di dimensionamento opere di sostegno degli scavi e impermeabilizzazione degli scavi
- [12] IN1711EI2P7GA0100001 Planimetria generale di scavo: Macrofase 1
- [13] IN1711EI2P7GA0100002 Planimetria generale di scavo: Macrofase 2
- [14] IN1711EI2P7GA0100003 Planimetria generale di scavo: Macrofase 3
- [15] IN1711EI2P7GA0100004 Planimetria generale di scavo: Macrofase 4
- [16] IN1711EI2P7GA0100005 Planimetria generale di scavo: Macrofase 5
- [17] IN1711EI2P7GA0100006 Planimetria generale di scavo: Macrofase 6
- [18] IN1711EI2P7GA0100007 Planimetria generale di scavo: Macrofase 7
- [19] IN1711EI2P7GA0100008 Planimetria generale di scavo: Macrofase 8
- [20] IN1711EI2WAGA01A0001 Fasi esecutive da pk 4+942,53 a pk 5+214,00
- [21] IN1711EI2WAGA01A0002 Fasi esecutive da pk 5+214,00 a pk 5+336,53
- [22] IN1711EI2WAGA01B0001 Fasi esecutive
- [23] IN1711EI2WAGA01E0001 Fasi esecutive - Tratto con tampone di fondo da PK. 6+279,43 a PK. 6+647,73
- [24] IN1711EI2WAGA01E0002 Fasi esecutive - Tratto senza tampone di fondo da PK. 6+647,73 a PK. 6+842,53

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 	<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 6 di 51

[25]IN1711EI2WAGA01E0003 Fasi esecutive - Camera di arrivo

### 2.3 Riferimenti bibliografici

- [1] 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
- [2] Atkinson J.H. and Salfors G. (1991), "Experimental determination of soil properties. General Session 1", Proc. X ECSMFE, Florence, Vol. 3, pp-915-956
- [3] Atkinson J.H. (2000), "Non-linear soil stiffness in routine design", Geotechnique, Vol.50, n.5, pp.487-508
- [4] Baligh (1975) "Theory of deep site static cone penetration resistance" Research Report R-75-56, MIT, Cambridge
- [5] Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique 36 , n° 1
- [6] 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
- [7] Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995
- [8] 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
- [9] 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
- [10] Houlsby G. T., Teh, C. I. (1988) "Analysis of the piezocone in clay" Penetration Testing 1988, ISOPT-1, De Ruiter (ed.). Balkema Rotterdam
- [11] Ishihara K. (1996), "Soil behaviour in earthquake Engineering". Clarendon Press, Oxford
- [12] Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" Proceedings In-situ 2001, Bali
- [13] Jamiolkowski M., Ghionna V. N., Lancellotta R. & Pasqualini E. (1988). New correlations of penetration tests for design practice. Proc., Penetration Testing 1988, ISOPT 1, Orlando, Florida, J. De Ruiter ed., Vol.1,263-296
- [14] Jeffries M.G. and Been, K. (2006), "Soil liquefaction- A critical state approach". Taylor & Francis, ISBN 0-419-16170-8, 478 pages
- [15] 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
- [16] 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
- [17] Lancellotta R. (1987) "Geotecnica" Zanichelli, Bologna
- [18] 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
- [19] Lunne, T., Robertson, P.K., Powell, J.J.M. (1997). "Cone Penetration Testing in Engineering Practice" Blackie Academic and Professional, London
- [20] Lunne T., Christoffersen H.P., Tjelta T.I. (1985) "Engineering use of piezocone data in North Sea clays" Proc. XI ICSMFE, S. Francisco

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE GEOTECNICA	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 7 di 51	

- [21] 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
- [22] Mesri, G. and Abdel-Ghaffar, M.E.M. (1993). "Cohesion intercept in effective stress stability analysis". Journal of Geotechnical Engineering 119 (8), 1229-1249.
- [23] Mesri G. e Godlewski P.M. (1977), "Time and stress-compressibility relationship". JGED, ASCE, GT5
- [24] 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
- [25] Schmertmann J. H. (1978) "Guidelines for cone penetration test: performance and design" US Department of Transportation – FHWA – TS-78-209
- [26] 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
- [27] 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
- [28] 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
- [29] 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
- [30] 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
- [31] Tavenas F., Jean P., Leblond P., Leroueil S. (1983b) "The permeability of natural soft clays. Part II: Permeability characteristics" Canadian Geotechnical Journal, vol. 20
- [32] Terzaghi K., Peck R.B. and Mesri G. (1996), "Soil mechanics in engineering practice", 3rd edition, Wiley & Sons, New York
- [33] 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
- [34] 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	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 8 di 51

### 3 DESCRIZIONE DELLE OPERE

La Galleria Artificiale San Martino ha una lunghezza complessiva di circa 1900 m (dal km 4+942.53 al km 6+842.53) e presenta una copertura massima di circa 4.5 m.

La galleria è realizzata con metodo top-down. La soluzione progettuale prevede l'esecuzione di diaframmi in c.a. con pannelli dello spessore di 1 m.

La copertura è realizzata con travi prefabbricate e getto di completamento per un'altezza complessiva di 1.60m. Una volta solidarizzata la copertura ai diaframmi mediante un cordolo sommitale, si procederà alle fasi di scavo progressivo fino alla quota di imposta del solettone di fondo.

Allo scopo di contrastare la sottospinta idraulica nelle fasi di scavo, è prevista la realizzazione di un consolidamento con colonne in jet grouting tra i due diaframmi nella zona compresa tra la quota di fondo scavo della galleria artificiale e il piede dei diaframmi. Nei tratti di approccio in trincea e in galleria artificiale, dove il battente della falda di riferimento in fase di costruzione, rispetto al fondo scavo, è inferiore a 2 m, viene effettuato un intervento preventivo di abbattimento della piezometrica tramite batterie di pozzi drenanti posti ai lati dello scavo/opere di sostegno.

Con l'avanzamento dello scavo verranno realizzate le strutture interne ossia il solettone di fondazione di spessore pari a 100 cm e le pareti interne pari a 80 cm. Si presenta di seguito una planimetria di inquadramento e una sezione trasversale dell'opera.

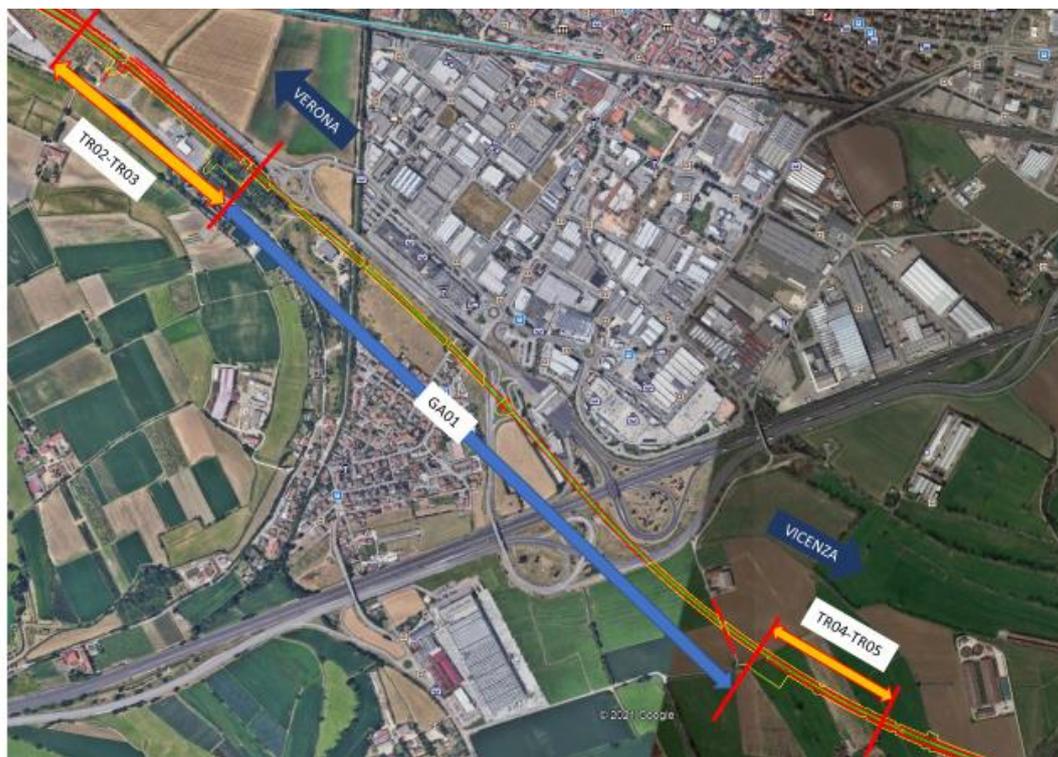


Figura 3.1: Planimetria di inquadramento galleria artificiale GA01 e trincee

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE GEOTECNICA	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 9 di 51

Le caratteristiche dei singoli schemi di sostegno ed il loro dimensionamento statico sono riportati negli elaborati di progetto esecutivo a cui si rimanda per ulteriori dettagli: le sezioni di scavo tra diaframmi prevedono in genere un primo sbancamento con pendenza 3H:2V fino alla quota del piano di lavoro per la realizzazione dei diaframmi stessi. La realizzazione dei diaframmi è seguita, nell'ordine, dall'esecuzione del tampone in jet-grouting, dalla realizzazione della soletta di copertura e dallo scavo progressivo fino alla quota di fondo. Per una descrizione delle macrofasi fasi realizzative dell'opera e delle singole lavorazioni si rimanda agli elaborati di cui al § 2.2.

Ove consentito dal livello di falda di breve termine, il piano di esecuzione dei diaframmi e del jet grouting corrisponderà circa alla quota d'imposta della trave prefabbricata di copertura.

In alternativa, ove il livello di falda di breve termine potrebbe intercettare la quota di imposta della copertura, approssimativamente tra la pk 5+300 e la pk 6+000, la quota del piano di lavoro per l'esecuzione dei diaframmi e del jet grouting verrà posta cautelativamente circa 50 cm sopra la falda di breve termine.

In genere, non sono previsti emungimenti attivi lungo l'intero sviluppo della GA01, in quanto il tampone di fondo in jet-grouting, con i rispettivi setti di compartimentazione, permette di limitare il ricorso a pompe, se non per lo svuotamento dell'acqua di saturazione presente negli strati di terreno da rimuovere; pozzi o well point di pompaggio sono previsti solo nelle trincee di approccio e nel tratto di galleria GA01E, laddove la falda di riferimento in fase di costruzione non supera i 2 m di battente rispetto al fondo scavo.

#### 4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO

La struttura idrogeologica del settore interessato dalla galleria artificiale è caratterizzata dalla presenza dei depositi alluvionali della conoide del Fiume Adige al suo sbocco nella pianura padana, attribuita alle facies fluviali e fluvioglaciali del Pleistocene Superiore. Trattasi di una unità ghiaioso-sabbiosa, potente oltre 200 m, intervallata da lenti argillose di modesto spessore, variabile tra 3 e 9 m, e di estensione areale alquanto limitata, collocate a profondità comprese tra 20 e 30 m circa dal piano campagna, che vanno a separare una prima falda libera da una seconda semi-confinata. La prima falda libera presenta una soggiacenza del livello freatico di circa 6-9 m da p.c. attuale.

Dopo uno strato di riporto di 1-2m di natura ghiaiosa, da piano campagna e per spessori variabili fra i 10 e 15 m, sono presenti ghiaie con sabbia, debolmente limose, con valori di SPT generalmente variabili fra i 20 e i 70 colpi/30 cm e da una velocità delle onde di taglio Vs dell'ordine di 300 m/s (misurata da prova Cross-Hole).

Al di sotto, e per spessori del tutto simili (10÷15 m), sono presenti sabbie ghiaiose o con ghiaia, grossolane, debolmente limose, e talora sabbie più fini da ghiaiose a debolmente ghiaiose, limose o debolmente limose. La base di tale strato si trova a quote variabili fra la +16 e la +30 m slm. I valori di SPT in tali livelli sono dell'ordine dei 15÷35 colpi per le sabbie più fini, e si incrementano a 40÷60 colpi/30 m nelle sabbie ghiaiose

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE GEOTECNICA	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 10 di 51

più grossolane. La velocità delle onde di taglio,  $V_s$ , risulta dell'ordine di 220-240 m/s (misurata da prova Cross-Hole).

Al di sotto di tale banco sabbioso si rinviene uno strato formato da alternanze di materiali argilloso/limosi, e limoso/sabbiosi, di spessore complessivo indicativamente compreso fra i 4 e i 6 m. Uno strato limoso argilloso più discontinuo e sottile, di spessore 1m - 2m è a tratti presente al contatto tra ghiaie e sabbie.

Le caratteristiche di conducibilità idraulica dell'unità a prevalenza ghiaioso-sabbiosa e sabbiosa che costituisce l'acquifero contenente la prima falda libera sono state determinate mediante l'esecuzione di prove Lefranc e di prove di pompaggio in sito eseguite su tre pozzi denominati P1, P2 e P3 eseguiti durante le diverse campagne di indagini. Sulla base della composizione granulometrica e delle prove effettuate i terreni attraversati dalla galleria possono essere distinti in tre differenti litozone, caratterizzate da diversa conducibilità idraulica. I terreni a litologia prevalentemente ghiaioso-sabbiosa sono attribuibili alla LITAZONA 1, quelli prevalentemente sabbiosi sono attribuibili alla LITAZONA 2, mentre i terreni di natura limoso argillosa sono attribuibili alla LITAZONA 3.

La valutazione complessiva dei risultati delle campagne di indagine per le due differenti litozone porta alle seguenti considerazioni:

- le prove Lefranc effettuate a diverse profondità restituiscono valori di conducibilità idraulica generalmente piuttosto dispersi. La variabilità si manifesta per la LITAZONA 1 con valori compresi tra un minimo di 4.26  $10^{-5}$  m/s ed un massimo di 1.18  $10^{-2}$  m/s e per la LITAZONA 2 da 3.39  $10^{-6}$  m/s a 9.62  $10^{-3}$  m/s. La LITAZONA 3 è quella che risente delle minori variabilità attestandosi tra  $10^{-6}$  e  $10^{-7}$  m/s;
- Le prove di pompaggio forniscono valori di coefficiente di permeabilità per l'intera colonna interessata dalla prova e costituita dalla LITAZONA 1 e LITAZONA 2. Anche in questo caso i valori appaiono piuttosto dispersi, compresi tra 8.84  $10^{-5}$  m/s e 2.2  $10^{-3}$  m/s. In questo caso è possibile fare alcune considerazioni qualitative sull'andamento delle prove. La forma delle curve di portata/abbassamenti sono caratteristiche di acquiferi ad elevata trasmissività ed anche il comportamento dei piezometri di controllo è in linea con questa interpretazione. La curva di risalita al termine della prova di lunga durata non è utilizzabile in modo affidabile perché non presenta tratti di raccordo, pertanto i valori più bassi di coefficiente di permeabilità sono da considerarsi scarsamente affidabili.

In conclusione, ai fini del dimensionamento delle opere, la scelta cautelativa che deriva dall'analisi dei dati porta ad ipotizzare una permeabilità media della LITAZONA 1 compresa nell'intorno di 2  $10^{-3}$  m/s mentre per la LITAZONA 2 tale valore potrà scendere a valori di 5  $10^{-4}$  m/s con possibilità di variazioni accentuate sia verso il basso che verso l'alto, fino a  $10^{-3}$  m/s come documentato in alcune prove Lefranc. Mediamente l'acquifero interessato dalla galleria, costituito dalle due litozone, potrà presentare coefficienti di permeabilità intermedi in virtù degli spessori attraversati. Tuttavia, è bene considerare che l'ambiente fluvio glaciale con

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 	<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 11 di 51

alvei multicanale possono andare incontro a locali e improvvise variazioni nelle caratteristiche litologiche del sedimento e, di conseguenza, nella risposta idrogeologica dell'acquifero.

## 5 DATI PIEZOMETRICI

Per quanto concerne la definizione dei livelli di falda di progetto, effettuata sulla base del monitoraggio piezometrico, si rimanda alla Relazione Idrogeologica di tratta IN1711EI2RHGE0000003A.

L'andamento piezometrico è stato ricostruito avendo a disposizione le letture piezometriche durante i 40 mesi di monitoraggio piezometrico (da Aprile 2014 a Novembre 2018), più 4 misure eseguite tra il 26.08/2020 – 26.11.2020: sulla base di quanto riportato nella suddetta relazione si è ritenuto possibile adottare i seguenti livelli piezometrici di progetto a breve termine.

Tabella 5.1: Soggiacenza falda nei piezometri di riferimento nella tratta

Opera	Pk	Falda di progetto a breve termine (m da p.c.)	Sondaggio di riferimento	Media delle misure effettuate (m da p.c.)	Delta (m)
TR	4+940	-7,5	SPA5	-8,0	+ 0,5
TR	4+925	-7,5	SPA5	-8,0	+ 0,5
GA	5+722	-7.20	SDC7	-7.9	+ 0,7
TR	7+075	-7,0	SPA8	-7.5	+ 0,5

Si osserva che minori valori di soggiacenza rispetto a quelli di progetto sono stati registrati in 9 mesi su 40 mesi di monitoraggio effettuato (22%) nei sondaggi SPA5 e SPC7 e in 5 mesi su 40 (12%), nel sondaggio SPA8; tali valori sono concentrati essenzialmente nel periodo Maggio – Settembre 2016. La tendenza generale è ad un continuo abbassamento della soggiacenza della falda in particolare nell'ultimo anno e mezzo di registrazioni.

Qui di seguito si riportano i diagrammi dei valori piezometrici registrati nei 3 sondaggi di riferimento.

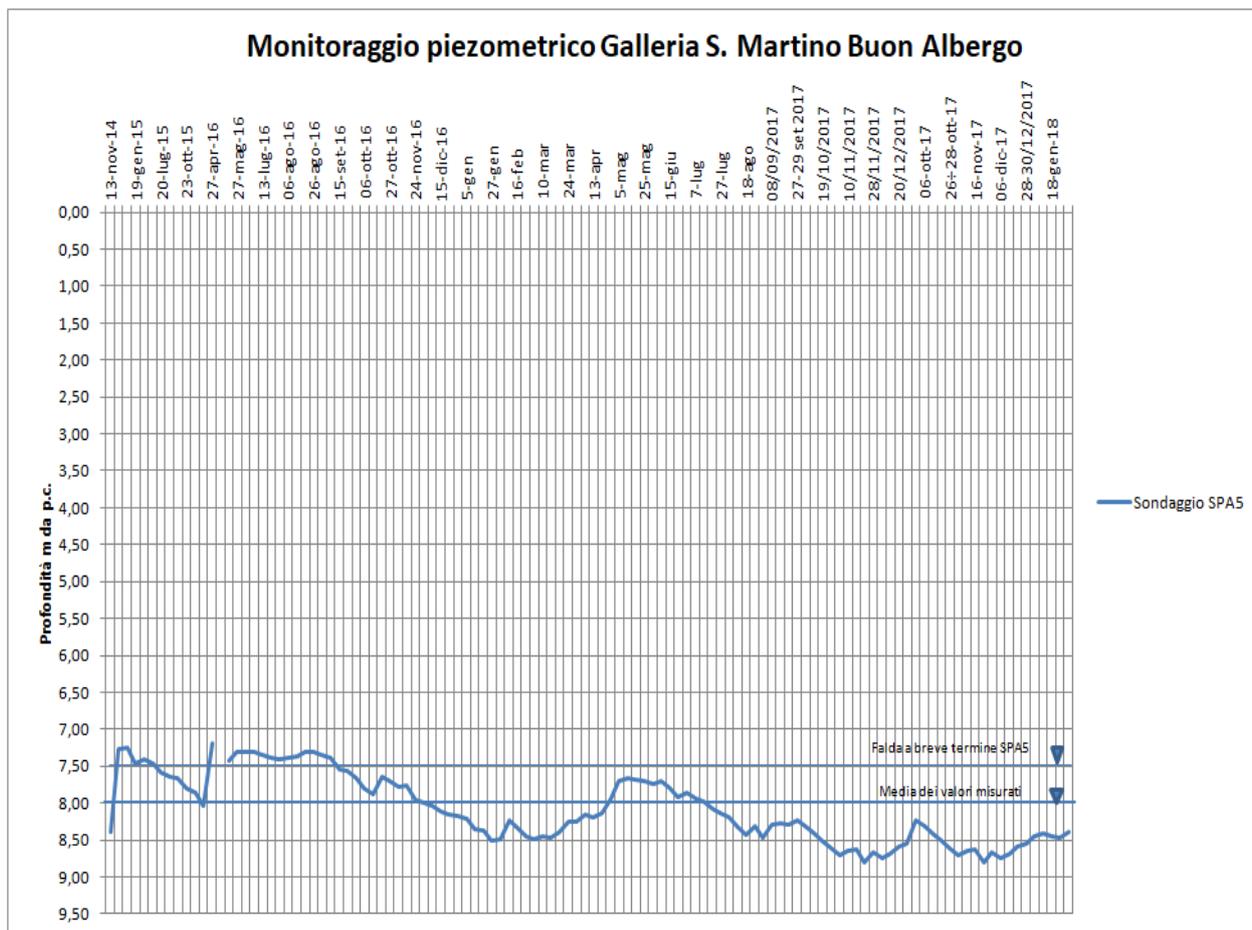


Figura 5.1 – Monitoraggio piezometrico piezometro SPA5

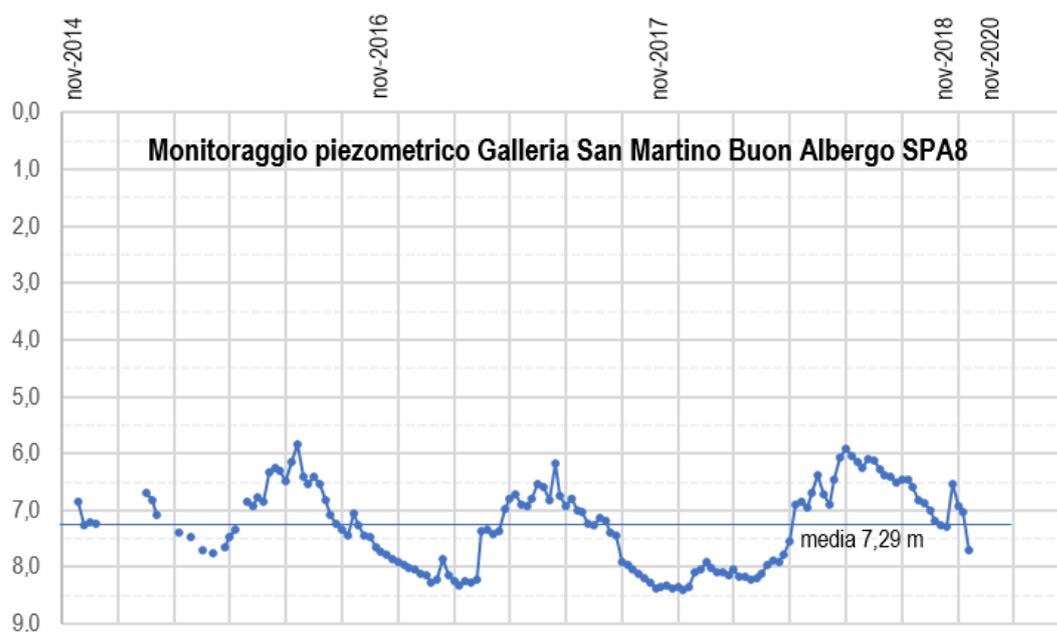


Figura 5.2 – Monitoraggio piezometrico piezometro SPA8

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 	<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 13 di 51

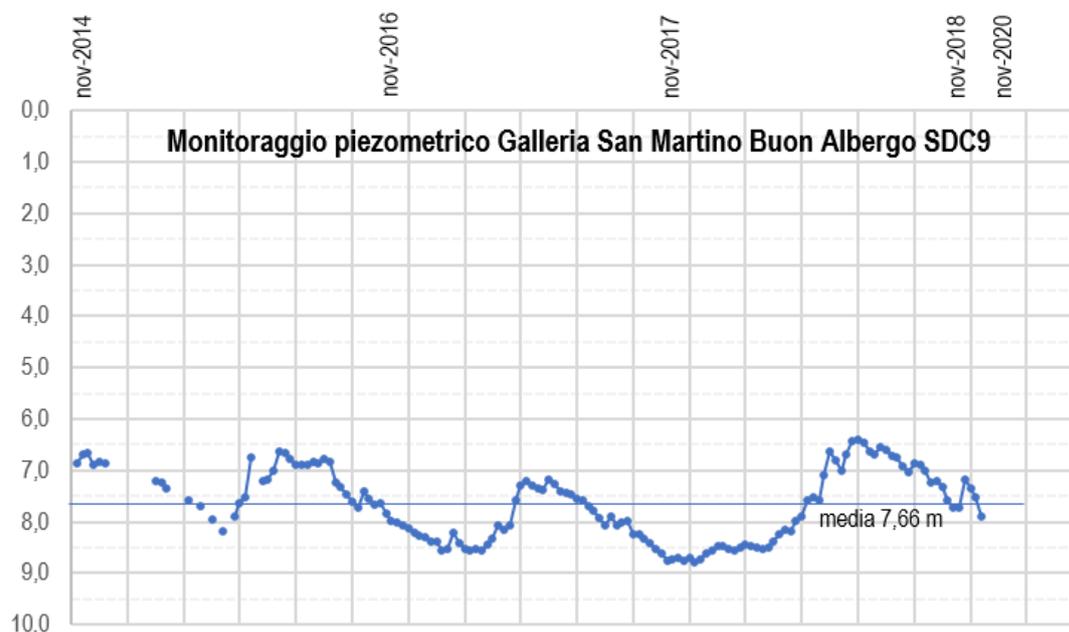


Figura 5.3 – Monitoraggio piezometrico piezometro SDC9

Il previsto monitoraggio piezometrico potrà evidenziare, durante i lavori, eventuali eccezionali periodi con livelli di falda più alti di quelli previsti.

## 6 FALDA DI PROGETTO

I valori di soggiacenza misurati nei piezometri lungo la tratta in esame, riportati nel capitolo 5, indicano una sostanziale stabilità nelle escursioni stagionali. La differenza di quota massima e minima misurata risulta essere inferiore a 3 m.

Ai fini progettuali, prendendo a riferimento i livelli di falda definiti nella Relazione Idrogeologica (Doc. rif. IN1711EI2RHGE000003A) e riassunti nel precedente capitolo 5, si assumeranno:

1. quota della falda di riferimento in fase di costruzione: pari alla falda media “misurata” incrementata di 0.5 m;
2. quota della falda a breve termine: pari alla falda media “misurata” incrementata di 3.0 m (quindi +2.5 m rispetto alla falda assunta in fase di costruzione);
3. Quota di falda a lungo termine: pari alla falda media “misurata” incrementata di 4.5 m (quindi +4.0 m rispetto alla falda assunta in fase di costruzione);

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 		<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 14 di 51	

## 7 DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNE DI INDAGINI

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 susseguitesi 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;
- prove Lefranc;
- prove di emungimento in pozzo.

La posizione delle indagini eseguite nelle varie fasi di progettazione è illustrata nella Planimetria geotecnica con ubicazione indagini e profilo geotecnico (Doc. Rif. IN1711EI2L6GA0100001A) e riportata al par. 12. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni di sintesi delle indagini (Doc. Rif. IN1711EI2RGGE0000007A Relazione di sintesi dei sondaggi e prove eseguite).

La totalità delle indagini disponibili ed esaminate sul tratto in questione è riportata in Tabella 7.1

Tabella 7.1: - Indagini da pk 0+000 a pk 10+450

<b>Progressiva pk</b>	<b>ID indagini -</b>	<b>Campagna anno</b>
4+603	PT-PE-04	2020-2021
4+838	BH-PE-09	2020-2021
5+119	MASW-PE-03	2020-2021
5+125	SPA5	2014/2015

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 		<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 15 di 51	

<b>Progressiva pk</b>	<b>ID indagini -</b>	<b>Campagna anno</b>
5+170	XA203B004	2002
5+339	BH-PE-10-TT	2020-2021
5+344	CH-PE-10-TT	2020-2021
5+600	SP6+ CH1 + SDC7	2014/2015
5+630	BH-PE-11-TT	2020-2021
5+630	CH-PE-11-TT	2020-2021
6+088	PT-PE-05	2020-2021
6+091	BH-PE-12	2020-2021
6+185	CPTU-PE-03	2020-2021
6+275	XA203B005	2002
6+306	BH-PE-13-TT	2020-2021
6+307	CH-PE-13-TT	2020-2021
6+321	POZZO3-TT	2020-2021
6+321	POZZO3-PC	2020-2021
6+322	PZ31-PC	2020-2021
6+322	PZ31-TT	2020-2021
6+323	PZ32-TT	2020-2021
6+323	PZ32-PC	2020-2021
6+423	PT-PE-06	2020-2021
6+500	SPA8	2014/2015
6+817	CH-PE-14-TT	2020-2021
6+818	BH-PE-14-TT	2020-2021
6+830	SA203R006	2002

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE GEOTECNICA	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 16 di 51	

## 8 CRITERI DI VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI

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

### 8.1 Densità relativa dei materiali a grana grossa

#### 8.1.1 Generalità

I valori di densità relativa dei terreni a grana grossa (sabbie e ghiaie), sono stati valutati a partire dai risultati delle prove SPT e CPT.

#### 8.1.2 Sabbie

Per le sabbie, i valori di  $D_r$  sono stati stimati a partire dai dati SPT in accordo a quanto indicato da Skempton (1986, Doc. rif. [28]). 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 8.1;

$\sigma_{vo}'$  pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT ( $\text{kg/cm}^2$ );

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

Tabella 8.1: - 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)

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. [16]):

$$D_r^2 = Q_{tn} / K_{Dr}$$

dove:

$Q_{tn}$  resistenza alla punta normalizzata =  $(q_t/p_a) / (\sigma_{vo}'/p_a)^{0.5}$ ;

$K_{Dr}$  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

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE GEOTECNICA	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 17 di 51	

relativamente recenti incontrate nell'area in questione, si è adottato un valore costante e pari a 350, assunto come rappresentativo per 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 statico generalmente incontrato rifiuto nelle ghiaie.

### 8.1.3 Ghiaie

L'interpretazione dei valori  $N_{SPT}$  per le ghiaie è stata eseguita in accordo al metodo proposto da Cubrinowski & Ishihara (1999, Doc. rif. **[8]**) 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. **[12]**) anche al caso dei terreni sovraconsolidati. Tale metodo utilizza la seguente espressione:

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

essendo:

$D_r$  densità relativa (-);

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

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

$\sigma'_{vo}$  pressione verticale efficace geostatica (kPa);

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

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE GEOTECNICA	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 18 di 51	

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

- 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 [7]; Skempton, 1986 [26]; Tokimatsu & Yoshimi, 1983 [33]).

## 8.2 Resistenza al taglio – parametri drenati

### 8.2.1 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.

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

L'angolo di resistenza al taglio di picco  $\varphi'$  può essere determinato con il metodo proposto da Bolton (1986, Doc. rif. [5]). 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 espressione di Baligh (1975, Doc. rif. [4]):

$$\tau_{ff} = \sigma_{ff}' \cdot [\tan \varphi_0' + \tan \alpha \cdot (\frac{1}{2.3} - \log_{10} \frac{\sigma_{ff}'}{p_a})]$$

essendo:

$\varphi_0' > \varphi_{cv}'$	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  $\varphi_0'$  può essere stimato come segue (v. Bolton 1986, Doc. rif. [5]):

$\varphi_0'$	$\varphi_{cv}' + m \cdot DI$
$DI$	$D_r \cdot [Q - \ln(p_f')] - 1$

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 	<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 19 di 51

essendo:

Q	10
$p_f'$	$1.4 \cdot \sigma_{ff}'$ (v. Jamiokowski et al. 1988, Doc. rif. [13]) (kPa)
m	costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti (v. Tabella 8.2)
$D_r$	densità relativa, valutata in accordo a quanto riportato al punto 8.1

Tabella 8.2: - 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 indicato nella Tabella 8.3 (v. ad esempio Youd 1972 o Stroud 1988, Doc. rif. [34] e [29]).

Tabella 8.3: - 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:

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

### 8.2.1.2 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. [25]), ed illustrata nella Figura 8.1, sulla base dei valori di densità relativa stimati al punto 8.1, ed entrando nel grafico a seconda della granulometria prevalente del materiale riscontrato in una data area.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE GEOTECNICA	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 20 di 51

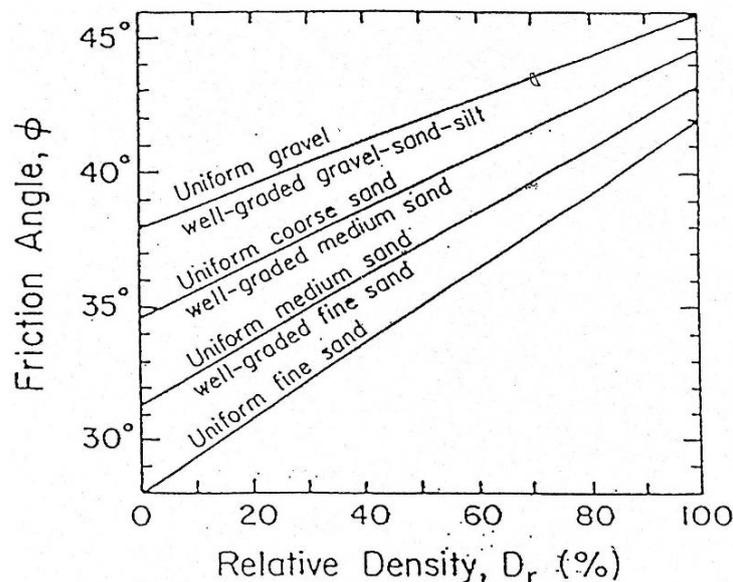


Figura 8.1 - Relazione fra angolo di resistenza al taglio operativo e densità relativa

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

Sulla base degli studi di Jefferies e Been (2006, Doc. rif. [14]), Robertson (2012, Doc. rif. [24]) ha proposto la seguente correlazione fra la resistenza alla punta normalizzata  $Q_{tn}$  ed 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  $= (q_t - s_{v0}) / s'_{v0}$ ;

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

### 8.2.2 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  $f'$  mediante interpolazione dei punti di rottura.

In alternativa, i valori sono stati stimati sulla base delle correlazioni riportate nella Figura 8.2 e nella Figura 8.3 come citati da Mesri e Abdel Ghaffar (1993) (Doc. rif. [22]). I valori riportati nell'articolo citato si riferiscono a back-analysis di rotture di pendii, in argille NC e OC.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 				
<p>RELAZIONE GEOTECNICA</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 11</p>	<p>Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 21 di 51</p>

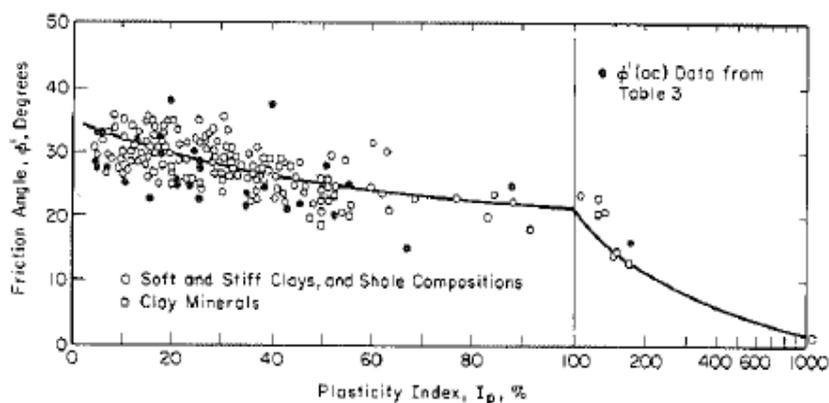


Figura 8.2 - Valori dell'angolo di resistenza al taglio per materiali argillosi (Mesri e Abdel-Ghaffar, 1993)

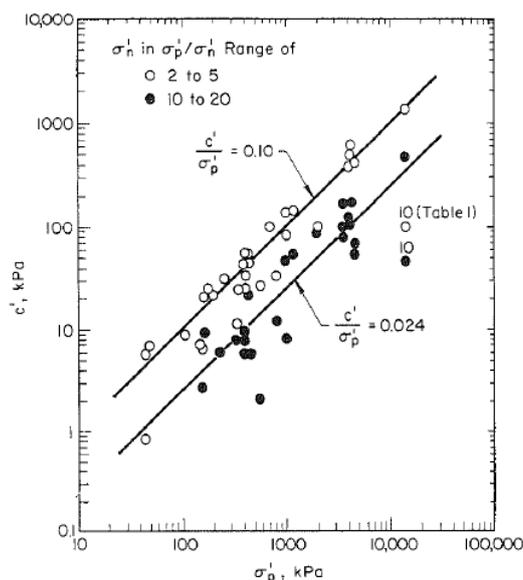


Figura 8.3 - Valori della coesione intercetta  $c'$  in funzione della tensione di preconsolidazione e del valore della tensione normale al piano di rottura, al momento della rottura  $s'n$  (da Mesri e Abdel-Ghaffar, 1993)

### 8.3 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-limosa, 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;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE GEOTECNICA	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 22 di 51

- 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;
- 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. **[19]**).

#### 8.4 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. **[6]**):

$$\sigma'_p = k \cdot (q_t - \sigma_{v0})$$

in cui il valore del coefficiente  $k$  viene stimato a partire dal valore dell'indice di plasticità  $IP$ , 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.

#### 8.5 Parametri di deformazione

##### 8.5.1 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);

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 	<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 23 di 51

- sulla base dei valori tipici di deformazione attesa per le diverse opere (seguendo ad esempio quanto raccomandato da Atkinson e Salfors (1991, Doc. rif. [2]), e da Atkinson (2000, Doc. rif. [3]), e riportato in Figura 8.4), valutazione dell'entità del degrado dei moduli iniziali, facendo riferimento a curve di letteratura.

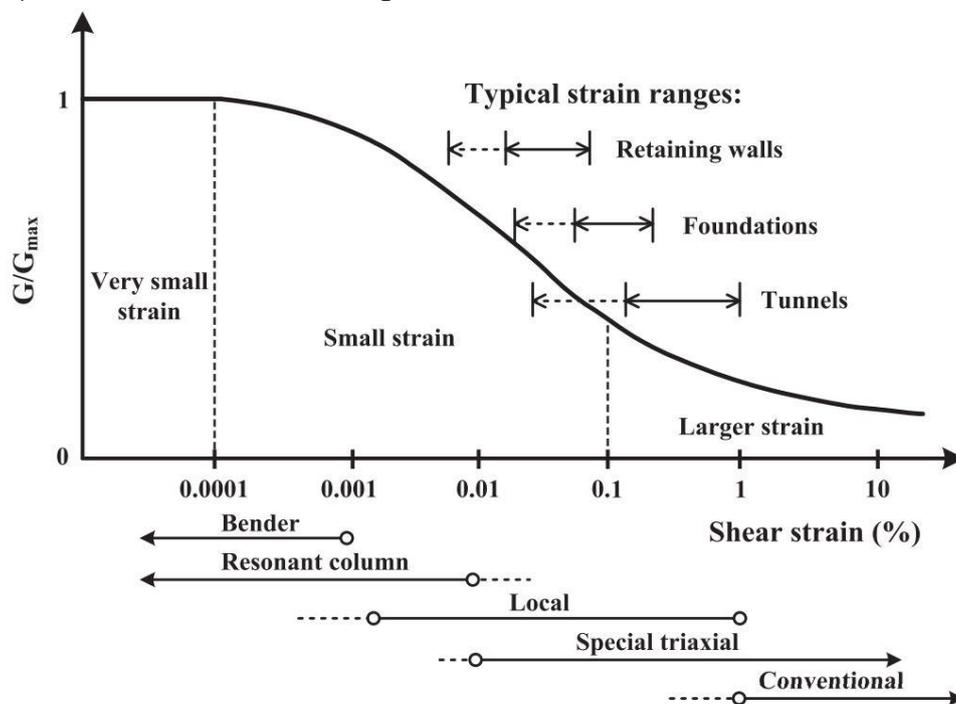


Figura 8.4 – Livelli deformativi raggiunti dal terreno per diverse opere di ingegneria (Doc. rif.[1],[3])

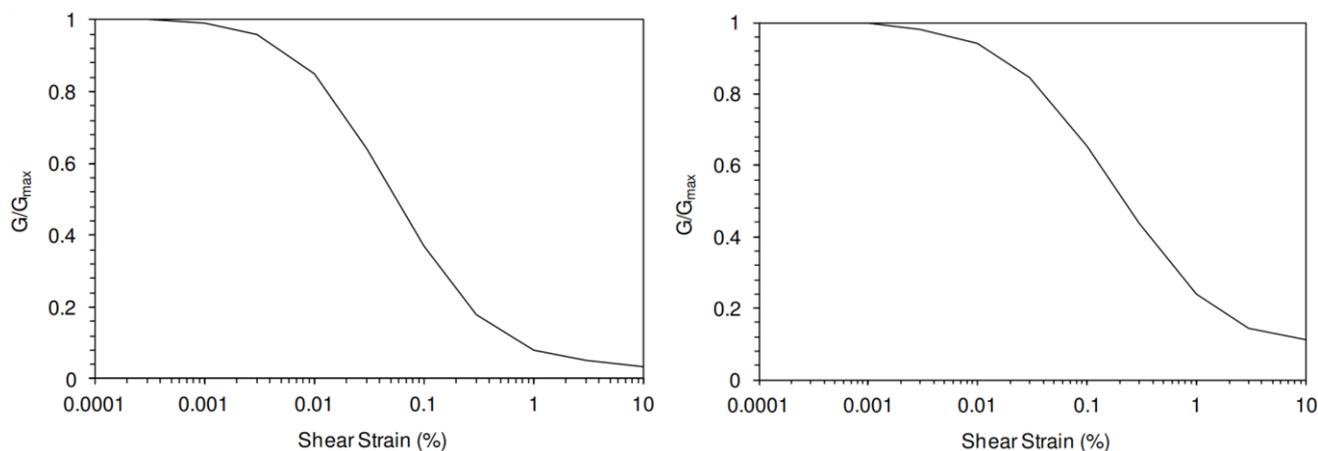


Figura 8.5 – Curva di decadimento del modulo di taglio per depositi sabbiosi (a sinistra, Doc. rif. [26]) e argillosi (a destra, Doc. rif. [27])

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE GEOTECNICA	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 24 di 51

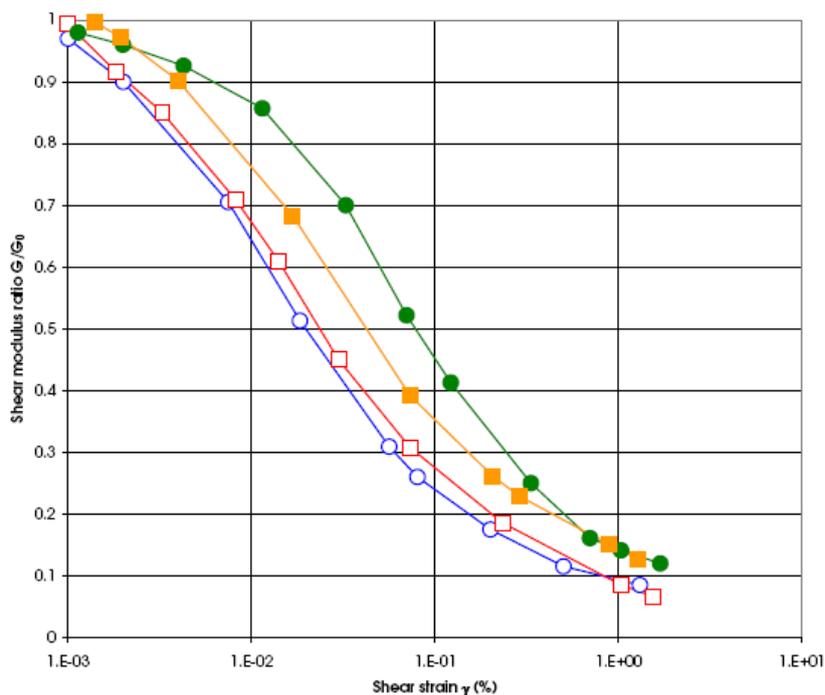


Figura 8.6 – Altro esempio di curva di decadimento del modulo di taglio (Doc. rif. [11])

Le curve di degrado del modulo in funzione della distorsione a taglio a disposizione in letteratura sono molte. In questa sede, si sono generalmente proposti valori di moduli di Young operativi, validi per il calcolo di cedimenti di opere di sostegno degli scavi e fondazioni superficiali, 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. Per la galleria GA01 gli strati argillosi vengono marginalmente interessati dalla realizzazione dell'opera e in regime che può essere considerata a principale componente elastica, pertanto la procedura sopra indicata può essere considerata ragionevolmente accettabile per la stima dei moduli operativi da utilizzare nelle analisi geotecniche e strutturali.

## 8.6 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. [18]) e Terzaghi et al. (1996, Doc. rif. [29]), 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

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 	<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 25 di 51

quantitativi, le tabelle che seguono mostrano la classificazione come riportata da De Groot e Sandven (2004) (Doc. rif. [9]).

Tabella 8.4: - Grado di affidabilità dei campioni (SQD) Terzaghi et al. (1996)

<b>Deformazione volumetrica</b> $\epsilon_{vol}(\%)$ a $\sigma'_{v0}$ <b>(in una prova edometrica</b> $\epsilon_{vol} = \epsilon_{assiale})$	<b>SQD</b>
<1	A (best)
1÷2	B
2÷4	C
4÷8	D
>8	E (worst)

Tabella 8.5: - Grado di affidabilità dei campioni Lunne et al. (1997).  $\sigma_e/e_0$  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..

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 		<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 26 di 51

## 9 INQUADRAMENTO SISMICO

L'inquadramento sismico dell'area di interesse e la definizione dell'azione sismica di progetto sono stabiliti in accordo alle prescrizioni fornite dalle NTC2008.

### 9.1 Stati limite ultimi di riferimento

Con riferimento all'opera in progetto, in presenza di un evento sismico, si richiedono le verifiche ai seguenti stati limite:

- Stato Limite Ultimo: SLV – Stato Limite di Salvaguardia della Vita (cui corrisponde una probabilità di superamento  $P_{vr} = 10\%$  nel periodo  $V_r$ );
- Stato Limite Esercizio: SLD – Stato Limite di Danno (cui corrisponde una probabilità di superamento  $P_{vr} = 63\%$  nel periodo  $V_r$ ).

### 9.2 Vita utile dell'opera e periodo di riferimento

Per l'opera in progetto si assume una Vita Nominale pari a  $V_n = 100$  anni, con Classe d'Uso IV (coefficiente d'uso  $C_u = 2$ ).

Di conseguenza, il periodo di riferimento per l'azione sismica, definito in accordo al punto 2.4.3 delle NTC2008, risulta pari a:

$$V_r = V_n \times C_u = 200 \text{ anni.}$$

### 9.3 Periodo di ritorno dell'azione sismica $T_R$

Definita la vita di riferimento dell'opera, i valori del periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , in funzione della probabilità di superamento  $P_{vr}$  associata allo stato limite considerato, sono dati dalla seguente relazione:

$$T_R = -V_r / (\ln(1-P_{vr}))$$

In Tabella 9.1 sono riportati i valori di  $T_R$  calcolati.

Stato Limite		$P_{VR}$ %	$T_R$ anni
<b>SLE</b>	SLO	81%	120
	SLD	63%	201
<b>SLU</b>	SLV	10%	1898
	SLC	5%	2475*

\* Da Allegato 1 alle NTC: "Se  $T_R > 2475$  anni, si porrà  $T_R = 2475$  anni".

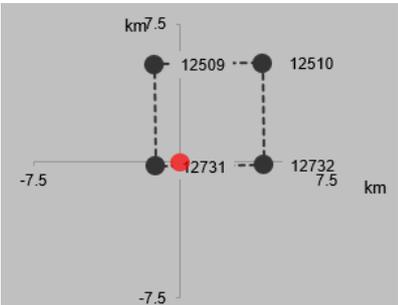
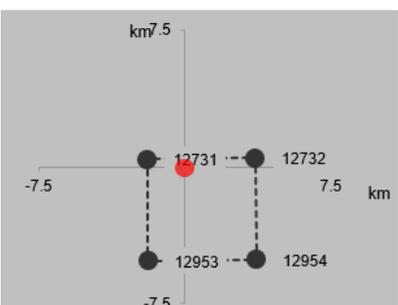
Tabella 9.1: Valori delle probabilità di superamento  $P_{Vr}$  e dei periodi di ritorno  $T_R$  al variare dello Stato Limite considerato.

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 		<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 27 di 51

## 9.4 Parametri su sito di riferimento rigido orizzontale

Per evidenziare la variazione dell'azione sismica di progetto lungo il tracciato della galleria in oggetto, sono stati individuati n.6 punti significativi, aventi le coordinate geografiche riportate in Tabella 9.2.

Tabella 9.2: Associazione dei punti di interesse ai nodi della griglia di rappresentazione dei valori di pericolosità sismica secondo le tabelle allegate alle NTC2008.

ID	Progressiva di riferimento	Latitudine	Longitudine	Punti della griglia adiacenti (da Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSLPP, 2009)
<b>P4</b>	4+941	45.418672	11.078862	
<b>P5</b>	5+878.50	45.41306	11.08755	
<b>P6</b>	6+841.96	45.407093	11.096245	

Per tali punti sono stati ricavati i valori dei parametri sismici di riferimento su suolo rigido orizzontale:

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima su suolo rigido;

$T_c^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

$F_0$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori dei parametri nei punti di interesse sono stati valutati attraverso l'interpolazione dei valori relativi ai quattro nodi della griglia di riferimento nazionale posti nell'intorno di ciascun punto in esame. Il foglio elettronico

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 		<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 28 di 51

"Spettri di risposta – V. 1.0.3" fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici consente il calcolo automatico dei parametri sopra descritti. Considerati gli stati limite di riferimento assunti per l'opera in progetto, si ottengono i seguenti valori dei parametri spettrali.

Tabella 9.3: Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento per le gallerie artificiali di intersezione con viabilità strategica ( $V_R = 200$  anni).

ID	Progressive di riferimento	Tabella valori				
		SL	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_0$ (-)	$T_c^*$ (s)
<b>P4</b> <b>(GA01)</b>	<b>4+941</b>	SLO	120	0.084	2.453	0.264
		SLD	201	0.108	2.416	0.271
		SLV	1898	0.254	2.405	0.287
		SLC	2475	0.281	2.379	0.290
		SL	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_0$ (-)	$T_c^*$ (s)
<b>P5</b> <b>(GA01)</b>	<b>5+878.50</b>	SLO	120	0.084	2.456	0.264
		SLD	201	0.107	2.417	0.271
		SLV	1898	0.253	2.405	0.287
		SLC	2475	0.279	2.379	0.290
		SL	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_0$ (-)	$T_c^*$ (s)
<b>P6</b> <b>(GA01)</b>	<b>6+841.96</b>	SLO	120	0.083	2.461	0.264
		SLD	201	0.106	2.422	0.271
		SLV	1898	0.251	2.406	0.287
		SLC	2475	0.277	2.379	0.290
		SL	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_0$ (-)	$T_c^*$ (s)

## 9.5 Determinazione della categoria di sottosuolo

La zonazione del tracciato di progetto rispetto alla risposta sismica locale dei terreni presenti è stata svolta in accordo alle prescrizioni delle NTC2008, identificando la Categoria di Sottosuolo di appartenenza del sito sulla base dei dati delle indagini condotte. In particolare, l'associazione tra stratigrafia rilevata ai punti di interesse e relativa categoria di sottosuolo è stata condotta in funzione dei valori medi calcolati sui primi 30m di profondità della velocità di propagazione delle onde di taglio ( $V_{S,30}$ ) definita dall'espressione:

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S,i}}} \text{ [m/s]}$$

dove:

- $h_i$  = spessore (in metri) dell'i-esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;
- $V_{S,i}$  = velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato, ricavata attraverso correlazioni.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE GEOTECNICA	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 29 di 51

A tale riguardo, i profili di  $V_s$  di riferimento per la tratta di interesse sono stati così determinati:

- per via diretta dai risultati delle prove geofisiche di tipo MASW, Downhole e Crosshole;
- per via indiretta, attraverso correlazioni di letteratura sui valori misurati nel corso delle prove penetrometriche dinamiche di tipo SPT.
- Per via indiretta, attraverso correlazioni di letteratura sui valori misurati nel corso delle prove penetrometriche statiche di tipo CPT.

I profili di  $V_s$  ottenuti per via diretta e indiretta sono riportati graficamente per la tratta di interesse in Figura 9.1 e Figura 9.2. Si osserva come i risultati forniti dalle prove SPT e CPT configurino un quadro di relativa uniformità del tracciato rispetto al parametro  $V_{s,30}$  riassunto in Tabella 9.4 con valori di  $V_s$  ottenuti dalle prove MASW nella prima metà del tracciato (da MASW-PE-01 a MASW-PE-14) tendenti all'upper bound delle misure, fino a registrare velocità caratteristiche di materiali semi-litoido, poco correlabili alla litologia in sito. Più in dettaglio:

- Il tratto da Prog. 4+000 a 5+878.5 vede una discreta uniformità di valori ottenuti da prove geofisiche (di tipo crosshole), sicuramente più "precise" rispetto all'unica prova MASW-PE-03 che restituisce valori superiori ai 400 m/s non osservati dalle crosshole. Questo può essere dovuto a diversi fattori, tra i quali (entrando nel dettaglio del grafico di dispersione della prova) un elevato rumore di fondo in fase di acquisizione (per questo motivo, la prova è stata ripetuta). Il profilo di riferimento in questo tratto è sicuramente da terreno di categoria C (*valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s*), anche se nel suo sviluppo inferiore in valore assoluto rispetto al tratto S1, indice questo di una certa variabilità di rigidità in presenza di un dato stratigrafico tutto sommato non completamente differente.
- Il profilo di riferimento per il tratto da Prog. 5+875 a 7+555 assegna un peso maggiore alle prove crosshole, in discreto accordo (soprattutto alle profondità più elevate) con il dato da correlazione su prove di tipo SPT e CPT. La prova MASW-PE-04 sembra un upper bound del quale, in ogni caso, è stato tenuto nell'intervallo di profondità tra 5 e 10 m, all'interno degli strati ghiaiosi, in accordo con le considerazioni fatte per i tratti precedenti.

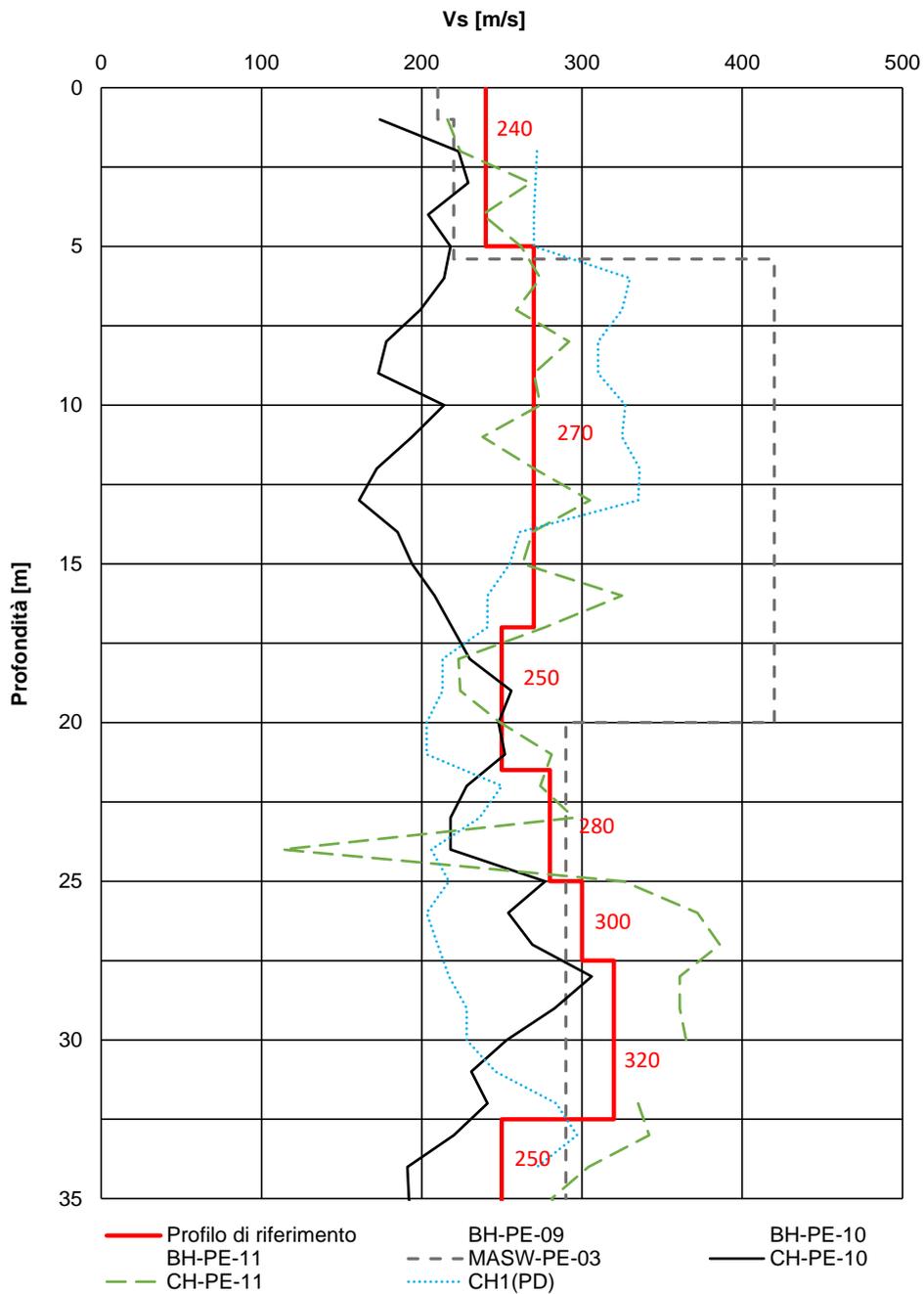


Figura 9.1: Tratto S2 tra prog. 4+000 e 5+878.50. Profilo VS di riferimento a confronto con i dati di correlazioni su valori SPT, CPT, prove geofisiche (MASW, Crosshole, Downhole).

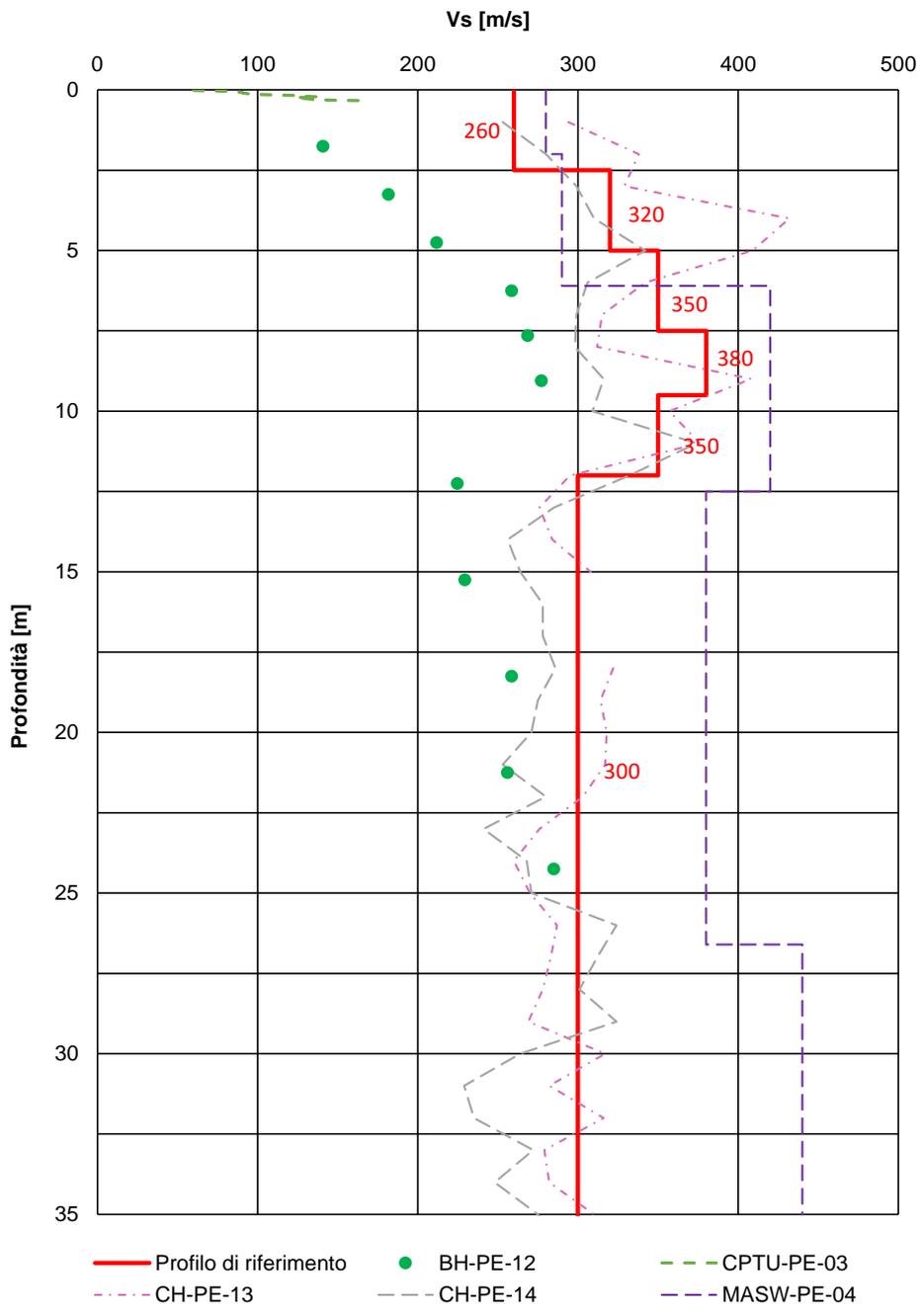


Figura 9.2: Tratto S3 tra prog. 5+878.50 e 7+555. Profilo Vs di riferimento a confronto con i dati di correlazioni su valori SPT, CPT, prove geofisiche (MASW, Crosshole, Downhole).

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 	<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	Progetto IN17    Lotto 11    Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001    Rev. A    Foglio 32 di 51

Tabella 9.4: Valori del parametro  $V_{s,30}$  determinati sulla base della definizione di un profilo di  $V_s$  di riferimento associati ai settori di tracciato compresi tra le progressive indicate

Tratto	Punto di interesse iniziale e finale	Prog.		WBS di riferimento	$V_{s,30}$ m/s
		da	a		
S2	P3-P5	4+000	5+878.5	GA01A, GA01B	268
S3	P5-P7	5+878.5	7+555	GA01C, GA01D, GA01E	309

In conclusione, sulla base delle informazioni disponibili, ai fini di una zonazione del tracciato in funzione della categoria di suolo, a scala dell'opera e particolarmente ai fini della verifica a liquefazione di cui ai punti seguenti, l'intero tracciato può essere ragionevolmente classificato in categoria **C** ossia:

*“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{SPT,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina).”*

## 9.6 Accelerazione massima attesa in sito

L'accelerazione massima attesa al sito  $a_{max}$  è definita attraverso la seguente relazione:

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

in cui

$a_g$  = accelerazione massima su sito rigido;

$S_S$  = coefficiente d'amplificazione stratigrafica;

$S_T$  = coefficiente d'amplificazione topografica.

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_S$  del sito per la categoria di suolo C è esprimibile come segue (vedi §3.2.3.2.1 delle NTC 2008): categoria sottosuolo C:  $1.00 \leq 1.70 - 0.6 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.50$ , risulta  $S_S=1.354$ .

Il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  è assunto pari a 1.0, valore assegnato per siti con categoria topografica T1, caratterizzati da pendii con pendenza inferiore a 15° (Tab. 3.2.VI - NTC 2008).

L'effetto della risposta sismica locale sulla pericolosità di base può essere determinato secondo le NTC2008 attraverso l'impiego di un fattore di sito  $S$  funzione sia della categoria di sottosuolo ( $S_s$ ) sopra determinata, sia dell'andamento della superficie topografica ( $S_T$ ):

$$S = S_s \cdot S_T$$

Il coefficiente  $S_s$  si ottiene per la Categoria C di sottosuolo attraverso la seguente espressione (vedi Tabella 3.2.V del par. 3.2.3 delle NTC2008):

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 		<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 33 di 51

$$S_s = 1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50$$

Per quanto riguarda l'eventuale amplificazione topografica, considerato che il sito di interesse si trova su superficie sostanzialmente pianeggiante (cat. T1, ossia Superficie pianeggiante e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ , in accordo alla Tabella 3.2.IV al par.3.2.2. delle NTC2008), il fattore di amplificazione topografica è sempre  $S_T = 1$ .

I valori del fattore di sito S e dell'azione sismica di progetto  $a_{max} = S a_g$  per i periodi di ritorno corrispondenti ai diversi stati limite sono stati valutati e riportati in Tabella 9.5

Tabella 9.5: Coefficienti di sito S ( $S_T=1$ ) e accelerazione di progetto  $a_{max}$  per gli stati limite di riferimento per le opere di attraversamento della viabilità strategica ( $V_R = 200$  anni).

Opera	Progressive di riferimento		Categoria Sottosuolo	SL	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_0$ (-)	$TC^*$ (s)	S (-)	$a_{max}$ (g)
GA01	4+941	6+841	C	SLO	120	0.084	2.453	0.264	1.500	0.126
				SLD	201	0.108	2.416	0.271	1.500	0.162
				SLV	1898	0.254	2.405	0.287	1.333	0.339
				SLC	2475	0.281	2.379	0.290	1.299	0.365

Per le analisi di stabilità alla liquefazione del sito presso il quale è ubicato il manufatto si rimanda alla relazione specifica di tratta IN1710EI2RHGE0000005.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE GEOTECNICA	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 34 di 51

## 10 PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO

Come precedentemente accennato, durante l'esecuzione dei sondaggi, per tutte le fasi di progettazione, sono stati prelevati i campioni rimaneggiati ed indisturbati al fine di determinare la natura delle formazioni e le proprietà fisiche e meccaniche dei terreni con un maggiore grado di precisione.

Sui campioni prelevati nei sondaggi compresi tra le pk 4+838 e pk 6+818 sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio:

- Prova granulometrica
- Limiti di Atterberg e il contenuto d'acqua
- Densità ed il peso specifico dei grani
- Prova Edometrica
- Prova di taglio diretto (TD)
- Prova triassiale UU
- Prova triassiale CID
- Prova triassiale CIU

Le indagini di laboratorio sui campioni compresi nel tratto di interesse sono riassunte nelle seguenti tabelle.

Tabella 10.1: – Posizione indagini e prove di laboratorio eseguite in fase di Progetto Esecutivo – tratto tra pk 0+000 e pk 21+990

Sond.	Prog.	Campagna	Quota BF.	da	a	Prof.	Descrizione litologica	Campione Ind.	Campione Rim.	Umidità	Densità	Atterberg	Gran. Vagl.	Gran. Aerom.	Peso Grani	Edo.	TX-UU	TX-CIU
	[Pk.Km.]		[m slmm]	[m p.c.]	[m p.c.]	[m p.c.]												
BH-PE-09	04+838	2020	48.45	3.00	3.50	3.25	G		X				X					
BH-PE-09	04+838	2020	48.45	6.00	6.50	6.25	G		X				X					
BH-PE-09	04+838	2020	48.45	12.00	12.45	12.23	S		X				X					
BH-PE-09	04+838	2020	48.45	15.00	15.45	15.23	S		X				X					
BH-PE-09	04+838	2020	48.45	24.00	24.45	24.23	S		X				X					
BH-PE-09	04+838	2020	48.45	13.50	14.00	13.75	L	X		X		X	X	X	X		X	
BH-PE-10	05+339	2020	47.28	35.00	35.40	35.20	L	X			X	X	X	X	X		X	
BH-PE-10	05+339	2020	47.28	10.50	10.95	10.73	G		X				X	X	X			
BH-PE-12	06+091	2020	46.15	3.00	3.50	3.25	G		X				X					
BH-PE-12	06+091	2020	46.15	6.00	6.50	6.25	G		X				X					
BH-PE-12	06+091	2020	46.15	9.00	9.50	9.25	G		X				X					
BH-PE-12	06+091	2020	46.15	12.00	12.50	12.25	S		X				X					
BH-PE-12	06+091	2020	46.15	13.50	14.00	13.75	S	X		X			X	X	X			
BH-PE-12	06+091	2020	46.15	15.00	15.45	15.23	S		X				X					
BH-PE-12	06+091	2020	46.15	18.00	18.45	18.23	S		X				X					
BH-PE-12	06+091	2020	46.15	21.00	21.45	21.23	S		X				X					
BH-PE-12	06+091	2020	46.15	24.00	24.45	24.23	S		X				X					
BH-PE-13	06+306	2020	44.67	16.00	16.50	16.25	S		X				X	X	X			
BH-PE-14	06+818	2020	44.17	24.45	25.00	24.73	L	X			X	X	X	X	X	X		
BH-PE-14	06+818	2020	44.17	7.50	7.95	7.73	G		X				X	X	X			
BH-PE-14	06+818	2020	44.17	13.50	13.95	13.73	G		X				X	X	X			
BH-PE-14	06+818	2020	44.17	15.00	15.45	15.23	S		X				X	X	X			
BH-PE-14	06+818	2020	44.17	18.00	18.45	18.23	S		X				X	X	X			
BH-PE-14	06+818	2020	44.17	19.00	19.95	19.48	S		X				X	X	X			
BH-PE-14	06+818	2020	44.17	22.50	22.95	22.73	S		X				X	X				

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 		<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 36 di 51	

## 11 PROFILO STRATIGRAFICO

Le indagini disponibili lungo questo tratto consistono in sondaggi a carotaggio continuo, prove penetrometriche statiche e dinamiche, pozzetti esplorativi e prove geofisiche tipo cross-hole (CH) e MASW, oltre a pozzi e piezometri.

Tabella 11.1: - Indagini tra pk 4+942 e pk 6+842

<b>Progressiva Pk</b>	<b>Indagini ID</b>	<b>Campagna Anno</b>
5+119	MASW-PE-03	2020-2021
5+125	SPA5	2014/2015
5+170	XA203B004	2002
5+339	BH-PE-10-TT	2020-2021
5+344	CH-PE-10-TT	2020-2021
5+600	SP6+ CH1 + SDC7	2014/2015
5+630	BH-PE-11-TT	2020-2021
5+630	CH-PE-11-TT	2020-2021
6+088	PT-PE-05	2020-2021
6+091	BH-PE-12	2020-2021
6+185	CPTU-PE-03	2020-2021
6+275	XA203B005	2002
6+306	BH-PE-13-TT	2020-2021
6+307	CH-PE-13-TT	2020-2021
6+321	POZZO3-TT	2020-2021
6+321	POZZO3-PC	2020-2021
6+322	PZ31-PC	2020-2021
6+322	PZ31-TT	2020-2021
6+323	PZ32-TT	2020-2021
6+323	PZ32-PC	2020-2021
6+423	PT-PE-06	2020-2021
6+500	SPA8	2014/2015
6+817	CH-PE-14-TT	2020-2021
6+818	BH-PE-14-TT	2020-2021
6+830	SA203R006	2002
7+408	BH-PE-15	2020-2021
7+472	MASW-PE-04	2020-2021
7+600	CPTU1	2014/2015
7+600	SPA9	2014/2015

Nei primi 10–15 m da p.c. le indagini indicano la presenza di ghiaia sabbiosa debolmente limosa mediamente addensata (unità 6), con un contenuto di fini non superiore a 20–30% (v. Figura 11.3) e  $N_{SPT}$  generalmente compresi tra 30 e 50 colpi/30cm, sebbene vi siano numerose registrazioni che superano i 70 colpi/30cm (v. Figura 11.2) ed anche test che hanno raggiunto le condizioni di rifiuto.

Lo strato sottostante raggiunge una profondità di circa 25 m da p.c. ed è costituito da sabbie debolmente ghiaiose debolmente limose (unità 4). È caratterizzato da uno stato di addensamento medio-alto (v. Figura 11.3), da un contenuto di fini compreso tra 10% e 30% e da una buona resistenza alla penetrazione. Si registrano valori di  $N_{SPT}$  generalmente compresi tra 20 e 50 colpi/30cm, con un aumento negli ultimi 5 m, in cui  $N_{SPT} = 50-70$  colpi/30cm.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE GEOTECNICA	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 37 di 51

Per i successivi 5 m circa di profondità, si evidenzia la presenza di uno strato sovraconsolidato di limo argilloso debolmente sabbioso, da consistente a molto consistente e con plasticità medio-bassa (unità 2). All'interno di questo strato, la prova penetrometrica statica indica la presenza di livelli ad elevato contenuto argilloso caratterizzati da  $q_c$  pari a circa 2 MPa, intervallati da materiali più sabbiosi con  $q_c = 10-20$  MPa.

Per quanto riguarda i livelli argillosi presenti in profondità, si distinguono due passaggi distinti.

- uno strato più discontinuo e sottile, generalmente al contatto ghiaie/sabbie (quota circa +35 m slm), dello spessore di 1 – 2 m;
- uno strato più profondo e più continuo, di 3-5 m di spessore, posizionato all'incirca alla quota +15 m slm.

La Figura 11.5 e la Figura 11.6 riportano le caratteristiche di umidità e di plasticità dei campioni analizzati. Si tratta in genere di materiali poco plastici, con contenuti d'acqua prossimi al limite plastico. Le prove triassiali disponibili indicano di conseguenza valori di resistenza al taglio non drenata elevati, e compresi generalmente nel campo 130÷200 kPa (v. Figura 11.7).

In profondità, negli ultimi metri indagati, si rinviene uno strato di sabbia limosa (unità 4) con valori di  $N_{SPT}$  compreso tra 30 e 70 colpi/30cm.

Le figure che seguono forniscono maggiori dettagli circa:

- Densità relativa stimata da prove SPT (v. Figura 11.3);
- Angolo di attrito stimato da prove SPT (v. Figura 11.4);
- Limiti di Atterberg e carta di plasticità di Casagrande (v. Figura 11.5 e Figura 11.6);
- Velocità delle onde di taglio stimata da prove SPT (v. Figura 11.8);
- Modulo di taglio alle piccole deformazioni, a partire dai valori stimati di  $V_s$  (v. Figura 11.9 e Figura 11.10).

Si osserva quanto segue.

Considerata la natura del terreno nei primi 20-25 m di profondità, la prova penetrometrica CPTU-PE-03 eseguita in assenza di una perforazione ha raggiunto poche decine di centimetri di profondità fornendo risultati non significativi.

Complessivamente, i materiali risultano caratterizzati da una buona resistenza alla penetrazione, con alcuni valori a rifiuto nei primi metri di profondità, in corrispondenza delle ghiaie.

Per l'unità ghiaiosa si calcolano densità relative di 35-65%, mentre per le sabbie sottostanti  $D_R = 40-80\%$ .

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE GEOTECNICA	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 38 di 51

Si stimano angoli di attrito compresi tra 39° e 42° per l'unità ghiaiosa (anche in questo caso facendo riferimento alla buona gradazione del materiale), mentre per gli strati sabbiosi molto addensati le interpretazioni indicano angoli di attrito compresi tra 37° e 41°.

Il profilo di Vs derivante dalle interpretazioni discusse nel cap. 9 conferma la presenza di materiali incoerenti da mediamente addensati ad addensati. Nello strato ghiaioso superficiale si hanno velocità comprese tra 240 m/s e 300 m/s, crescenti con la profondità. Le velocità delle onde di taglio all'interno dello strato sabbioso in profondità sono invece da ritenersi costanti e pari a 250-300 m/s.

Per lo strato ghiaioso si stima un modulo di taglio a piccole deformazioni ( $G_0$ ) compreso tra 120 MPa e 180 MPa. Valori paragonabili sono stati calcolati per lo strato di sabbie profonde, in cui  $G_0 = 150-200$  MPa.

I parametri caratteristici suggeriti per le unità individuate sono riportati nel capitolo 12.

## AV/AC VERONA VICENZA

pk 4+942 - pk 7+600

Contributi granulometrici (%)

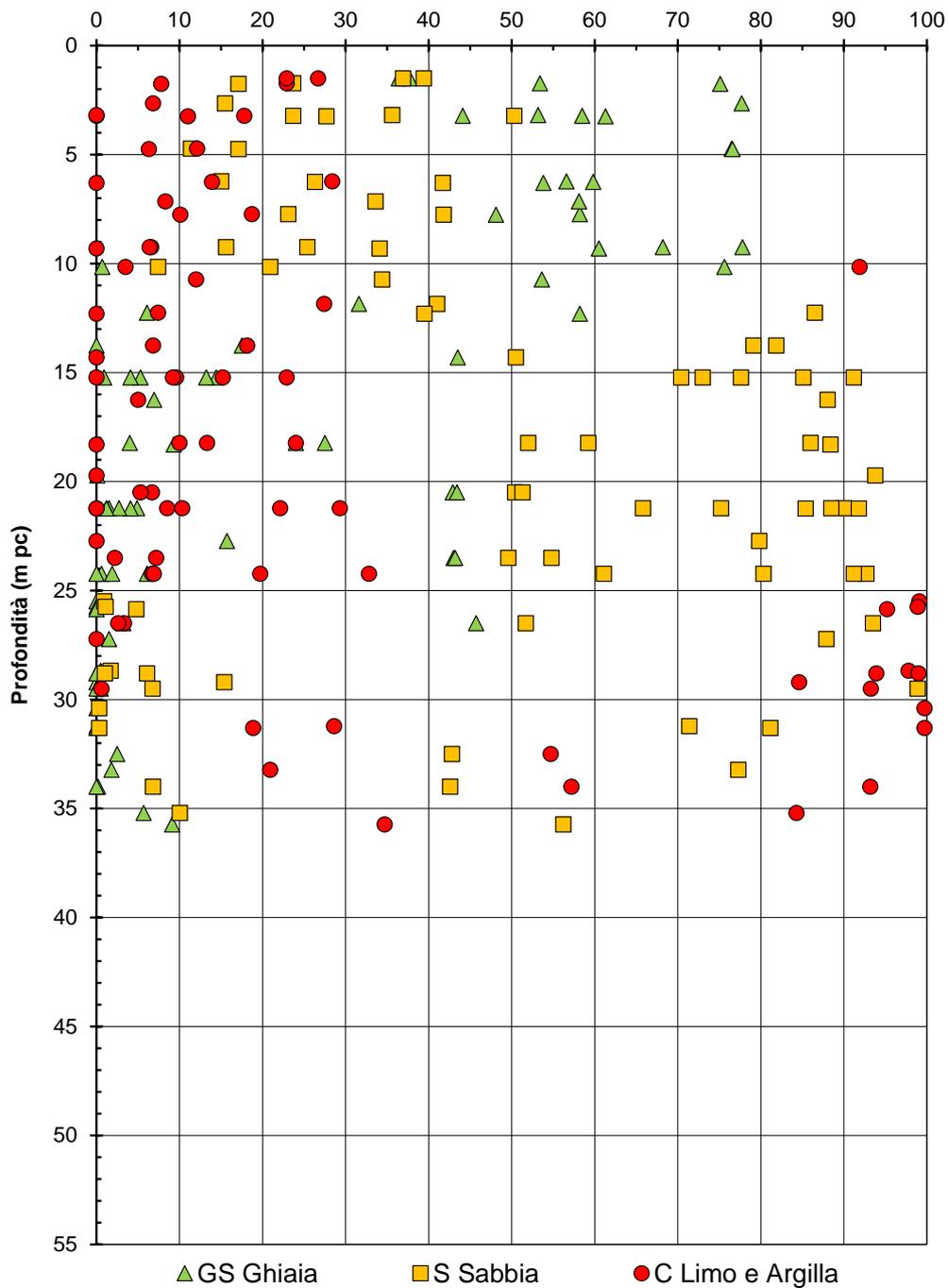
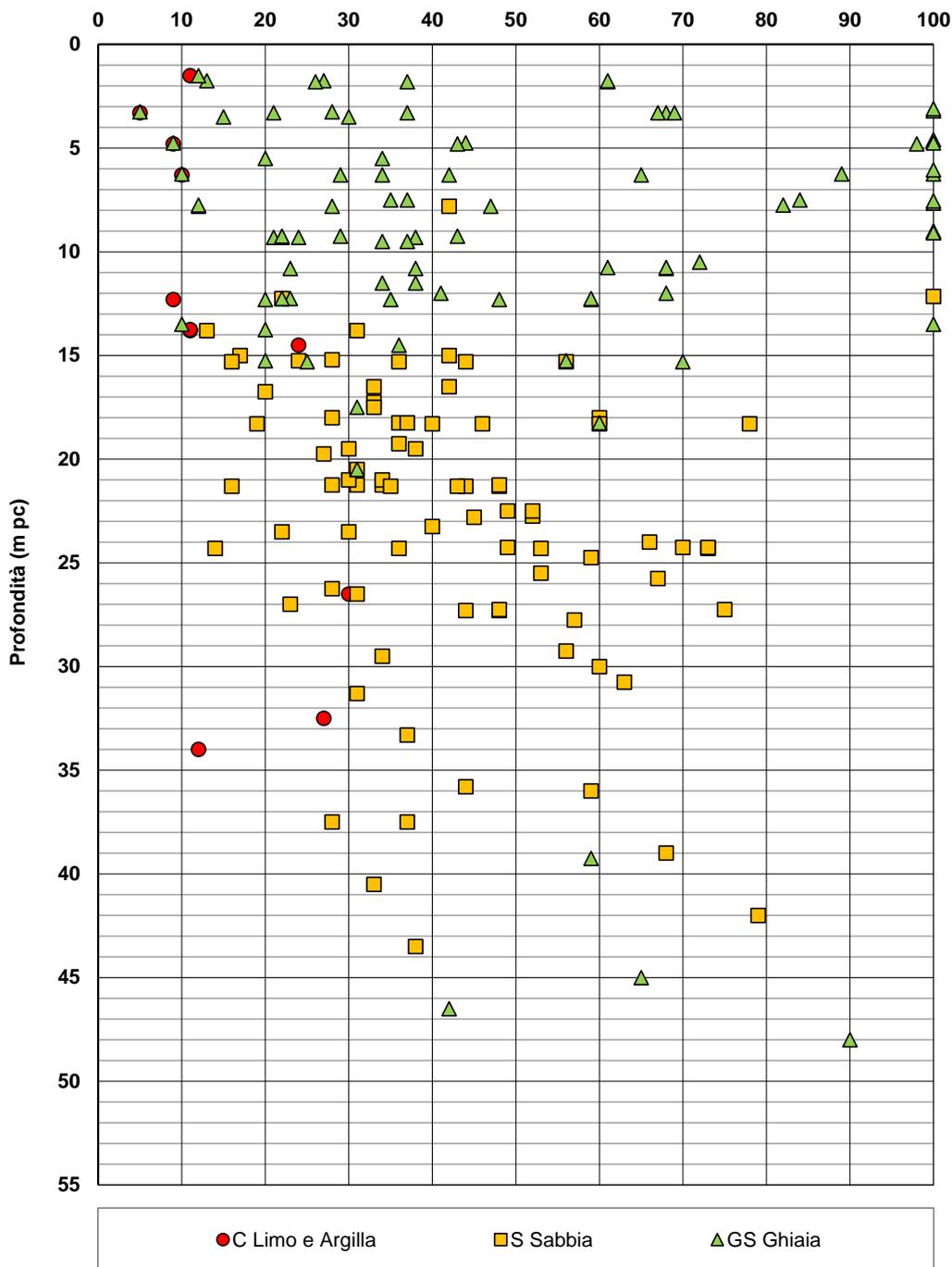


Figura 11.1 – Sintesi analisi granulometriche tra pk 4+942 e pk 7+600

## AV/AC VERONA VICENZA

pk 4+942 - pk 7+600

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



## AV/AC VERONA VICENZA

**pk 4+942 - pk 7+600**

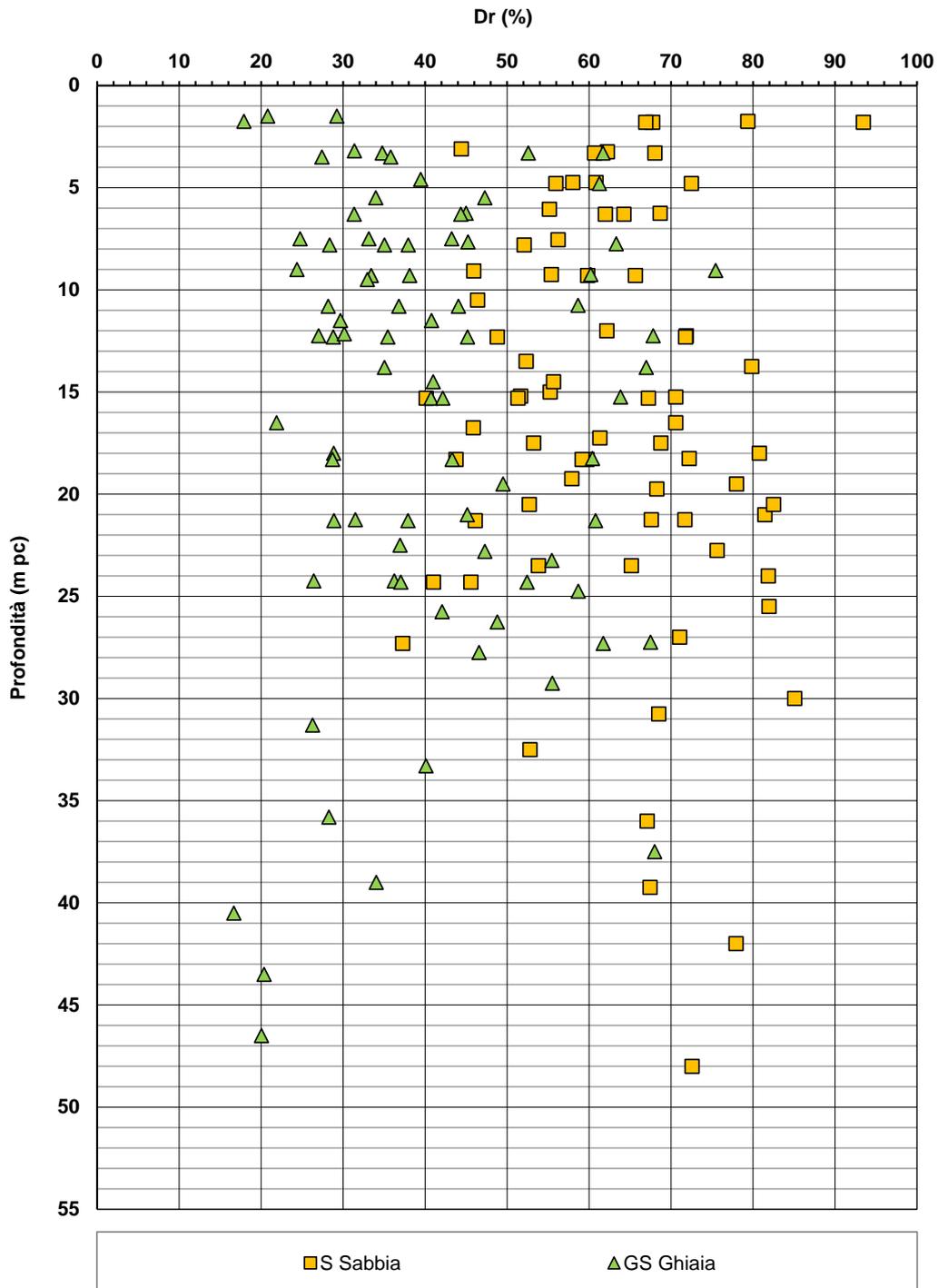


Figura 11.3 – Densità relativa da prove SPT tra pk 4+942 e pk 7+600

## AV/AC VERONA VICENZA

pk 4+942 - pk 7+600

$\phi'$  (°)

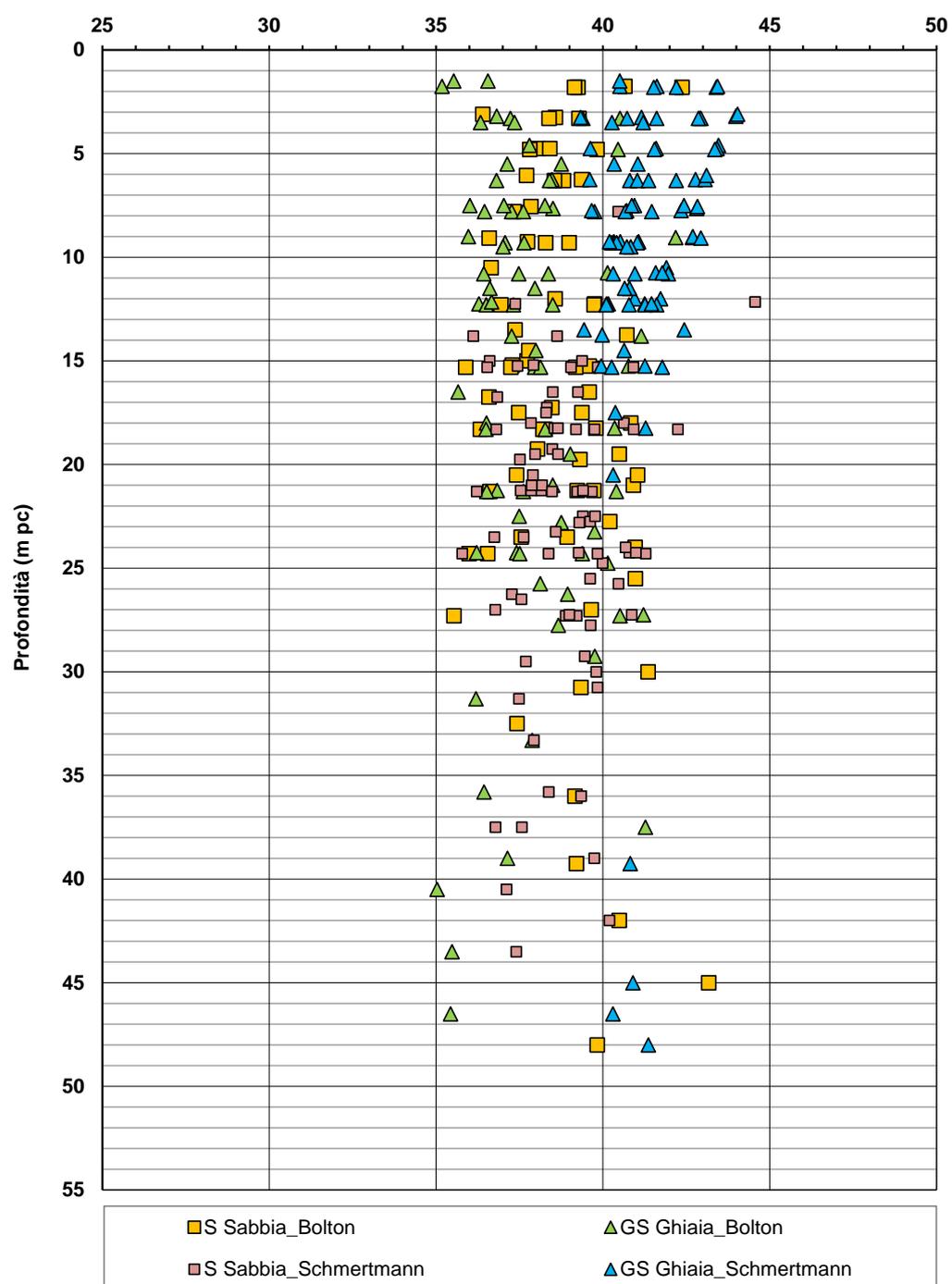


Figura 11.4 – Angoli di attrito da prove SPT tra pk 4+942 e pk 7+600

## AV/AC VERONA VICENZA

pk 4+942 - pk 7+600

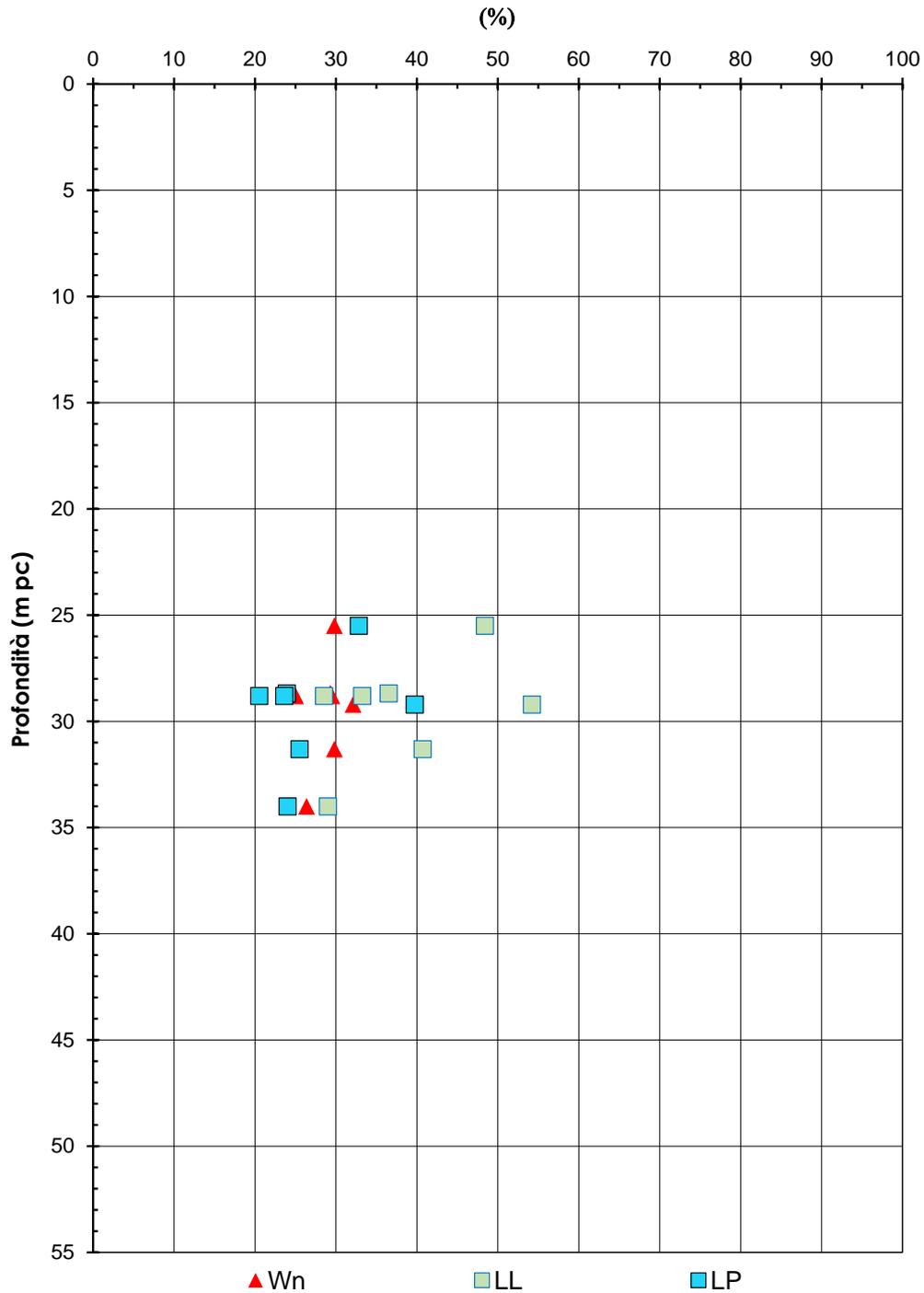


Figura 11.5 – Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua tra pk 4+942 e pk 7+600

**AV/AC VERONA VICENZA**

pk 4+942 - pk 7+600

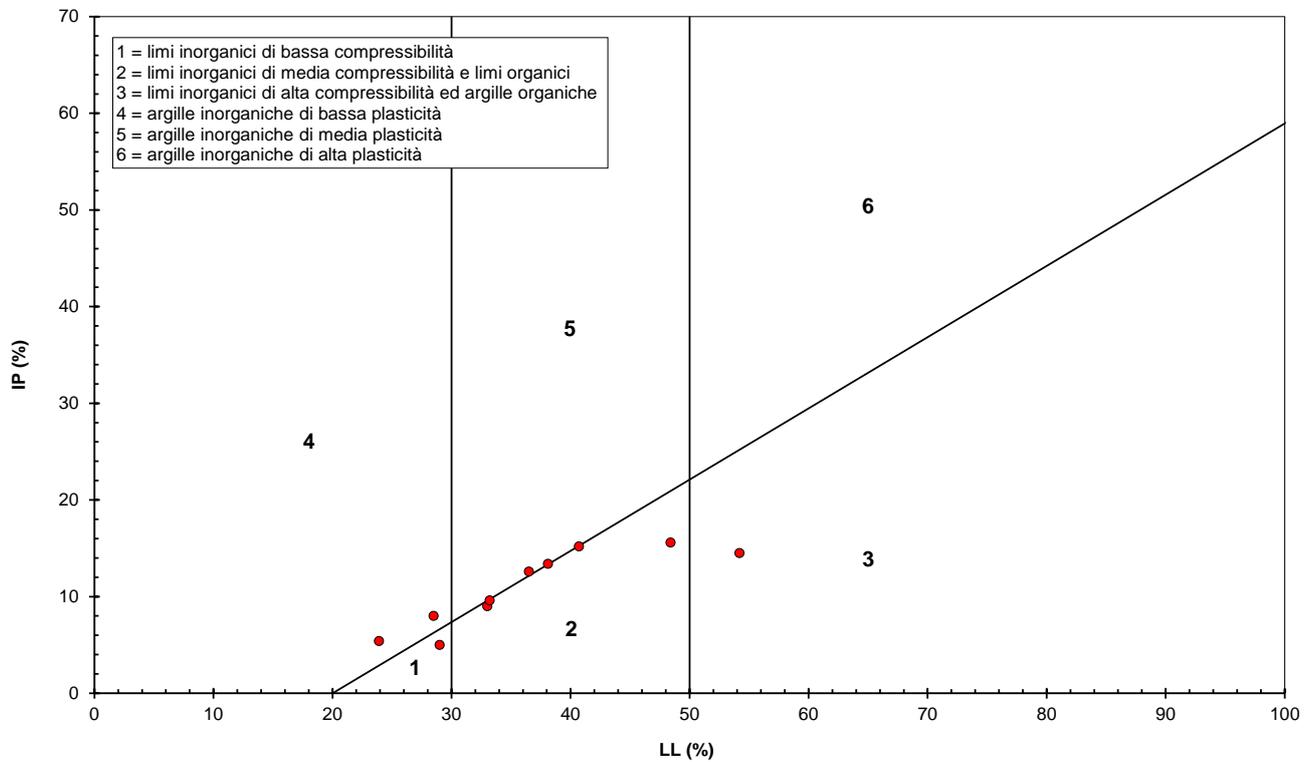


Figura 11.6 – Carta di plasticità di Casagrande: depositi coesivi tra pk 4+942 e pk 7+600

**AV/AC VERONA VICENZA**

**pk 4+942 - pk 7+600**

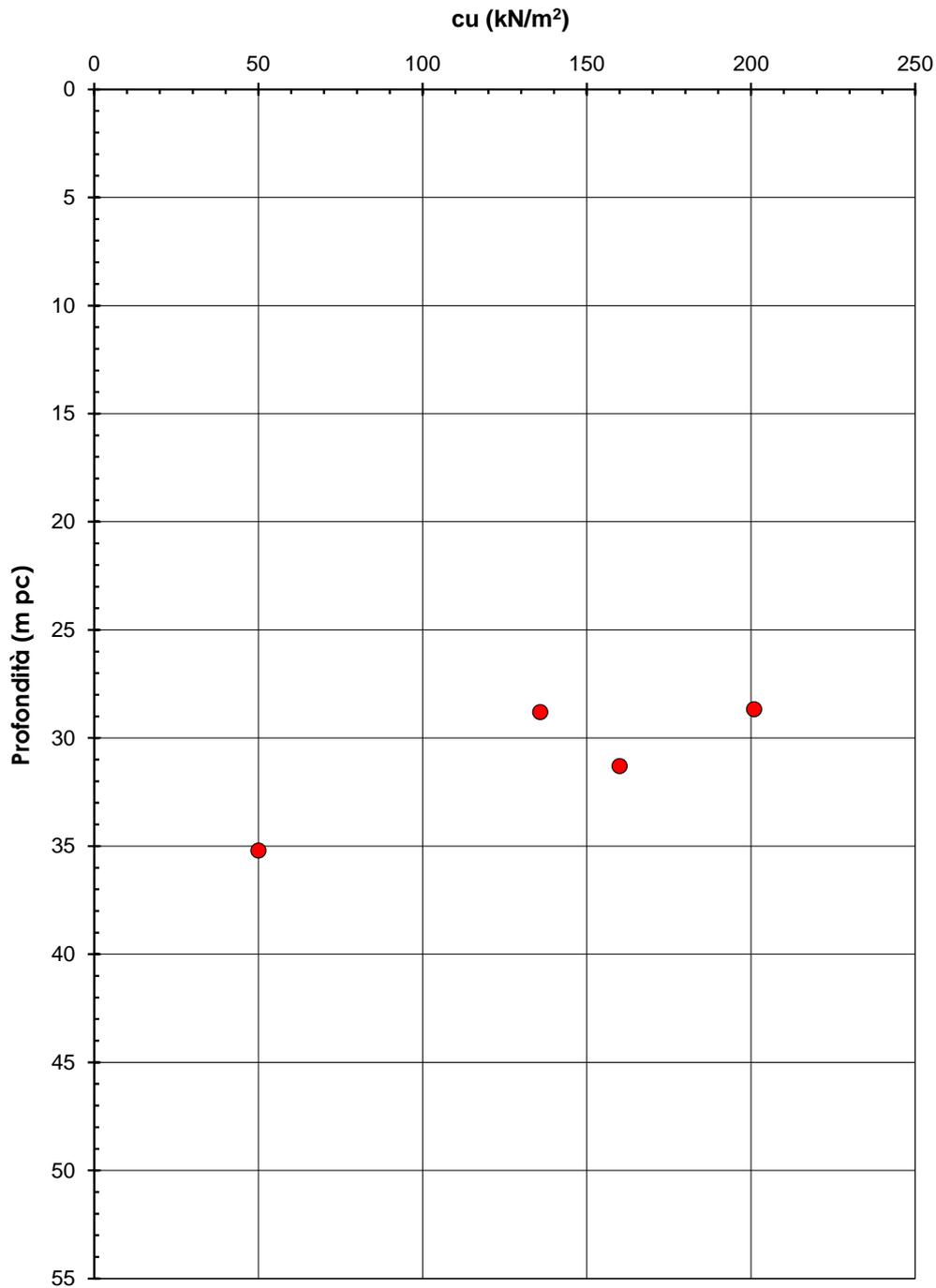


Figura 11.7 – Resistenza al taglio non drenata dei materiali coesivi profondi tra pk 4+000 e pk 5+879

### AV/AC VERONA VICENZA

pk 4+000 - pk 5+879

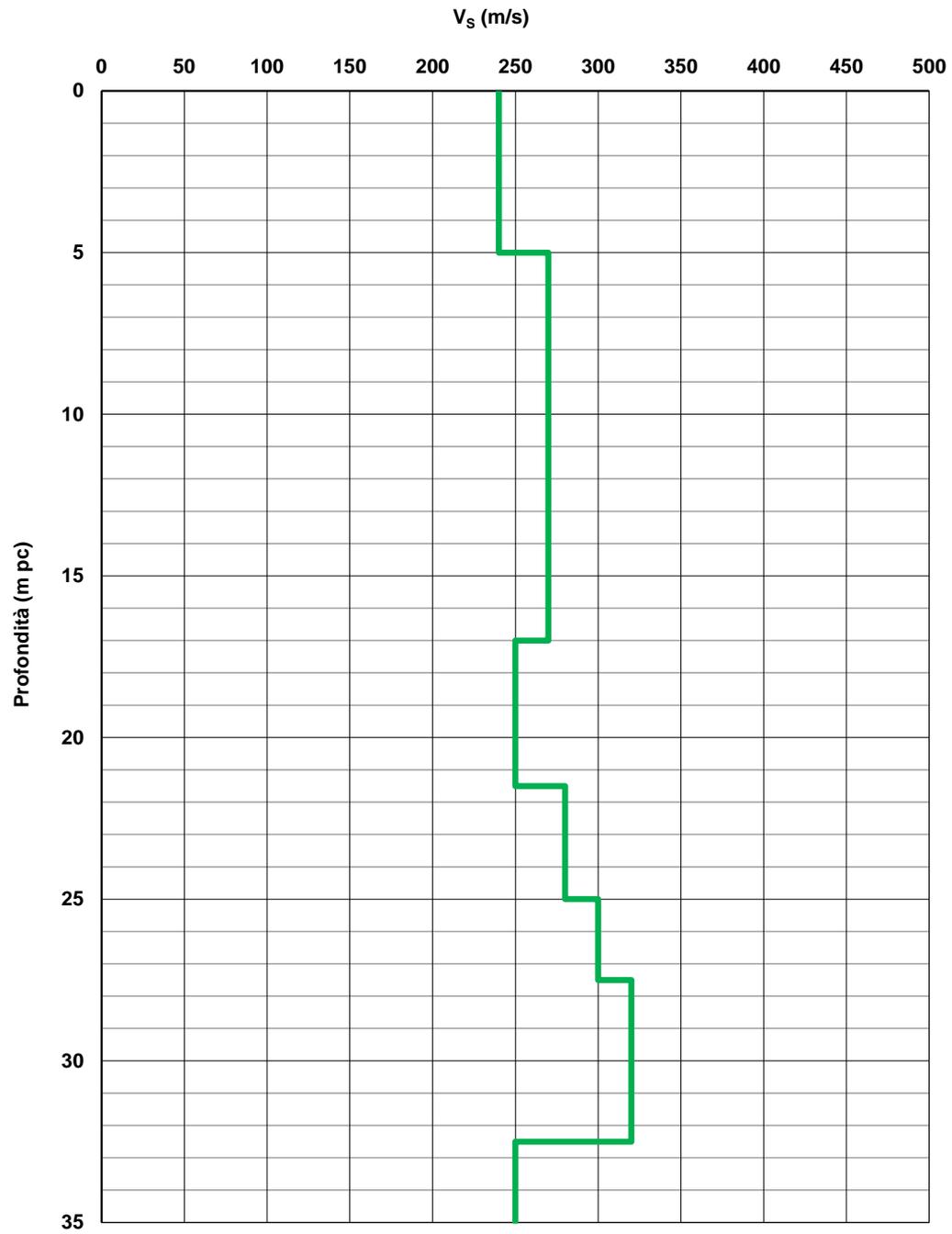


Figura 11.8 – Profilo di velocità  $V_s$  tra pk 4+000 e pk 5+879

**AV/AC VERONA VICENZA**

pk 4+000 - pk 5+879

$G_0$  (MPa)

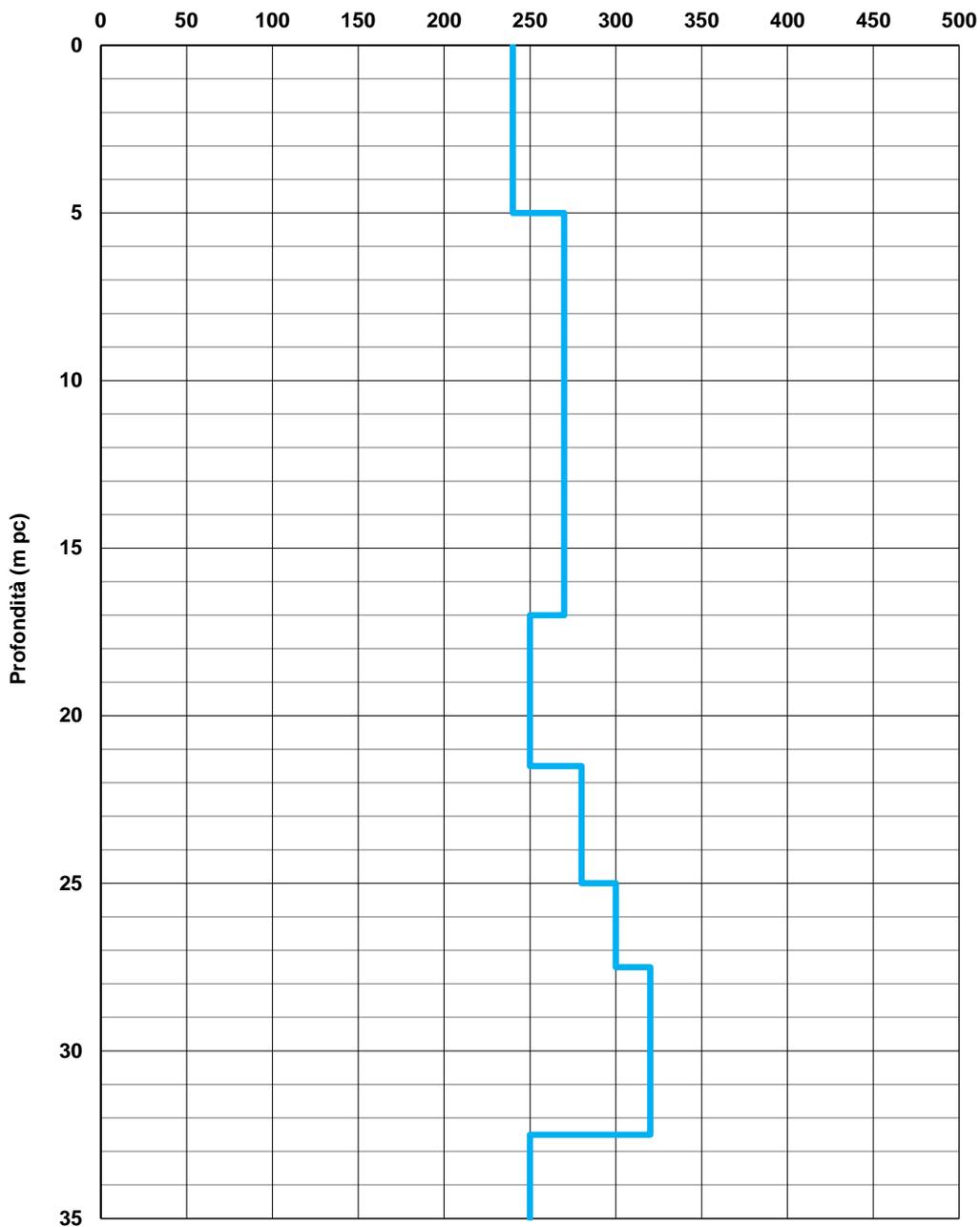


Figura 11.9 – Modulo di taglio  $G_0$  tra pk 4+000 e pk 5+879

**AV/AC VERONA VICENZA**

pk 5+879 - pk 7+555

G0 (MPa)

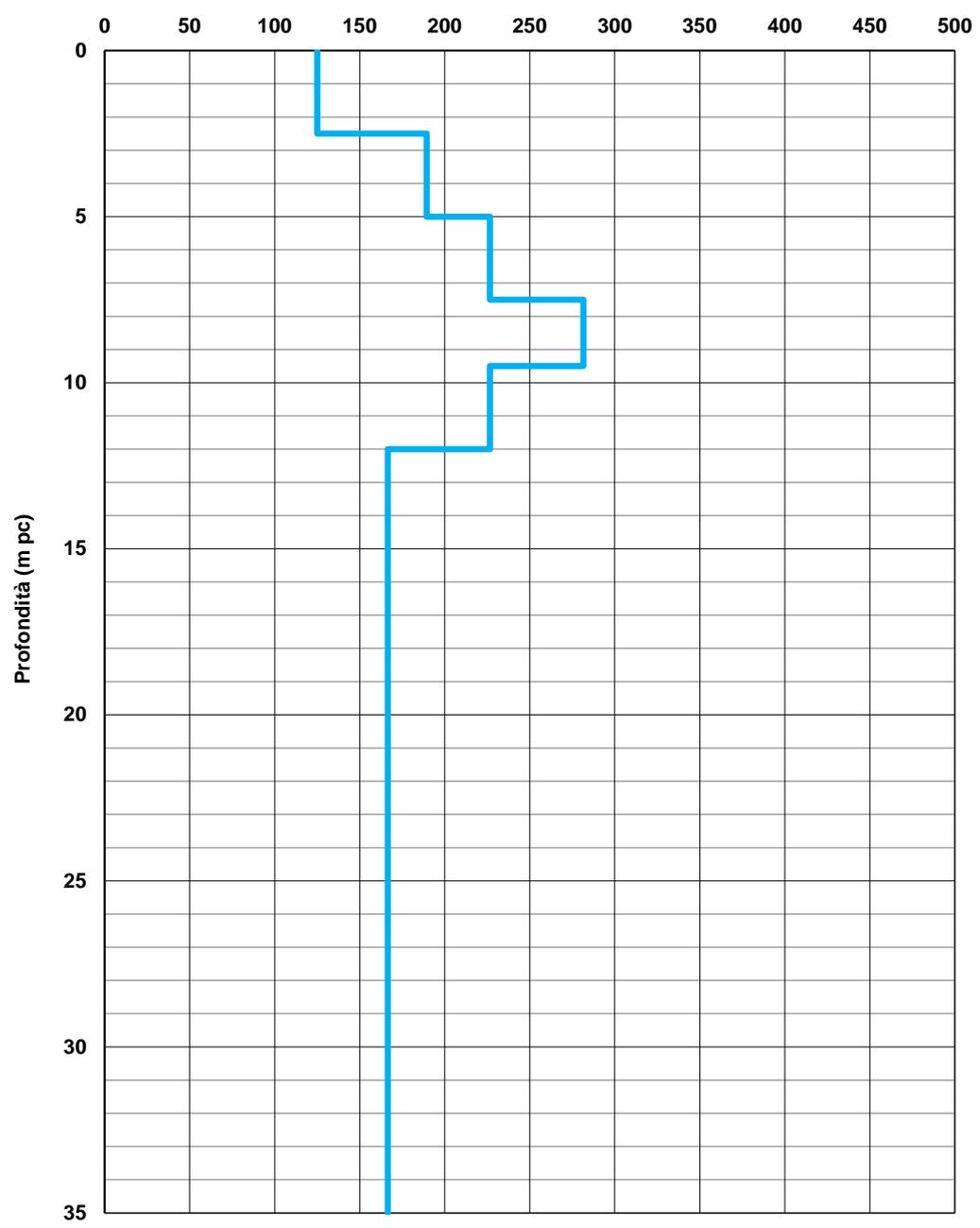


Figura 11.10 – Modulo di taglio G0 tra pk 5+879 e pk 7+555

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 		<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento EI2 RB GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 49 di 51

## 12 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. Il profilo geotecnico individua 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 nella Tabella seguente.

Tabella 12.1: Parametri geotecnici caratteristici

Unità		$\gamma$	$c'$	$\varphi'$	$k$	$C_u$	$G_0$	$E_{vc}$	$E_{UR}$
		[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]	[m/sec]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
<b>1</b>	Riporto	18-19		28 - 30	--			20	60
<b>6</b>	Ghiaie con sabbia	19-20	/	40 - 42	$10^{-3}/10^{-4}$		120-180	125	200
<b>2sup.*</b>	Limi argillosi	19-20	5 -10	26 - 28	$10^{-6}/10^{-7}$	100 - 150	80	20	32
<b>4</b>	Sabbie	19-20	/	36 - 40	$10^{-4}/10^{-5}$		150-200	150	240
<b>2</b>	Limi argillosi*	19-20	5 -10	26 - 28	$10^{-6}/10^{-7}$	150 - 250	80	50	80

\*Si indica lo strato limoso argilloso più superficiale di natura discontinua e riscontrabile a tratti al contatto tra sabbie e ghiaie.

$\gamma$ : Peso di volume

$c'$ : coesione efficace

$\varphi$ : Angolo di resistenza al taglio

$k$ : Permeabilità

$C_u$ : Coesione non drenata

$G_0$ : Modulo di taglio iniziale

$E_{vc}$ : Modulo di Young di primo carico

$E_{UR}$ : Modulo di Young di scarico/ricarico

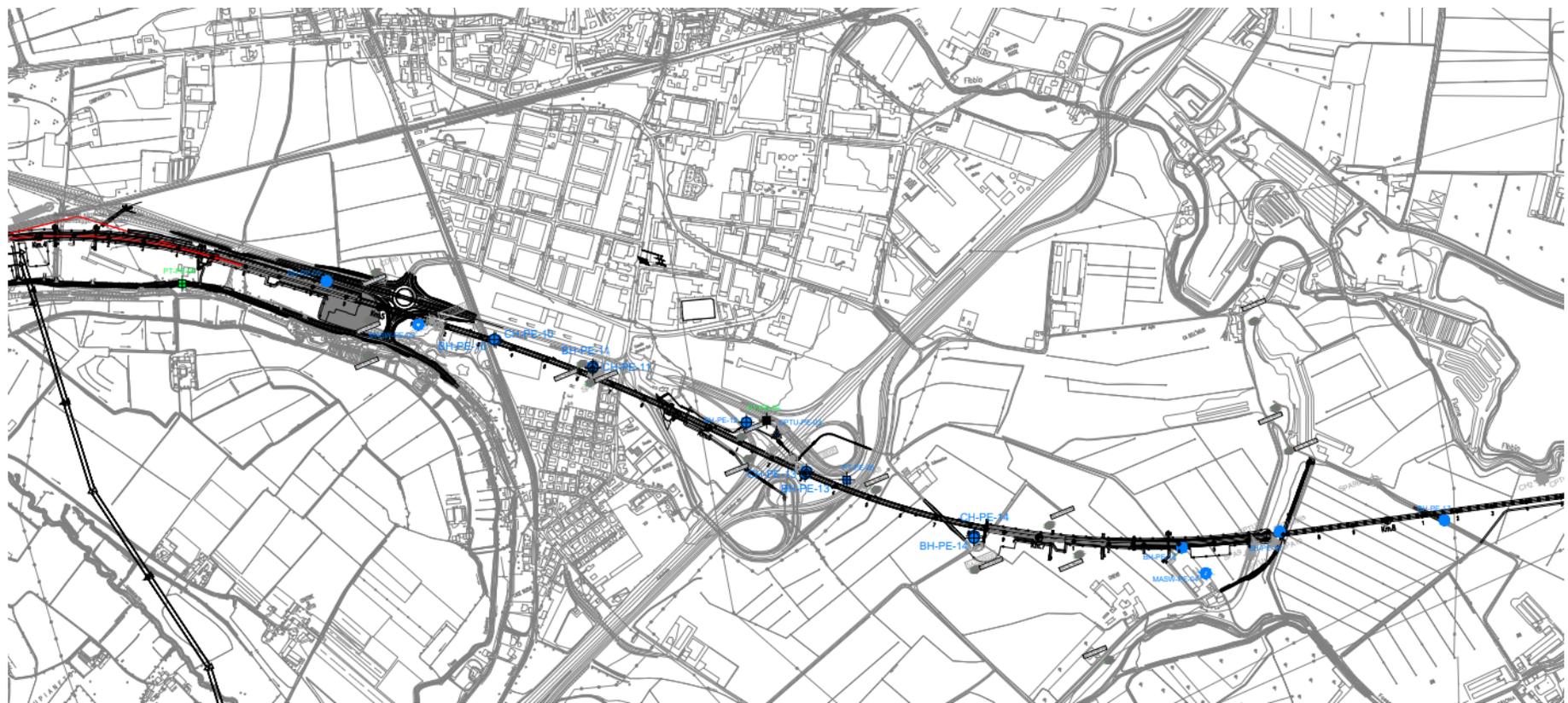
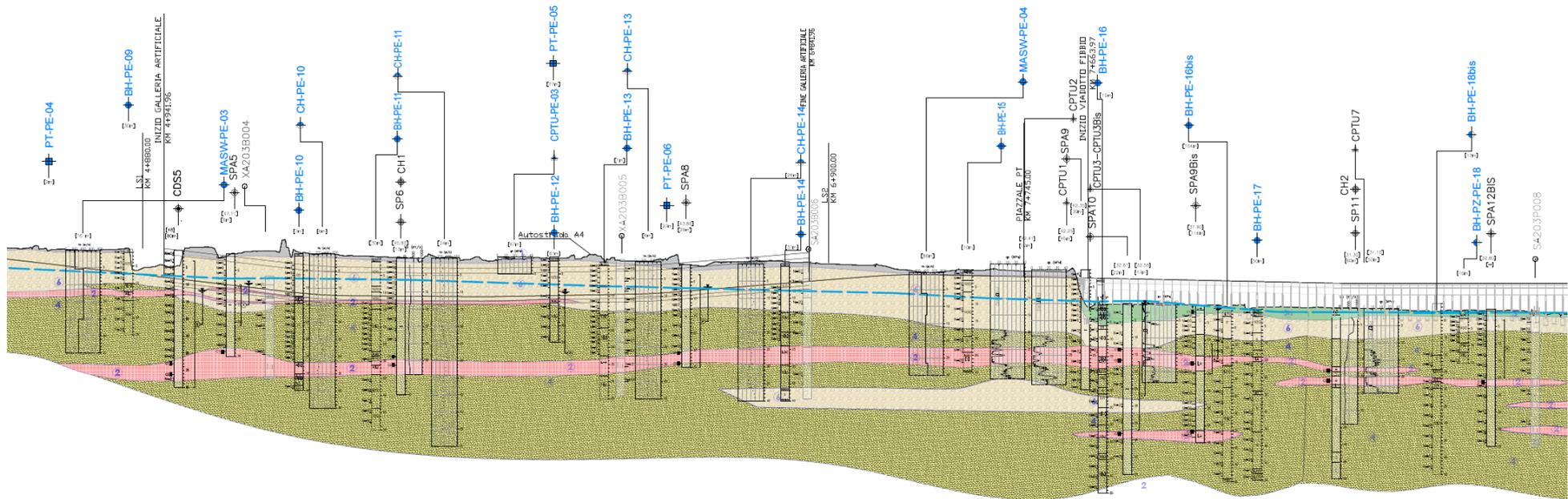


Figura 12.1 Planimetria con ubicazione sondaggi e prove tra pk 4+000 e pk 8+425



### Classi dei terreni



Riparto



Limi argillosi e limi da compatte a molto compatte, generalmente sovraconsolidati



Sabbie limose/con limo e limi sabbiosi/con sabbia, a comportamento drenato, da sciolti a mediamente addensati



Limi argillosi e argille limose, da tenere a mediamente compatte, generalmente NC o debolmente OC



Sabbie generalmente da debolmente limose a limose, da mediamente addensati a molto addensati



Ghiaie, ghiaie con sabbie, con presenza locale di ciottoli, anche di grandi dimensioni (fino a 80/100mm)

Figura 12.2 – Profilo geotecnico, tra pk 4+525 e pk 9+075