

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

TR – TRINCEE

TR00 – TRINCEE DI APPROCCIO ALLA GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO

GENERALE

Relazione Geotecnica

GENERAL CONTRACTOR		ITALFERR S.p.A		SCALA -
IL PROGETTISTA INTEGRATORE	Conorzio			
Ing. Giovanni MALAVENDA ALBO INGEGNERI PROV. DI MESSINA n. 4503 Data: Giugno 2022	Iricav Due ing. Paolo Carmona Data: Giugno 2022	Data		

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

I	N	1	7	1	2	E	1	2	R	B	T	R	0	0	0	0	0	0	1	A	-	-	-	P	-	-	-
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

	VISTO CONSORZIO IRICAV DUE	
	Firma	Data
	Ing. Alberto LEVORATO	Giugno 2022

Progettazione:

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	IL PROGETTISTA
A	EMISSIONE	R. CONFORTI	01/06/22	L. ALFIERI	01/06/22	P. GALVANIN	01/06/22	

CIG. 8377957CD1	CUP: J41E9100000009	File: IN1712E12RBTR0000001A_00.DOCX
		Cod. origine:



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
RELAZIONE GEOTECNICA		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 RB TR 00 0 0 001	Rev. A	Foglio 2 di 33

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
2	ELABORATI DI RIFERIMENTO	5
2.1	Elaborati generali.....	5
2.2	Trincee.....	5
2.3	Riferimenti bibliografici.....	6
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE	8
4	DATI PIEZOMETRICI	11
5	FALDA DI PROGETTO.....	13
6	DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNE DI INDAGINI.....	14
6.1	CRITERI DI VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI.....	15
6.2	Densità relativa dei materiali a grana grossa.....	15
6.2.1	Generalità.....	15
6.2.2	Sabbie.....	15
6.2.3	Ghiaie.....	16
6.3	Resistenza al taglio – parametri drenati	17
6.3.1	Materiali a grana grossa	17
6.3.2	Angolo di resistenza al taglio di sabbie e ghiaie in accordo a Bolton (1986).....	17
6.3.2.1	Angolo di resistenza al taglio di sabbie e ghiaie in accordo a Schmertmann	18
6.3.2.2	Angolo di resistenza al taglio di sabbie in accordo a Robertson (2012) e Jefferies e Been (2006)	19
6.3.3	Materiali a grana fine	19
6.4	Resistenza al taglio – parametri non drenati.....	20
6.5	Determinazione della storia tensionale – (OCR).....	21
6.6	Parametri di deformazione.....	21
6.6.1	Materiali a grana grossa	21
6.7	Qualità dei campioni	23
7	INQUADRAMENTO SISMICO	25
7.1	Determinazione della categoria di sottosuolo – profili di riferimento v_s	25
7.2	Determinazione input sismico	28
8	PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO.....	30
9	PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	32

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>IRICAV2</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>				
<p>RELAZIONE GEOTECNICA</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 RB TR 00 0 0 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 3 di 33</p>

1 INTRODUZIONE

La presente relazione presenta gli aspetti geotecnici legati alla progettazione esecutiva delle Trincee di approccio alla 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.

Le trincee di approccio della Galleria Artificiale San Martino sono così suddivise:

- lato Verona: TR01, TR02, TR03 da pk 4+072.53 alla pk 4+942+53
- lato Vicenza: TR04, TR05 dalla pk 6+842.53 alla pk 7+192.53.

Le opere in oggetto sono situate 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;

Appurato che le unità geotecniche di riferimento per il dimensionamento delle opere di che trattasi sono le medesime riscontrate per la tratta interessata dallo sviluppo della galleria artificiale vera e propria, si rimanda alla relazione IN1711EI2RBGA0100001 per quanto riguarda:

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>IRICAV2</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 				
<p>RELAZIONE GEOTECNICA</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 RB TR 00 0 0 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 4 di 33</p>

- la sintesi dei risultati della caratterizzazione geotecnica dei terreni, derivata sia dall'elaborazione delle prove in sito che di laboratorio,
- l'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. IN1712EI2L6TR0000001).

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
RELAZIONE GEOTECNICA	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 RB TR 00 0 0 001	Rev. A	Foglio 5 di 33

2 ELABORATI DI RIFERIMENTO

2.1 Elaborati generali

IN1711EI2RHGE0000001	Relazione geologica, caratterizzazione e modellazione geologica del sito1 /2 (da 0+000 a 21+990)
IN1711EI2RBGE0000001	Relazione geotecnica (da 0+000 a 10+050)
IN1711EI2RHGE0000003	Relazione idrogeologica 1/2 (da 0+000 a 21+990)
IN1711EI2RHGE0000005	Relazione sulla modellazione sismica del sito e pericolosità sismica di base 1/2 (da 0+000 a 21+990)
IN1711EI2RGGE0000007	Relazione di sintesi dei sondaggi e prove eseguite (da 0+000 a 21+990)
IN1711EI2SGGE0000001	Programma indagini in sito di Progetto Esecutivo (da 0+000 a 21+990)
IN1711EI2PRGE0000001	Programma indagini di laboratorio di Progetto Esecutivo 1 di 2 (da 0+000 a 21+990)
IN1711EI2L6GA0100001	Planimetria di ubicazione delle indagini geognostiche e profilo geotecnico
IN1711EI2ROGA0100001	Relazione generale
IN1711EI2RBGA0100001	Relazione geotecnica GA01

2.2 Trincee

IN1712EI2ROTR0000001	Relazione generale
IN1712EI2ROTR0000002	Relazione di confronto PD/PE
IN1712EI2RITR0004001	Relazione idraulica smaltimento acque
IN1712EI2L6TR0000001	Planimetria di ubicazione delle indagini geognostiche e profilo geotecnico
IN1712EI2CLTR0000001	Opere sostegno degli scavi e tamponi di fondo - Relazione di calcolo
IN1712EI2CLTR0000002	Relazione di calcolo strutture
IN1712EI2P8TR0000001	Planimetria stato di fatto - Tav. 1
IN1712EI2P8TR0000002	Planimetria stato di fatto - Tav. 2
IN1712EI2P8TR0000003	Planimetria di progetto - Tav. 1
IN1712EI2P8TR0000004	Planimetria di progetto - Tav. 2
IN1712EI2F7TR0000001	Profilo longitudinale - Tav. 1
IN1712EI2F7TR0000002	Profilo longitudinale - Tav. 2
IN1712EI2W9TR0000001	Sezioni trasversali di progetto - Tav. 1
IN1712EI2W9TR0000002	Sezioni trasversali di progetto - Tav. 2
IN1712EI2W9TR0000003	Sezioni trasversali di progetto - Tav. 3
IN1712EI2W9TR0000004	Sezioni trasversali di progetto - Tav. 4
IN1712EI2W9TR0000005	Sezioni trasversali di progetto - Tav. 5
IN1712EI2W9TR0000006	Sezioni trasversali di progetto - Tav. 6
IN1712EI2W9TR0000007	Sezioni trasversali di progetto - Tav. 7
IN1712EI2W9TR0000008	Sezioni trasversali di progetto - Tav. 8
IN1712EI2W9TR0000009	Sezioni trasversali di progetto - Tav. 9

 GENERAL CONTRACTOR	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
RELAZIONE GEOTECNICA	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 RB TR 00 0 0 001	Rev. A	Foglio 6 di 33

IN1712EI2W9TR0000010	Sezioni trasversali di progetto - Tav. 10
IN1712EI2PZTR0004001	Planimetria idraulica e sezioni - TAV. 1
IN1712EI2PZTR0004002	Planimetria idraulica e sezioni - TAV. 2
IN1712EI2PZTR0004003	Planimetria idraulica e sezioni - TAV. 3
IN1712EI2PZTR0004004	Planimetria idraulica e sezioni - TAV. 4
IN1712EI2PZTR0004005	Planimetria idraulica e sezioni - TAV. 5
IN1712EI2WZTR0000001	Sezioni tipo e dettagli

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 Ruiters (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 Ruiters 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

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>IRICAV2</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>				
<p>RELAZIONE GEOTECNICA</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 RB TR 00 0 0 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 7 di 33</p>

- [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
- [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

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>IRICAV2</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>				
<p>RELAZIONE GEOTECNICA</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 RB TR 00 0 0 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 8 di 33</p>

3 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Le trincee di approccio della Galleria Artificiale San Martino sono così suddivise:

- lato Verona: TR01, TR02, TR03 da pk 4+072.53 alla pk 4+942+53
- lato Vicenza: TR04, TR05 dalla pk 6+842.53 alla pk 7+192.53.

I manufatti della trincea lato Verona hanno una lunghezza complessiva di circa 870 m, di cui circa 270 in TR01 188 m in TR02 e 412 m in TR03, e presenta altezze variabili da un minimo di ~2 m fino ad un massimo di ~10 m. La trincea lato Vicenza ha una lunghezza complessiva di circa 350 m, di cui circa 232 m in TR04 e 118 m in TR05, e presenta altezze variabili da un minimo di ~2 m fino ad un massimo di ~10 m.

Sono inoltre previste n.3 stazioni di pompaggio con annessa uscita di sicurezza di dimensioni in pianta 15x15 m e altezze comprese tra 7.2 m e 12.6 m. Le stazioni sono così ubicate:

- Stazione di pompaggio 1 al km 4+499 (TR02);
- Stazione di pompaggio 2 al km 4+936 (TR03);
- Stazione di pompaggio 2 al km 6+846 (TR04).

Le opere di sostegno degli scavi delle trincee di approccio alla galleria artificiale e delle stazioni di pompaggio sono costituite da paratie di pannelli di diaframma in c.a. da 2.5/2.8 m di larghezza, spessore 1 m e lunghezza variabile in funzione delle profondità di scavo previste e da palancole per le altezze di scavo più modeste.

Le strutture interne delle trincee e delle stazioni di pompaggio sono costituite da solette di fondazione e contropareti in c.a. gettato in opera.

Allo scopo di contrastare la sottospinta idraulica nelle fasi di scavo è prevista la realizzazione di un tampone di fondo tra la quota di fondo scavo di progetto e la quota di equilibrio idraulico mediante colonne di jet grouting. Il jet grouting viene eseguito da una quota superiore rispetto a quella della falda di riferimento.

Nel lungo termine, mancando il peso di zavorra del terreno al di sopra della soletta di copertura, la sicurezza allo stato limite ultimo idraulico di galleggiamento è garantita dall'ancoraggio delle contropareti interne alla sommità delle paratie di bordo (che funzionano quindi come fondazioni profonde tese – in caso di falda a quota di progetto), oppure dal peso stesso dei manufatti.

I principi di intervento adottati per la galleria artificiale GA01 sono stati estesi anche per le trincee di approccio per quanto riguarda i dimensionamenti del tampone di fondo e la configurazione degli stessi a singolo e doppio strato.

Con riferimento alla trincea TR01 (lato Verona) - al fine di evitare interferenze con la falda di breve termine – si è previsto uno scavo confinato da palancole, previa realizzazione di un tampone di fondo in jet grouting; la

stessa soluzione è stata proposta per la successiva trincea TR02, per parte delle trincee TR03 e TR04, nonché per i sifoni IN19 e IN1A.

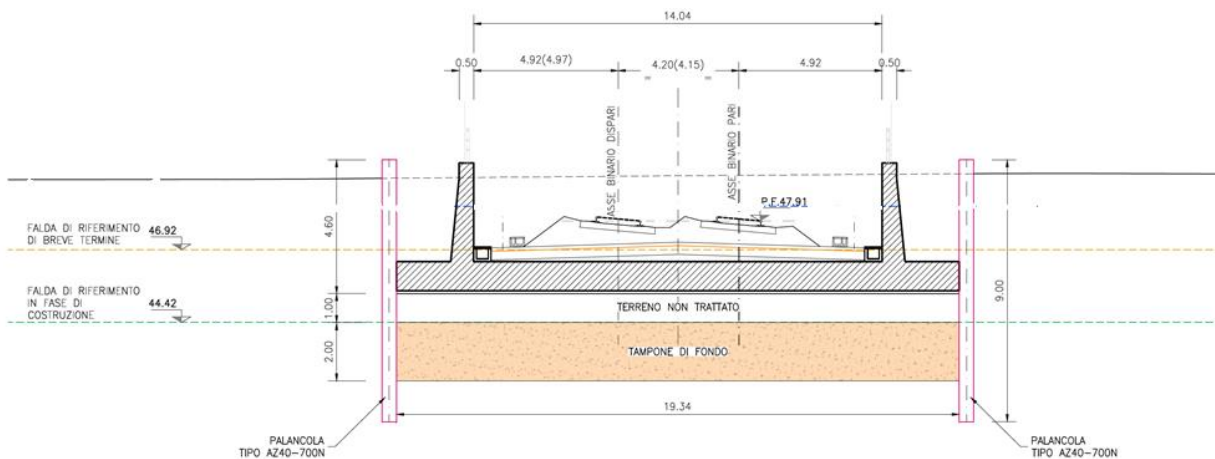


Figura 1: Estensione degli interventi di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi per la TR01 tra le pk km 4+197.53 e 4+342.53

In tutti i tratti in cui i diaframmi lungo la trincea sono stati sostituiti con palancole, i manufatti interni sono stati dimensionati per consentire la stabilità al galleggiamento a lungo termine per peso proprio e rinterro; la geometria dei manufatti, ad opere ultimate, dopo l'estrazione delle palancole, è rappresentata in figura.

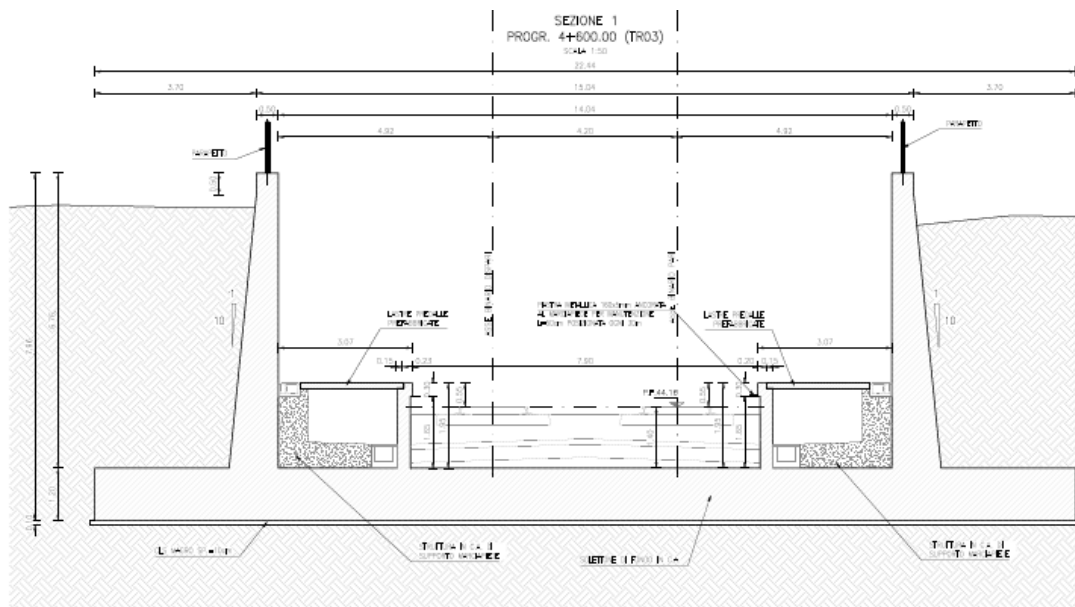


Figura 2: Configurazione tipica delle trincee- ad opere ultimate, dopo l'estrazione delle palancole - nei tratti in cui sono realizzati i palancole in sostituzione dei diaframmi in c.a.

Nei tratti in cui le altezze di scavo e i battenti idraulici sono elevati (tratto terminale della TR03 e iniziale della TR04, sifoni IN09-IN10-IN18, fabbricati FA03 e FA04), sono stati previsti diaframmi in c.a. realizzati con un pre-scavo di sbancamento per diminuire l'altezza libera del diaframma; la figura seguente mostra una configurazione tipica delle opere di sostegno in questi tratti. Ai diaframmi è demandata anche la funzione di bilanciare l'eventuale aliquota di sottospinta idraulica non compensata dal peso proprio dei manufatti interni.

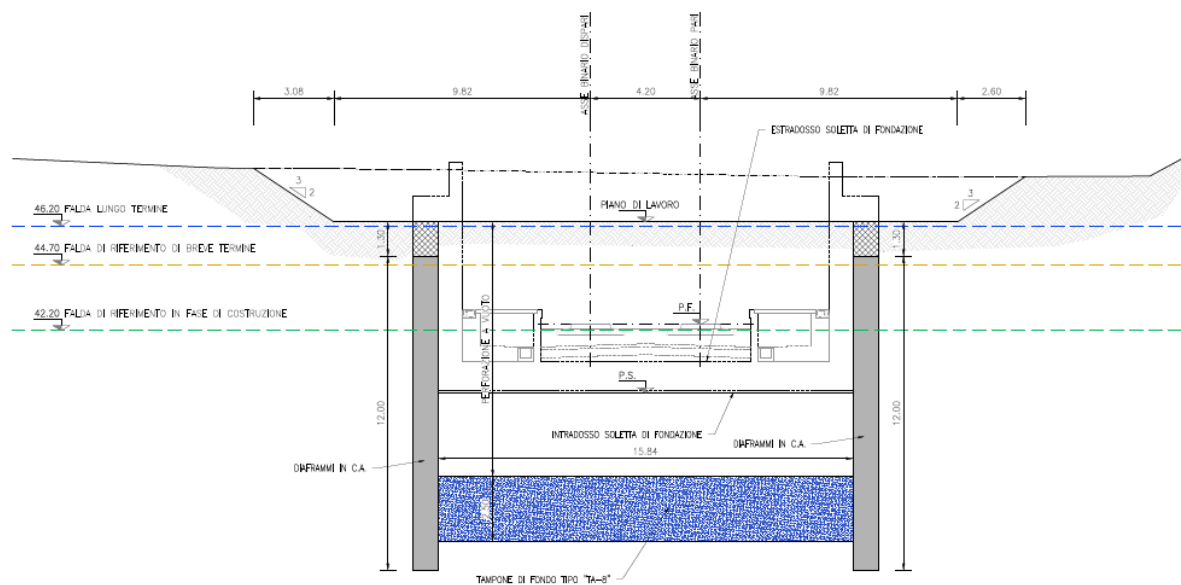


Figura 3: Configurazione tipica delle trincee nei tratti in cui sono realizzati i diaframmi in c.a. con pre-sbancamento del terreno ai lati.

L'altezza delle palancole/ diaframmi lungo le trincee e nei sifoni, è stata – quindi - ristudiata in funzione dello spessore effettivo dei tamponi calcolati nelle diverse sezioni - in relazione al battente di falda - e della altezza del pre- scavo da realizzare: per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici allegati alla presente.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
RELAZIONE GEOTECNICA	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 RB TR 00 0 0 001	Rev. A	Foglio 11 di 33

4 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 4.1: 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.

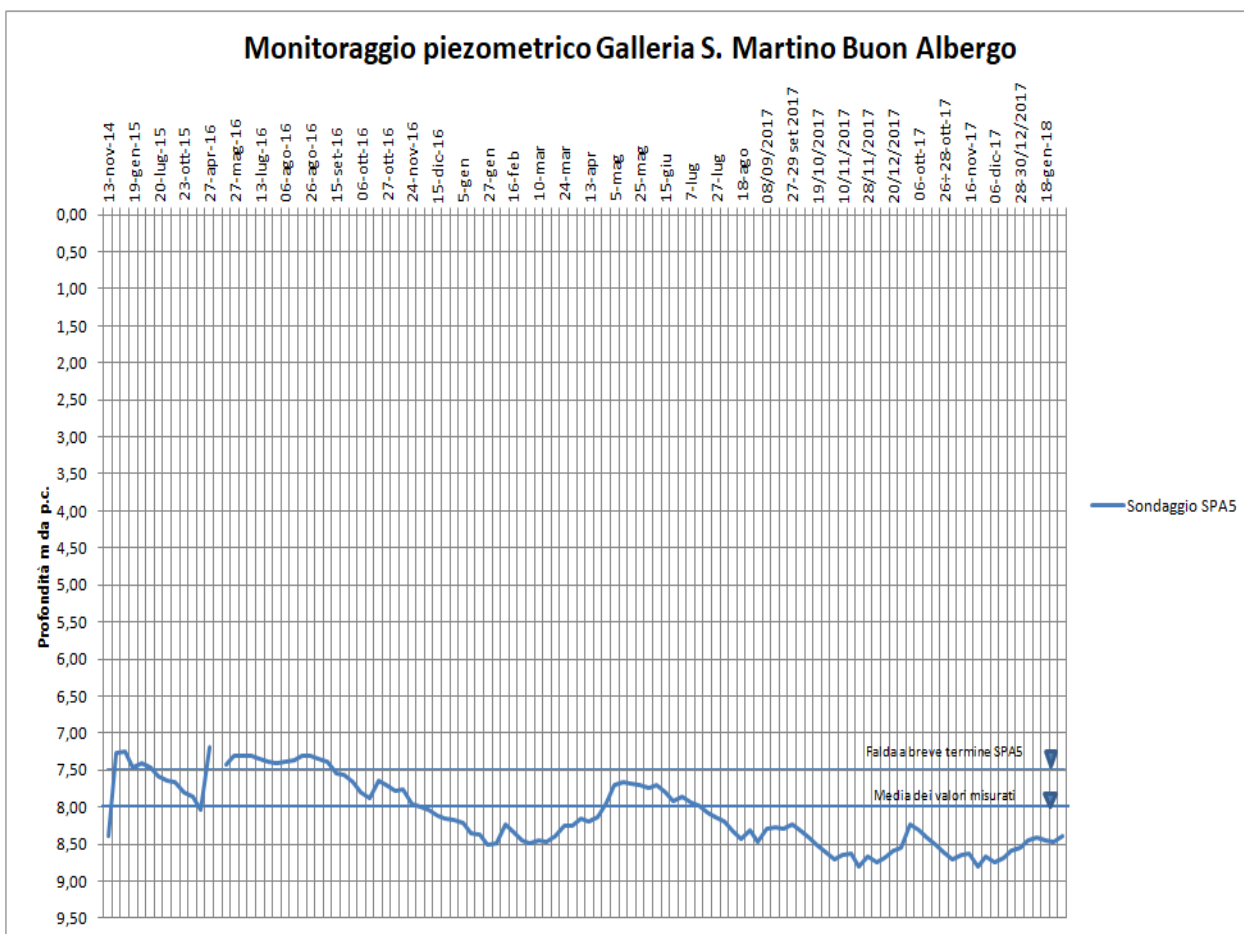


Figura 4.1 – Monitoraggio piezometrico piezometro SPA5

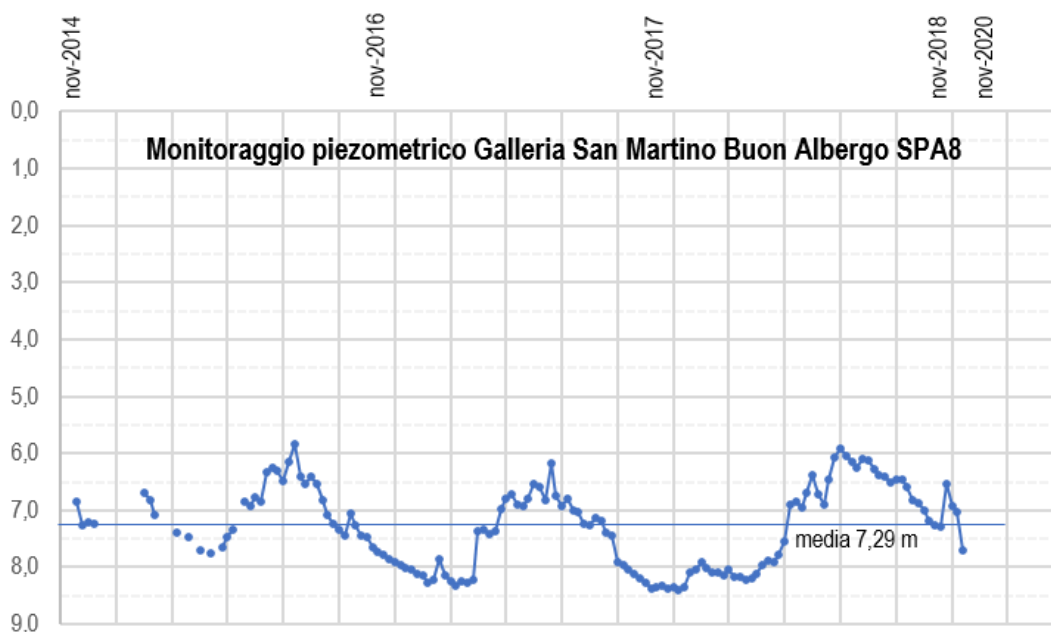


Figura 4.2 – Monitoraggio piezometrico piezometro SPA8

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
RELAZIONE GEOTECNICA		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 RB TR 00 0 0 001	Rev. A	Foglio 13 di 33

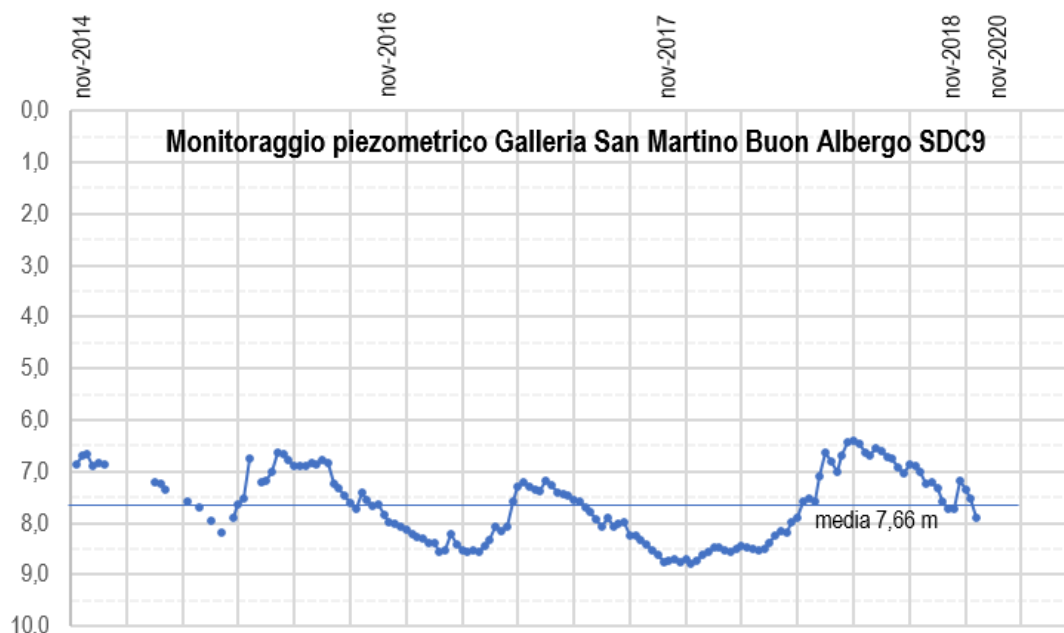


Figura 4.3 – Monitoraggio piezometrico piezometro SDC9

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

5 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 a 3 m.

Ai fini progettuali, prendendo a riferimento i livelli di falda definiti nella Relazione Idrogeologica (Doc. rif. IN1711EI2RHGE0000003A) 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).

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>IRICAV2</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>				
<p>RELAZIONE GEOTECNICA</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 RB TR 00 0 0 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 14 di 33</p>

6 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 susseguitesesi 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. IN1712EI2L6TR0000001) Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni di sintesi delle indagini (Doc. Rif. IN1711EI2RGGE0000007A Relazione di sintesi dei sondaggi e prove eseguite).

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
RELAZIONE GEOTECNICA	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 RB TR 00 0 0 001	Rev. A	Foglio 15 di 33

6.1 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.

6.2 Densità relativa dei materiali a grana grossa

6.2.1 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.

6.2.2 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 6.1;

σ_{vo}' pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kg/cm²);

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

Tabella 6.1: - 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 = $(q/p_a) / (\sigma_{vo}'/p_a)^{0.5}$;

 GENERAL CONTRACTOR	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
RELAZIONE GEOTECNICA	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 RB TR 00 0 0 001	Rev. A	Foglio 16 di 33

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 per tutti i depositi sabbiosi della tratta;

p_a pressione atmosferica =98.1 kPa;

σ'_{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.

6.2.3 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);
- σ'_{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

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
RELAZIONE GEOTECNICA	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 RB TR 00 0 0 001	Rev. A	Foglio 17 di 33

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

6.3 Resistenza al taglio – parametri drenati

6.3.1 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.

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

L'angolo di resistenza al taglio di picco φ' 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]):

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

essendo:

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

L'angolo di attrito $\varphi_{o'}$ può essere stimato come segue (v. Bolton 1986, Doc. rif. [5]):

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

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
RELAZIONE GEOTECNICA	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 RB TR 00 0 0 001	Rev. A	Foglio 18 di 33

$$DI \quad D_r \cdot [Q \cdot \ln(p_r')]^{-1}$$

essendo:

Q	10
p_r'	$1.4 \cdot \sigma_{ff}'$ (v. Jamiokowski et al. 1988, Doc. rif. [13]) (kPa)
m	costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti (v. Tabella 6.2)
D_r	densità relativa, valutata in accordo a quanto riportato al punto 6.2

Tabella 6.2: - 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

σ_2' = tensione principale efficace intermedia
 σ_3' = tensione principale efficace minore

I valori dell'angolo di attrito φ_{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 6.3 (v. ad esempio Youd 1972 o Stroud 1988, Doc. rif. [34] e [29]).

Tabella 6.3: - Valori di φ_{cv} per sabbie silicee, secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)

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

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

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

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

6.3.2.1 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 6.1, sulla base dei valori di densità relativa stimati al punto 6.2, ed entrando nel grafico a seconda della granulometria prevalente del materiale riscontrato in una data area.

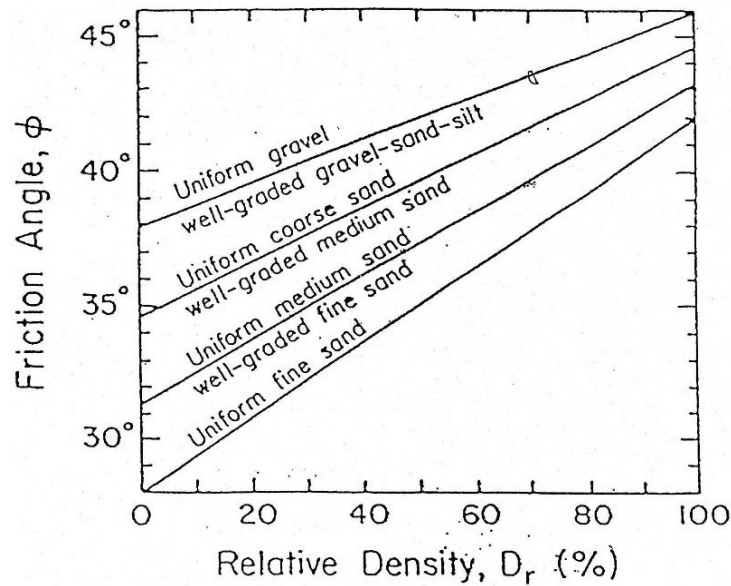


Figura 6.1 - Relazione fra angolo di resistenza al taglio operativo e densità relativa

6.3.2.2 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 ϕ'_{cv} :

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

dove

Q_{tn} resistenza alla punta normalizzata $= (q_t - s_{v0}) / s'_{v0}$;

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

6.3.3 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 6.2 e nella Figura 6.3 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.

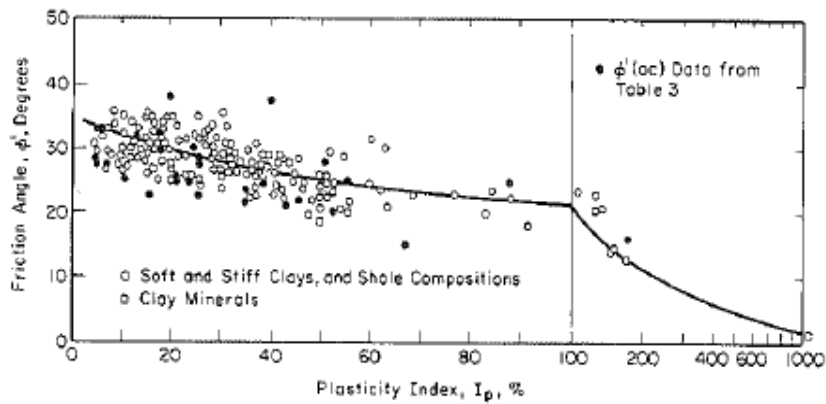


Figura 6.2 - Valori dell'angolo di resistenza al taglio per materiali argillosi (Mesri e Abdel-Ghaffar, 1993)

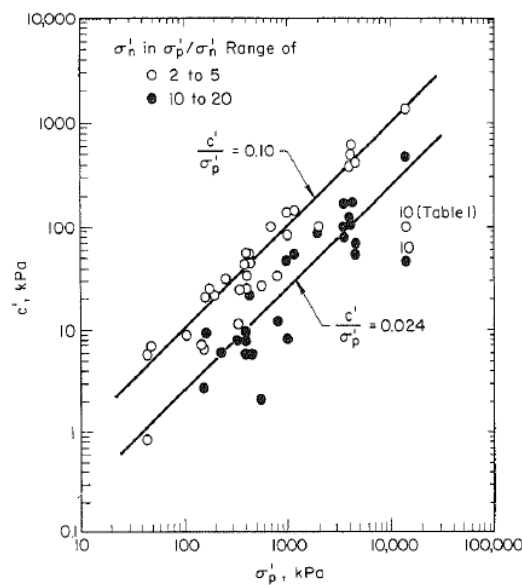


Figura 6.3 - Valori della coesione intercetta c' in funzione della tensione di preconsolidazione e del valore della tensione normale al piano di rottura, al momento della rottura s'_n (da Mesri e Abdel-Ghaffar, 1993)

6.4 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-limosa, sono generalmente più sensibili al campionamento;

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
RELAZIONE GEOTECNICA	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 RB TR 00 0 0 001	Rev. A	Foglio 21 di 33

- 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;
 - 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]**).

6.5 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. **[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.

6.6 Parametri di deformazione

6.6.1 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. **[2]**), e da Atkinson (2000, Doc. rif. **[3]**), e riportato in Figura 6.4), valutazione dell'entità del degrado dei moduli iniziali, facendo riferimento a curve di letteratura.

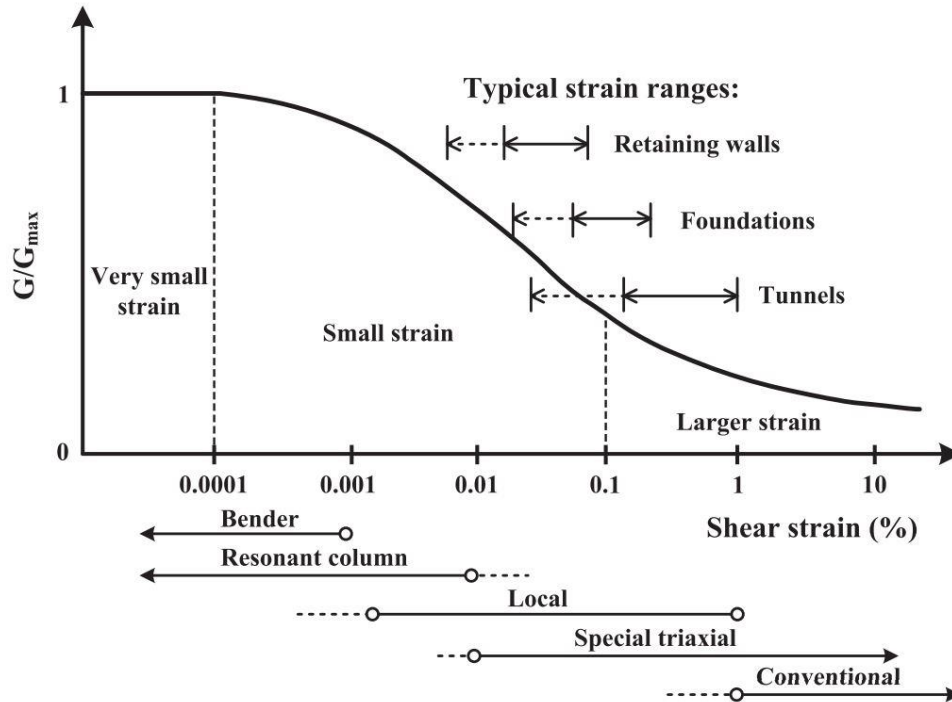


Figura 6.4 – Livelli deformativi raggiunti dal terreno per diverse opere di ingegneria (Doc. rif.[1],[3])

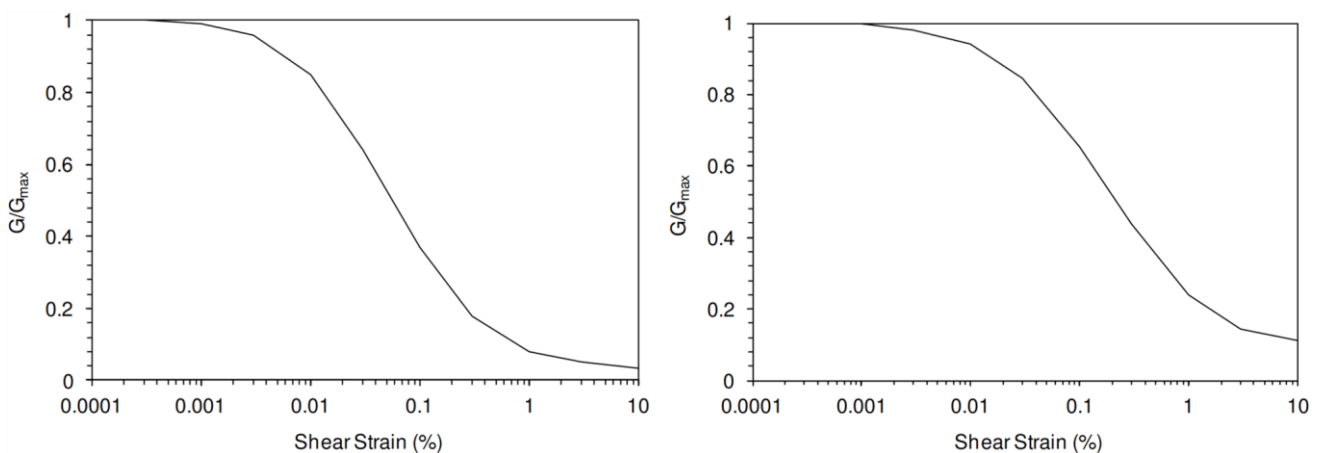


Figura 6.5 – Curva di decadimento del modulo di taglio per depositi sabbiosi (a sinistra, Doc. rif. [26]) e argillosi (a destra, Doc. rif. [27])

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE					
RELAZIONE GEOTECNICA	<table border="1"> <tr> <td>Progetto IN17</td> <td>Lotto 12</td> <td>Codifica Documento EI2 RB TR 00 0 0 001</td> <td>Rev. A</td> <td>Foglio 23 di 33</td> </tr> </table>	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 RB TR 00 0 0 001	Rev. A	Foglio 23 di 33
Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 RB TR 00 0 0 001	Rev. A	Foglio 23 di 33		

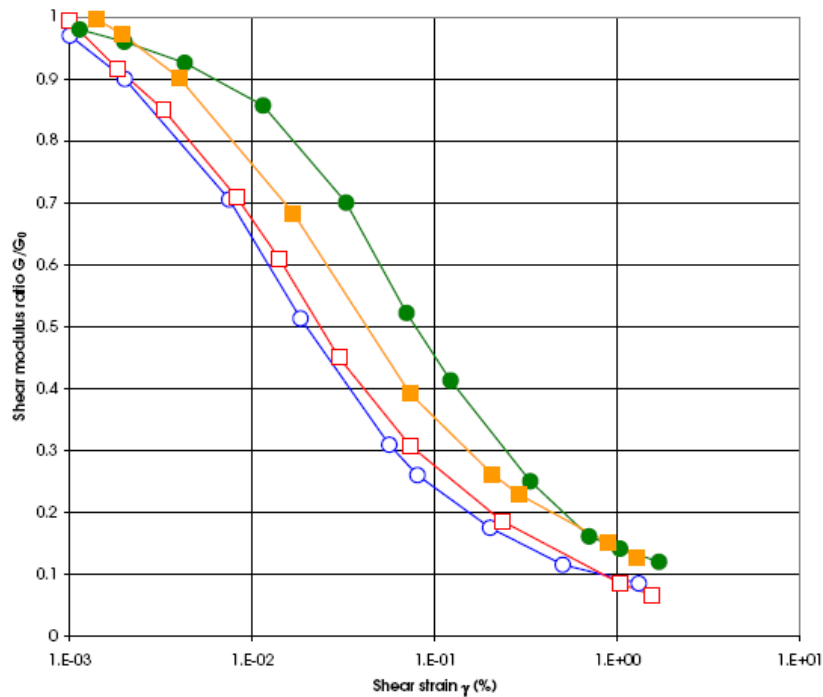


Figura 6.6 – Altro esempio di curva di decadimento del modulo di taglio (Doc. rif. [11])

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 considerato 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.

6.7 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 σ'_{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

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
RELAZIONE GEOTECNICA	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 RB TR 00 0 0 001	Rev. A	Foglio 24 di 33

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

Tabella 6.4: - Grado di affidabilità dei campioni (SQD) Terzaghi et al. (1996)

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

Tabella 6.5: - Grado di affidabilità dei campioni Lunne et al. (1997). σ_e/e_0 a σ'_{v0}

OCR = 1 ÷ 2	OCR = 2 ÷ 4	Livello
< 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..

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>IRICAV2</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>				
<p>RELAZIONE GEOTECNICA</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 RB TR 00 0 0 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 25 di 33</p>

7 INQUADRAMENTO SISMICO

7.1 Determinazione della categoria di sottosuolo – profili di riferimento v_s

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:

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

5. 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.

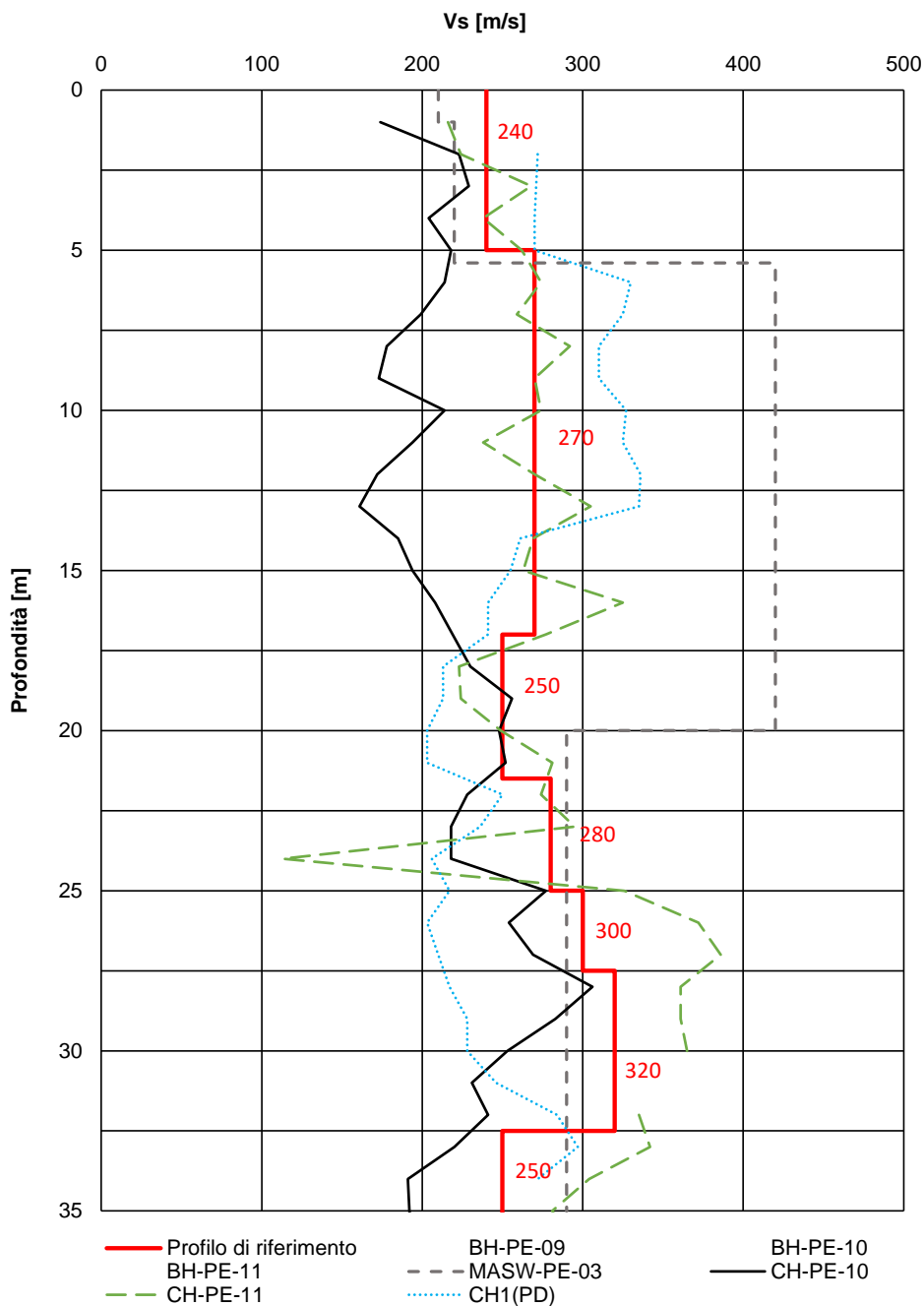
A tale riguardo, i profili di V_s di riferimento per la tratta di interesse sono stati così determinati:

- 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 7.1 e Figura 7.2. Si osserva come i risultati forniti dalle prove SPT e CPT configurino un quadro di relativa uniformità del tracciato rispetto al parametro $V_{s,30}$ 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:

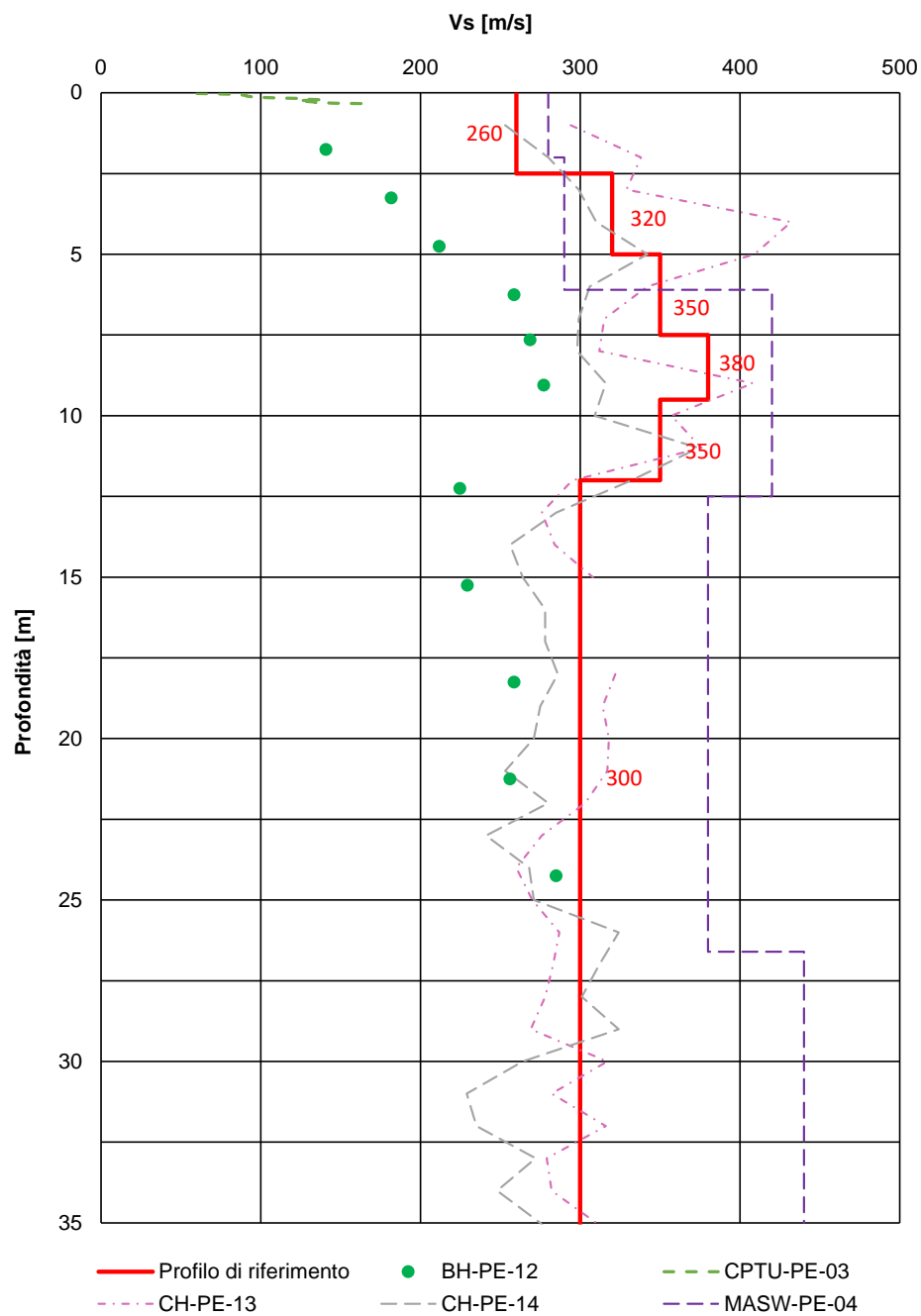
- Il tratto da Prog. 4+000 a 5+878.5 vede una discreta uniformità di valori ottenuti da prove geofisiche (di tipo crosshole), sicuramente più "precise" rispetto all'unica prova MASW-PE-03 che restituisce valori superiori ai 400 m/s non osservati dalle crosshole. Questo può essere dovuto a diversi fattori, 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.



6.

Figura 7.1: 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).



7.

Figura 7.2: Tratto S3 tra prog. 5+878.50 e 7+555. Profilo V_s di riferimento a confronto con i dati di correlazioni su valori SPT, CPT, prove geofisiche (MASW, Crosshole, Downhole).

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>IRICAV2</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>				
<p>RELAZIONE GEOTECNICA</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 RB TR 00 0 0 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 28 di 33</p>

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).”

7.2 Determinazione input 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.

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:

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

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).”

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 nella successiva tabella.

GENERAL CONTRACTOR



IRICAV2

ALTA SORVEGLIANZA



RELAZIONE GEOTECNICA

Progetto
IN17Lotto
12Codifica Documento
EI2 RB TR 00 0 0 001Rev.
AFoglio
29 di 33

Tabella 7.1: - Tabella input sismico

Categoria Sottosuolo	SL	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	TC^* (s)	S (-)	a_{max} (g)
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

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>IRICAV2</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>				
<p>RELAZIONE GEOTECNICA</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 RB TR 00 0 0 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 30 di 33</p>

8 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 8.1: – 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				

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
TRINCEE DI APPROCCIO ALLA GALLERIA ARTIFICIALE GA01 -RELAZIONE GEOTECNICA	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 RB TR 00 0 0 001	Rev. A	Foglio 32 di 33

9 PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

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 9.1: - Indagini tra pk 4+000 e pk 7+600

Progressiva Pk	Indagini ID	Campagna Anno
4+025	SA203R003	2002
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
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% e N_{SPT} generalmente compresi tra 30 e 50 colpi/30cm, sebbene vi siano numerose registrazioni che superano i 70 colpi/30cm 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, da un contenuto di fini compreso tra 10% e 30% e da una buona resistenza alla penetrazione. Si registrano valori di

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>IRICAV2</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>				
<p>RELAZIONE GEOTECNICA</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 RB TR 00 0 0 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 33 di 33</p>

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.

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.

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.

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 $D_R = 40-80\%$.

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 nei paragrafi precedenti confermano 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.

Considerata la presenza delle stesse unità geotecniche della galleria artificiale GA01, per l'individuazione dei parametri caratteristici si rimanda alla relazione geotecnica IN1711EI2RBGA0100001.

L'andamento stratigrafico è invece riportato nell'elaborato IN1712EI2L6TR0000001.