

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO-ECONOMICA

QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2<sup>A</sup>  
FASE LATO ROMA  
QUADRUPPLICAMENTO LINEA

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale

SCALA:

-

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

NR45 00 R 29 GE GE0005 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	Cons. INTEGRA	Feb. 2021	I. Siano	Feb. 2021	T. Paoletti	Feb. 2021	F. Arduini Feb. 2021

File: NR4500R29GEGE0005001A

## INDICE

1	INTRODUZIONE.....	4
2	ELABORATI, NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	6
2.1	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO .....	6
2.2	BIBLIOGRAFIA.....	6
2.3	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO .....	9
3	DESCRIZIONE DELLE PROVE UTILIZZATE PER LA CARATTERIZZAZIONE .....	10
4	MONITORAGGIO PIEZOMETRICO.....	12
5	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	16
5.1	GENERALITÀ .....	16
5.2	TERRENI SCIOLTI A GRANA GROSSA.....	16
5.2.1	<i>Stato iniziale del deposito .....</i>	<i>17</i>
5.2.2	<i>Prove SPT.....</i>	<i>17</i>
5.2.3	<i>Densità relativa .....</i>	<i>20</i>
5.2.4	<i>Angolo di resistenza al taglio.....</i>	<i>23</i>
5.2.5	<i>Velocità di propagazione delle onde di taglio .....</i>	<i>25</i>
5.2.6	<i>Caratteristiche di deformabilità .....</i>	<i>26</i>
5.2.6.1	Moduli elastici iniziali .....	26
5.2.6.2	Moduli edometrici.....	26
5.2.7	<i>Coefficienti di permeabilità.....</i>	<i>26</i>
5.3	AMMASSI ROCCIOSI .....	27
5.3.1	<i>Descrizione degli ammassi rocciosi.....</i>	<i>27</i>
5.3.2	<i>Classificazione degli ammassi rocciosi e indici di qualità.....</i>	<i>27</i>
5.3.3	<i>Caratterizzazione degli ammassi rocciosi.....</i>	<i>28</i>
5.3.4	<i>Parametri di resistenza .....</i>	<i>31</i>
5.3.5	<i>Parametri di deformabilità.....</i>	<i>35</i>

5.3.6	<i>Parametri di resistenza delle rocce discontinue</i> .....	38
6	QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO GEOTECNICO .....	40
6.1	MODELLO GEOLOGICO LOCALE.....	40
6.2	DESCRIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE E DELLE AREE GEOTECNICHE .....	41
7	CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' GEOTECNICHE .....	45
7.1	TERRENI SCIOLTI.....	45
7.1.1	<i>Risultati ed interpretazione delle indagini in sito</i> .....	45
7.1.1.1	Parametri di resistenza .....	45
7.1.1.2	Parametri di deformabilità .....	53
7.2	RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO .....	59
7.3	AMMASSI ROCCIOSI .....	61
7.4	TABELLE RIASSUNTIVE DELLA CARATTERIZZAZIONE DELLE DIVERSE UNITÀ GEOTECNICHE .....	62
8	STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE.....	65
9	CALCOLO DELLO SPESSORE DI BONIFICA .....	67

## 1 INTRODUZIONE

Il presente documento illustra i risultati dello studio volto a definire il modello geotecnico del sottosuolo della tratta Capannelle – Ciampino appartenente alla linea Roma – Cassino, da adottarsi nell’ambito del progetto di fattibilità tecnico – economica del quadruplicamento ferroviario della stessa tratta e del PRG di Ciampino.

L’ubicazione della tratta in questione segue la linea rossa rappresentata in Figura 1.

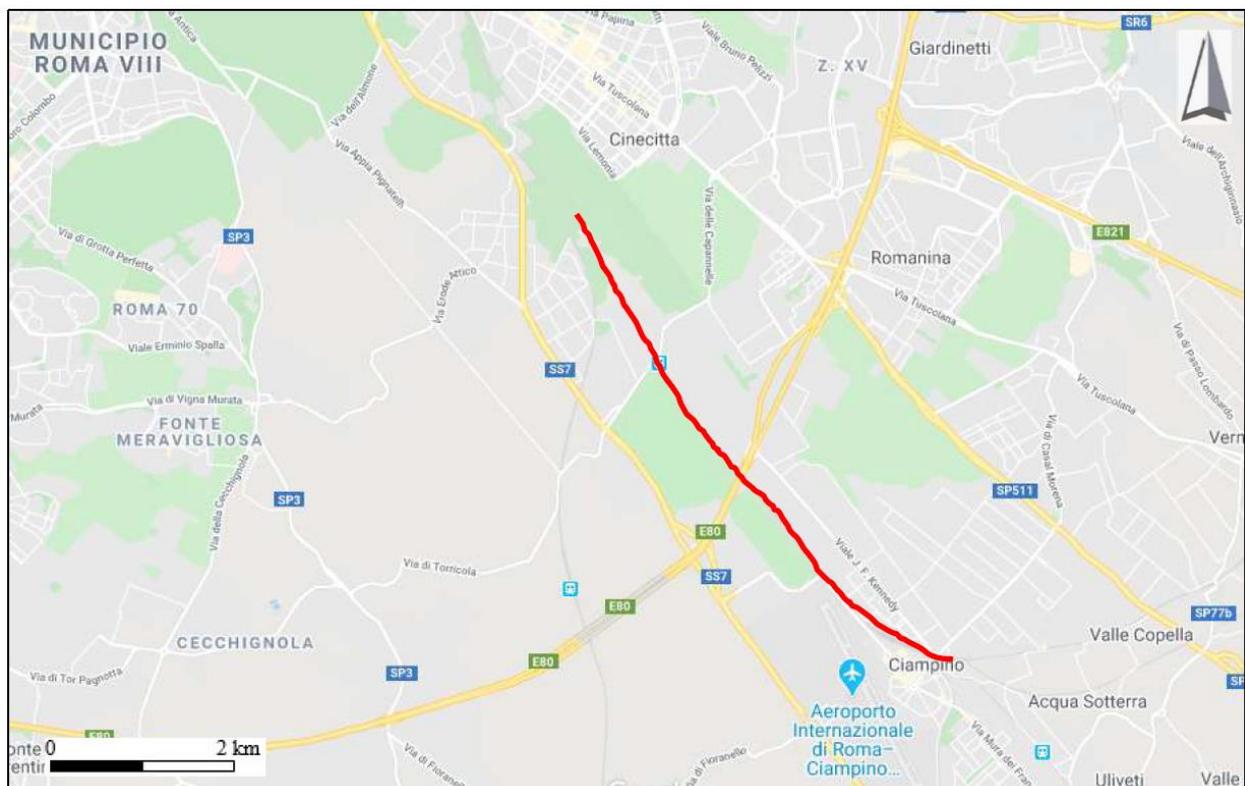


Figura 1: Tracciato oggetto di quadruplicamento ferroviario – Google Maps

Il presente documento si articola come segue:

- il capitolo 2 indica le normative e la bibliografia di riferimento;
- il capitolo 3 riporta una breve descrizione del tracciato in esame e delle prove utilizzate per la caratterizzazione;
- il capitolo 4 riporta una sintesi delle letture piezometriche;
- il capitolo 5 descrive i criteri di interpretazione delle indagini geotecniche;

- il capitolo 6 riporta il quadro di riferimento geologico e definisce le unità geotecniche incontrate lungo la tratta in esame;
- il capitolo 7 riporta la caratterizzazione geotecnica dei terreni quale risulta dall'interpretazione delle indagini;
- il capitolo 8 riporta la valutazione della stabilità del sito nei confronti della liquefazione.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2 <sup>a</sup> FASE LATO ROMA <b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A

## 2 ELABORATI, NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO

- [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30;
- [2] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- [3] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [4] UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [5] AGI (1977) Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.
- [6] AGI (2005) Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida.

### 2.2 BIBLIOGRAFIA

- [7] Bolton (1986) “The strength and dilatancy of sands” Geotechnique 36, n° 1.
- [8] Brown E.T., Hoek E. (1988) “Discussion on paper n° 20431 by R. Ucae entitled “Determination of shear failure envelope in rock masses” Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 114, n° 3.
- [9] Clayton C.R.I. (1995) “The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use” CIRIA Report n° 143, 1995.
- [10] Hoek E., Brown E.T. (1988) “The Hoek-Brown failure criterion – A 1988 update” Proc. of 15th Canadian Rock Mechanics Symposium, Toronto, Canada.
- [11] Hoek E., Kaiser P.K., Bawden W.F. (1997) “Support of underground excavations in hard rock” Rotterdam, A.A. Balkema.
- [12] Hoek E., Carranza-Torres C.T., Corkum B. (2002) “Hoek-Brown failure criterion- 2002 edition” Proc. North American Rock Mechanics Society Meeting in Toronto, July.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2^ FASE LATO ROMA <b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A

- [13] Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) "New correlations of penetration tests for design practice" Proceedings of I International Symposium on Penetration Testing, ISOPT I, Orlando.
- [14] Koutsoftas D.C. and Ladd C.C. (1985) Design strength of an offshore clay. JGED, ASCE, 3,337–355.
- [15] Kulhawy F.H. and Mayne P.W. (1990) Manual on estimating soil properties for foundation design. Electric Power Research Institute, EL-6800, Research Project 1493–6.
- [16] Lancellotta, R (2009). Geotechnical Engineering – Second Edition. Taylor & Francis.
- [17] Lunne, T., Christoffersen, H.P. (1983). Interpretation of cone penetrometer data for offshore sands. Proceedings, 15th Annual OTC, OTC 4464: 181-188.
- [18] Lunne, T., Christophersen, H.P., Tjelta, T.I., 1985. Engineering use of piezocone data in North Sea clays. Proc. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 2. Balkema Pub, Rotterdam, pp. 907–912.
- [19] Lunne, T., Berre, T., and Strandvik, S. (1997). "Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay." Recent developments in soil and pavement mechanics, Rio de Janeiro, Brazil, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 81–102.
- [20] Marinos, P., Hoek, E., 2000. GSI: A geologically friendly tool for rock mass strength estimation, GEOENG 2000, Melbourne, Australia.
- [21] Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.
- [22] Robertson, P.K. (1990). *Soil Classification using the CPT*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, 151-158.
- [23] Robertson, P.K., and Cabal (Robertson), K.L., (2010). Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering. Gregg Drilling & Testing, Inc.
- [24] 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.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2^ FASE LATO ROMA <b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A

- [25] H. B. Seed, and I. M. Idriss, "Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis," Report EERC 70-10, University of California, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA, 1970.
- [26] Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" CIRIA Report 113.
- [27] Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I.
- [28] 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.
- [29] Vucetic M., Dobry R. (1991). Effects of the soil plasticity on cyclic response. Journal of Geotech. Eng. Div. ASCE. Vol. 117.
- [30] D. Lo Presti, Michele Jamiolkowski, M. Pepe (2003) "Geotechnical characterization of the subsoil of Pisa Tower".

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2 <sup>A</sup> FASE LATO ROMA <b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A

### 2.3 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO

- [31] ITALFERR – Relazione geotecnica generale (Doc. NR4500R29GEGE0005001)
- [32] ITALFERR – Profilo longitudinale tav. 1 (Doc. NR4500R29F6GE0005001)
- [33] ITALFERR – Profilo longitudinale tav. 2 (Doc. NR4500R29F6GE0005002)
- [34] ITALFERR – Profilo longitudinale tav. 3 (Doc. NR4500R29F6GE0005003)
- [35] ITALFERR – Profilo longitudinale tav. 4 (Doc. NR4500R29F6GE0005004)
- [36] ITALFERR – Relazione sui cedimenti dei rilevati ferroviari (Doc. NR4500R29RHGE0005001)
- [37] ITALFERR – Relazione sui cedimenti dei rilevati stradali (Doc. NR4500R29RHGE0005002)
- [38] ITALFERR – Relazione di stabilità rilevati ferroviari (Doc. NR4500R29RHGE0005003)
- [39] ITALFERR – Relazione di stabilità rilevati stradali (Doc. NR4500R29RHGE0005004)
- [40] ITALFERR – Relazione di stabilità trincee stradali (Doc. NR4500R29RHGE0005005)
- [41] ITALFERR – Indagini geognostiche e prove in sito (Doc. NR4511D69SGGE0001001)
- [42] ITALFERR – Indagini geofisiche (Doc. NR4511D69IGGE0001001)
- [43] ITALFERR – Prove di laboratorio geotecnico (Doc. NR4511D69PRGE0005001)
- [44] ITALFERR – Relazione geologica, ideogeologica, geomorfologica e sismica (Doc. NR4511D69RGGE0001001)
- [45] ITALFERR – Profilo geologico (Doc. NR4511D69FZGE0001001)

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2^ FASE LATO ROMA <b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A

### 3 DESCRIZIONE DELLE PROVE UTILIZZATE PER LA CARATTERIZZAZIONE

I dati stratigrafici e geotecnici riportati nella presente relazione e nei profili geotecnici sono stati desunti dai risultati di indagini geotecniche e geognostiche e di laboratorio condotte da ITALFERR nell'area di studio (Doc. NR4511R69SGGE0001001, Doc. NR4511R69IGGE0001001, Doc. NR0N00R69SGGE0001001, Doc e Doc. NR0N00R69IGGE0001001).

È stata inoltre presa in considerazione la relazione geologica, idrogeologica, geomorfologica e sismica relativa alla medesima tratta (Doc. NR4511R69RGGE0001001).

Per quello che riguarda le campagne di indagine in sito eseguite da ITALFERR risultano disponibili le seguenti prove e relativi risultati:

- n. 15 sondaggi a carotaggio continuo con esecuzione di prove in foro di tipo SPT, permeabilità Lugeon e Lefranc e installazione di strumentazione per il monitoraggio geotecnico (piezometri T.A.);
- n. 5 prove penetrometriche statiche di tipo CPT;
- n. 8 prove penetrometriche dinamiche di tipo DPSH;
- n. 25 prove di carico su piastra;
- n. 6 prove geofisiche di tipo MASW, una prova DOWNHOLE e n. 6 prove HVSR

L'ubicazione delle suddette prove è riportata in Figura 2.

Per il dettaglio delle prove si rimanda alle specifiche relazioni elencate al paragrafo **2.3**.



Figura 2: Ubicazione prove – Google Earth

#### 4 MONITORAGGIO PIEZOMETRICO

L'inquadramento idrogeologico dell'area è descritto nella Relazione geologica, ideogeologica, geomorfologica e sismica (Doc. NR4511R69RGGE0001001).

Nelle seguenti tabelle sono riassunte le rilevazioni piezometriche effettuate nel corso della campagna d'indagine di cui sopra.

**Tabella 1: rilevazioni piezometriche - S01**

Giorno	07/02/20	10/02/20	10/02/20							
Ora	sera	mattina	sera							
Livello dell'acqua (m)	15,59	26,40	21,17							
Prof. perforazione(m)	31,00	35,00	35,00							
Prof. rivestimento(m)	27,00	30,00	30,00							

**Tabella 2: Rilevazioni piezometriche - S02**

Giorno	11/02/20	12/02/20	13/02/20	13/02/20						
Ora	sera	mattina	mattina	sera						
Livello dell'acqua (m)	8,90	assente	16,00	25,00						
Prof. perforazione(m)	11,00	11,00	19,50	19,50						
Prof. rivestimento(m)	9,00	9,00	19,50	19,50						

**Tabella 3: Rilevazioni piezometriche - S03**

Giorno	18/02/20	19/02/20	19/02/20	20/02/20						
Ora	sera	mattina	sera	mattina						
Livello dell'acqua (m)	19,30	assente	21,40	30,80						
Prof. perforazione(m)	28,00	28,00	35,00	35,00						
Prof. rivestimento(m)	18,00	18,00	30,00	35,00						

**Tabella 4: Rilevazioni piezometriche - S04**

Giorno	06/05/20	07/05/20	07/05/20							
Ora	sera	mattina	sera							
Livello dell'acqua (m)	5,10	5,80	22,20							
Prof. perforazione(m)	14,00	14,00	30,00							
Prof. rivestimento(m)	12,00	12,00	19,50							

**Tabella 5: Rilevazioni piezometriche - S05**

Giorno	04/03/20	05/03/20								
Ora	sera	mattina								
Livello dell'acqua (m)	8,00	assente								
Prof. perforazione(m)	18,00	18,00								
Prof. rivestimento(m)	15,00	15,00								

**Tabella 6: Rilevazioni piezometriche - S06**

Giorno	21/05/20	22/05/20								
Ora	sera	mattina								
Livello dell'acqua (m)	26,00	assente								
Prof. perforazione(m)	27,00	27,00								
Prof. rivestimento(m)	18,00	18,00								

**Tabella 7: Rilevazioni piezometriche - S07**

Giorno	14/05/20	15/05/20	15/05/20	18/05/20	18/05/20					
Ora	sera	mattina	sera	mattina	sera					
Livello dell'acqua (m)	2,70	2,80	5,30	6,80	1,80					
Prof. perforazione(m)	6,00	6,00	15,00	15,00	24,00					
Prof. rivestimento(m)	4,00	4,00	14,00	14,00	21,00					

**Tabella 8: Rilevazioni piezometriche - S08**

Giorno	27/05/20	28/05/20								
Ora	sera	mattina								
Livello dell'acqua (m)	8,50	assente								
Prof. perforazione(m)	20,00	20,00								
Prof. rivestimento(m)	16,00	16,00								

**Tabella 9: Rilevazioni piezometriche - S09**

Giorno	12/05/20	13/05/20	13/05/20							
Ora	sera	mattina	sera							
Livello dell'acqua (m)	11,70	11,20	14,40							
Prof. perforazione(m)	18,00	18,00	35,00							
Prof. rivestimento(m)	14,50	14,50	34,50							

**Tabella 10: Rilevazioni piezometriche - S10**

Giorno	24/02/20	25/02/20	25/02/20	26/02/20						
Ora	sera	mattina	sera	sera						
Livello dell'acqua (m)	assente	assente	15.00	20.00						
Prof. perforazione(m)	12.00	12.00	22.00	22.00						
Prof. rivestimento(m)	9.00	9.00	19.00	19.00						

**Tabella 11: Rilevazioni piezometriche - S11**

Giorno	29/02/20	02/03/20	03/03/20							
Ora	sera	mattina	mattina							
Livello dell'acqua (m)	assente	assente	21.00							
Prof. perforazione(m)	17.00	25.00	30.00							
Prof. rivestimento(m)	17.00	19.00	23.50							

**Tabella 12: Rilevazioni piezometriche - S12**

Giorno	04/03/20	05/03/20	05/03/20							
Ora	sera	mattina	sera							
Livello dell'acqua (m)	9.00	15.00	22.00							
Prof. perforazione(m)	16.00	16.00	30.00							
Prof. rivestimento(m)	13.00	13.00	26.00							

**Tabella 13: Rilevazioni piezometriche - S13**

Giorno	10/03/20									
Ora	sera									
Livello dell'acqua (m)	14.00									
Prof. perforazione(m)	26.00									
Prof. rivestimento(m)	22.00									

**Tabella 14: Rilevazioni piezometriche - S14**

Giorno	24/02/20	25/02/20								
Ora	sera	sera								
Livello dell'acqua (m)	15.00	27.00								
Prof. perforazione(m)	22.00	38.00								
Prof. rivestimento(m)	22.00	38.00								

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2^ FASE LATO ROMA <b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A

**Tabella 15: Rilevazioni piezometriche - DH\_50**

Giorno	21/09/20	22/09/20	22/09/20	23/09/20	23/09/20	24/09/20				
Ora	sera	mattina	sera	mattina	sera	mattina				
Livello dell'acqua (m)	0,05	assente	13,28	22,05	39,45	40,70				
Prof. perforazione(m)	7,50	7,50	30,00	30,00	42,00	42,00				
Prof. rivestimento(m)	7,50	7,50	18,00	18,00	30,00	30,00				

La **Tabella 16** riassume le più recenti letture piezometriche, effettuate il 15/02/2021.

**Tabella 16: Rilevazioni piezometriche del 15/02/2021**

PIEZOMETRO	15/02/2021
Denominazione	FALDA m. da p.c.
S01CC_35m_PZ	26.22
S03CC_35m_PZ	33.95
S05CC_30m_PZ	-
S07CC_30m_PZ	26.62
S10CC_35m_PZ	34.22
S13CC_30m_PZ	21.27

I valori dei livelli di falda sono espressi come soggiacenza della stessa in metri dal piano campagna. Per ulteriori dettagli si rimanda alla specifica relazione relativa alle prove e misurazioni in sito (Doc. NR4511R69SGGE0001001).

In particolare, per il calcolo delle pressioni interstiziali e quindi delle tensioni efficaci dello scheletro solido si è assunto un regime idrostatico dell'acqua nel sottosuolo.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2 <sup>a</sup> FASE LATO ROMA <b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A

## 5 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 5.1 GENERALITÀ

I criteri di interpretazione delle indagini geotecniche, di seguito descritti, tengono conto del fatto che lungo il tracciato in esame sono stati intercettati terreni sabbiosi con frazioni limose e rocce.

Dal punto di vista dei criteri di caratterizzazione geotecnica, in generale, si distinguono tre tipologie di materiale:

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

L'individuazione del tipo di materiale è stata fatta principalmente sulla base della descrizione stratigrafica dei sondaggi e delle prove in situ.

Nel caso in esame, alla luce della preponderanza della frazione a grana grossa rispetto alla frazione fina, tutti i terreni sciolti incontrati durante il tracciato sono stati caratterizzati considerando correlazioni valide per terreni a grana grossa. Tali terreni sono considerati drenanti, per cui non verrà fatta distinzione tra condizioni di breve termine e quelle di lungo termine.

### 5.2 TERRENI SCIOLTI A GRANA GROSSA

Lungo il tracciato in esame i terreni sciolti sono prevalentemente costituiti da sabbie limose di origine piroclastica.

La caratterizzazione geotecnica è stata affidata all'interpretazione delle prove in situ (mediante correlazioni empiriche) e ai risultati delle prove condotte in laboratorio.

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

- stato tensionale iniziale del deposito;
- parametri di resistenza al taglio;
- parametri di deformabilità;
- rischio di liquefazione.

	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2 <sup>a</sup> FASE LATO ROMA <b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A

### 5.2.1 Stato iniziale del deposito

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

- Tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale;
- Pressioni interstiziali;
- Macrostruttura;
- Densità relativa  $D_r$ .

Indicazioni sulle **tensioni geostatiche e sulla storia tensionale** possono essere ricavate con una certa approssimazione dagli studi di carattere geologico e, in maniera approfondita, da prove di compressibilità edometrica. In particolare, è stato calcolato il grado di sovraconsolidazione OCR rapportando la tensione verticale efficace massima, valutata con metodo di Casagrande a partire dai risultati delle singole prove edometriche, con la tensione verticale efficace del terreno alla profondità di prelievo del campione utilizzato per le singole prove.

Si è osservato che la maggior parte delle valutazioni restituiscono valori di OCR unitari, che conducono a terreni normalmente consolidati. Estremamente ridotti risultano i casi per i quali si è registrato un leggero stato di sovraconsolidazione in prossimità del piano di falda.

Pertanto, ai fini della caratterizzazione, tutti i terreni in questione sono stati considerati normalmente consolidati, caratterizzati quindi da un coefficiente di spinta a riposo  $k_0 = (1 - \sin\phi') = 0.4 \div 0.5$ .

Le **pressioni interstiziali** sono state valutate sulla base di misurazioni svolte nel corso dell'esecuzione delle prove in sito.

### 5.2.2 Prove SPT

La presente caratterizzazione è stata effettuata confrontando i parametri di resistenza e deformabilità dei materiali ottenuti da prove di laboratorio con gli stessi parametri ottenuti da correlazioni empiriche basate sui risultati delle prove condotte in sito; tra queste è stata data particolare importanza a prove SPT, le quali sono state svolte a profondità più elevate.

Le prove penetrometriche dinamiche SPT (Standard Penetration Test) consistono nell'infissione tramite battitura di un campionatore a pareti grosse (Raymond) nel terreno. Nell'effettuare il computo del numero di colpi, il campionatore viene fatto avanzare inizialmente per un tratto iniziale di 150 mm,

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2 <sup>A</sup> FASE LATO ROMA <b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A

scartando il corrispettivo numero di colpi a causa del disturbo che il terreno subisce in fase di realizzazione del foro di sondaggio; viene ritenuto utile ai fini della caratterizzazione geotecnica il numero di colpi necessario a produrre un ulteriore avanzamento di 300 mm del campionatore nel terreno.

Il campo d'impiego ottimale delle prove SPT è quello dei terreni sabbiosi, ma tali prove possono dare indicazioni anche riguardo terreni coesivi.

I risultati forniti dalle prove SPT possono essere corretti per tenere conto di alcuni fattori legati alle modalità di esecuzione della prova; allo scopo di valutare un numero standardizzato di colpi, è stata seguita una procedura definita da Skempton (1986).

Nell'ambito di tale procedura, viene chiamato  $N_{60}$  il numero di colpi corretto per tenere conto del fatto che il campionatore usato in origine aveva un'efficienza pari all'incirca al 60% e questo costituisce lo standard cui il numero di colpi viene riferito.

Il valore  $N_{60}$  è dato dalla seguente espressione:

$$N_{60} = (C_E \cdot C_B \cdot C_S \cdot C_R) \cdot N_{SPT}$$

dove:

- $N_{60}$  è il numero di colpi corretto per tenere conto delle procedure in situ e della tipologia di attrezzature utilizzate;
- $C_E = E_R / 60\%$  è il fattore correttivo che tiene conto dell'energia delle aste e l'efficienza del campionatore
- $E_R$  è il rapporto energetico in percentuale della perforatrice adoperata definito in accordo alle ASTM D-4633-86;
- $C_B$  è fattore correttivo che tiene conto del diametro del foro di sondaggio;
- $C_S$  è fattore correttivo che tiene conto del tipo di campionatore;
- $N_{SPT}$  è il numero di colpi spt registrato in situ.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2 <sup>a</sup> FASE LATO ROMA <b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A

Il rapporto energetico  $E_R$  varia generalmente tra 45 e 80%, mentre i valori degli altri fattori di correzione sono riassunti nelle seguenti tabelle:

**Tabella 17: Fattore correttivo  $C_B$**

<i>Diametro del foro di sondaggio (mm)</i>	<i>fattore <math>C_B</math></i>
65 ÷ 115	1.00
150	1.05
200	1.15

**Tabella 18: Fattore correttivo  $C_s$**

<i>Tipo di campionatore</i>	<i>fattore <math>C_s</math></i>
Campionatore Standard	1.00
Supporto del campione per sabbie addensate	0.80
Supporto del campione per sabbie sciolte	0.90
Campionatore senza astuccio	1.20

**Tabella 19: Fattore correttivo  $C_R$**

<i>Lunghezza delle aste (m)</i>	<i>fattore <math>C_R</math></i>
3 ÷ 4	0.75
4 ÷ 6	0.85
6 ÷ 10	0.95
> 10	1.00

Gli studi condotti per la prima volta da Gibbs e Holtz (1957) e da altri autori hanno evidenziato che il confinamento, crescente con la profondità, insieme alla storia tensionale, influenza notevolmente i risultati ottenibili dalle prove SPT, in particolar modo nei terreni sabbiosi.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2 <sup>a</sup> FASE LATO ROMA <b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A

Alcuni autori hanno fornito un metodo per correggere il numero di colpi per tenere conto di una pressione efficace di riferimento  $(N_1)_{60}$ , in modo che il numero di colpi registrato in materiali simili a diverse profondità sia comparabile:

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60}$$

dove:

- $C_N$  è il fattore di normalizzazione della profondità legato alla tensione verticale efficace  $e$ , quindi, alla profondità di esecuzione della prova per tenere conto del confinamento crescente con la profondità;
- $(N_1)_{60}$  è il numero di colpi normalizzato e corretto.

Per la valutazione del fattore  $C_N$  si è utilizzata la formulazione di Liao and Whitman (1986):

$$C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_v}}$$

dove:

- $P_a$  è la pressione atmosferica, pari a 100 kPa;
- $\sigma'_v$  è la tensione verticale efficace alla profondità considerata.

Si è assunto un limite massimo per  $C_N$  pari a 1,7.

### 5.2.3 *Densità relativa*

La densità relativa  $D_R$  di terreni incoerenti può essere valutata sulla base dei risultati forniti dalle prove SPT attraverso correlazioni empiriche diverse a seconda della tipologia di terreno. Di seguito si elencano le formulazioni utilizzate per la caratterizzazione geotecnica.

#### Terreni sabbiosi

In particolare, la densità relativa  $D_R$  di terreni costituiti principalmente da sabbia può essere valutata in base al valore  $(N_{SPT})$  secondo la seguente espressione (Skempton, 1986):

$$D_r = \left| \frac{(N_1)_{60}}{a + b \cdot \sigma'_{v0}} \right|^{0.5}$$

dove:

- $\sigma'_{v0}$  è la tensione verticale efficace espressa in kg/cm<sup>2</sup>;
- a, b sono costanti adimensionali legate alle dimensioni delle particelle ed al grado di consolidazione, come mostrato in Tabella 20: Costanti a, b correlate alla dimensione delle particelle ed al grado di consolidazione (1977).

**Tabella 20: Costanti a, b correlate alla dimensione delle particelle ed al grado di consolidazione (1977)**

Tipo di terreno	a	b	Tipologia di terreno
Sabbie fini, normalconsolidate (NC)	27.5	27.5	3 e 4
Sabbie grossolane, normalconsolidate (NC)	43.3	21.7	1 e 2
Sabbie grossolane, sovraconsolidate (OC)	24.7	$35.3 \cdot \frac{[1 + 2 \cdot k_0(OC)]}{[1 + 2 \cdot k_0(NC)]}$ [9] $k_0(OC) = k_0(NC) \cdot \sqrt{OCR}$ [10]	1

Per quanto concerne la tipologia di terreno, vengono ricondotti alla tipologia 1 le sabbie con presenza di frazione fine e senza ghiaia, alla tipologia 2 le sabbie con ridotta frazione fine e con poca ghiaia, alla tipologia 3 le sabbie con poca ghiaia con o senza frazione fine, alla tipologia 4 i mix di frammenti rocciosi e sabbia; si riconducono, invece, alla tipologia 5, i terreni coesivi.

La scelta del tipo di sabbia deve essere riferita:

- alla distribuzione della dimensione delle particelle dei campioni prelevati al fondo dei fori di sondaggio, qualora disponibili;
- alla descrizione del foro di sondaggio, altrimenti.

L'espressione inerente alle sabbie fini può essere usata per terreni con frazione fine minore o uguale al 50% (sabbie e limi, sabbie con limi, sabbie limose o debolmente limose), oppure per campioni con frazione fine maggiore del 50% (limi e sabbie, limi con sabbie, limi sabbiosi) solo se sopra il livello di falda (ciò vuol dire che la loro resistenza alla penetrazione del campionatore avviene in condizioni drenate).

#### Terreni costituiti principalmente da sabbie e ghiaie

Per Terreni costituiti principalmente da sabbie e ghiaie, la densità relativa  $D_R$  può essere valutata in base ai risultati delle prove STP ( $N_{SPT}$ ) secondo la seguente formulazione proposta da Meyerhof (1957) sulla scorta dei dati ottenuti da Gibbs e Holtz (1957):

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{60}}{\left(17 + 24 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\rho_{atm}}\right)}}$$

dove:

- $\sigma'_{v0}$  è la tensione verticale efficace espressa in kg/cm<sup>2</sup>
- $\rho_{atm}$  è la pressione atmosferica (100 kPa)

La densità relativa delle sabbie (da fini a ghiaiose) può anche essere valutata in base alla seguente relazione proposta da Shultze e Mezenbach (1961):

$$\ln(D_R \%) = 0.478 * \ln(N_{SPT}) - 0.262 * \ln(\sigma'_{v0}) + 2.84$$

dove:

- $N_{SPT}$  è il numero di colpi SPT registrato in sito;
- $\sigma'_{v0}$  è la tensione verticale efficace espressa in kg/cm<sup>2</sup>

L'espressione sopra si applica per qualunque valore della tensione verticale efficace nel caso di terreni normalmente consolidati ed il valore di  $D_R$  è, in genere, sovrastimato per depositi ghiaiosi e sottostimato per depositi limosi.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2 <sup>a</sup> FASE LATO ROMA <b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A

#### 5.2.4 Angolo di resistenza al taglio

Per la valutazione dell'angolo di attrito a picco sono state scelte le seguenti correlazioni:

Sabbie fini o limose (American Road Bridge Association):

$$\phi'_P = 15 + \sqrt{15 \cdot N_{60}}$$

Sabbie e ghiaie, sabbie da mediamente grossolane a ghiaiose e ghiaie (Shioi e Fukuni 1982, Japanese National Railway):

$$\phi'_P = 0.3 \cdot N_{60} + 27$$

Sabbie, da mediamente grossolane a debolmente ghiaiose (Owasaki e Iwasaki):

$$\phi'_P = 15 + \sqrt{20 \cdot N_{60}}$$

Per le correlazioni sopra, le condizioni ottimali di applicabilità sono costituite da una profondità di esecuzione delle prove > 8-10 m (se sopra falda) e < 7 m (se sotto falda), ciò implica dei valori della tensione verticale efficace dell'ordine di 150-200 kPa.

Sabbie (Sowers 1961):

$$\phi'_P = 0.28 \cdot N_{60} + 28$$

Sabbie con contenuto limoso (Meyererhof 1965):

$$\phi'_P = 29.47 + 0.46 \cdot N_{60} - 0.004 \cdot N_{60}^2 \quad \text{per contenuto di limo} < 5\%$$

$$\phi'_P = 23.70 + 0.57 \cdot N_{60} - 0.006 \cdot N_{60}^2 \quad \text{per contenuto di limo} > 5\%$$

Per le correlazioni sopra, le condizioni ottimali di applicabilità sono costituite da una profondità di esecuzione delle prove < 4 m (se sopra falda) e < 7 m (se sotto falda), ciò implica dei valori della tensione verticale efficace dell'ordine di 50-80 kPa.

Sabbie e ghiaie (Peck, Hanson e Thornburn 1956):

$$\phi'_P = 0.28 \cdot N_{SPT} + 27.2$$

La relazione sopra è valida per terreni poco compressibili e profondità di esecuzione delle prove < 5 m, con condizioni ottimali di applicabilità costituite da profondità di esecuzione delle prove < 5 m (se sopra falda) e < 7 m (se sotto falda), ciò implica una tensione verticale efficace dell'ordine di 80-100 kPa.

È necessario, inoltre, stimare l'angolo di resistenza a taglio a volume costante, partendo dal seguente legame:

$$\phi'_{cv} = \phi'_p - \Delta\phi'$$

L'espressione utilizzata per la stima di  $\Delta\phi'$  è riportata in Figura 3: espressione di  $\Delta\phi'$  in funzione di  $D_r$ , modificata da Fleming et al (1992).

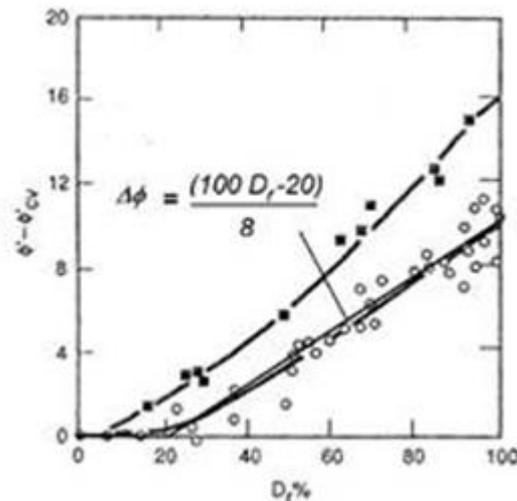


Figura 3: espressione di  $\Delta\phi'$  in funzione di  $D_r$ , modificata da Fleming et al (1992)

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2 <sup>a</sup> FASE LATO ROMA <b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A

### 5.2.5 Velocità di propagazione delle onde di taglio

La velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  può essere ricavata direttamente da prove "MASW" o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT.

In particolare, per la quantificazione di  $V_s$  a partire dai risultati delle prove SPT, si è seguito il metodo proposto da Otha e Goto (1978), che utilizza la seguente correlazione:

$$V_s = C_s \cdot (N_{60})^{0.171} \cdot z^{0.199} \cdot \alpha \cdot \beta \quad [\text{m/s}]$$

dove:

- $C_s$  è un fattore costante pari a 67.3;
- $\alpha$  è un coefficiente legato all'età geologica dei depositi;
- $\beta$  è un coefficiente legato alla dimensione delle particelle;
- $z$  è la profondità di esecuzione delle prove SPT dal P.C. espressa in metri;
- $N_{60}$  è il risultato della prova SPT riferito ad un'efficienza energetica della perforatrice pari al 60% del valore teorico.

**Tabella 21: Coefficiente  $\alpha$  legato all'età geologica del deposito**

Età geologica del deposito	$\alpha$
Olocene	1.0
Pleistocene	1.3

**Tabella 22: Coefficiente  $\beta$  legato alla dimensione delle particelle**

Dimensione delle particelle	$\beta$
Argille	1.00
Sabbie fini	1.09
Sabbie medie	1.07
Sabbie grossolane	1.14
Sabbie ghiaiose	1.15
Ghiaie	1.45

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2^ FASE LATO ROMA <b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A

## 5.2.6 Caratteristiche di deformabilità

### 5.2.6.1 Moduli elastici iniziali

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

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

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

dove:

- $\gamma_t$  è il peso di volume naturale del terreno in  $\text{kN/m}^3$ ;
- $\nu'$  è il modulo di Poisson del terreno;
- $V_s$  è la velocità di propagazione delle onde di taglio in  $\text{m/sec}$ .

Il peso specifico del terreno e il modulo di Poisson sono stati stimati a partire da prove di laboratorio.

Nel caso specifico sono stati confrontati valori di moduli elastici iniziali ottenuti sia a partire dalle  $V_s$  valutate attraverso prove MASW che attraverso correlazioni da prove SPT.

Per il calcolo dei cedimenti dei rilevati è necessario inoltre definire un modulo di deformazione elastico operativo ( $E'_{op}$ ) valutato dal modulo di deformazione elastico iniziale ( $E_0$ ) a piccole deformazioni, assumendo:

$$E'_{op} = E_0/10$$

### 5.2.6.2 Moduli edometrici

I moduli edometrici sono stati stimati in laboratorio tramite prove di compressibilità edometriche.

## 5.2.7 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità sono stati stimati, per terreni sciolti, tramite prove Lefranc condotte in sito.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2 <sup>a</sup> FASE LATO ROMA <b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A

### 5.3 AMMASSI ROCCIOSI

#### 5.3.1 *Descrizione degli ammassi rocciosi*

La descrizione degli ammassi rocciosi è stata eseguita in conformità al metodo suggerito dall'“*International Society of Rock Mechanics*” (ISRM 1981).

In tale ottica, in generale, devono essere condotte misurazioni delle discontinuità degli affioramenti rocciosi al fine di ottenere i seguenti parametri:

- Orientazione dei giunti;
- Scabrezza dei giunti;
- Persistenza dei giunti;
- Spaziatura dei giunti;
- Esposizione dei giunti agli agenti atmosferici.

#### 5.3.2 *Classificazione degli ammassi rocciosi e indici di qualità*

La caratterizzazione degli ammassi rocciosi può essere effettuata utilizzando le seguenti classificazioni:

- RMR System – Geomechanics Classification (Bieniawski 1973, 1979, 1989);
- GSI Geological Strength Index (Hoek 1984).

Il sistema RMR è basato sulla definizione di sei parametri, ad ognuno dei quali corrisponde un punteggio; i diversi punteggi vengono sommati per ottenere un valore RMR totale.

Si elencano di seguito i sei parametri:

- i. Uniaxial compressive strength (ovvero resistenza di compressione uniassiale dell'ammasso roccioso intatto);
- ii. Rock Quality Designation (RQD);
- iii. Spaziatura dei giunti;
- iv. Condizioni dei giunti;
- v. Condizioni idrauliche;

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2 <sup>a</sup> FASE LATO ROMA <b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A

vi. Orientazione dei giunti

I punteggi associati ai primi cinque parametri vengono sommati algebricamente, ottenendo in questo modo l' $RMR_{basic}$ ; tale parametro può essere quindi corretto in base all'orientamento del giunto, ottenendo in questo modo l' $RMR$ .

Il tutto è riassunto attraverso le seguenti equazioni:

$$RMR_{basic} = \sum \text{parameters (i + ii + iii + iv + v)}$$

$$RMR \text{ (or } RMR_{89}) = \sum \text{parameters (i + ii + iii + iv + v + vi)}$$

Il valore finale di  $RMR$  individua la classe della roccia, come mostrato in Tabella 23.

**Tabella 23: classe dell'ammasso roccioso determinata dall' $RMR$  finale**

<b>Rating</b>	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
<b>Class No.</b>	I	II	III	IV	V
<b>Description</b>	VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR

Stimato il valore di  $RMR$ , si passa alla valutazione del Geological Strength Index (GSI), introdotto da Hoek et al. (1995); tale parametro ha la funzione di stimare la riduzione della resistenza dell'ammasso roccioso correlata alle differenti condizioni geologiche.

L'applicazione diretta del parametro GSI è la stima dei parametri  $s$ ,  $a$  e  $m_b$  da utilizzare nel criterio di resistenza di Hoek-Brown per ammassi rocciosi.

Il parametro GSI può essere calcolato utilizzando il Rock Mass Rating, per ammassi rocciosi di migliore qualità ( $GSI > 23$ ):

$$GSI = RMR_{89} - 5$$

dove  $RMR_{89}$  si ottiene considerando l'ammasso roccioso completamente secco e trascurando l'effetto dell'orientamento delle discontinuità (Goel R.K. e Bhawani Singh – 2011).

### 5.3.3 Caratterizzazione degli ammassi rocciosi

In generale, i parametri di resistenza e deformabilità propri delle rocce possono essere stimati direttamente da prove in sito o di laboratorio. Le prove di laboratorio sono tipicamente eseguite su campioni di roccia integri caratterizzati da dimensioni geometriche compatibili con le apparecchiature di

	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2^ FASE LATO ROMA <b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A

prova ed i loro risultati devono essere analizzati allo scopo di definire il comportamento rappresentativo dell'intero ammasso roccioso da cui è stato prelevato il campione.

La caratterizzazione geotecnica degli ammassi rocciosi ha lo scopo di definire la classe di qualità dell'ammasso roccioso utilizzando indici di qualità convenzionali che tengono conto di valutazioni qualitative e quantitative dei seguenti parametri:

- *Uniaxial Compressive Strength (UCS)* di roccia intatta, determinata in laboratorio;
- RQD, ovvero una misura approssimativa del grado di fratturazione di un ammasso roccioso;
- Condizioni dei giunti;
- Condizioni idrauliche;
- Famiglia di appartenenza dei giunti e loro posizione rispetto allo scavo.

A questi parametri sono associati valori numerici che portano alla definizione degli indici di qualità. Ad esempio, nella Figura 4 è mostrato l'abaco GSI, in cui è correlato l'indice di qualità alla struttura della roccia e alla qualità della superficie dei giunti.

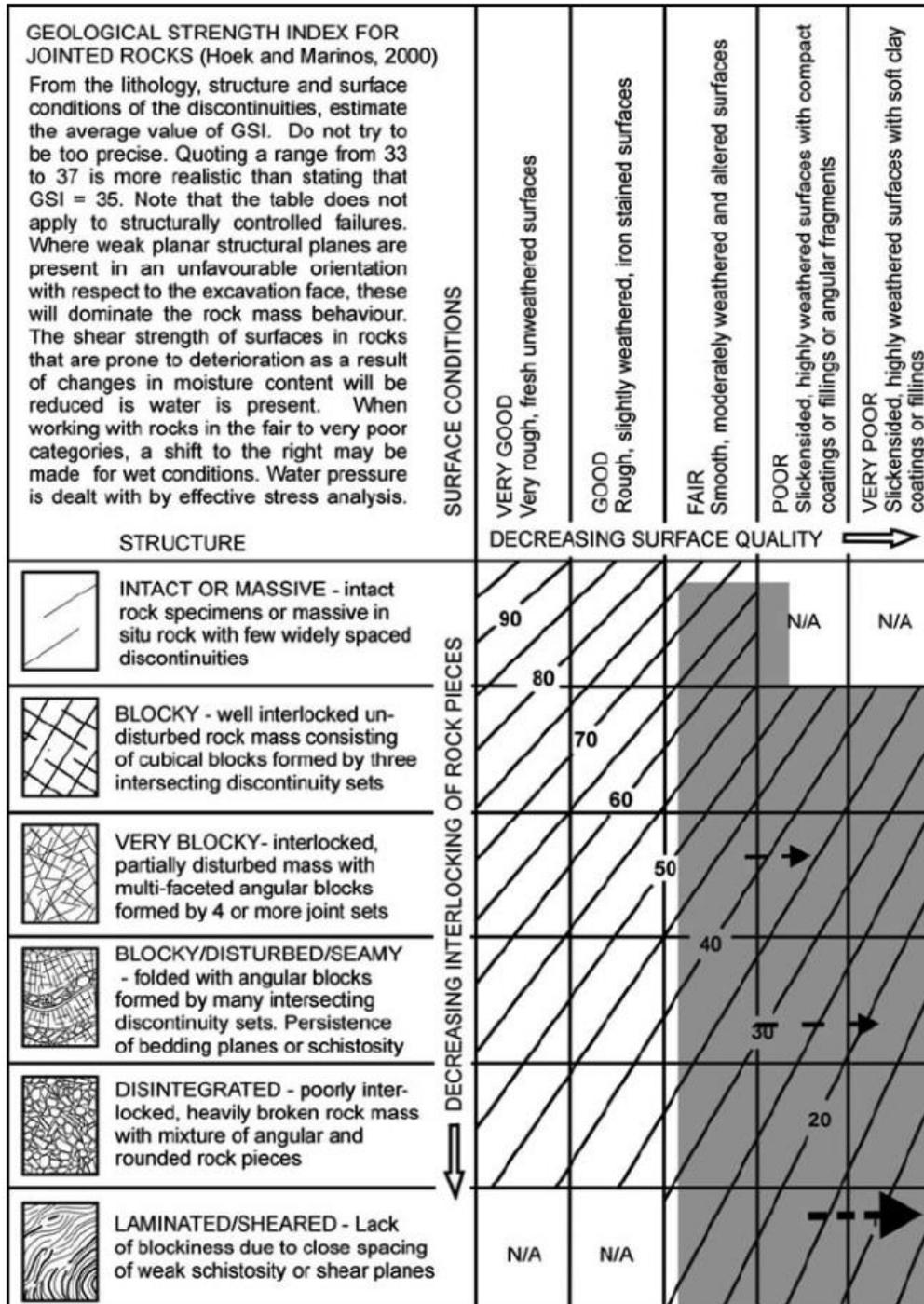


Figura 4: Abaco GSI

La caratterizzazione geotecnica delle rocce tiene conto di quanto segue:

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2^ FASE LATO ROMA					
	<b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A	FOGLIO 2 di 13

- presenza di strati deboli, alterazione atmosferica dei contatti e zone sovrassollecitate a causa dell'azione di faglie e giunti;
- grado di fratturazione dell'ammasso roccioso associato alle condizioni idrauliche;
- presenza di amianto o minerali nocivi;
- presenza di condizioni ostili per scavi di gallerie;
- modalità costruttive che possono influenzare i parametri delle aree adiacenti al fronte di scavo.

La caratterizzazione geotecnica degli ammassi rocciosi prevede la valutazione dei parametri di deformabilità ( $E_d$ ,  $\nu$ ) e di resistenza, questi ultimi in riferimento al criterio di Mohr-Coulomb ( $c$ ,  $\phi$ ) e di Hoek-Brown ( $\sigma_{ci}$ ,  $m_b$ ,  $s$ ).

I parametri meccanici possono essere valutati tramite espressioni semi-empiriche che li correlano agli indici di classificazione degli ammassi rocciosi (GSI, Hoek-Brown, 1997), oppure attraverso l'interpretazione e l'elaborazione dei risultati di prove di laboratorio e in sito.

Di seguito vengono presentati i principali argomenti e valutazioni necessarie alla definizione del modello geotecnico, in termini di caratteristiche meccaniche degli ammassi rocciosi. I parametri necessari a valutare l'indice RMR sono stati ottenuti sulla base della resistenza a compressione ottenuta da prove di compressione uniassiale e dei dati disponibili dalle prove in sito (RQD, spaziatura o discontinuità del giunto e descrizione delle condizioni del giunto).

#### 5.3.4 Parametri di resistenza

I parametri di resistenza della roccia intatta sono definiti con riferimento al metodo semi-empirico di Hoek-Brown (1988), che utilizza il seguente criterio di rottura.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \cdot \left( m_i \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^a$$

In tale criterio rientrano i parametri  $\sigma_{ci}$ ,  $m_i$  e  $s$ ;  $m_i$  dipende dalle caratteristiche litologiche della roccia; Hoek suggerisce valori di  $m_i$  caratteristici per i litotipi più comuni; il fattore di scala  $s$  permette di valutare

l'eventuale decremento di resistenza dovuto a difetti interni (in caso di roccia integra, priva di microfratture apparenti a bassa scala, è possibile ipotizzare  $s = 1$ ).

Tale criterio è valido per rocce isotrope, in cui i parametri di resistenza sono quindi indipendenti dalla direzione del carico.

La resistenza a trazione  $\sigma_t$  si ottiene attraverso la seguente espressione, ottenuta considerando la tensione principale  $\sigma_1 = 0$  e il parametro  $a = 0.5$ :

$$\sigma_t = \frac{\sigma_{ci}}{2} \cdot \left( m_i - \sqrt{m_i^2 + 4} \right)$$

I parametri di resistenza per roccia intatta possono essere definiti con riferimento al criterio di Mohr-Coulomb, ottenuto per linearizzazione del criterio di Hoek – Brown attorno alla tensione  $\bar{\sigma}_3$  o  $\sigma_n$ .

Considerando  $\bar{\sigma}_3$ , i parametri di resistenza possono essere ottenuti calcolando la derivata prima dell'espressione di Hoek-Brown con  $a = 0$ ; queste espressioni, valide in generale anche per ammassi rocciosi, possono essere applicate utilizzando  $s = 1$  e  $m_b = m_i$ :

$$\left. \frac{d\sigma_1}{d\sigma_3} \right|_{\bar{\sigma}_3} = 1 + \frac{1}{2 \cdot \sqrt{m_b \cdot \sigma_{ci} \cdot \bar{\sigma}_3 + s \cdot \sigma_{ci}^2}} \cdot m_b \cdot \sigma_{ci} = N_{\phi_i}$$

Infine,  $\bar{c}_i$  e  $\bar{\phi}_i$  possono essere ottenute come:

$$\bar{\phi}_i = 2 \cdot \left[ \arctan\left(\sqrt{N_{\phi_i}}\right) - 45^\circ \right]$$

$$\bar{c}_i = \frac{\bar{\sigma}_{ci} \cdot (1 - \sin \bar{\phi}_i)}{2 \cdot \cos \bar{\phi}_i}$$

La resistenza è definita come segue:

$$\bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_3 \cdot (1 - N_{\phi_i}) + \sqrt{m_b \cdot \sigma_{ci} \cdot \bar{\sigma}_3 + s \cdot \sigma_{ci}^2}$$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2 <sup>a</sup> FASE LATO ROMA <b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A

Il criterio di Hoek-Brown, valido per rocce con comportamento isotropico, può essere esteso agli ammassi rocciosi come segue:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \cdot \left( m_b \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

dove:

- $\sigma_1$  è la massima tensione principale a rottura;
- $\sigma_3$  è la minima tensione principale a rottura;
- $\sigma_{ci}$  è la massima tensione di compressione assiale della roccia intatta;
- $m_b$  è il valore della costante di Hoek-Brown m per l'ammasso roccioso;
- s, a sono le costanti legate all'ammasso roccioso.

I valori di  $\sigma_3$  sono calcolati in funzione della profondità (Hoek et al 2002). I parametri  $m_b$  e s sono correlati all'indice di qualità GSI e possono essere definiti, rispettivamente, tramite le seguenti espressioni:

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right)$$

Per il parametro a, Hoek-Brown suggerisce di assumere un valore di 0.5 se  $GSI > 25$ . Nel caso di  $GSI < 25$ , i parametri a e s possono essere assunti come:

$$s = 0$$

$$a = 0.65 - GSI/200$$

I suddetti parametri possono essere calcolati anche dalle seguenti espressioni (Hoek et al., 1995, 2002) che tengono conto del disturbo della roccia legato alle modalità di scavo:

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right)$$

dove:

$m_i$  è la costante di roccia intatta;

$D$  è un fattore che dipende dal grado di disturbo al quale l'ammasso roccioso è stato sottoposto a causa di cicli di carico e scarico. Varia da 0 per rocce indisturbate a 1 per rocce fortemente disturbate.

Per quanto riguarda il parametro  $m_i$ , in assenza di prove triassiali, i valori adottati sono stati ottenuti secondo i dati di letteratura in funzione della composizione litologica.

Infine, la resistenza a compressione dell'ammasso roccioso  $\sigma_{cm}$ , può essere ottenuta dall'espressione sopra, considerando tensione principale minima pari a 0:

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \cdot s^a$$

I parametri in condizioni residue possono essere ottenuti utilizzando la stessa procedura sopra descritta per i parametri di picco, adottando due processi alternativi:

- da prove di laboratorio;
- utilizzando una diminuzione media dell'indice GSI di 10 unità.

Con un procedimento simile a quello seguito per roccia intatta, è possibile valutare rapidamente i parametri  $\bar{c}_i$  e  $\bar{\phi}_i$  in funzione della tensione  $\bar{\sigma}_3$ .

La relazione tra le tensioni principali  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  può essere scritta come segue:

$$\sigma_1 = \sigma_{cm} + k \cdot \sigma_3$$

Dove  $\sigma_{cm}$  è la resistenza uniassiale a compressione dell'ammasso roccioso e  $k$  è la pendenza dell'involuppo lineare di Mohr-Coulomb nel piano delle tensioni principali  $\sigma_1 - \sigma_3$ . Valgono le seguenti espressioni:

$$\sin \bar{\phi}_i = \frac{k-1}{k+1}$$

$$\bar{c}_i = \frac{\sigma_{cm}}{2 \cdot \sqrt{k}}$$

I valori di  $\bar{c}_i$  e  $\bar{\phi}_i$  dipendono dal range  $\Delta\sigma_3$  rispetto al quale è stata effettuata la linearizzazione.

Le resistenze di picco e residue possono essere ottenuti tramite una regressione lineare di 8 punti (nel piano  $\sigma_1 - \sigma_3$ ), definiti con valori di  $\sigma_3$  equispaziati nel range  $\Delta\sigma$  definito come segue (Hoek-Brown, 1997):

$$0 < \sigma_3 < 0.25 \cdot \sigma_{ci}$$

### 5.3.5 Parametri di deformabilità

I principali parametri di deformabilità degli ammassi rocciosi sono il modulo di Young, tangente o secante, e il modulo di Poisson.

Tali valori possono essere ricavati da prova UCS misurando l'andamento del carico e relativa deformazione assiale e radiale in funzione del tempo, dove:

- La resistenza di compressione assiale della roccia intatta è  $\sigma_{ci}$ ;
- Il livello di deformazione assiale relativo a una tensione di  $\sigma_{ci}/2$  è definito come  $\varepsilon_{v,50}$ ;
- Il modulo tangente  $E_{t,50}$  è definito dal rapporto  $\Delta\sigma/\Delta\varepsilon$  valutato in corrispondenza di un valore di tensione pari a  $\sigma_{ci}/2$ ;
- Il modulo secante  $E_{s,50}$  è definito come segue:

$$E_{s,50} = \left( \frac{\sigma_{ci}}{2\varepsilon_{v,50}} \right)$$

- La deformazione assiale e laterale sono definite rispettivamente come  $\varepsilon_v$  e  $\varepsilon_l$ ;
- Il modulo di Poisson è definito come rapporto tra deformazione laterale e assiale.

Laddove le prove UCS non sono disponibili, si può seguire la classificazione degli ammassi rocciosi proposta da Deere e Miller (1967), la quale consente di definire il modulo tangente elastico  $E_t$  basato sulla resistenza a compressione uniassiale. Nella Figura 5 sono classificati i diversi litotipi in funzione della resistenza a compressione e del modulo tangente.

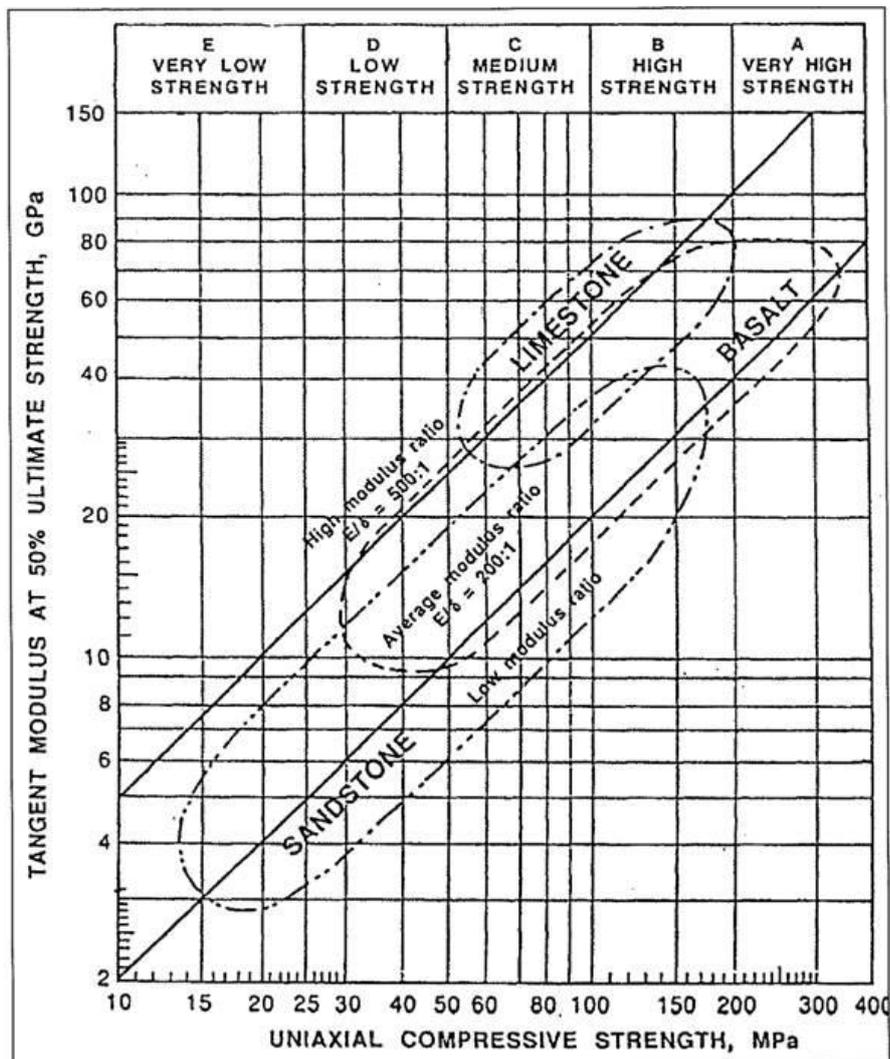


Figura 5: classificazione dei litotipi

Nell'ipotesi di assimilare l'ammasso roccioso ad un materiale continuo equivalente, e seguendo la teoria di Hoek-Brown (1997), il modulo di Young  $E_d$  può essere valutato tramite le seguenti relazioni

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2ª FASE LATO ROMA <b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A

empiriche, legate a GSI e a  $RMR_{89}$ , ed eventualmente alla resistenza a compressione uniassiale di roccia intatta  $\sigma_{ci}$ :

$$E_d \text{ (GPa)} = 10^{\left(\frac{RMR_{89}-10}{40}\right)} \quad (\text{Serafim e Pereira, 1983})$$

per formazioni rocciose caratterizzate da  $\sigma_{ci} \geq 100$  MPa;

$$E_d \text{ (GPa)} = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \quad (\text{Hoek-Brown, 1997})$$

per formazioni rocciose caratterizzate da  $\sigma_{ci} < 100$  MPa;

Il modulo di deformabilità può essere stimato anche in funzione dell'indice Q attraverso la seguente espressione (Bieniawski, 1973 and Barton and others 1974):

$$E_d \text{ (GPa)} \approx 10Q_c^{1/3}$$

dove  $Q_c$  è definito come segue:

$$Q_c = Q \cdot \sigma_{ci} / 100$$

Il modulo di deformabilità degli ammassi rocciosi può essere anche stimato tramite l'equazione proposta da Hoek e Diederichs (2006) che tiene conto del disturbo della roccia correlato alle modalità di scavo:

$$E_m \text{ (GPa)} = E_i \cdot \left[ 0.02 + \frac{\left(1 - \frac{D}{2}\right)}{\left(1 + e \cdot \frac{60 + 15 \cdot D - GSI}{11}\right)} \right]$$

dove  $E_i$  è il modulo della roccia intatta.

In assenza di determinazioni sperimentali del modulo di roccia intatta  $E_i$ , è possibile stimare tale grandezza dalla seguente relazione utilizzando il *modulus ratio* MR:

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2 <sup>a</sup> FASE LATO ROMA <b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A

$$E_i = MR \sigma_{ci}$$

### 5.3.6 Parametri di resistenza delle rocce discontinue

Sulla base dei dati sulle discontinuità rocciose ottenuti dalle indagini in sito, è possibile definire i parametri di resistenza tramite il criterio di Barton e Bandis (1993), che descrive il comportamento meccanico della discontinuità come segue:

$$\tau_r = \sigma_n \cdot \tan \left[ \phi_r + JRC_n \cdot \log_{10} \left( \frac{JCS_n}{\sigma_n} \right) + i_u \right]$$

dove:

- $\tau_r$  e  $\sigma_n$  sono rispettivamente la resistenza a taglio della discontinuità e la tensione normale che agisce su essa;
- $JRC_n$  e  $JCS_n$  sono due coefficienti associati alla scabrezza e alla resistenza a compressione della superficie della discontinuità;
- $\phi_r$  è l'angolo di resistenza a taglio della roccia, ottenuto da prove di taglio diretto sui giunti o tramite il coefficiente  $J_a$  associato alla *Q Barton classification (1974)*;
- $i_u$  è l'angolo di ondulazione delle discontinuità.

I parametri  $JRC_n$  e  $JCS_n$  sono ottenuti dai valori  $JRC_0$  e  $JCS_0$  tramite le seguenti espressioni:

$$JRC_n = JRC_0 \cdot \left( \frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.02 \cdot JRC_0}$$

$$JCS_n = JCS_0 \cdot \left( \frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.03 \cdot JRC_0}$$

dove:

- $L_n$  è la lunghezza di riferimento delle discontinuità in sito (tipicamente 2 m);

	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2^ FASE LATO ROMA <b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A

- $L_0$  è la lunghezza di riferimento della discontinuità scalata (tipicamente 10 cm per il profilometro Barton o pari alla dimensione del campione di laboratorio).

Il coefficiente JRC (Joint Roughness Coefficient) varia approssimativamente nell'intervallo 0-20 e aumenta proporzionalmente alla scabrezza della superficie del giunto.

Il coefficiente JCS (Joint Compressive Strength) rappresenta la resistenza a compressione delle superfici dei giunti e dipende dall'esposizione ad agenti atmosferici. Per una roccia non esposta ad agenti atmosferici JCS corrisponde alla resistenza a compressione della roccia  $\sigma_{ci}$ , mentre può ridursi ad un valore di  $0.25\sigma_{ci}$  per una roccia altamente esposta ad agenti atmosferici.

Quindi si applica la seguente espressione generale, con k compreso nell'intervallo 0.25-1:

$$JCS = k \cdot \sigma_c$$

Il coefficiente JCS, che influenza fortemente la resistenza a taglio per bassi valori di tensione normale, è ottenuto dalla prova a rottura di Schmidt.

La linearizzazione porta alla definizione delle proprietà meccaniche del giunto, ovvero la coesione e l'angolo di resistenza a taglio.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2 <sup>a</sup> FASE LATO ROMA					
	<b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NR45	00R29	GE	GE0005001	A	2 di 13

## 6 QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO GEOTECNICO

### 6.1 MODELLO GEOLOGICO LOCALE

Sulla base di quanto riportato nella Relazione geologica, idrogeologica, geomorfologica e sismica (Doc. NR4511D69RGGE0001001) e sulla base dell'osservazione del Profilo geologico (Doc. NR4511D69FZGE0001001), si può affermare che, lungo e in adiacenza alla tratta in esame, si manifesta la presenza delle seguenti unità geologiche:

- *Pozzolane Rosse (RED)*: piroclastiti massive e caotiche semicoerenti di colore da rosso a viola con geometria tabulare. Spessore massimo 35 m. Pleistocene medio p.p.;
- *Pozzolane nere (PRN)*: unità piroclastica di colore nero, in facies massiva e caotica, a matrice scoriaceo-cineritica, nella quale sono dispersi scorie, litici e cristalli di leucite. Spessore massimo 20 m Pleistocene medio p.p.;
- *Lave di Fosso Tre Rami (RMN)*: lave compatte grigie e nere non affioranti nei pressi dei Colli Albani. Hanno spessore di qualche metro. Pleistocene medio p.p.;
- *Pozzolanelle (VSN<sub>2</sub>)*: deposito piroclastico massivo e caotico di colore da marrone a marrone arancio con intercalazioni violacee e nerastre. L'unità è costituita prevalentemente da cineriti scoriacee grossolane con all'interno scorie porfiriche a leucite, litici lavici ed olocristallini. È presente un ingente quantitativo di cristalli con prevalenza di biotite e pirosseno. L'unità non poggia sempre sul sottostante Tufo lionato ed in questi casi sul paleosuolo sottostante si osserva un *ground layer* arricchito in cristalli e litici. Il membro appena descritto presenta due facies caratteristiche nella facies prossimale: la Litofacies ad Occhio di Pesce (*VSN<sub>2a</sub>*), che ha il 30% in volume di cristalli di leucite e la Breccia di Colle Fumone (*VSN<sub>2b</sub>*), priva della frazione fine ed avente blocchi lavici ed olocristallini. Spessore massimo 30 m. Pleistocene medio p.p.;
- *Tufo Lionato (VSN<sub>1</sub>)*: deposito piroclastico massivo litoide a matrice cineritico-sabbiosa con abbondanti pomici gialle, scorie grigie e litici lavici. Nelle porzioni distali sono spesso presenti laminazioni, gas-pipes e impronte di tronchi. Spessore massimo 25 m. Pleistocene medio p.p.;
- *Formazione del Tavolato (TAL)*: successione di depositi fluviali e di lahar che hanno colmato le paleovalli del reticolo dell'ultima glaciazione. Al tetto della formazione è presente un deposito massivo classato di sabbia vulcanica con pomici grigi e cristalli di flogopiti e clinopirosseni, questo è un deposito da lahar. Sotto è presente un paleosuolo cineritico di spessore inferiore a 1 m laminato e contenente impronte di piante erbacee. I depositi di lahar dell'unità sono riferibili alle

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2 <sup>a</sup> FASE LATO ROMA <b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A

esondazioni del Lago di Albano probabilmente causate dal degassamento Olocenico e dal conseguente innalzamento del livello dell'acqua. Spessore massimo 15 m. Pleistocene superiore p.p. - Olocene.;

- *Deposito alluvionale (SFT<sub>b</sub>)*: deposito siltosi sabbiosi e argillosi ricchi in materia organica. Si distinguono i depositi alluvionali in evoluzione (SF<sub>bb</sub>), presenti all'interno degli argini artificiali dei corsi d'acqua in continua evoluzione dai depositi alluvionali (SF<sub>ba</sub>). I primi hanno spessore massimo di 10 m, mentre i secondi di 60 m e di sovente hanno alla base livelli ghiaiosi o sabbiosi.

## 6.2 DESCRIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE E DELLE AREE GEOTECNICHE

A partire dal modello geologico locale riportato nel paragrafo precedente e sulla base delle evidenze delle indagini, lungo il tracciato ferroviario sono state identificate le unità geotecniche di riferimento, cioè terreni aventi comportamento meccanico omogeneo. In particolare, la corrispondenza tra le unità stratigrafiche del modello geologico e le unità geotecniche è di seguito descritta:

- All'unità geologica VSN<sub>2</sub> è stata associata un'unità geotecnica denominata "S(L)<sub>1</sub>". Trattasi prevalentemente di sabbie limose;
- All'unità geologica RED è stata associata un'unità geotecnica denominata "S(L)<sub>2</sub>". Trattasi prevalentemente, anche in questo caso, di sabbie limose.
- Alle unità geologiche VSN<sub>1</sub> e RMN sono state associate unità geotecniche rocciose denominate R<sub>A</sub>, R<sub>B</sub> e R<sub>C</sub>; la distinzione tra le tre categorie rocciose è stata effettuata sulla base dei valori assunti dal parametro RQD (Rock Quality Designation) e dalla resistenza a compressione stimata attraverso prove UCS e Point load. In particolare, all'unità R<sub>B</sub> sono stati ricondotti gli ammassi caratterizzati da bassi valori di RQD (minori o uguali a 30); all'unità R<sub>A</sub> sono stati ricondotti gli ammassi caratterizzati da medio-alti valori di RQD (maggiori o uguali a 30) e da medio-bassi valori di resistenza a compressione  $\sigma_c$  (minori di 20 MPa); all'unità R<sub>C</sub> sono stati associati gli ammassi caratterizzati da medio-alti valori di RQD (maggiori o uguali a 30) e da alti valori di resistenza a compressione  $\sigma_c$  (maggiori di 20 MPa).

Lungo il tracciato, come rappresentato nei profili geotecnici in allegato, sono state individuate alcune "aree geotecniche", cioè tratte aventi caratteristiche omogenee dal punto di vista dell'assetto

	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2^ FASE LATO ROMA <b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A

stratigrafico, dell'ubicazione della falda e delle caratteristiche meccaniche dei terreni. Le aree geotecniche rappresentano i modelli geotecnici di riferimento.

In accordo a quanto rappresentato nei profili geotecnici, sono state individuate n. 7 aree geotecniche, ciascuna delle quali caratterizzata dalla successione di un certo numero di unità geotecniche con la profondità, come dettagliatamente descritto in Tabella 24.

DA pk 0 A pk 2+600		
AREA GEOTECNICA	PROFONDITÀ	UNITÀ GEOTECNICA
1	da 0 m a 15 m	S(L) <sub>1</sub>
	da 15 m a 22 m	R <sub>A</sub>
	oltre 22 m	S(L) <sub>2</sub>
DA pk 2+600 a pk 3+300		
AREA GEOTECNICA	PROFONDITÀ	UNITÀ GEOTECNICA
2	da 0 m a 22 m	S(L) <sub>1</sub>
	da 22 m a 26 m	R <sub>A</sub>
	oltre 26 m	S(L) <sub>2</sub>
DA pk 3+300 a pk 3+700		
AREA GEOTECNICA	PROFONDITÀ	UNITÀ GEOTECNICA
3	da 0 m a 16 m	S(L) <sub>1</sub>
	da 16 m a 24 m	R <sub>A</sub>
	da 24 m a 30 m	R <sub>B</sub>
	oltre 30 m	R <sub>A</sub>
Da pk 3+700 a pk 4+230		
AREA GEOTECNICA	PROFONDITÀ	UNITÀ GEOTECNICA
4	da 0 m a 35 m	S(L) <sub>1</sub>
	da 35 m a 36 m	R <sub>A</sub>
	da 36 m a 45 m	R <sub>B</sub>
	da 45 m a 50 m	R <sub>C</sub>
Da pk 4+230 a pk 4+900		
AREA GEOTECNICA	PROFONDITÀ	UNITÀ GEOTECNICA
5	da 0 m a 18 m	S(L) <sub>1</sub>
	da 18 m a 19 m	R <sub>A</sub>
	oltre 19 m	S(L) <sub>2</sub>
DA PK 4+900 A 5+600		
AREA GEOTECNICA	PROFONDITÀ	UNITÀ GEOTECNICA
6	Da 0 m a 34 m	S(L) <sub>1</sub>
	oltre 34 m	R <sub>A</sub>
DA 5+600 A FINE		
AREA GEOTECNICA	PROFONDITÀ	UNITÀ GEOTECNICA
7	Da 0 m a 13 m	S(L) <sub>3</sub>
	Da 13 m a 34 m	S(L) <sub>1</sub>
	oltre 34 m	R <sub>A</sub>

Tabella 24: suddivisione della tratta in esame in aree e unità geotecniche

	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2 <sup>a</sup> FASE LATO ROMA <b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A

Di seguito si elencano, per ogni area geotecnica, i relativi sondaggi a carotaggio continuo utilizzati per la caratterizzazione:

- Area Geotecnica 1: S01, S02, S03, S04;
- Area Geotecnica 2: S05;
- Area Geotecnica 3: DH\_50;
- Area Geotecnica 4: S06;
- Area Geotecnica 5: S07;
- Area Geotecnica 6: S08, S09;
- Area Geotecnica 7: S10, S11, S12, S13, S14.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2^ FASE LATO ROMA <b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A

## 7 CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' GEOTECNICHE

Come precedentemente descritto, la caratterizzazione dei parametri di resistenza e deformabilità terreni sciolti è stata effettuata prevalentemente a partire dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT e MASW condotte in sito, confrontando, dove possibile, i risultati ottenuti con i parametri restituiti dalle prove di laboratorio.

Il peso specifico  $\gamma_t$  del terreno è stato ottenuto in laboratorio, mentre la permeabilità è stata ottenuta tramite prove in sito Lefranc per i terreni sciolti, tramite prove Lugeon per le rocce.

### 7.1 TERRENI SCIOLTI

#### 7.1.1 Risultati ed interpretazione delle indagini in sito

Nel seguito sono presentati i risultati dell'interpretazione delle prove condotte in sito, tenendo conto dell'appartenenza delle singole prove alle aree geotecniche sopra descritte.

##### 7.1.1.1 Parametri di resistenza

Nelle seguenti figure sono rappresentati i valori puntuali degli angoli di resistenza a taglio in condizioni di picco, alle diverse profondità, valutati a partire dalle misurazioni SPT condotte in sito.

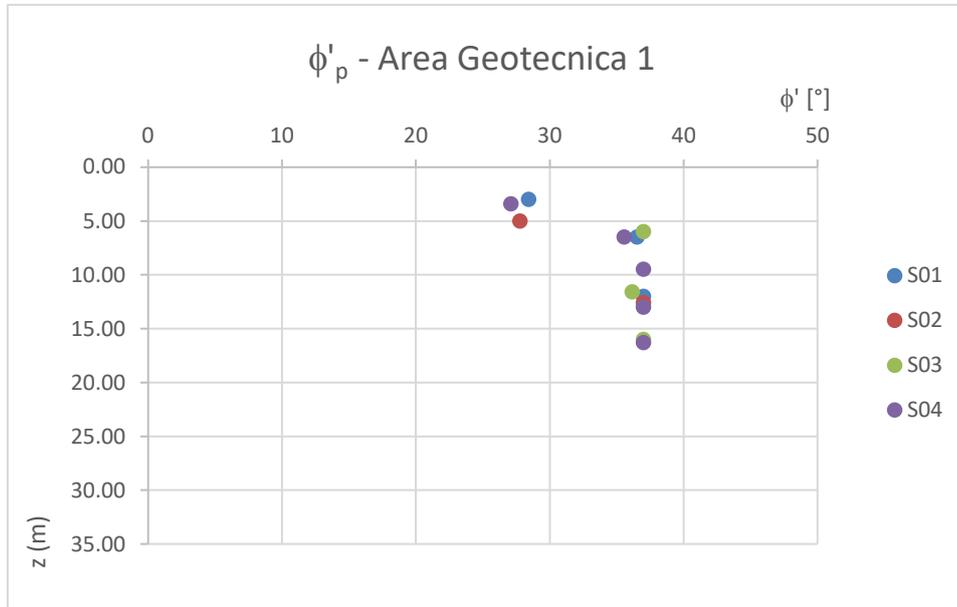


Figura 6: Angoli di resistenza a taglio a picco per Area Geotecnica 1

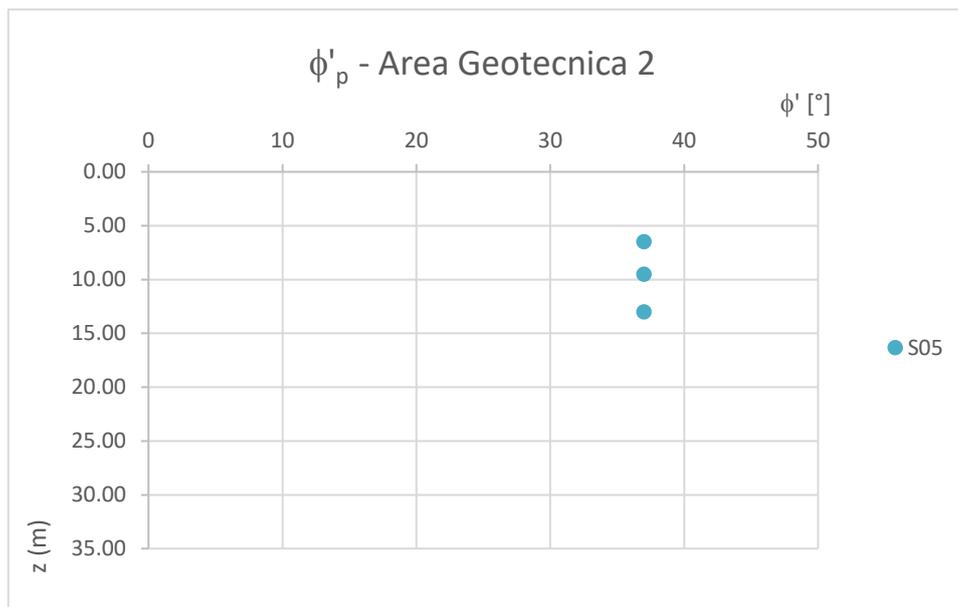


Figura 7: Angoli di resistenza a taglio a picco per Area Geotecnica 2

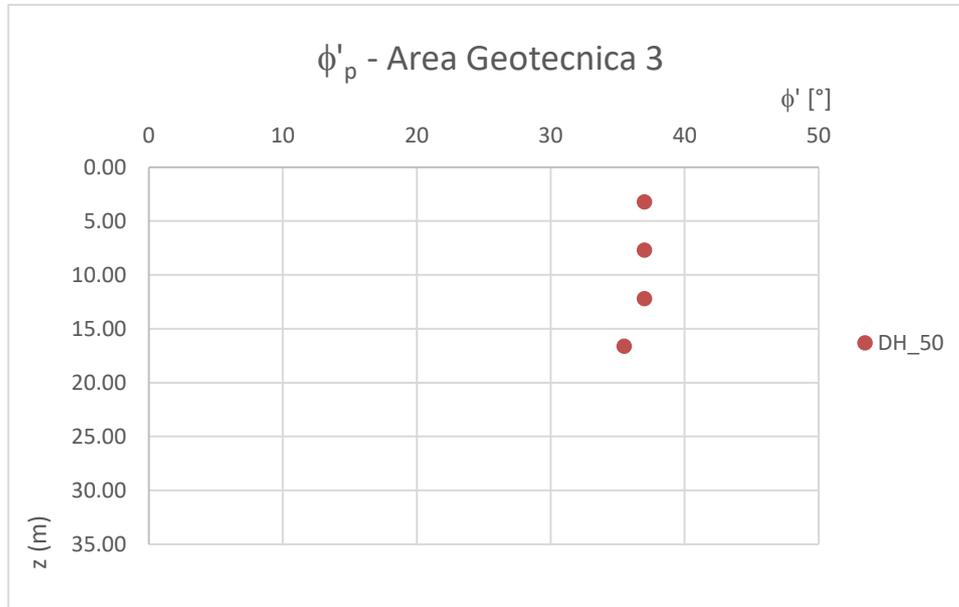


Figura 8: Angoli di resistenza a taglio a picco per Area Geotecnica 3

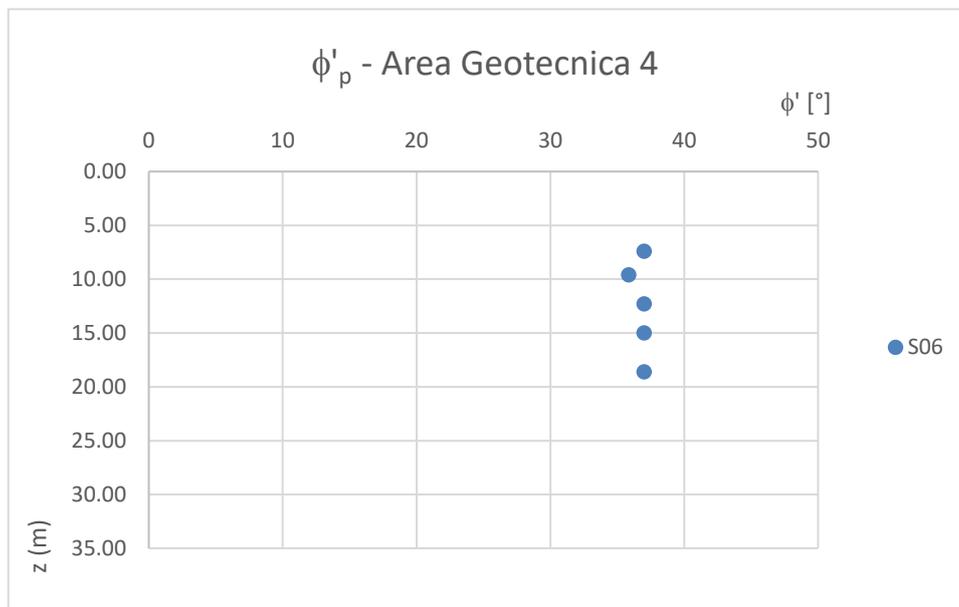


Figura 9: Angoli di resistenza a taglio a picco per Area Geotecnica 4

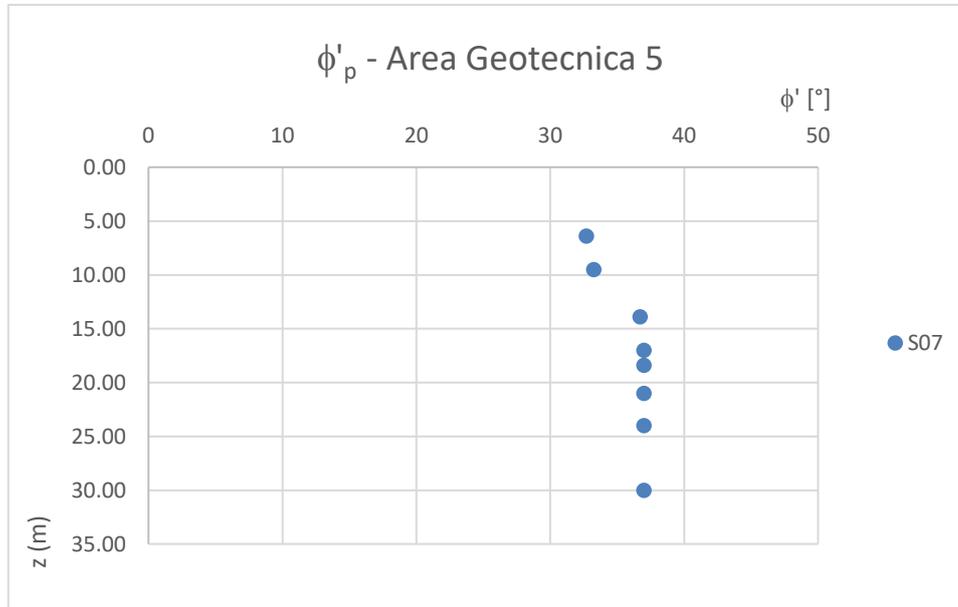


Figura 10: Angoli di resistenza a taglio a picco per Area Geotecnica 5

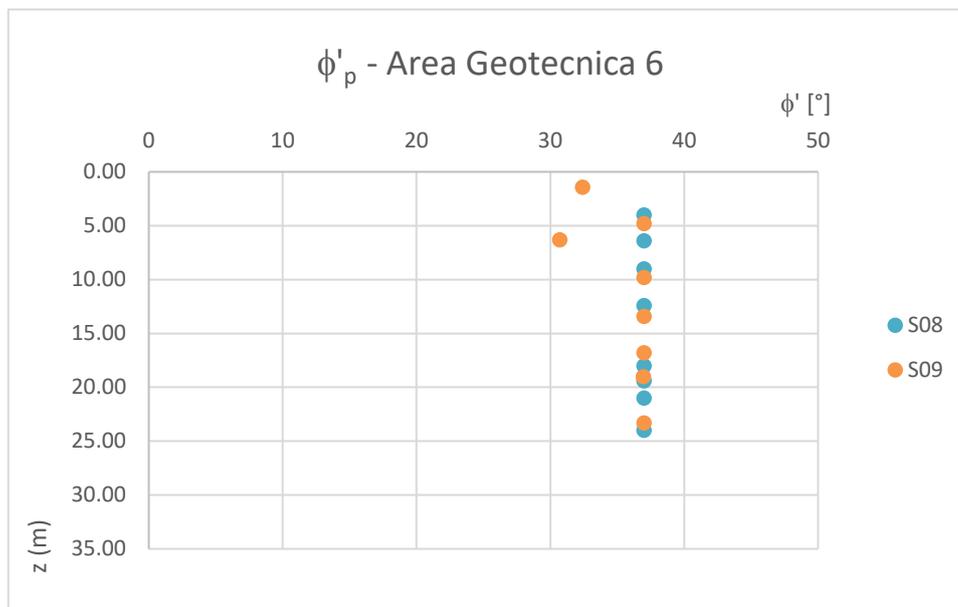


Figura 11: Angoli di resistenza a taglio a picco per Area Geotecnica 6

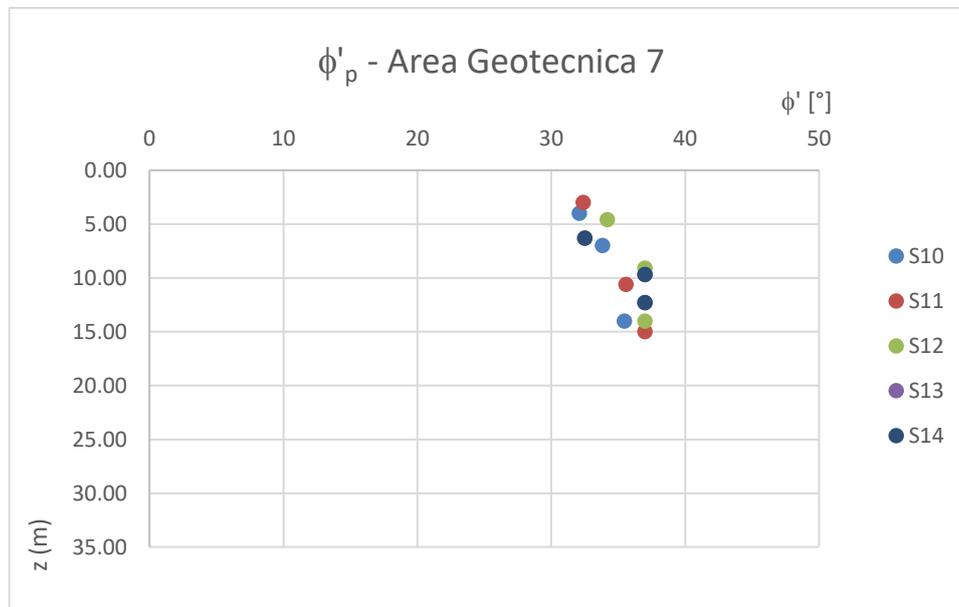


Figura 12: Angoli di resistenza a taglio a picco per Area Geotecnica 7

Nelle seguenti figure sono invece rappresentati i valori puntuali degli angoli di resistenza a taglio a volume costante, alle diverse profondità, valutati a partire dalle misurazioni SPT condotte in sito.

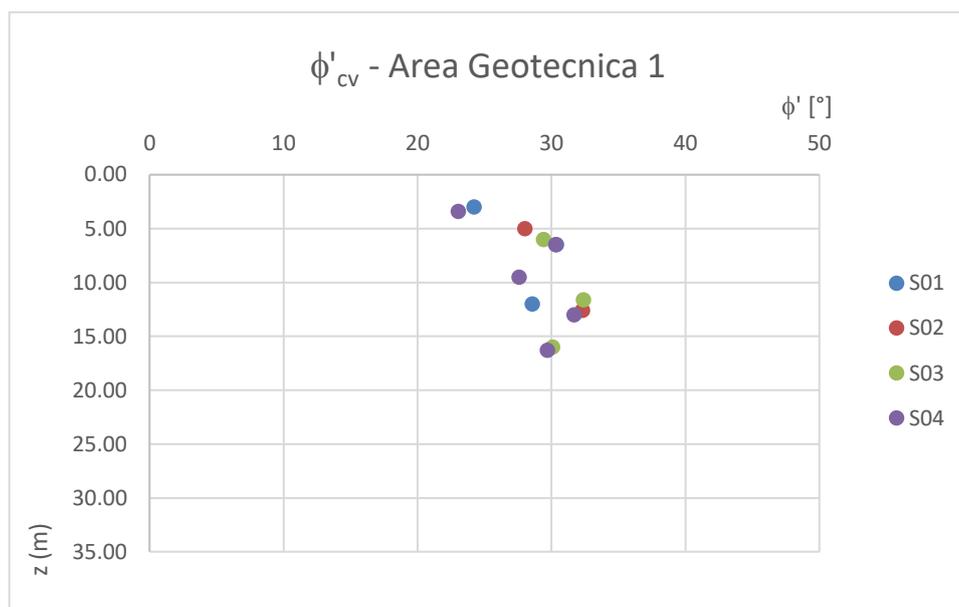


Figura 13: Angoli di resistenza a taglio a volume costante per Area Geotecnica 1

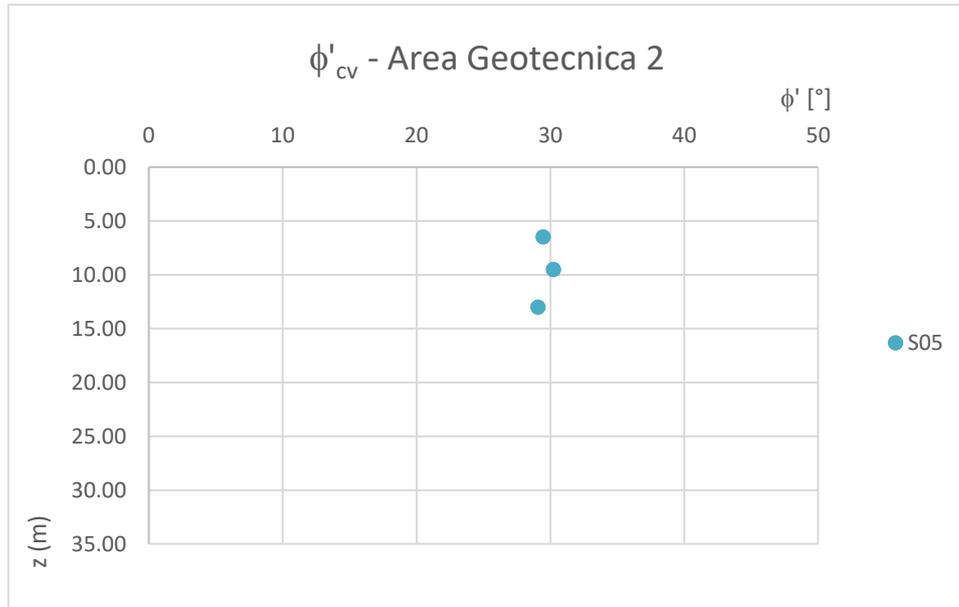


Figura 14: Angoli di resistenza a taglio a volume costante per Area Geotecnica 2

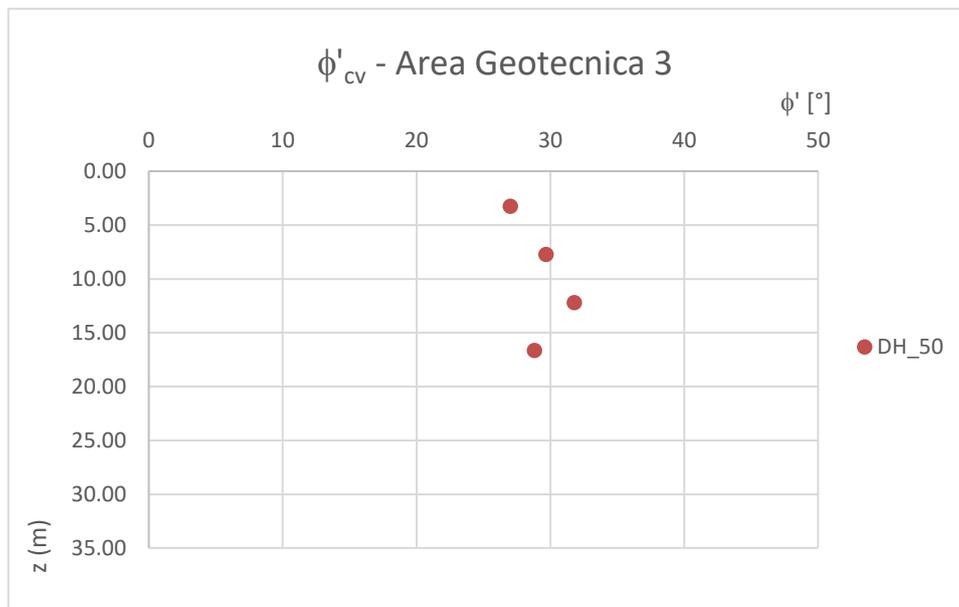


Figura 15: Angoli di resistenza a taglio a volume costante per Area Geotecnica 3

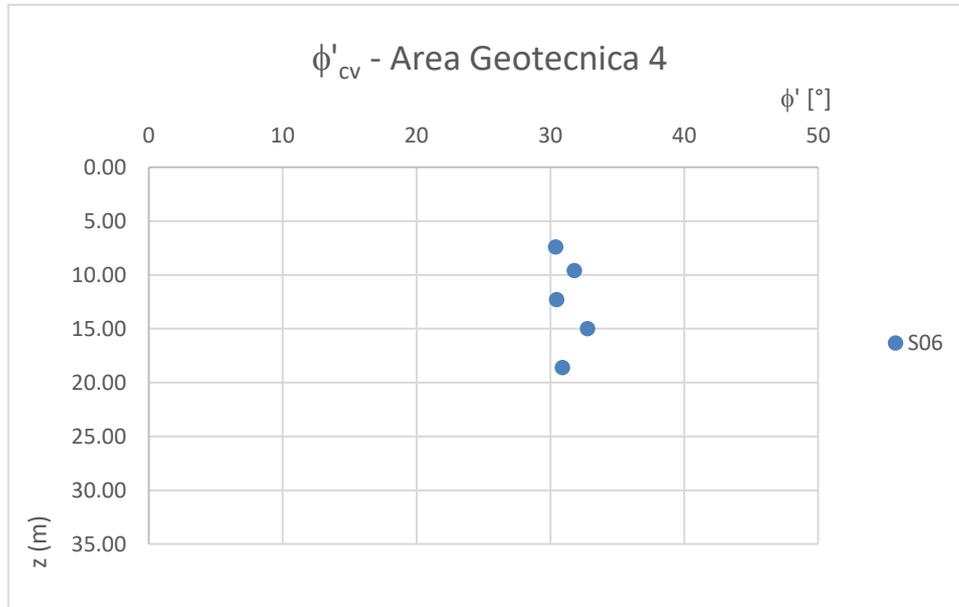


Figura 16: Angoli di resistenza a taglio a volume costante per Area Geotecnica 4

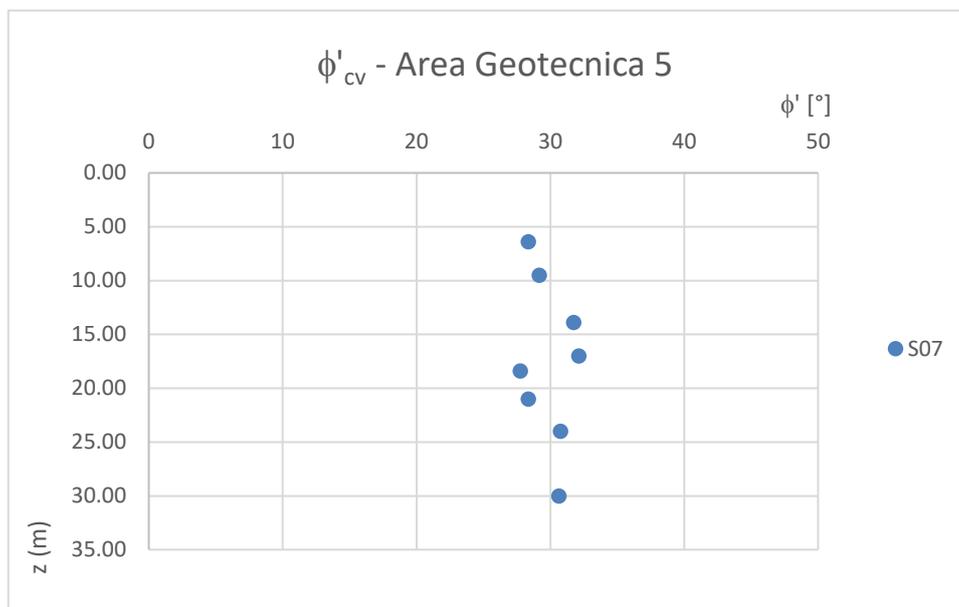


Figura 17: Angoli di resistenza a taglio a volume costante per Area Geotecnica 5

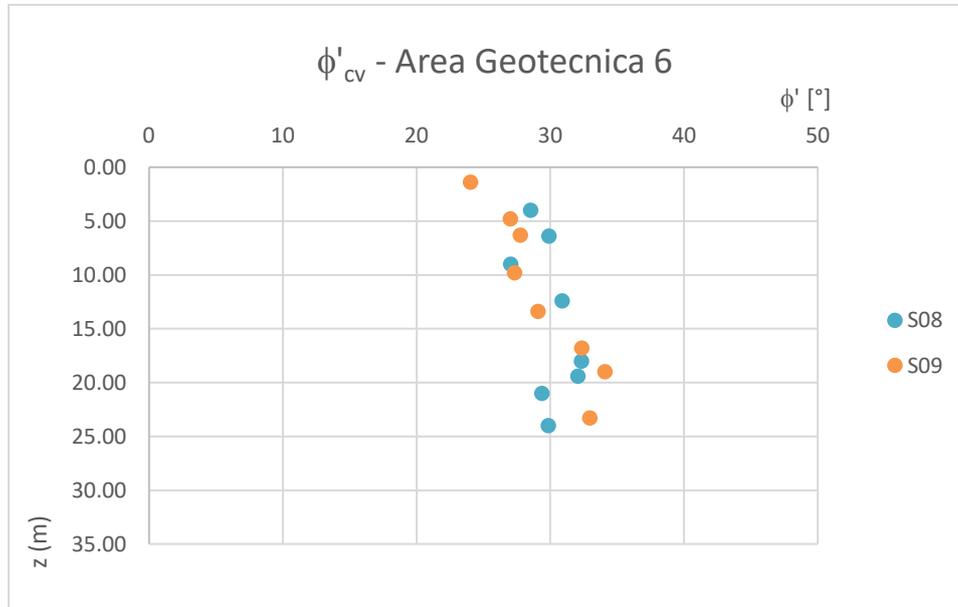


Figura 18: Angoli di resistenza a taglio a volume costante per Area Geotecnica 6

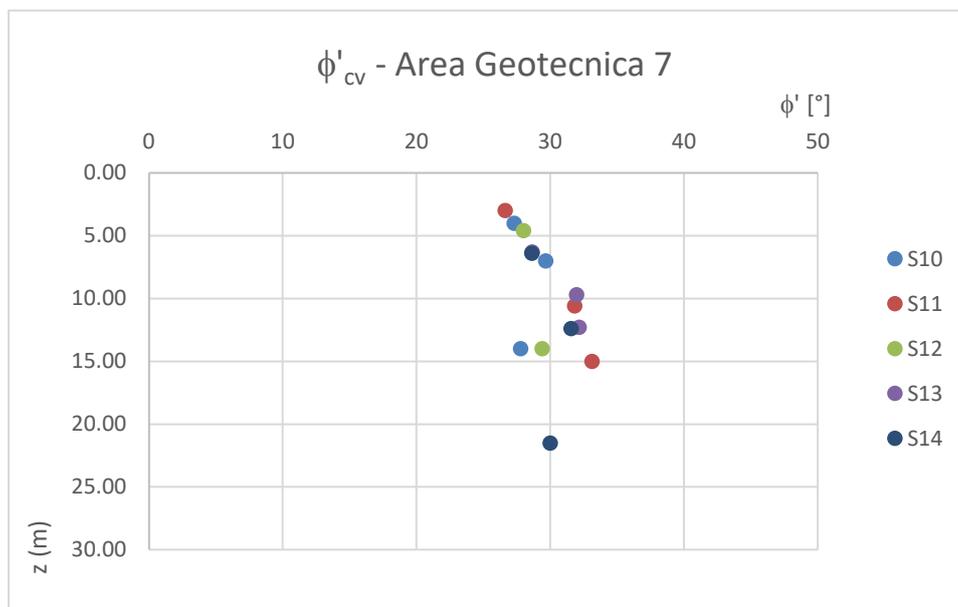


Figura 19: Angoli di resistenza a taglio a volume costante per Area Geotecnica 7

### 7.1.1.2 Parametri di deformabilità

Nelle seguenti figure sono rappresentati i valori puntuali dei moduli di elasticità operativi, alle diverse profondità, valutati a partire dalle misurazioni SPT condotte in sito.

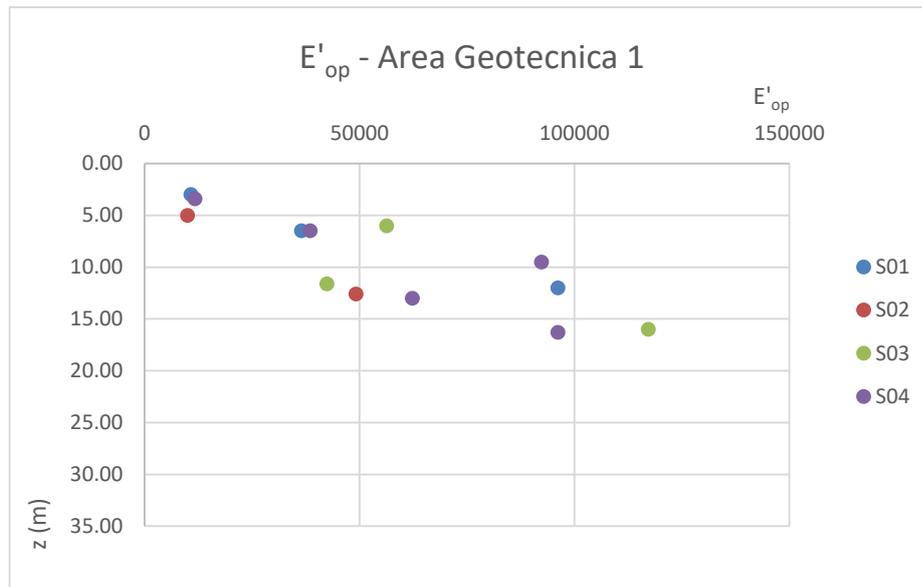


Figura 20: Moduli operativi ottenuti a partire da misurazioni SPT per Area Geotecnica 1

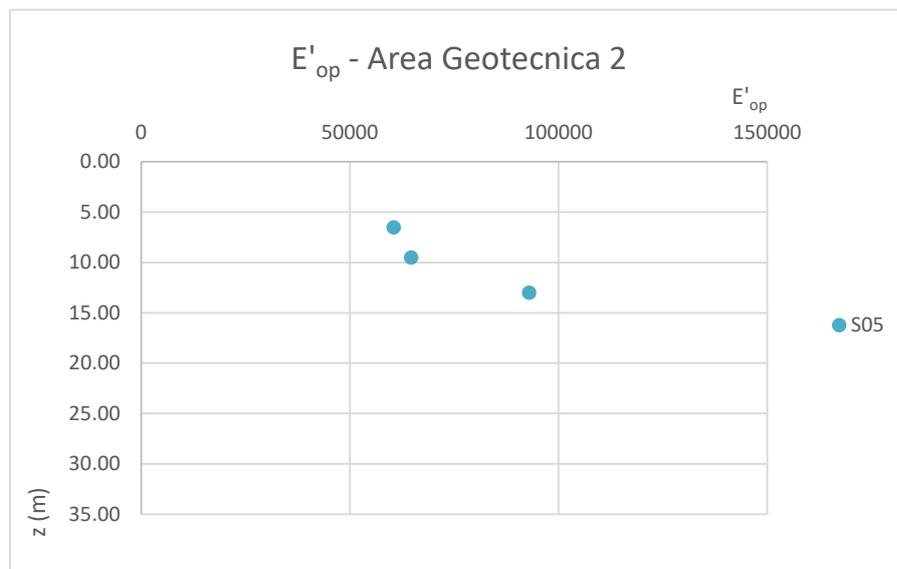


Figura 21: Moduli operativi ottenuti a partire da misurazioni SPT per Area Geotecnica 2

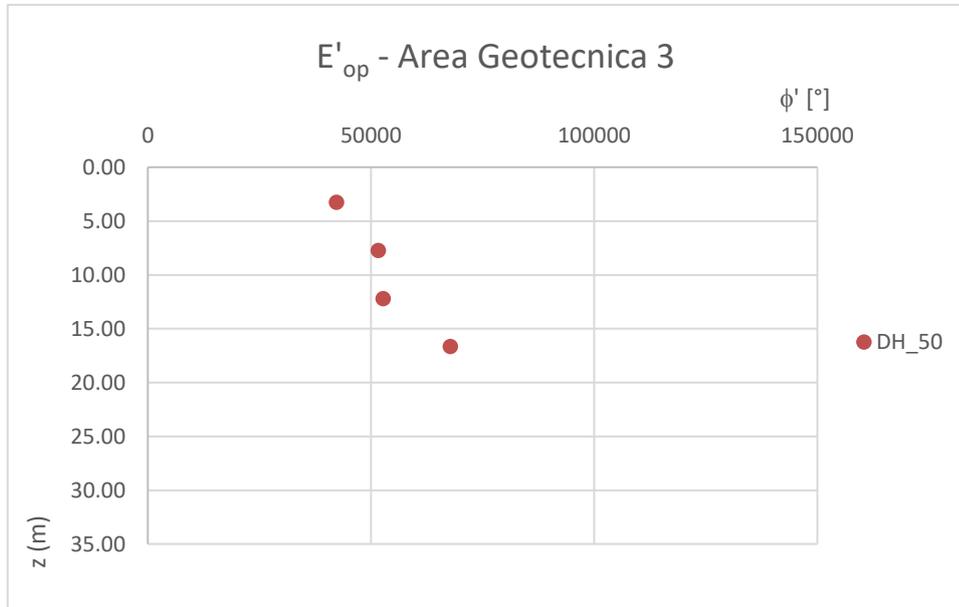


Figura 22: Moduli operativi ottenuti a partire da misurazioni SPT per Area Geotecnica 3

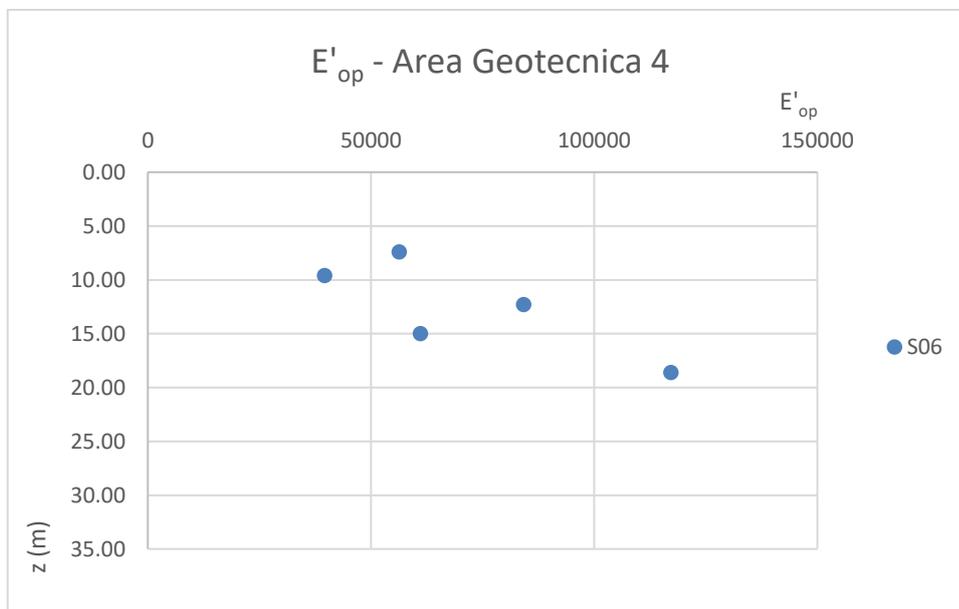


Figura 23: Moduli operativi ottenuti a partire da misurazioni SPT per Area Geotecnica 4

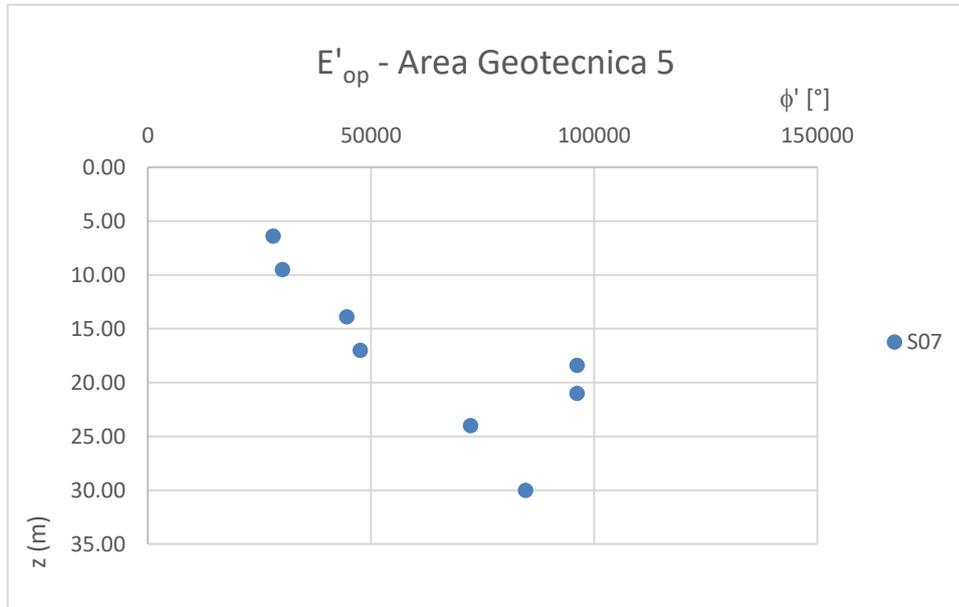


Figura 24: Moduli operativi ottenuti a partire da misurazioni SPT per Area Geotecnica 5

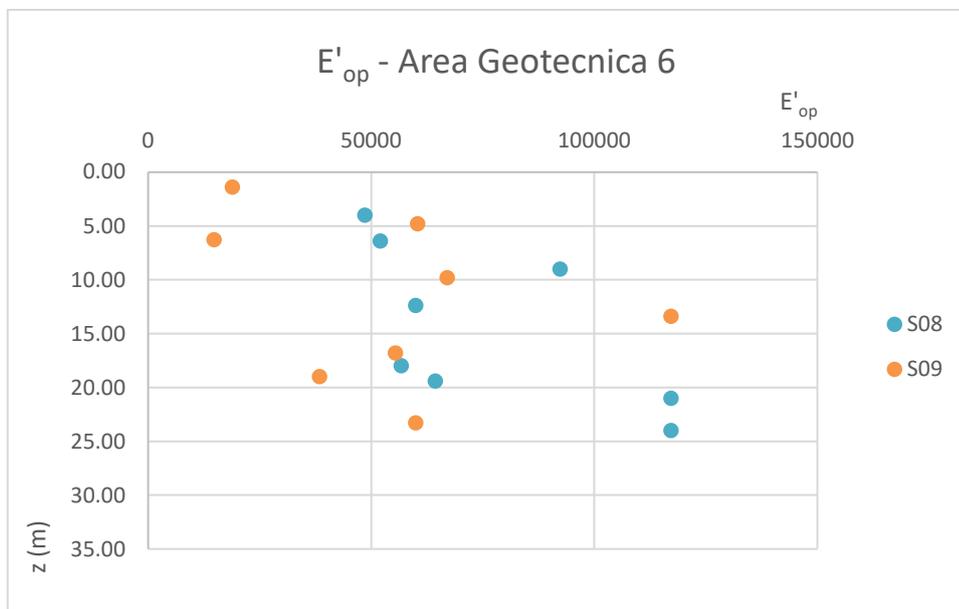


Figura 25: Moduli operativi ottenuti a partire da misurazioni SPT per Area Geotecnica 6

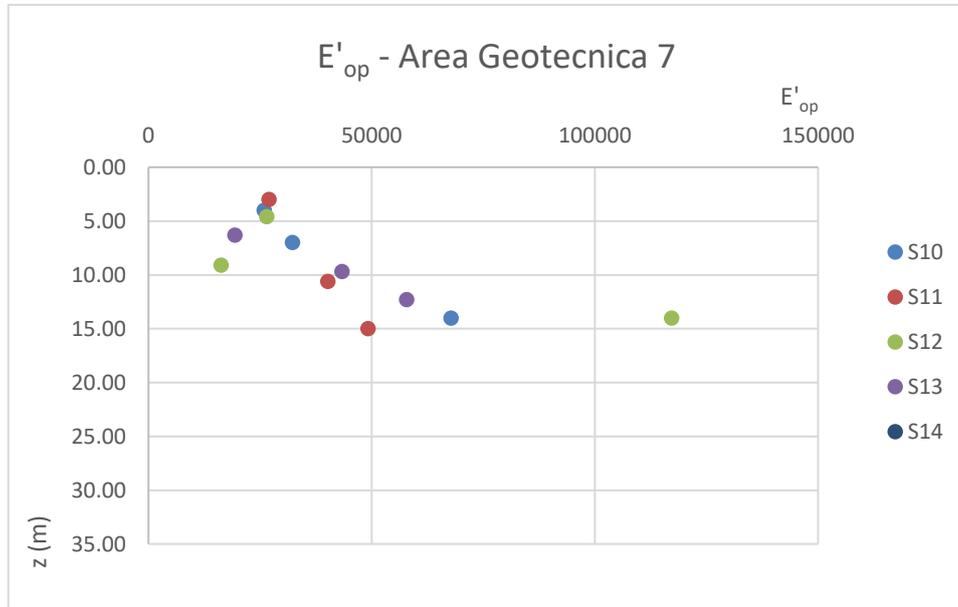


Figura 26: Moduli operativi ottenuti a partire da misurazioni SPT per Area Geotecnica 7

Nelle seguenti figure sono invece rappresentati i valori puntuali dei moduli di elasticità operativi, alle diverse profondità, valutati a partire dalle misurazioni MASW e DOWNHOLE condotte in sito, laddove presenti.

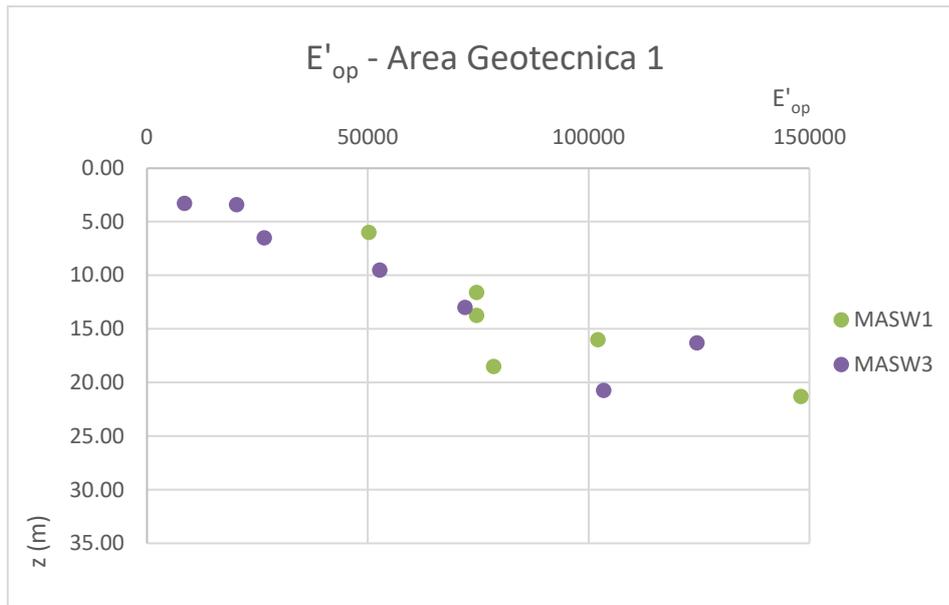


Figura 27: Moduli operativi ottenuti a partire da misurazioni MASW per Area Geotecnica 1

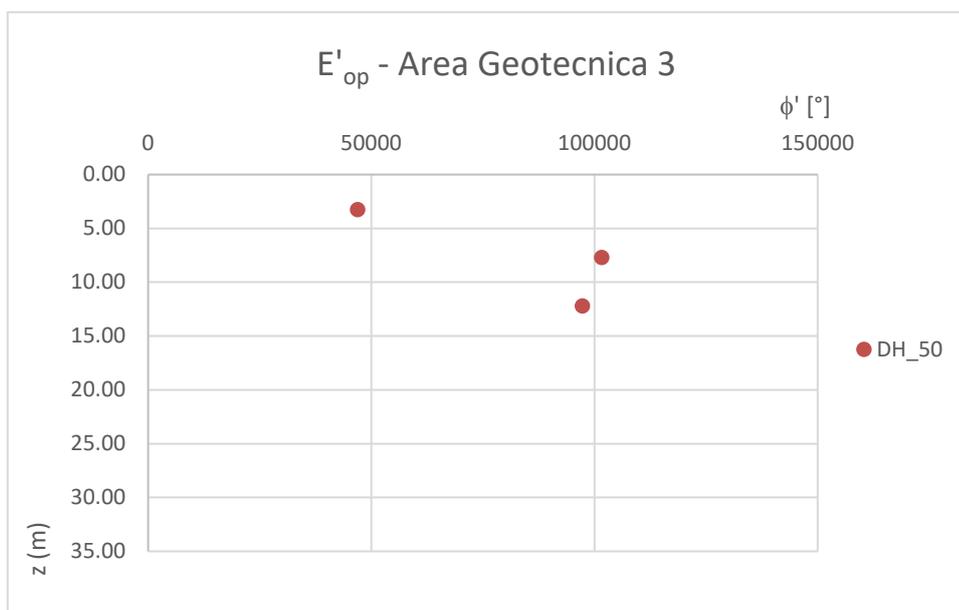


Figura 28: Moduli operativi ottenuti a partire da misurazioni MASW per Area Geotecnica 3

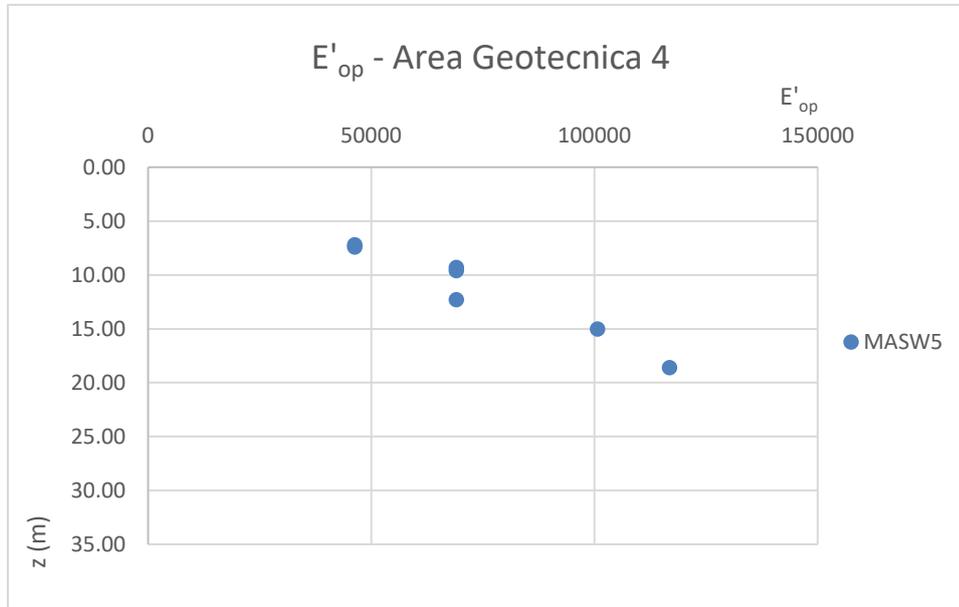


Figura 29: Moduli operativi ottenuti a partire da misurazioni DOWNHOLE per Area Geotecnica 4

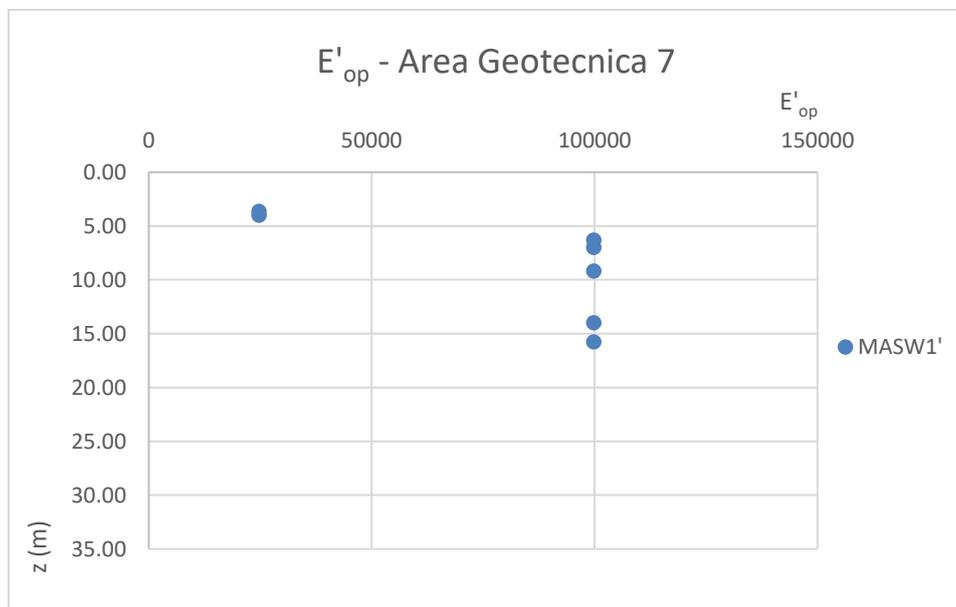


Figura 30: Moduli operativi ottenuti a partire da misurazioni MASW per Area Geotecnica 7

	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2 <sup>a</sup> FASE LATO ROMA					
	<b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A	FOGLIO 2 di 13

## 7.2 RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO

In Tabella 25 si riportano i risultati delle interpretazioni delle prove di laboratorio di taglio diretto e triassiali condotte in laboratorio. Per ulteriori dettagli su tali prove, si consulti il Doc. NR4511D69PRGE0005001.



### 7.3 AMMASSI ROCCIOSI

In Tabella 26 si riportano i risultati della teoria di Hoek – Brown applicata secondo i criteri illustrati al paragrafo 5.3 per le diverse unità geotecniche rocciose.

**Tabella 26: caratterizzazione degli ammassi rocciosi**

SONDAGGIO S01 (A.G. 1)			Hoek - Brown		
z (m)	Tipo terreno (geologia)	Tipo terreno (geotecnica)	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	E' (MPa)
15.3	VSN1	R <sub>A</sub>	132	44	891.7
SONDAGGIO S02 (A.G. 1)			Hoek - Brown		
z (m)	Tipo terreno (geologia)	Tipo terreno (geotecnica)	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	E' (MPa)
16.5 - 17	VSN1	R <sub>B</sub>	34	24	131
19 - 19.7	VSN1	R <sub>A</sub>	106	42	980
21.65	VSN1	R <sub>A</sub>	73	32	688
SONDAGGIO S03 (A.G. 1)			Hoek - Brown		
z (m)	Tipo terreno (geologia)	Tipo terreno (geotecnica)	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	E' (MPa)
18.5	VSN1	R <sub>A</sub>	250	44	1359
21.3	VSN1	R <sub>A</sub>	142	45	1142
23.3	RED	R <sub>A</sub>	100	27	465
SONDAGGIO S04 (A.G. 1)			Hoek - Brown		
z (m)	Tipo terreno (geologia)	Tipo terreno (geotecnica)	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	E' (MPa)
20.5 - 21	VSN1	R <sub>A</sub>	158	44	1142
24.3 - 25	VSN1	R <sub>A</sub>	147	44	1142
SONDAGGIO S05 (A.G. 2)			Hoek - Brown		
z (m)	Tipo terreno (geologia)	Tipo terreno (geotecnica)	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	E' (MPa)
19.5	VSN2	R <sub>A</sub>	221	44	784
21.6	VSN2	R <sub>A</sub>	105	39	826
23.6 - 24	VSN1	R <sub>A</sub>	398	44	1359
SONDAGGIO S06 (A.G. 4)			Hoek - Brown		
z (m)	Tipo terreno (geologia)	Tipo terreno (geotecnica)	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	E' (MPa)
46 - 46.5	RMN	R <sub>C</sub>	3000	45	7348

	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2ª FASE LATO ROMA <b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A

#### 7.4 TABELLE RIASSUNTIVE DELLA CARATTERIZZAZIONE DELLE DIVERSE UNITÀ GEOTECNICHE

Sulla base dell'analisi e dell'interpretazione di tutte le prove disponibili, sono stati determinati i valori di progetto dei parametri geotecnici associati alle diverse unità geotecniche, come illustrato nelle tabelle riassuntive riportate in

	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2 <sup>a</sup> FASE LATO ROMA <b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A

Tabella 27.

Si precisa che per gli ammassi rocciosi i valori caratteristici differiscono molto a seconda della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità. Il parametro del peso specifico sarà adottato considerando un valore cautelativo dello stesso per ogni stato limite considerato, a seconda delle verifiche da eseguire.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2^ FASE LATO ROMA QUADRUPPLICAMENTO LINEA					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A

Tabella 27: Sintesi della caratterizzazione geotecnica delle diverse unità geotecniche

DA pk 0 A pk 2+600			Da SPT			Da SPT			Da SPT			Da MASW								
AREA GEOTECNICA	PROFONDITÀ	UNITÀ GEOTECNICA	$\gamma_t$ [kN/m <sup>3</sup> ] di calcolo	$\Phi'$ (°)			$\Phi'_{cv}$ (°)			c' (kPa) di calcolo	$\Phi'$ (°) di calcolo	$\Phi'_{cv}$ (°) di calcolo	E' op (Mpa)			E' op (Mpa)			E' op (kPa) di calcolo	k <sub>v</sub> (m/s) -
				max	min	media	max	min	media				max	min	media	max	min	media		
1	da 0 m a 15 m	S(L) <sub>1</sub>	17.5	37	27	35	32	23	29	-	35	29	117 200	10 005	55 359	124 452	8 453	60 572	50 000	1.0E-06
	da 15 m a 22 m	R <sub>A</sub>	13.5 - 17.5	-	-	-	-	-	-	165	41	-	-	-	-	-	-	-	900 000	1.0E-07
	oltre 22 m	S(L) <sub>2</sub>	17.5	-	-	-	-	-	-	-	37	30	-	-	-	192 360	192 360	192 360	100 000	1.0E-06
DA pk 2+600 a pk 3+300			Da SPT			Da SPT			Da SPT			Da MASW								
AREA GEOTECNICA	PROFONDITÀ	UNITÀ GEOTECNICA	$\gamma_t$ [kN/m <sup>3</sup> ] di calcolo	$\Phi'$ (°)			$\Phi'_{cv}$ (°)			c' (kPa) di calcolo	$\Phi'$ (°) di calcolo	$\Phi'_{cv}$ (°) di calcolo	E' op (Mpa)			E' op (Mpa)			E' op (kPa) di calcolo	k <sub>v</sub> (m/s) -
				max	min	media	max	min	media				max	min	media	max	min	media		
2	da 0 m a 22 m	S(L) <sub>1</sub>	17.5	37	37	37	30	29	30	-	35	29	93 000	60 495	72 723	-	-	-	60 000	1.0E-06
	da 22 m a 26 m	R <sub>A</sub>	13.5 - 17.5	-	-	-	-	-	-	135	41	-	-	-	-	-	-	-	900 000	1.0E-07
	oltre 26 m	S(L) <sub>2</sub>	17.5	-	-	-	-	-	0	-	37	30	-	-	-	-	-	-	100 000	1.0E-06
DA pk 3+300 a pk 3+700			Da SPT			Da SPT			Da SPT			Da MASW								
AREA GEOTECNICA	PROFONDITÀ	UNITÀ GEOTECNICA	$\gamma_t$ [kN/m <sup>3</sup> ] di calcolo	$\Phi'$ (°)			$\Phi'_{cv}$ (°)			c' (kPa) di calcolo	$\Phi'$ (°) di calcolo	$\Phi'_{cv}$ (°) di calcolo	E' op (Mpa)			E' op (Mpa)			E' op (kPa) di calcolo	k <sub>v</sub> (m/s) -
				max	min	media	max	min	media				max	min	media	max	min	media		
3	da 0 m a 16 m	S(L) <sub>1</sub>	17.5	37	35	37	32	27	29	-	35	29	67 772	42 300	53 598	166 972	46 903	103 188	50 000	1.0E-06
	da 16 m a 24 m	R <sub>A</sub>	13.5 - 17.5	-	-	-	-	-	-	165	41	-	-	-	-	-	-	-	900 000	1.0E-07
	da 24 m a 30 m	R <sub>B</sub>	13.5 - 17.5	-	-	-	-	-	-	35	24	-	-	-	-	-	-	-	100 000	1.0E-07
	oltre 30 m	R <sub>A</sub>	13.5 - 17.5	-	-	-	-	-	-	165	41	-	-	-	-	-	-	-	900 000	1.0E-07
DA pk 3+700 a pk 4+230			Da SPT			Da SPT			Da SPT			Da MASW								
AREA GEOTECNICA	PROFONDITÀ	UNITÀ GEOTECNICA	$\gamma_t$ [kN/m <sup>3</sup> ] di calcolo	$\Phi'$ (°)			$\Phi'_{cv}$ (°)			c' (kPa) di calcolo	$\Phi'$ (°) di calcolo	$\Phi'_{cv}$ (°) di calcolo	E' op (Mpa)			E' op (Mpa)			E' op (kPa) di calcolo	k <sub>v</sub> (m/s) -
				max	min	media	max	min	media				max	min	media	max	min	media		
4	da 0 m a 35 m	S(L) <sub>1</sub>	17.5	37	36	37	33	30	31	-	35	29	117 200	39 595	71 682	202 037	46 314	102 403	60 000	1.0 E-06
	da 35 m a 36 m	R <sub>A</sub>	13.5 - 17.5	-	-	-	-	-	-	165	41	-	-	-	-	-	-	-	900 000	1.0E-07
	da 36 m a 45 m	R <sub>B</sub>	13.5 - 17.5	-	-	-	-	-	-	35	24	-	-	-	-	-	-	-	100 000	1.0E-07
	da 45 m a 50 m	R <sub>C</sub>	13.5 - 17.5	-	-	-	-	-	-	500	45	-	-	-	-	-	-	-	7 000 000	1.0E-07
DA pk 4+230 a pk 4+900			Da SPT			Da SPT			Da SPT			Da MASW								
AREA GEOTECNICA	PROFONDITÀ	UNITÀ GEOTECNICA	$\gamma_t$ [kN/m <sup>3</sup> ] di calcolo	$\Phi'$ (°)			$\Phi'_{cv}$ (°)			c' (kPa) di calcolo	$\Phi'$ (°) di calcolo	$\Phi'_{cv}$ (°) di calcolo	E' op (Mpa)			E' op (Mpa)			E' op (kPa) di calcolo	k <sub>v</sub> (m/s) -
				max	min	media	max	min	media				max	min	media	max	min	media		
5	da 0 m a 18 m	S(L) <sub>1</sub>	17.5	37	33	36	32	28	30	-	35	29	96 200	28 100	59 317	-	-	-	60 000	1.0 E-06
	da 18 m a 19 m	R <sub>A</sub>	13.5 - 17.5	-	-	-	-	-	-	165	41	-	-	-	-	-	-	-	900 000	1.0E-07
	oltre 19 m	S(L) <sub>2</sub>	17.5	37	37	37	31	31	31	-	37	30	84 635	84 635	84 635	-	-	-	100 000	1.0E-06
DA PK 4+900 A 5+600			Da SPT			Da SPT			Da SPT			Da MASW								
AREA GEOTECNICA	PROFONDITÀ	UNITÀ GEOTECNICA	$\gamma_t$ [kN/m <sup>3</sup> ] di calcolo	$\Phi'$ (°)			$\Phi'_{cv}$ (°)			c' (kPa) di calcolo	$\Phi'$ (°) di calcolo	$\Phi'_{cv}$ (°) di calcolo	E' op (Mpa)			E' op (Mpa)			E' op (kPa) di calcolo	k <sub>v</sub> (m/s) -
				max	min	media	max	min	media				max	min	media	max	min	media		
6	Da 0 m a 34 m	S(L) <sub>1</sub>	17.5	37	31	36	34	24	30	-	35	29	117 200	14 820	65 039	-	-	-	60 000	1.0 E-06
	oltre 34 m	R <sub>A</sub>	13.5 - 17.5	-	-	-	-	-	-	165	41	-	-	-	-	-	-	-	900 000	1.0E-07
DA 5+600 A FINE			Da SPT			Da SPT			Da SPT			Da MASW								
AREA GEOTECNICA	PROFONDITÀ	UNITÀ GEOTECNICA	$\gamma_t$ [kN/m <sup>3</sup> ] di calcolo	$\Phi'$ (°)			$\Phi'_{cv}$ (°)			c' (kPa) di calcolo	$\Phi'$ (°) di calcolo	$\Phi'_{cv}$ (°) di calcolo	E' op (Mpa)			E' op (Mpa)			E' op (kPa) di calcolo	k <sub>v</sub> (m/s) -
				max	min	media	max	min	media				max	min	media	max	min	media		
7	Da 0 m a 13 m	S(L) <sub>3</sub>	17.5	37	32	35	33	27	30	-	35	29	57 800	16 225	33 783	99 857	24 749	69 814	40 000	1.0 E-06
	Da 13 m a 34 m	S(L) <sub>1</sub>	17.5	37	30	34	32	28	29	-	35	29	117 200	18 200	51 442	99 857	99 857	99 857	60 000	1.0 E-06
	oltre 34 m	R <sub>A</sub>	13.5 - 17.5	-	-	-	-	-	-	165	41	-	-	-	-	-	-	-	900 000	1.0E-07

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2 <sup>a</sup> FASE LATO ROMA <b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A

## 8 CATEGORIA SISMICA DEL SOTTOSUOLO

In **Tabella 28** si riportano i risultati delle singole prove MASW eseguite sulla tratta in esame, dedotti da specifica relazione sulle indagini geofisiche (Doc. NR4511D69IGGE0001001).

**Tabella 28: Interpretazione delle prove MASW eseguite lungo la tratta in esame**

Prova	$V_{s,eq}$ (m/s)	Categoria di Sottosuolo
MASW1	369	B
MASW2	390	B
MASW3	376	B
MASW4	368	B
MASW5	424	B
MASW'	408	B

Dal momento che tutte le  $V_{s,eq}$ , valutate a partire dai risultati di tutte le prove MASW in questione, risultano comprese tra i 360 m/s e 800 m/s, si può affermare che il sottosuolo in questione appartiene alla categoria sismica **B**.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	QUADRUPPLICAMENTO CIAMPINO-CAPANNELLE E PRG CIAMPINO 2^ FASE LATO ROMA <b>QUADRUPPLICAMENTO LINEA</b>					
	<b>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	COMMESSA NR45	LOTTO 00R29	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005001	REV. A

## 9 STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

Le **NTC-2018** al paragrafo 7.11.3.4.2 stabiliscono che la verifica alla liquefazione può essere omessa qualora si manifesti una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero minori di 0.1 g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna suborizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$ , dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone comprese tra le curve che delimitano il campo di suscettibilità, fornite nelle NTC2018.

Come si evince dal profilo geologico di riferimento (Doc. NR4511D69FZGE0001001), la profondità del piano di falda dal P.C. risulta ampiamente maggiore di 15 m lungo la quasi totalità della tratta; pertanto, come confermato anche dalla Relazione geologica, idrogeologica, geomorfologica e sismica di cui sopra, la verifica di stabilità nei confronti del fenomeno della liquefazione può essere omessa.

## 10 CALCOLO DELLO SPESSORE DI BONIFICA

Per il calcolo dello spessore dello strato di terreno da bonificare al di sotto dei rilevati stradali e ferroviari, è stato applicato il criterio dei due strati formulato da Burmister (1973). Tale criterio è basato sullo studio dell'equilibrio di due solidi elastici di diversa natura sovrapposti, uno di spessore finito  $s_1$ , modulo di elasticità o di deformazione  $E_1$  e coefficiente di Poisson  $\mu_1$ , l'altro semi-indefinito (terreno di sottofondo) con modulo elastico  $E_0$  e coefficiente di Poisson  $\mu_0$ .

Il carico uniforme  $p$  si considera superficiale, distribuito su un'area circolare di raggio  $a$ .

Il cedimento al centro della piastra risulta dalla relazione:

$$f = 1.5 \frac{p \cdot a}{E_0} F_1$$

essendo  $F_1$  una funzione dei due rapporti  $E_1/E_0$  e  $s/a$ , i cui valori possono ottenersi dalla seguente formula:

$$F_1 = \left[ 1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(0.9 \frac{s}{a}\right)^2}} \right] \frac{E_0}{E_1} + \frac{1}{\sqrt{1 + \left(0.9 \frac{s}{a} \sqrt{\frac{E_1}{E_0}}\right)^2}}$$

Fissati lo spessore e il modulo elastico dello strato superficiale (strato di bonifica) e il modulo del terreno di sottofondo, si può stimare il cedimento per un dato carico e quindi si può mettere in relazione il modulo di piastra  $M_d$  con lo spessore e le caratteristiche dello strato di bonifica e del sottofondo passando attraverso il calcolo del cedimento per un carico pari a 100 kPa agente su una piastra di diametro 30 cm.

Nelle seguenti tabelle sono riportati i dati di input e i risultati delle verifiche.

**Verifica rilevato**

$s_1$	spessore bonifica	30	cm
$E_1$	modulo materiale bonifica	40	MPa
$E_0$	modulo misurato	31.4	MPa
$p$	Carico su piastra: 50 -> 150kPa	0.1	MPa
$a$	raggio piastra	15	cm
<b>Calcolo cedimento</b>			
$F_1$	parametro	0.860	-
$f$	cedimento a centro piastra	0.062	cm
<b>Simulazione prova su piastra post bonifica</b>			
$M_{E1}$	modulo piastra post bonifica	48.7	MPa

**Verifica supercompattato**

$s_1$	spessore bonifica	30	cm
$E_1$	modulo supercompattato	80	MPa
$E_0$	modulo rilevato	40	MPa
$p$	Carico su piastra: 50 -> 150kPa	0.1	MPa
$a$	raggio piastra	15	cm
<b>Calcolo cedimento</b>			
$F_1$	parametro	0.661	-
$f$	cedimento a centro piastra	0.037	cm
<b>Simulazione prova su piastra post bonifica</b>			
$M_{E1}$	modulo piastra post bonifica	80.7	MPa

Per l'intero rilevato va, pertanto, rimosso uno strato di 60cm che verrà sostituito con uno strato di rilevato da 30cm e dallo strato di supercompattato anch'esso da 30cm, in modo da ripristinare la quota attuale.

È stato verificato che il nuovo strato di rilevato e il supercompattato garantiscano rispettivamente 40MPa e 80MPa di modulo di deformazione, come richiesto da capitolato. La verifica è stata svolta, secondo il criterio di Burmister, considerando la prova di carico su piastra "PC16", che ha restituito un modulo  $M_d$  pari a 31,4 MPa, ovvero il valore più sfavorevole lungo tutta la tratta.