

AUTOSTRADA (A1) : MILANO – NAPOLI

TRATTO : BARBERINO – FIRENZE NORD

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA BARBERINO DI MUGELLO – INCISA VALDARNO

VARIANTE - Sottoattraversamento autostrada A1 PROGETTO DEFINITIVO

DOCUMENTAZIONE GENERALE


GEOTECNICA

RELAZIONE GEOTECNICA

Volume 1/2 – Relazione

IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA Ing. Marco Pietro D'Angelantonio Ord. Ingg. Milano N.20155 RESPONSABILE UFFICIO APE	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Michele Pastorino Ord. Ingg. Savona N. 1104 CAPO COMMESSA/PROJECT ENGINEER	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 RESPONSABILE DIREZIONE OPERATIVA TECNICA E PROGETTAZIONE
--	--	---

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO							DATA:	REVISIONE												
	DIRETTORIO			FILE				SETTEMBRE 2014	n.	data											
—	codice commessa	N.Prog.	unita'	ufficio	n. progressivo	Rev.	SCALA:														
—	1	1	0	1	8	1	0	3	ST	P	A	P	E	4	1	0	0	—	—		

 ingegneria europea	PIANIFICAZIONE COMMESSE Ing. Massimiliano Giacobbi Ord. Ingg. Milano N. 20746	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	
	CONSULENZA A CURA DI :		ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :
		IL RESPONSABILE UNITA' STP	Ing. Andrea Tanzi O.I. Parma N.1154

	VISTO DEL COMMITTENTE  RUP: Ing. Alberto Fiore	VISTO DEL CONCEDEnte  Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</small>
--	--	--

I N D I C E

1.	INTRODUZIONE.....	1
2.	DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO.....	2
2.1	Documentazione di riferimento	2
2.2	Normative e raccomandazioni	2
2.3	Bibliografia	3
3.	INDAGINI GEOTECNICHE	7
3.1	Introduzione	7
3.2	Indagini effettuate prima della fase di progettazione definitiva.....	7
3.3	Indagini effettuate in fase di progetto definitivo	13
3.4	Indagini effettuate in fase di progettazione esecutiva.....	18
3.5	Indagini integrative effettuate in fase di progettazione esecutiva.....	25
4.	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	29
4.1	Generalità	31
4.2	Materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie più o meno limose).....	32
4.2.1	Introduzione	32
4.2.2	Stato iniziale del deposito	32
4.2.3	Angolo di resistenza al taglio	36
4.2.4	Caratteristiche di deformabilità	37
4.2.5	Coefficienti di permeabilità.....	41
4.3	Materiali a grana fine (limi e argille) saturi.....	42
4.3.1	Introduzione	42
4.3.2	Classificazione dei materiali	42
4.3.3	Stato tensionale iniziale	42
4.3.4	Resistenza al taglio non drenata	43
4.3.5	Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci	44
4.3.6	Caratteristiche di deformabilità	45
4.3.7	Coefficienti di permeabilità e di consolidazione primaria.....	47
4.3.8	Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria.....	48
4.4	Formazioni rocciose.....	49
4.4.1	Generalità	49
4.4.2	Valutazione del parametro RMR_{89}	50
4.4.3	Criteri di rottura	53
4.4.4	Caratteristiche di deformabilità	55
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	57

5.1	Generalità	57
5.2	Formazione SIL da \cong km 0+000 a \cong km 0+250.....	59
	5.2.1 Tabelle riassuntive di caratterizzazione geotecnica	62
5.3	Copertura della formazione FAL da km 0+250 a km 1+600.....	67
	5.3.1 Descrizione	67
	5.3.2 Caratteristiche fisiche.....	67
	5.3.3 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci	68
	5.3.4 Resistenza al taglio non drenata	68
	5.3.5 Caratteristiche di deformabilità	68
	5.3.6 Coefficienti di permeabilità.....	69
	5.3.7 Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica	70
5.4	Formazione FAL da km 0+250 a km 1+600	73
	5.4.1 Descrizione generale	73
	5.4.2 Ulteriori considerazioni sul grado di fratturazione dell'ammasso roccioso	74
	5.4.3 Caratteristiche fisiche.....	75
	5.4.4 Parametri RMR_{89} e GSI.....	75
	5.4.5 Involuppi di rottura.....	76
	5.4.6 Caratteristiche di deformabilità	77
	5.4.7 Caratteristiche di permeabilità	79
	5.4.8 Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica	80
5.5	Copertura della formazione SIL da km 1+600 a km 4+700	83
	5.5.1 Descrizione	83
	5.5.2 Caratteristiche fisiche.....	83
	5.5.3 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci	84
	5.5.4 Resistenza al taglio non drenata	85
	5.5.5 Caratteristiche di deformabilità	85
	5.5.6 Coefficienti di permeabilità.....	85
	5.5.7 Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica	86
5.6	Formazione SIL tra km 1+600 e km 4+700	89
	5.6.1 Descrizione e considerazioni di carattere generale.....	89
	5.6.2 Caratterizzazione geotecnica secondo l'approccio 1	90
	5.6.3 Caratterizzazione secondo l'approccio 2.....	98
	5.6.4 Commenti.....	100
	5.6.5 Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica	102
5.7	Copertura della formazione SIL da km 9+200 a km 13+000.....	105
	5.7.1 Descrizione	105
	5.7.2 Caratteristiche fisiche.....	105
	5.7.3 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci	106
	5.7.4 Resistenza al taglio non drenata	106

5.7.5	Caratteristiche di deformabilità	107
5.7.6	Coefficienti di permeabilità.....	107
5.7.7	Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica	108
5.8	Formazione SIL da km 9+200 a km 13+000	111
5.8.1	Descrizione	111
5.8.2	Caratteristiche fisiche.....	112
5.8.3	Parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci.....	112
5.8.4	Resistenza al taglio non drenata	113
5.8.5	Caratteristiche di deformabilità	113
5.8.6	Caratteristiche di permeabilità	114
5.8.7	Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica	115
5.9	Copertura formazione MML km 9+100 -km 11+000 (seconda tratta).....	118
5.9.1	Descrizione	118
5.9.2	Caratteristiche fisiche.....	119
5.9.3	Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci	120
5.9.4	Resistenza al taglio non drenata	121
5.9.5	Caratteristiche di deformabilità	121
5.9.6	Coefficienti di permeabilità.....	121
5.9.7	Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica	122
5.10	Formazione MML da km 9+100 a km 11+000 (seconda tratta)	125
5.10.1	Descrizione e caratteristiche generali dei materiali	125
5.10.2	Parametri RMR_{89} e GSI.....	126
5.10.3	Involuppi di rottura.....	126
5.10.4	Caratteristiche di deformabilità	127
5.10.5	Caratteristiche di permeabilità	129
5.10.6	Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica	129
5.11	Copertura formazione MML da km 12+300 a km 15+000 (terza tratta)	133
5.11.1	Descrizione	133
5.11.2	Caratteristiche fisiche.....	134
5.11.3	Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci	135
5.11.4	Resistenza al taglio non drenata	135
5.11.5	Caratteristiche di deformabilità	136
5.11.6	Coefficienti di permeabilità.....	136
5.11.7	Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica	137
5.12	Formazione MML da km 12+300 a km 15+000 (terza tratta).....	139
5.12.1	Descrizione e caratteristiche generali dei materiali	139
5.12.2	Parametri RMR_{89} e GSI.....	140
5.12.3	Involuppi di rottura.....	141
5.12.4	Caratteristiche di deformabilità	142

5.12.5	Caratteristiche di permeabilità	144
5.12.6	Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica	144
5.13	Formazione MML molto fratturata.....	148
5.13.1	Descrizione, caratteristiche fisiche e meccaniche	148
5.13.2	Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica	156
5.14	Depositi alluvionali da km 15+300 a km 17+600	159
5.14.1	Descrizione	159
5.14.2	Caratteristiche geotecniche delle alluvioni tipo A1*	160
5.14.3	Caratteristiche geotecniche dei materiali a grana fine A1	161
5.14.4	Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica	163

FIGURE: 4.1 → 4.5

FIGURE: 5.1 → 5.248

1. INTRODUZIONE

Il presente elaborato si riferisce al progetto di ampliamento del tratto autostradale tra Barberino del Mugello e Firenze Nord nella sua completezza; in esso sono contenute informazioni relative sia al lotto "0", consistente in uno stralcio delle opere di cantierizzazione e delle nuove viabilità locali, sia al lotto di "completamento". A sua volta il Lotto di completamento verterà realizzato in due stralci esecutivi, chiamati rispettivamente Lotto 1 e Lotto 2. Per una più puntuale definizione degli ambiti dei due lotti citati si veda la "Relazione descrittiva" (elaborato PG-00-STP000).

Per questa come per altre discipline, relativamente alla suddivisione tra Lotto 1 e Lotto 2, per maggiore chiarezza e completezza, si è deciso di mantenere la trattazione scientifica (quindi la relazione e cioè il presente documento) comune ad entrambi i lotti.

Viceversa, dal momento che la suddivisione tra Lotto 1 e Lotto 2 è segnatamente geografica, poiché il Lotto 1 rappresenta il tratto autostradale dalla progressiva 11+314.70 km a quella di fine lotto, si è pensato, per non indurre in errore, di consegnare solamente le tavole grafiche relative a tale tratto, lasciando, a memoria dello studio più generale, la numerazione delle tavole precedente. Per esempio, per quanto riguarda le i profili geotecnici, che sono in tutto 21 tavole (1/21, 2/21,, 21/21) per coprire i complessivi 17,5 km di tratto autostradale da Barberino di Mugello a Firenze Nord, vengono consegnati solo gli ultimi 9 elaborati relativi al Lotto 1, mantenendo però per essi la dicitura originaria (13/21, 14/21, ..., 21/21).

Essa si articola come segue:

- Il capitolo 2 elenca i documenti, le normative e la bibliografia di riferimento.
- Il capitolo 3 riporta un riepilogo delle indagini geotecniche disponibili effettuate in più fasi negli anni '90 e 2002-2005; si rileva che nella redazione dei profili geotecnici longitudinali e delle sezioni geotecniche (vedi i documenti di riferimento n° 1 e 2) si è tenuto conto anche delle informazioni tratte dai documenti di contabilità lavori relativi alla costruzione dell'Autostrada esistente e alle opere di manutenzione straordinaria resosi necessarie in fase di esercizio.
- Il capitolo 3.6 descrive i criteri di interpretazione delle indagini geotecniche.
- Il capitolo 5 riporta la caratterizzazione geotecnica delle principali formazioni indicate nei profili e nelle sezioni geotecniche (vedi i documenti di riferimento n° 1 e 2), quali risultano sia dagli studi di carattere geologico (vedi i documenti di riferimento n° 3), sia dall'interpretazione delle indagini, effettuata in base ai criteri descritti nel capitolo 3.6.

2. DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

Nella stesura della relazione si è fatto riferimento a quanto elencato di seguito.

2.1 Documentazione di riferimento

1. Profili geotecnici longitudinali (elaborati da APE002 a APE022);
2. Sezioni geotecniche (elaborati da APE023 a APE096);
3. Studi a carattere geologico, composti dai seguenti elaborati:
 - Relazione geologica-geomorfologica (elaborato GE-1-GLG001)
 - Carta geologico-geomorfologica in scala 1:5000 (elaborati da GE-2-GLG002 a GE-2-GLG005)
4. Indagini effettuate prima della fase di progettazione definitiva.
5. Indagini effettuate in fase di Progetto Definitivo.
6. Indagini effettuate per il Progetto Esecutivo.
7. Indagini integrative effettuate per il Progetto Esecutivo delle viabilità di servizio della tratta in oggetto.

2.2 Normative e raccomandazioni

8. Decreto Ministeriale n. 47 (11/3/1988). "Norme Tecniche riguardanti le indagini su terreni e sulle rocce; i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
9. Istruzioni relative alle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" - Cir. Dir. Cen. Tecn. n° 97/81.
10. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003. "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
11. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3316. "Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.03".
12. EN 1997 Eurocodice 7 "Geotechnical Design"
 - Part 1: General rules
 - Part 2: Standards for laboratory testing
 - Part 3: Standards for field testing.
13. ASTM D1557 "Test method for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort".
14. CNR UNI 10009 "Costruzione e manutenzione delle strade – Tecnica di impiego delle terre".

15. CNR B.U., anno XXVI, n° 146 "Determinazione dei moduli di deformabilità M_d e M_d' mediante prova di carico a doppio ciclo con piastra circolare.

2.3 Bibliografia

16. AGI (1979) "Some italian experiences on the mechanical characterization of structurally complex formations" Proc. IV ICRM, Montreux, vol.1, pag.827.
17. AGI (1985) "Geotechnical properties and slope stability in structurally complex clay soils" Geotechnical Engineering in Italy, Ed. AGI, Italy.
18. Baldi G., Jamiolkowski M., Lo Presti D.C.F., Manfredini G., Rix G.J. (1989) "Italian experiences in assessing shear wave velocity from CPT and SPT" Earthquake Geotechnical Engineering, Proc. of Discussion Session on Influence of Local Conditions on Seismic Response, 12th Int. Conf. on S.M.F.E., Rio de Janeiro, Brasil, pp. 157-168.
19. Balmer G. (1952) "A general analytical solution for Mohr's envelope" ASTM, 52.
20. Barla G., Pazzagli G., Rabagliati U., Travaglini S. (1986) "The San Donato tunnel (Florence) " Congresso Internazionale su Grandi Opere Sotterranee, ITA/AITES, SIG, vol.1, Firenze.
21. Berardi R. (1999) "Non linear elastic approaches in foundation design" Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, Balkema.
22. Bieniawski Z.T. (1978) "Determining rock mass deformability – Experience from case histories!" Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 15:237-248.
23. Bieniawski Z.T. (1989) "Engineering Rock Mass Classifications" New York, John Wiley & Sons.
24. Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique 36 , n° 1.
25. 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.
26. Burland, J.B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. Géotechnique 40, n° 3, 329-378.
27. Byrne P.M., Salgado F.M., Howie J.A. (1990) "Relationship between the unload shear modulus from pressuremeter tests and the maximum shear modulus for sand" Proc. III International Symposium on pressuremeter (ISP3), Oxford, Thomas Telford, London.
28. Calabresi G., Scarpelli G. (1985) "Effects of swelling caused by unloading in overconsolidated clays" Proc. XI Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, vol.2, pag.411.

29. Chandler R.J., de Freitas M.H., Marinos P. (2004) "Geotechnical characterisation of soils and rocks: a geological perspective" *Advances in Geotechnical Engineering, The Skempton Conference, 2004*, Thomas Telford, London.
30. Cicoella A., Picarelli L. (1990) "Decadimento meccanico di una tipica argilla a scaglie di elevata plasticità" *Rivista Italiana di Geotecnica*, anno XXIV, n°1, pag.5.
31. Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" *CIRIA Report n° 143*, 1995.
32. Cubrinowski M., Ishihara K. (1999) "Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils" *Soils and Foundations*, vol. 39, n° 5, pp. 61-71.
33. D'Elia B. (1991) "Deformation problems in the Italian structurally complex clay soils" *Proc. X E.C.S.M.F.E on Deformation of Soils and Displacements of Structures*, Florence, vol.4, pag.1159.
34. Durgunoglu H.T., Mitchell J.K. (1975) "Static penetration resistance of soils, I -Analyses, II - Evaluation of the theory and interpretation for practice" *aSCE Specialty Conference on in Situ Measurements of Soil Properties*, Raleigh NC, V.I..
35. Elson W.K. (1984) "Design of laterally-loaded piles" *CIRIA Report 103*.
36. Fahey M. (1992) "Shear modulus of cohesionless soil: variation with stress and strain level" *Canadian Geotechnical Journal*, n°30.
37. Fahey M., Carter J.P. (1993) "A finite element study of the pressuremeter test in sand using a nonlinear elastic plastic model" *Canadian Geotechnical Journal*, n°29.
38. Fenelli G.P., Paparo Filomarino M., Picarelli L., Ripa F. (1981) "Sulla resistenza di picco delle argille varicolori" *Proc. Riunione Gruppo Nazionale Coordinamento Studi di Ingegneria Geotecnica*, C.N.R., Roma, pag.79.
39. Fourmaintraux D. (1976) "Characterization of rocks: laboratory tests". Chapter 4 in "Mècanique des roches appliquée aux ouvrages du génie civil" by M. Panet et al. *Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, Paris.
40. Goodman R.E. (1989) "Introduction to rock mechanics". Second edition, John Wiley & Sons.
41. Hoek E., Brown E.T. (1980) "Underground excavations in rock" London, Institution of Mining and Metallurgy.
42. Hoek E. (1983) "Strength of jointed rock masses" *Géotechnique*, 33, n° 3.
43. Hoek E., Brown E.T. (1988) "The Hoek-Brown failure criterion – A 1988 update" *Proc. of 15th Canadian Rock Mechanics Symposium*, Toronto, Canada.
44. Hoek E. (1990) "Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion" *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 27.

45. Hoek E., Wood D., Shah S. (1992) "A modified Hoek-Brown failure criteria for jointed rock masses" Proc. Int. ISRM Symposium on Rock Characterisation, EUROCK'92, Chester, United Kingdom.
46. Hoek E., Kaiser P.K., Bawden W.F. (1997) "Support of underground excavations in hard rock" Rotterdam, A.A. Balkema.
47. Hoek E., Marinos P., Benissi M. (1998) "Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses" The Case of Athens Schist Formation, Bull. Engg, Geol, Env. 57(2), 151-160.
48. 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.
49. Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" Proceedings In-situ 2001, Bali.
50. 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.
51. Ladd C.C., Foot R. (1974) "A new design procedure for stability of soft clays" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol.100, n° 7.
52. Ladd C.C., Foot R., Ishihara K., Schlosser F., Poulos H.G. (1977) "Stress deformation and strength characteristics" S.O.A. Report, Proc. IX Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Tokyo, Vol. 2.
53. Londe P. (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.
54. Lo Presti D.C.F. (1989) "Proprietà dinamiche dei terreni" Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, 14th Ciclo, Comportamento dei terreni e delle fondazioni in campo dinamico.
55. Marchetti S. (1985) "On the field determination of k_0 in sand" Discussion Session 2A, 11th ICSMFE, S. Francisco.
56. Marinos P., Hoek E. (2000) "GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation" GEO-ENG.
57. Matlock, H., Reese, L.C. (1960). "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, V.86, No.SM5, pp.63-91.
58. Morgenstern N.R. (1990) "Instability mechanisms in stiff soils and weak rocks" Proc. X Southeast Asian Geotechnical Conference, Taipei, vol.2, pag.27.
59. Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.

60. Picarelli L., Urcioli G. (1993) "Effetti dell'erosione in argilliti di alta plasticità" Rivista Italiana di Geotecnica, Anno XXVII, n°1.
61. Reese L.C., Cox W.R., Koop F.D. (1974) "Analysis of laterally loaded piles in sand" Proc. VI Offshore Technology Conference, OTC 2080, Houston, Texas.
62. Rippa F. , Picarelli L. (1977) "Some considerations on index properties of Southern Italy shales" Proc. Int. Symposium on The Geotechnics of Structurally complex Formations, Capri, vol.1, pag.401.
63. Rocchi G.F. (2003) "Correlazione empirica tra coefficiente di permeabilità, indice dei vuoti e caratteristiche di plasticità in argille e limi" Documento interno Studio Geotecnico Italiano.
64. Serafim J.L., Pereira J.P. (1983) "Considerations of the geomechanic classification of Bieniawski" Proc. Int. Symp. On Engg, Geol. And Underground Constr. (L.N.E.C., Lisb. Portugal), Vol.1, Section 2, pp.33-42.
65. Simpson B., Calabresi G., Sommer H., Wallays M. (1979) "Design parameters for stiff clays" General Report, Proc. 7th ECSMFE, Brighton.
66. Sjoberg J. (1997) "Estimating rock mass strength using the Hoek-Brown failure criterion and rock mass classification – A review and application to the Aznalcollar Open Pit" Internal Report, Division of Rock Mechanics, Lulea University of Technology.
67. 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.
68. Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" CIRIA Report 113.
69. Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I.
70. 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.
71. Tokimatsu K., Yoshimi Y. (1983) "Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content" Soils and Foundations 23, n° 4.
72. Vucetic M., Dobry R. (1991) "Effect of soil plasticity on cyclic response" Journal of Geotechnical Engineering, vol. 117, n° 1, pp. 89-107.
73. Youd T.D. (1972) "Factors controlling maximum and minimum density of sands" Proceedings of Symposium on Eval. Dens., ASTM STP 523.

3. INDAGINI GEOTECNICHE

3.1 Introduzione

I dati stratigrafici e geotecnici riportati nella presente relazione, nei profili stratigrafico-geotecnici e nelle sezioni (vedi i documenti di riferimento n° 1 e n° 2) sono stati desunti dai risultati delle indagini geotecniche e di laboratorio condotte nell'area durante le seguenti campagne di indagine:

- campagne di indagini effettuate prima della fase di progettazione definitiva;
- campagna di indagine effettuata in fase di progetto definitivo;
- campagna di indagine effettuata in fase di progetto esecutivo;
- campagna di indagine integrativa effettuata in fase di progetto esecutivo delle viabilità di servizio.
- **campagna di indagine integrativa effettuata in fase di progetto esecutivo per l'imbocco Sud della galleria S. Lucia.**

3.2 Indagini effettuate prima della fase di progettazione definitiva

Nel tratto iniziale, tra le progressive km 0+000 e 0+250, ed in quello finale a sud della galleria Boscaccio sono disponibili i risultati di indagini effettuate nel 1998 per il progetto esecutivo di potenziamento della Autostrada A1 rispettivamente nelle tratte Aglio – Barberino (svincolo di Barberino) e Firenze Nord – Firenze Sud , consistenti in:

- n. 5 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo, all'interno dei quali sono state eseguite le seguenti prove:
 - penetrometriche dinamiche SPT;
 - pressiometriche Menard;e sono stati prelevati campioni indisturbati e campioni rimaneggiati.

I sondaggi sono stati attrezzati con piezometri.

- n. 3 prove penetrometriche dinamiche continue.
- n. 4 pozzetti esplorativi, all'interno dei quali sono state eseguite prove di carico su piastra.

La **tabella 3.1** riassume le principali caratteristiche dei sondaggi, il numero di campioni prelevati, il numero di prove geotecniche eseguite in foro ed il tipo di strumentazione installata.

La **tabella 3.2** elenca le principali caratteristiche dei pozzetti esplorativi e delle prove di carico su piastra (PLT), eseguite all'interno degli stessi.

I campioni indisturbati, prelevati durante la campagna di indagine 1998, sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

- a) prove di classificazione:
- analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
 - limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
 - contenuto naturale d'acqua;
 - peso di volume naturale;
 - peso specifico dei grani;
 - contenuto di carbonati (CaCO_3);
 - contenuto di sostanze organiche.
- b) prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:
- prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU);
 - prove di taglio diretto (TD);
 - prove edometriche ad incrementi di carico (ED-IL).

Lungo la tratta oggetto della presente relazione sono inoltre disponibili una serie di dati geognostici risalenti:

- all'epoca della costruzione di primo impianto della attuale sede autostradale;
- ad interventi di manutenzione che hanno interessato l'infrastruttura negli anni successivi alla sua costruzione.

In particolare, sono stati presi in considerazione i seguenti dati:

1. dati risalenti all'epoca della costruzione di primo impianto dell'Autostrada:
 - sondaggi geognostici e pozzetti esplorativi eseguiti in corrispondenza delle pile del viadotto Mulinaccia (sondaggi Mu1÷5);
 - sondaggi geognostici eseguiti in corrispondenza delle pile del viadotto Bellosguardo (sondaggi Be);
 - sondaggi geognostici eseguiti in corrispondenza delle pile del viadotto Baccheraia (sondaggi BaS);
 - sondaggi geognostici eseguiti per il piano di posa del rilevato in prossimità della loc. Bellosguardo (sondaggi RB1÷3);
 - sondaggi geognostici eseguiti in corrispondenza delle pile del viadotto La Cassiana (sondaggi C1÷5);
 - sondaggi geognostici eseguiti in corrispondenza delle pile del viadotto Formicaio (sondaggi F1÷6);
 - sondaggi geognostici eseguiti in corrispondenza delle pile del viadotto Podere Vicchio (sondaggi P1÷6);
 - sondaggi geognostici eseguiti in corrispondenza delle pile del viadotto Marinella (sondaggi Ma1÷10);
2. dati relativi a campagne eseguite nell'ambito di interventi di manutenzione e/o consolidamento dissesti:

- sondaggi eseguiti in corrispondenza del dissesto che ha interessato la spalla sud del viadotto Baccheraia (sondaggi I, P, S/93);
- sondaggi eseguiti in corrispondenza delle pile del viadotto Ragnaia (sondaggi R1÷4);
- sondaggi eseguiti in corrispondenza del dissesto che ha interessato il tratto di autostrada adiacente al parcheggio Marinella (sondaggi M1÷7);
- sondaggi eseguiti per l'installazione di barriere antirumore in corrispondenza della spalla sud del viadotto Marinella (sondaggi BA1-2).

Solo per i sondaggi eseguiti in adiacenza alla spalla del viadotto Baccheraia sono disponibili anche i risultati di prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati ed indisturbati prelevati nel corso delle perforazioni.

Tabella 3.1: Riepilogo indagini effettuate prima della fase di progettazione definitiva

Impresa / campagna	sigla	Progressiva (Km)	Quota (m s.l.m.)	perforazione	Profondità (m)	formazione	campioni indist.	campioni riman.	S.P.T.	Lefranc	Lugeon	Pressiometriche	dilatometriche	Strumentazione geotecnica
Geotrivell	S3	0+090 dx	295	C.C.	25,0	SIL	1	-	1	-	-	3	-	-
	S4	0+080 sx	293	C.C.	25,0	SIL	2	4	5	-	-	-	-	T.A. (15,0 ÷ 16,0 m)
	S7	0+240 dx	283	C.C.	15,0	SIL	1	1	1	-	-	2	-	T.A. (0,0 ÷ 15,0 m)
	S3	16+685 sx	-	C.C.	30,0	Depositi alluvionali	2	5	14	-	-	3	-	T.A. (17,0 ÷ 18,0 m)
	S4	17+385 sx	-	C.C.	25,0	Depositi alluvionali	4	4	8	-	-	2	-	Casagr. (16,50 m)

Tabella 3.2: Riepilogo pozzetti stratigrafici eseguiti prima della fase di progettazione definitiva

Impresa / lotto	Sigla	Progr. (km)	Quota (m s.l.m.)	formazione	Profondità (m)	Prove di carico	campioni riman.
Geotrivell	P2	16+275	69,50	Depositi alluvionali	4,00	1	-
	P3	16+875	58,60	Depositi alluvionali	4,00	1	-
	P4	17+185	55,20	Depositi alluvionali	4,00	1	-
	P5	17+530	48,80	Depositi alluvionali	4,00	1	-

3.3 Indagini effettuate in fase di progetto definitivo

La campagna di indagine condotta in fase di stesura del progetto definitivo è consistita nell'esecuzione di:

- n. 42 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo, all'interno dei quali sono state eseguite le seguenti prove:
 - penetrometriche dinamiche SPT;
 - pressiometriche Menard;
 - dilatometriche;
 - di permeabilità Lefranc;
 - di permeabilità Lugeon;
 e sono stati prelevati campioni indisturbati e campioni rimaneggiati.

Numerosi sondaggi sono stati attrezzati con piezometri, alcuni con inclinometri.

- n. 6 fori a distruzione di nucleo, attrezzati per l'esecuzione di prove "down hole" e "cross hole".
- n. 5 pozzetti esplorativi, all'interno dei quali sono state eseguite prove di carico su piastra e prelevati campioni rimaneggiati.
- stendimenti sismici a riflessione in corrispondenza dei sondaggi S14, S15, S16, S18 (linee tomografiche RFL S14S15, RFL S15S16, RFL S18S16) e in corrispondenza dei sondaggi S24 e S25 (linea tomografica RFL S24S25);
- stendimenti sismici a rifrazione in corrispondenza dei sondaggi S3, S5, S6, S8 ÷ S16 (linee tomografiche RFZ S3S5, RFZ S5T, RFZ S6S9, RFZ S8T, RFZ S9S10, RFZ S11MT, RFZ S11VT, RFZ S11S12, RFZ S13T, RFZ S14L, RFZ S14T, RFZ S15S16), in corrispondenza dei sondaggi S21, S22, S23, S24, S25, S28, SS4, S30, S31 (linee tomografiche RFR-S21, RFR-N, RFR-S, RFR-S28) e in corrispondenza dei sondaggi S36, S37, S38, S40, S42 (linee tomografiche L1 ÷ L13);
- n. 1 prospezione sismica "cross hole" (sondaggi SS6/SS6bis);
- n. 15 prospezioni sismiche "down hole" (sondaggi: S5bis, AB2bis, S8bis, S12bis, S16bis, S19bis, SS3bis, S21bis, S23bis, S32bis, S35bis, S37bis, S44bis, S49bis, S53bis).

La **tabella 3.3** riassume le principali caratteristiche dei sondaggi, il numero di campioni prelevati, il numero di prove geotecniche eseguite in foro ed il tipo di strumentazione installata.

La **tabella 3.4** elenca le principali caratteristiche dei pozzetti esplorativi e delle prove di carico su piastra (PLT), eseguite all'interno degli stessi.

I campioni indisturbati, prelevati durante le campagne di indagine propedeutiche alla progettazione definitiva, sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

- b) prove di classificazione:

- analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
 - limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
 - contenuto naturale d'acqua;
 - peso di volume naturale;
 - peso specifico dei grani;
 - contenuto di carbonati (CaCO_3);
- c) prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:
- prove di compressione monoassiale (ELL);
 - prove triassiali (TX);
 - prove di taglio diretto (TD);
 - prove di taglio anulare (TA);
 - prove edometriche ad incrementi di carico (ED-IL);
 - prova di resistenza a trazione (brasiliiana);
 - prove per la misura della velocità di propagazione delle onde di compressione.

Tabella 3.3: Riepilogo sondaggi stratigrafici eseguiti in fase di progettazione definitiva

Impresa	sigla	Opera prevista	Progressiva (Km)	Quota (m s.l.m.)	perforazione	Profondità (m)	formazione	campioni indist.	campioni riman.	S.P.T.	Lefranc	Lugeon	pressiometriche	dilatometriche	Strumentazione geotecnica
Imprefond	S1	Prolungamento ponticello	0+240 dx	283,50	C.C.	20,0	FAL	-	4	7	2	-	-	-	T.A. (2,0 ÷ 17,0 m)
	S2	Muro controripa in destra	0+393 dx	325,00	C.C.	30,0	FAL	-	9	4	1	-	-	-	T.A. (2,0 ÷ 25,0 m)
	S3	Muro controripa in destra	0+710 dx	331,00	C.C.	30,0	FAL	-	9	2	1	1	-	-	T.A. (9,0 ÷ 24,0 m) Casagr. (5,0 m)
	S4	V.tto Rio Mulinaccia	0+765 sx	309,30	C.C.	35,0	FAL	-	9	2	1	1	-	-	T.A. (11,0 ÷ 29,0 m)
	S5		0+916 sx	280,40	C.C.	30,0	FAL	-	9	2	-	1	-	-	T.A. (7,0 ÷ 25,0 m) Casagr. (4,0 m)
	S5bis		0+916 sx	280,40	D.N.	30,0	FAL	-	-	-	-	-	-	-	tubazione per DH
	SS1	Rilevato	1+287 dx	317,90	C.C.	25,0	FAL	-	6	4	2	-	-	-	T.A. (4,0 ÷ 16,0 m)
	SS2		1+367 dx	316,70	C.C.	25,0	FAL	-	6	4	2	-	-	-	T.A. (5,0 ÷ 17,0 m) Casagr. (4,5 m)
	AB1	Area servizio Bellosguardo	1+700 dx	335,00	C.C.	35,0	SIL	-	9	10	2	-	-	-	T.A. (2,0 ÷ 34,0 m)
	AB2		1+745 dx	321,00	C.C.	40,0	SIL	-	9	6	2	-	-	-	inclinometro
	AB2bis		1+745 dx	321,00	D.N.	40,0	SIL	-	-	-	-	-	-	-	tubazione per DH
	AB3		1+880 dx	325,00	C.C.	35,0	SIL	-	9	8	2	-	-	-	T.A. (9,0 ÷ 35,0 m) Casagr. (5,0 m)
	AB4		2+045 dx	330,50	C.C.	35,0	SIL	-	9	8	2	-	-	-	T.A. (15,0 ÷ 35,0 m) Casagr. (10,0 m)
	S6	Muro controripa in destra Cavalcavia rampe area servizio Bellosguardo	2+156 dx	354,70	C.C.	25,0	SIL	1	5	-	-	-	-	-	T.A. (4,0 ÷ 19,0 m)

Impresa	sigla	Opera prevista	Progressiva (Km)	Quota (m s.l.m.)	perforazione	Profondità (m)	formazione	campioni indist.	campioni riman.	S.P.T.	Lefranc	Lugeon	pressiometriche	dilatometriche	Strumentazione geotecnica
Imprefond	S7	V.tto Bellosguardo	2+290 sx	338,00	C.C.	30,0	SIL	1	8	3	1	-	-	-	T.A. (5,0 ÷ 20,0 m)
	S8		2+389 sx	327,80	C.C.	30,0	SIL	-	9	4	2	-	-	-	Casagr. (10,0 m) Casagr. (30,0 m)
	S8bis		2+389 sx	327,80	D.N.	30,0	SIL	-	-	-	-	-	-	-	tubazione per DH
	S9	Galleria Case Forno	2+540 sx	356,50	C.C.	35,0	SIL	-	9	-	-	-	2	-	T.A. (5,0 ÷ 21,0 m)
	S10		2+660 sx	356,20	C.C.	35,0	SIL	-	9	-	-	-	2	-	T.A. (5,5 ÷ 21,0 m)
	S11	Muro controripa in destra	3+010 sx	356,00	C.C.	20,0	SIL	-	6	7	1	1	-	-	-
	S12	Rilevato su viabilità treni lama	3+155 sx	347,50	C.C.	20,0	SIL	-	6	6	1	1	-	-	-
	S12bis		3+155 sx	347,50	D.N.	20,0	SIL	-	-	-	-	-	-	-	tubazione per DH
	S13	V.tto Baccheraia	3+315 sx	336,50	C.C.	30,0	SIL	-	9	7	2	-	-	-	T.A. (5,0 ÷ 20,0 m) Casagr. (9,0 m)
	S15	Galleria Santa Lucia imbocco Nord	3+722 dx	383,90	C.C.	40,0	MML	-	12	-	-	2	-	2	T.A. (19,0 ÷ 34,0 m)
	S16		3+962 dx	384,00	C.C.	45,0	SIL	-	12	-	-	2	-	2	T.A. (19,0 ÷ 40,0 m)
	S16bis		3+962 dx	384,00	D.N.	45,0	SIL	-	-	-	-	-	-	-	tubazione per DH
	S17		4+323 dx	421,20	C.C.	70,0	SIL	-	17	-	-	2	-	3	T.A. (49,0 ÷ 67,0 m)
	S18		4+790 dx	456,00	C.C.	105,0	MML	-	20	-	-	3	-	-	T.A. (78,0 ÷ 99,0 m)
Geotecno	IF1		10+765 sx	233,50	C.C.	75,0	SILar	-	14	-	-	-	-	T.A. (35,0 ÷ 75,0 m) Casagr. (15,0 m)	
	S41		10+825 dx	203,20	C.C.	55,0	MML	-	13	1	-	1	-	-	T.A. (28,0 ÷ 46,0 m)
	S42	Galleria Santa Lucia imbocco Sud	11+030 dx	208,90	C.C.	50,0	SIL	-	9	1	-	2	-	2	T.A. (15,0 ÷ 33,0 m)
	S43		11+315 dx	164,50	C.C.	20,0	SIL	-	5	9	2	-	-	-	T.A. (3,0 ÷ 20,0 m)
	S44	Muro controripa in sinistra	11+420 sx	173,00	C.C.	25,0	SIL	-	4	9	2	-	-	-	T.A. (6,0 ÷ 25,0 m)
	S44bis		11+420 sx	173,00	D.N.	25,0	SIL	-	-	-	-	-	-	-	tubazione per DH

Impresa	sigla	Opera prevista	Progressiva (Km)	Quota (m s.l.m.)	perforazione	Profondità (m)	formazione	campioni indist.	campioni riman.	S.P.T.	Lefranc	Lugeon	pressiometriche	dilatometriche	Strumentazione geotecnica
Geotecno	S45	Muro controripa in sinistra	11+660 sx	164,50	C.C.	20,0	SIL	-	4	9	1	-	-	-	T.A. (3,0 ÷ 15,0 m)
	S46	Muro controripa in sinistra	11+840 sx	153,65	C.C.	20,0	SIL	-	4	10	1	-	-	-	T.A. (3,0 ÷ 15,0 m)
	S47	Muro controripa in sinistra	12+115 sx	150,50	C.C.	20,0	SIL	-	5	4	-	-	2	-	T.A. (6,0 ÷ 20,0 m)
	S48	V.tto Marinella	12+285 dx	133,10	C.C.	40,0	SIL	-	8	6	1	-	1	-	T.A. (18,0 ÷ 40,0 m)
	S49		12+445 sx	97,35	C.C.	40,0	MML	-	9	10	1	-	-	-	T.A. (15,0 ÷ 40,0 m)
	S49bis		12+445 sx	97,35	D.N.	40,0	MML	-	-	-	-	-	-	-	tubazione per DH
	S50		12+520 sx	96,25	C.C.	30,0	MML	-	8	6	1	-	-	-	T.A. (15,0 ÷ 30,0 m) Casagr. (7,5 m)
Geotecno	S53	Galleria Boscaccio (imbocco Nord)	12+950 sx	134,50	C.C.	30,0	SIL	-	7	8	1	-	-	-	T.A. (3,0 ÷ 24,0 m)
	S53bis		12+950 sx	134,50	D.N.	30,0	SIL	-	-	-	-	-	-	-	tubazione per DH
	S54	Galleria Boscaccio	13+130 sx	162,20	C.C.	65,0	MML	-	10	-	-	2	-	2	T.A. (30,0 ÷ 48,0 m)
	SS5		14+365 dx	97,50	C.C.	25,0	MML	-	7	2	-	2	-	2	T.A. (6,0 ÷ 25,0 m)
	S56	Galleria Boscaccio Sottopasso A1 esistente	14+430 dx	97,30	C.C.	25,0	MML	-	6	8	-	1	-	2	T.A. (10,0 ÷ 25,0 m)
	S59	Ponte Torrente Chiusina	15+505 dx	78,30	C.C.	30,0	b2	-	7	18	-	-	-	-	T.A. (15,0 ÷ 30,0 m)
	S60	Cavalcavia	15+925 dx	75,50	C.C.	30,0	b2	-	6	11	2	-	-	-	Casagr. (7,5 m) Casagr. (15,0 m)

Tabella 3.4: Riepilogo pozzetti stratigrafici eseguiti in fase di progettazione definitiva

Impresa	Sigla	Progr. (km)	Quota (m s.l.m.)	formazione	Profondità (m)	Prove PLT	campioni riman.
Imprefond	PZ1	0+190 (-)	287,00	C _{SIL}	2,0	-	-
	PZ2	2+020 (-)	337,00	C _{SIL}	2,0	-	-
Geotecno /	PZ3	15+080 sx	78,00	Depositi alluvionali	3,0	2	3
	PZ4	15+285 sx	78,60	Depositi alluvionali	4,0	2	3
	PZ5	15+730 (-)	78,00	Depositi alluvionali	4,0	2	3

3.4 Indagini effettuate in fase di progettazione esecutiva

La campagna di indagine condotta in fase di stesura del progetto esecutivo è consistita nell'esecuzione di:

- n. 73 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo, all'interno dei quali sono state eseguite le seguenti prove:
 - penetrometriche dinamiche SPT;
 - pressiometriche Menard;
 - dilatometriche;
 - di permeabilità Lefranc;
 - di permeabilità Lugeon;
 e sono stati prelevati campioni indisturbati e campioni rimaneggiati.

Numerosi sondaggi sono stati attrezzati con piezometri, alcuni con inclinometri.

- n. 5 fori a distruzione di nucleo, attrezzati per l'esecuzione di prove "down hole".

- n. 22 pozzetti esplorativi, all'interno dei quali sono state eseguite prove di carico su piastra, prove di densità in sito, prove di portanza tipo CBR. e prelevati campioni rimaneggiati.
- stendimenti sismici a rifrazione Vicenzetto (Base1, IS3; Base 2, IS7; Base 3, IS14; Basi 4-5, IS12-IS13; Basi 6-7, IS4-IS5; Basi 8-9, IS9-IS10; Base 10, IS11-IS11bis; Base 11, IS2), CSI (Base 1, S19-IS19-S20-IS20-S21-IS21bis; Base 2, IS21ter-SS3-IS20; Base 3, IS22bis-S23; Base 4, IS24bis-IS24), Land Service (Base A, tra S27 e S28; Base B, S31-IS27bis; Base C, S37-S38; Base D, tra S36 e S37; Base F, S38; Base G, S40; Base H, a valle di S40 e IPZ6; Base I, IPZ6-IPZ7; Base L, IS33-S44), Imprefond (Basi 1-2, IS34-IS34bis; Basi 3-4, IS34; Base 5, S46; Base 6, S45; Basi 7-8, S45; Base 9, IS29; Basi 10-11, IS29; Basi 12-13, IS33bis; Linea IS39, IS39-S57-S58).
- n. 5 prospezioni sismiche "down hole" (sondaggi: IS4bis, IS9bis, S14bis, IS15bis, IS32bis).

La **tabella 3.5** riassume le principali caratteristiche dei sondaggi, il numero di campioni prelevati, il numero di prove geotecniche eseguite in foro ed il tipo di strumentazione installata.

La **tabella 3.6** elenca le principali caratteristiche dei pozzetti esplorativi e delle prove eseguite all'interno degli stessi.

I campioni indisturbati, prelevati durante le campagne di indagine propedeutiche alla progettazione definitiva, sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

- c) prove di classificazione:
 - analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
 - limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
 - contenuto naturale d'acqua;
 - peso di volume naturale;
 - peso specifico dei grani;
- d) prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:
 - prove di compressione monoassiale (ELL);
 - prove triassiali (TX);
 - prove di taglio diretto (TD);
 - prove di taglio anulare (TA);
 - prove edometriche ad incrementi di carico (ED-IL);
 - prova di resistenza a trazione (brasiliana).

Tabella 3.5: Riepilogo sondaggi stratigrafici eseguiti in fase di progettazione esecutiva

Impresa / campagna	sigla	Opera prevista	Progressiva (Km)	Quota (m s.l.m.)	perforazione	Profondità (m)	formazione	campioni indist.	campioni riman.	S.P.T.	Lefranc	Lugeon	Pressiometriche	dilatometriche	Strumentazione geotecnica
Vicenzetto / campagna 1	IS1	Muro di controripa in destra	0+630 dx	324,20	C.C.	30,0	FAL	-	11	4	-	-	-	1	T.A. (3,0 ÷ 30,0 m)
	IS2	Muro di controripa in destra	1+090 dx	333,45	C.C.	33,9	FAL	5	3	3	-	-	-	-	T.A. (5,0 ÷ 15,0 m) T.A. (25,0 ÷ 33,0 m)
	IS3	Cavalcavia Bellosguardo	2+140 sx	344,75	C.C.	20,0	SIL	1	5	4	-	-	-	-	Casagr. (17,5 m)
	IS4	V.tto Bellosguardo	2+340 (-)	335,50	C.C.	25,0	SIL	2	7	-	-	-	-	-	Inclinometro tubazione per DH
	IS4bis		2+340 (-)	335,50	D.N.	8,0	SIL	-	-	-	-	-	-	-	Casagr. (7,5 m)
	IS5		2+305 dx	349,50	C.C.	15,0	SIL	2	3	-	-	-	-	-	Casagr. (5,5 m)
	IS6		2+440 (-)	340,00	C.C.	30,0	SIL	5	3	-	-	-	1	-	Casagr. (5,2 m)
	IS7	Galleria Case Forno	2+575 dx	370,50	C.C.	35,0	SIL	13	-	3	-	-	-	2	Casagr. (7,5 m) Casagr. (27,0 m)
	IS7bis		2+620 dx	360,55	C.C.	20,0	SIL	3	4	3	-	-	-	-	T.A. (2,5 ÷ 20,0 m)
	IS7ter		2+610 (-)	356,94	C.C.	19	SIL	7	1	4	-	-	-	-	Casagr. (13,5 m)
	IS8	Muro di controripa in destra	3+170 dx	360,50	C.C.	25,0	SIL	3	6	4	-	-	-	-	Casagr. (6,0 m)
	IS9	Viadotto Baccheraia	3+215 (-)	346,31	C.C.	31,0	SIL	3	6	3	-	-	-	-	tubazione per DH
	IS9bis		3+215 (-)	346,31	D.N.	15,0	SIL	-	-	-	-	-	-	-	Casagr. (6,0 m) Casagr. (15,5 m)
	IS10		3+360 dx	346,47	C.C.	25,0	SIL	8	-	2	-	-	-	-	T.A. (5,0 ÷ 25,0 m)
IS10bis	3+340 dx		343,90	C.C.	15,0	SIL	-	4	-	-	-	-	-	T.A. (4,0 ÷ 15,0 m)	

Impresa / campagna	sigla	Opera prevista	Progressiva (Km)	Quota (m s.l.m.)	perforazione	Profondità (m)	formazione	campioni indist.	campioni riman.	S.P.T.	Lefranc	Lugeon	Pressiometriche	dilatometriche	Strumentazione geotecnica
Vicenzetto / campagna 1	IS11	Galleria S. Lucia (imbocco Nord)	3+420 dx	360,75	C.C.	30,0	SIL	1	11	-	-	-	-	-	Casagr. (4,0 m) Casagr. (25,0 m)
	IS11bis		3+425 sx	371,45	C.C.	30,0	SIL	7	1	-	1	-	-	-	T.A. (4,0 ÷ 30,0 m)
	S14	Galleria S. Lucia (imbocco Nord)	3+440 (-)	374,37	C.C.	40,0	MML	2	5	-	-	2	-	-	tubazione per DH
	S14bis		3+440 (-)	374,31	D.N.	25,0	MML	-	-	-	-	-	-	-	T.A. (4,0 ÷ 22,0 m)
Landservice / campagna 3	IS32	Galleria S. Lucia (imbocco Sud)	11+075 (-)	203,03	C.C.	45,0	MML	-	8	-	-	-	-	-	T.A. (6,0 ÷ 45,0 m)
	IS32bis		11+075 (-)	203,03	D.N.	40,0	MML	-	-	-	-	-	-	-	tubazione per DH
	IS33		11+180 (-)	164,42	C.C.	25,0	SIL	-	6	2	1	1	-	-	Casagr. (18,0 m)
	IS29	Muro di controripa in sinistra	11+520 sx	174,62	C.C.	35,0	SIL	-	11	6	-	2	-	-	Casagr. (11,0 m) T.A. (13,5 ÷ 35,0 m)
Imprefond / campagna 4	IS33bis	Versante	11+635 dx	145,50	C.C.	25,0	SIL	2	2	4	-	-	-	-	Casagr. (6,0 m)
	IS34	Muro di controripa in sinistra	12+080 dx	146,00	C.C.	35,0	SIL	-	12	8	2	-	-	-	Casagr. (11,5 m) Casagr. (28,0 m)
	IS34bis	V.tto Marinella	12+340 sx	111,50	C.C.	35,0	MML	3	3	4	-	-	-	-	Casagr. (6,0 m) T.A. (12,0 ÷ 35,0 m)
	S51		12+720 (-)	108,73	C.C.	30,0	MML	2	3	1	1	-	-	-	Casagr. (7,0 m) T.A. (9,0 ÷ 30,0 m)
Imprefond / camapna 4	IS35	Muro	12+840 (-)	103,53	C.C.	30,0	MML	-	4	-	-	-	-	-	T.A. (3,0 ÷ 30,0 m)
	IS35bis	Cavalcavia accesso by-pass	12+830 dx	109,37	C.C.	23,4	MML	1	9	6	-	-	-	-	T.A. (3,0 ÷ 14,0 m)
	IS36	Galleria Boscaccio (imbocco Nord)	12+905 dx	127,50	C.C.	35,0	SIL/MML	2	6	3	1	1	1	1	Casagr. (5,0 m) Casagr. (25,0 m)
	IS37	Galleria Boscaccio	13+035 (-)	146,34	C.C.	50,0	MML	3	9	3	-	2	-	-	T.A. (15,0 ÷ 47,0 m)
	IS38		13+750 sx	136,37	C.C.	50,0	MML	-	6	-	-	2	-	-	T.A. (20,0 ÷ 50,0 m)
	S55	Galleria Boscaccio	14+155 (-)	130,34	C.C.	55,0	MML	-	10	1	-	2	-	-	T.A. (21,0 ÷ 55,0 m)
	IS38bis		14+390 (-)	107,97	C.C.	35,0	MML	-	5	1	-	2	-	2	T.A. (21,0 ÷ 35,0 m)
IS39bis	14+495 dx		94,27	C.C.	30,0	MML	2	8	1	1	1	-	1	T.A. (6,0 ÷ 30,0 m)	

Impresa / campagna	sigla	Opera prevista	Progressiva (Km)	Quota (m s.l.m.)	perforazione	Profondità (m)	formazione	campioni indist.	campioni riman.	S.P.T.	Lefranc	Lugeon	Pressiometriche	dilatometriche	Strumentazione geotecnica
Imprefond / camapna 4	IS39	Imbocco Nord galleria strada comunale via Del Colle	14+580 dx	97,52	C.C.	30,0	MML	-	7	1	1	1	-	1	T.A. (6,0 ÷ 30,0 m)
	S57	Galleria Boscaccio	14+680 dx	126,83	C.C.	55,0	MML	-	5	-	-	2	-	1	T.A. (19,0 ÷ 55,0 m)
	S58		14+870 dx	103,12	C.C.	25,0	MML	-	6	2	-	1	-	1	T.A. (4,0 ÷ 25,0 m)
	S58bis	Galleria Boscaccio	14+820 (-)	108,37	D.N.	30,0	MML	-	-	-	-	-	-	-	T.A. (9,0 ÷ 30,0 m)
	IS40	Cavalcavia	16+425 sx	67,10	C.C.	30,0	B2	4	1	6	-	-	1	-	Casagr. (9,0 m) Casagr. (20,0 m)
	IS41	Sottopasso	17+040 dx	57,20	C.C.	30,0	B2	3	4	5	-	-	-	-	Casagr. (15,0 m)

Tabella 3.6: Riepilogo pozzetti stratigrafici eseguiti in fase di progettazione esecutiva

Impresa	Sigla	Progr. (km)	Quota (m s.l.m.)	formazione	Profondità (m)	Prove di carico	campioni riman.	Determinaz. Densità in sito	Limiti	GNR	CBR
Vicenzetto	IPZ1-L1	2+230	343,73	C _{SIL}	3,50	-	-	-	-	-	-
	IPZ1-L2	5+650	316,91	C _{MML}	2,50	1	1	1	-	-	-
	IPZ2-L1	2+760	348,76	C _{SIL}	3,50	2	2	2	-	-	-
	IPZ3-L1	2+860	350,58	C _{SIL}	3,00	1	1	1	-	-	-
	IPZ4-L1	3+015	362,81	C _{SIL}	2,00	-	-	-	-	-	-
	IPZA1-L1	0+350	302,25	C _{FAL}	1,0	-	-	-	-	-	-
	IPZA1-L2	5+265	347,62	C _{MML}	1,00	-	-	-	-	-	-
	IPZA2-L1	1+330	322,67	C _{FAL}	1,00	-	-	-	-	-	-
	PZ M1	0+930	289,00	C _{FAL}	1,20	-	-	-	-	-	-
PZ M2	0+950	293,00	C _{FAL}	0,80	-	-	-	-	-	-	
Landservice	IPZ2-L3	7+955	280,94	C _{MML}	4,00	1	-	2	x	x	
	IPZ3-L3	9+370	252,20	C _{MML}	0,40	-	-	-	-	-	-
	IPZ5-L3	10+175	205,99	C _{MML}	0,80	-	-	-	x	x	
	IPZ6-L3	10+655	187,80	C _{MML}	1,20	1	-	1	x	x	x
	IPZ8-L3	11+185	169,95	C _{SIL}	3,10	1	-	1	x	x	-
	IPZ9-L3	11+365	166,42	C _{SIL}	2,10	1	-	1	x	x	x
Imprefond	IPZ2-L4	14+560	96,35	C _{MML}	2,00	1	-	1	x	x	x
	IPZ2bis-L4	16+085	72,05	Depositi alluvionali	4,00	-	-	-	x	x	x
	IPZ3-L4	16+685	62,46	Depositi alluvionali	4,00	2	-	2	x	x	x
	IPZ4-L4	16+735	59,20	Depositi alluvionali	2,80	2	-	2	x	x	x
	IPZ5-L4	17+300	51,79	Depositi alluvionali	4,00	2	-	2	x	x	x
	IPZA1-L4	15+790	76,23	Depositi Alluvionali	1,00	-	-	-	-	-	-

3.5 Indagini integrative effettuate in fase di progettazione esecutiva

La campagna di indagini integrative eseguita per la viabilità di servizio del lotto in progettazione nel corso della redazione del progetto esecutivo è consistita nell'esecuzione di:

- n. 43 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo, all'interno dei quali sono state eseguite le seguenti prove:
 - penetrometriche dinamiche SPT;
 - pressiometriche Menard;
 - di permeabilità Lefranc;e sono stati prelevati campioni indisturbati e campioni rimaneggiati; tutti i sondaggi sono stati attrezzati con piezometri (Casagrande e/o a tubo aperto). Dei 43 sondaggi perforati, 11 (sondaggi denominati AB) sono stati eseguiti in corrispondenza della area di servizio Bellosguardo; i rimanenti (sondaggi denominati VBF) sono stati eseguiti in punti singolari delle viabilità di servizio e/o per locali approfondimenti geognostici in corrispondenza delle opere in linea.
- n. 14 pozzetti esplorativi (dei quali 3 per l'area di servizio Bellosguardo ed 11 per le viabilità di servizio), all'interno dei quali sono state eseguite prove di carico su piastra e prove di densità in sito.
- n. 2 stendimenti sismici a rifrazione.

La **tabella 3.7** riassume le principali caratteristiche dei sondaggi, il numero di campioni prelevati, il numero di prove geotecniche eseguite in foro ed il tipo di strumentazione installata.

I campioni indisturbati, prelevati durante le campagne di indagine propedeutiche alla progettazione definitiva, sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

- d) prove di classificazione:
 - analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
 - limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
 - contenuto naturale d'acqua;
 - peso di volume naturale;
 - peso specifico dei grani;
- e) prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:
 - prove di compressione monoassiale (ELL);
 - prove triassiali (TX);
 - prove di taglio diretto (TD);
 - prove di taglio anulare (TA);

Tabella 3.7: Riepilogo sondaggi stratigrafici eseguiti in fase di progettazione esecutiva delle viabilità di servizio

Impresa / campagna	sigla	Opera prevista	Quota (m s.l.m.)	perforazione	Profondità (m)	formazione	campioni indist.	campioni riman.	S.P.T.	Lefranc	Lugeon	Pressiometriche	dilatometriche	Strumentazione geotecnica
Servizi geotecnici Srl	VBF1	Area di cantiere CA02	322.45	c.c.	15	SIL	1	4	3					Casagrande (8.00)
	VBF2	Area di cantiere CA02	317.54	c.c.	20	SIV-SIL	-	4	3					Casagrande (5.00 – 19.00)
	VBF3	Variante di Cornocchio	319.78	c.c.	15	SIL	1	4	2					Casagrande (13.00)
	VBF4	Viabilità VS05	352.22	c.c.	15	SIL	1	3	3					Casagrande (13.00)
	VBF6	Viabilità VS06	395.82	c.c.	20	SIV-MML	-	11	5					Casagrande (4.00) T.A. (9.00-20.00)
	VBF7	Viabilità LC3	398.10	c.c.	20	MML	1	4						T.A. (5.00-20.00)
	VBF8	Viabilità LC4	392.56	c.c.	17	MML	-	4	3					-
	VBF8 bis	Viabilità LC4	396.72	c.c.	15	SIL	1	1	1					Casagrande (13.50)
	VBF8 ter	Viabilità LC4	396.48	c.c.	17.4	SIL	1	2	2					Casagrande (10.50)
Geotrivell	VBF9	Viabilità VS13	217.18	c.c.	20	MML	-	1	1					T.A. (4.00-20.00)
	VBF9 bis	Viabilità VS13	208.93	c.c.	22	MML/SIL	6	1	2					T.A. (5.00-7.60) T.A. (17.00-22.00)
	VBF10	Viabilità VS13	225.27	c.c.	20	MML _p	1	8	4					Casagrande (12.50)
	VBF11	Viabilità VS14	260.96	c.c.	20	MML _p	1	6	4					Casagrande (4.00) T.A. (6.00-15.00)
	VBF12	Viabilità VS13	262.29	c.c.	23	MML	1	12	5					
	VBF12 bis	Viabilità VS13	264.07	d.n.	13	MML								Casagrande (12.00)
	VBF13	Imbocco S galleria Montroto	264.08	c.c.	39	MML _c	1	16	3					T.A. (5.00-39.00)

Impresa / campagna	sigla	Opera prevista	Quota (m s.l.m.)	perforazione	Profondità (m)	formazione	campioni indist.	campioni riman.	S.P.T.	Lefranc	Lugeon	Pressiometriche	dilatometriche	Strumentazione geotecnica	
Geotrivell	VBF14	Viabilità VS18	161.37	c.c.	25	MMI	2	11	5					Casagrande (7.00) T.A. (9.00-25.00)	
	VBF17	Viabilità LC5	125.58	c.c.	20	MML	-	7	4					Casagrande (7.00) T.A. (9.00 – 20.00)	
	VBF18	Viabilità LC5	131.03	c.c.	20	MML	-	8	2					T.A. (4.00-20.00)	
	VBF19	Viabilità LC5	128.36	c.c.l	20	SIL	1	6	3					Casagrande (6.00 – 17.00)	
	VBF20	Viabilità LC5	114.20	c.c.	20	SIL	1	7	2	1				Casagrande (5.00) T.A. (7.00-20.00)	
	VBF20 bis	Viabilità LC5	116.80	c.c.	25	SIL	-	8	3					Casagrande (4.50 – 21.00)	
	VBF21	Viabilità LC5	102.82	c.c.	25	SIL	2	8	3	1				Casagrande (6.00 – 23.00)	
	VBF22	Viabilità LC5	100.41	c.c.	25	b2/SIL	1	8	5					T.A. (3.00-12.00)	
	VBF23	Imbocco N galleria Comunale Del Colle	96.47	c.c.	26.5	b2/MML _p	2	7	5	1					Casagrande (8.50) T.A. (10.50 – 25.00)
	VBF24	Imbocco S galleria Comunale Del Colle	82..27	c.c.	31	MML	1	7	3	1					
	VBF25	Galleria artificiale Del Colle	83.45	c.c.	25	MML _p /SIL	-	13	5						Casagrande (7.50) T.A. (12.00 – 25.00)
	VBF26	Galleria artificiale Del Colle	82.89	c.c.	20	MML _p	-	8	3	1					T.A. (4.00-20.00)
	VBF27	Ampliamento A1 – pk 15+400	77.75	c.c.	20	SIL	-	7	4	1					Casagrande (9.30) T.A. (15.00 – 20.00)
	VBF27 bis	Ampliamento A1 – pk 15+400	orizz.	c.c.	10	RIL	-	4							
	VBF28	Ampliamento A1 – pk 16+000	73.69	c.c.	30	MML _p	1	10	4						Casagrande (7.00) T.A. (14.00 – 30.00)
VBF28 bis	Ampliamento A1 – pk 15+700	79.20	c.c.	27	b2	1	16	8						Casagrande (14.50) T.A. (17.50 – 27.00)	

Impresa / campagna	sigla	Opera prevista	Quota (m s.l.m.)	perforazione	Profondità (m)	formazione	campioni indist.	campioni riman.	S.P.T.	Lefranc	Lugeon	Pressiometriche	dilatometriche	Strumentazione geotecnica
Servizi Geotecnici Srl	AB5	Area di servizio Bellosguardo	342.17	c.c.	15	SIL	-	3	3					Casagrande (13.50)
	AB5 bis	Area di servizio Bellosguardo	349.33	c.c.	15	SIL	-	5	3					Casagrande (13.50)
	AB6	Area di servizio Bellosguardo	342.76	c.c.	20	SIL	1	9	6					Casagrande (7.50 – 12.50)
	AB6 bis	Area di servizio Bellosguardo	349.86	c.c.	15	SIL	-	3	3					Casagrande (4.70 – 13.20)
	AB6 ter	Area di servizio Bellosguardo	331.80	c.c.	11	SIL	1	4	2					Casagrande (5.00)
	AB7	Area di servizio Bellosguardo	349.76	c.c.	15	SIL	-	1	2			1		Casagrande (5.00)
	AB8	Area di servizio Bellosguardo		c.c.	25	FAL	1	6	4					Casagrande (4.50) T.A. (6.00-24.70)
	AB8 bis	Area di servizio Bellosguardo	314.29	c.c.	28.5	FAL	1	3	2					T.A. (4.00-27.00)
	AB9	Area di servizio Bellosguardo	339.59	c.c.	22	GAL/FAL	-	6	4					T.A. (2.40-9.00) T.A. (10.70-22.00)
	AB10	Area di servizio Bellosguardo	342.13	c.c.	20	SIL	1	2	3			1		Casagrande (5.50 – 16.00)
	AB11	Area di servizio Bellosguardo		c.c.	25	SIL	1	1	1					Casagrande (13.50)

3.6 Indagini integrative effettuate in fase di progettazione esecutiva per la S. Lucia

La campagna di indagini integrative eseguita per l'imbocco sud della galleria S. Lucia nel corso della redazione del progetto esecutivo è consistita nell'esecuzione di:

- n. 3 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo, all'interno dei quali sono state eseguite le seguenti prove:
 - penetrometriche dinamiche SPT;
 - di permeabilità Lugeon;
 - prove dilatometriche
- e sono stati prelevati campioni indisturbati e campioni rimaneggiati; tutti i sondaggi sono stati attrezzati con piezometri (Casagrande e/o a tubo aperto).

La **tabella 3.8** riassume le principali caratteristiche dei sondaggi, il numero di campioni prelevati, il numero di prove geotecniche eseguite in foro ed il tipo di strumentazione installata.

Tabella 3.8: Riepilogo sondaggi stratigrafici eseguiti in fase di progettazione esecutiva sull'imbocco Sud della S. Lucia

Impresa	sigla	Opera	Quota (m s.l.m.)	perforazione	Profondità (m)	formazione	campioni indist.	campioni riman.	S.P.T.	Lefranc	Lugeon	Pressiometriche	dilatometriche	Strumentazione geotecnica
C.S.I	FR18	S. Lucia imbocco sud	p.c	C.C.	77,15	SIL	-	4	-	-	2	-	-	T.A
Vicenz etto	FR19	S. Lucia imbocco sud	p.c	C.C.	60,0	SIL	2	4	-	-	2	-	-	Casagrande
	FR20	S. Lucia imbocco sud	p.c	C.C.	45,0	SIL	-	6	6	-	1	-	2	Casagrande

4. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

4.1 Generalità

I criteri di interpretazione delle indagini geotecniche, descritti nei **paragrafi 4.2, 4.3 e 4.4**, tengono conto del fatto che lungo il tracciato autostradale in esame sono stati rinvenuti fondamentalmente depositi limoso-argillosi, sabbioso-ghiaiosi e rocce sedimentarie (arenarie, siltiti, calcari marnosi, marne calcaree, marne, argilliti) intensamente fratturate (vedi i profili e le sezioni geotecniche, documenti di riferimento n° 1 e n° 2, nonché gli studi a carattere geologico, documenti di riferimento n° 3), nell'ambito dei quali sono stati effettuati (vedi i **paragrafi 3.2, 3.3 e 3.4**):

- sondaggi geotecnici con prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati;
- prove penetrometriche dinamiche SPT in foro;
- prove di permeabilità Lefranc e Lugeon in foro;
- prove pressiometriche tipo Menard in foro;
- prove dilatometriche in foro con dilatometro da roccia;
- prove geofisiche “down hole” e “cross hole” per la misura della velocità di propagazione delle onde di compressione V_p e di taglio V_s ;
- pozzetti stratigrafici con prelievo di campioni rimaneggiati, esecuzione di prove di densità in sito e di prove di carico su piastra PLT;
- prove di laboratorio di classificazione di resistenza e di deformabilità su campioni indisturbati e rimaneggiati di terreno, prelevati nei fori di sondaggio e nei pozzetti;
- prove di laboratorio su provini di roccia prelevati nei fori di sondaggio;
- stendimenti di geofisica (sismica a rifrazione, a riflessione, geoelettrica);
- rilievi geostrutturali su alcuni affioramenti rocciosi rappresentativi.

Dal punto di vista dei criteri di caratterizzazione geotecnica sono state distinte tre tipologie di materiale:

- materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie più o meno limose);
- materiali a grana fine (limi e argille più o meno sabbioso-ghiaiose);
- rocce sedimentarie (arenarie, siltiti, calcari marnosi, marne calcaree, marne e argilliti).

L'individuazione del tipo di materiale, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, è fatta principalmente sulla base:

- della descrizione stratigrafica dei sondaggi;
- delle prove di laboratorio sui campioni di terreno e sulle carote di roccia.

4.2 **Materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie più o meno limose)**

4.2.1 **Introduzione**

In questa sede si intendono a grana grossa quei materiali caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a $\cong 50\%$.

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

L'interpretazione delle prove in sito e di classificazione di laboratorio è finalizzata a determinare principalmente le seguenti quantità:

- stato iniziale del deposito;
- parametri di resistenza al taglio;
- parametri di deformabilità;
- coefficienti di permeabilità.

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

- Terreni sopra falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a $\cong 50\%$.
- Terreni sotto falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a $\cong 35\div 40\%$.

4.2.2 **Stato iniziale del deposito**

4.2.2.1 **Generalità**

Lo stato iniziale del deposito è definito in termini di:

- tensioni geostatiche iniziali;
- pressioni interstiziali;
- indice dei vuoti iniziale e_0 e/o densità relativa D_r .

Le valutazioni sulle tensioni geostatiche vengono effettuate sulla base delle indicazioni provenienti dagli studi di carattere geologico; in questa sede si fa l'ipotesi che i corpi ghiaioso-sabbiosi costituenti i depositi di fondovalle o i detriti di versante non sono mai stati soggetti a pressioni litostatiche superiori a quelle attuali; essi verranno pertanto trattati come depositi normalmente consolidati, caratterizzati da un coefficiente di spinta a riposo $k_0 = (1 - \sin\varphi') = 0.4\div 0.5$.

Le pressioni interstiziali vengono ricavate sulla base di quanto indicato nei profili e nelle sezioni geotecniche (vedi i documenti di riferimento n° 1 e 2), ovvero sulla base dei risultati della strumentazione messa in opera (piezometri) e/o delle indicazioni provenienti dagli studi di carattere geologico (vedi il documento di riferimento n° 3).

L'indice dei vuoti in sito (e_o) e la densità relativa (D_r) vengono ricavati dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT come riportato nel **paragrafo 4.2.2.2**).

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

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

essendo:

e_{\max} =	indice dei vuoti massimo del materiale	(-)
e_{\min} =	indice dei vuoti minimo del materiale	(-)
e_o =	indice dei vuoti in sito del materiale	(-)

4.2.2.2 Determinazione della densità relativa D_r da prove SPT

4.2.2.2.1 In sabbia

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

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

essendo:

A, B =	costanti empiriche indicate in tab. 4.1	
σ_{vo}' =	pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT	(kg/cm ²)
N_{SPT} =	numero di colpi per 30 cm di infissione	
$(K_o)_{nc}$ =	0,5 =	coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati
$(k_o)_{sc}$ =	$0,5 \cdot (GSC)^{0.5}$ =	coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati
GSC =	grado di sovraconsolidazione	
D_r =	densità relativa	

Tabella 4.1: 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 sovraconsolidate	27,5÷43,3	$(21,7÷27,5) \cdot \frac{1+2 \cdot (k_o)_{SC}}{1+2 \cdot (k_o)_{NC}}$

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

4.2.2.2.2 In sabbie e ghiaie

Nelle sabbie e ghiaie la determinazione della densità relativa D_r risulta meno agevole che nelle sabbie per i seguenti ordini di problemi:

- Per motivi esecutivi il campionatore standard a punta aperta deve essere spesso sostituito con quello a punta conica; in linea di principio non è detto che i risultati ottenibili con il campionatore standard a punta aperta in termini di numero di colpi/30 cm risultino uguali a quelli conseguiti con la punta conica e quindi possano essere interpretati direttamente con le correlazioni empiriche di letteratura sviluppate per la prova SPT con campionatore standard a punta aperta.
- Causa la presenza della ghiaia spesso vengono raggiunte condizioni di rifiuto che non necessariamente sono indice di elevati gradi di addensamento.

Per il superamento delle difficoltà in questa sede si opererà come segue:

1. Ove possibile, nell'ambito della stessa formazione sabbioso-ghiaiosa, verrà fatto un confronto tra i risultati delle prove SPT eseguite con il campionatore standard a punta aperta e quelle eseguite con la punta conica; in base a tale confronto si valuterà la possibilità di trasformare i risultati ottenuti con la punta conica in valori N_{SPT} equivalenti con il campionatore standard. Ove tale confronto non sia possibile, i valori N_{SPT} misurati con la punta conica verranno equiparati ai valori N_{SPT} ottenibili con il campionatore standard.
2. Ove possibile ad ogni valore N_{SPT} verrà associato:
 - il corrispondente valore misurato di D_{50} (D_{50} = diametro delle particelle corrispondente al 50% di passante);
 - un valore di D_{50} ipotizzato sulla base di curve granulometriche disponibili a quote superiori ed inferiori a quella della profondità di prova.

In mancanza di dati granulometrici puntuali, l'interpretazione dei valori N_{SPT} , in accordo al metodo descritto al successivo punto 4, verrà effettuata facendo riferimento ad un valore di D_{50} medio stimato.

3. Nel caso di raggiungimento delle condizioni di rifiuto, l'interpretazione geotecnica del dato sperimentale verrà effettuata facendo riferimento ad un valore N_{SPT} calcolato come segue:

- $N_{SPT} = 100$ se le condizioni di rifiuto sono raggiunte nel primo tratto di 15 cm o nel secondo tratto di 15 cm
- $N_{SPT} = N_2 + \frac{50}{a} \cdot 15 \leq 100$ se le condizioni di rifiuto sono raggiunte nel terzo tratto di 15 cm

essendo (a) l'affondamento misurato (in centimetri) per un numero di colpi pari a 50.

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

4. L'interpretazione dei valori N_{SPT} verrà fatta in accordo al metodo proposto da Cubrinowski & Ishihara (1999) 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) 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 (vedi il **paragrafo 4.2.2.2.1**) (-)
- $k_{o,SC}$ = coefficiente di spinta a riposo di terreni sovraconsolidati (vedi il **paragrafo 4.2.2.2.1**) (-)

Si rileva che l'espressione sopra indicata è applicabile al caso di:

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

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

- Resistenze ottenute con il campionatore standard nelle sabbie e con il campionatore LPT, di diametro maggiore rispetto a quello standard, nel caso delle ghiaie.

In questa sede, in mancanza di prove con il campionatore LPT, l'applicazione della formula in presenza di terreni sabbioso-ghiaiosi ($D_{50} \geq 1$ mm) verrà fatta senza apportare alcuna correzione ai valori N_{SPT} misurati (vedi su tale aspetto Clayton, 1995; Skempton, 1986; Tokimatsu & Yoshimi, 1983).

4.2.3 Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio di picco φ' verrà determinato facendo riferimento ai seguenti approcci alternativi:

- correlazione di Durgunoglu e Mitchell (1975), basata sulla teoria della capacità portante di un mezzo rigido-plastico, rielaborata da Marchetti (1985) (**fig. 4.1**);
- metodo proposto da Bolton (1986) in base al quale:

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

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

essendo:

$$\varphi' = \text{angolo di attrito di picco riferito a pressioni } \sigma_{ff}' = 272 \text{ kPa} \quad (^\circ)$$

$$Q = \text{coefficiente che dipende dalla composizione mineralogica e dalla forma delle particelle, assunto pari a 10}$$

$$p_f' = 1,4 \cdot \sigma_{ff}' \text{ (vedi Jamiokowski et al. 1988)} \quad (\text{kPa})$$

$$\sigma_{ff}' = \text{tensione efficace normale alla superficie di rottura} = 272 \text{ kPa}$$

$$m = \text{costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti a rottura (vedi tab. 4.2)}$$

$$\varphi_{cv}' = \text{angolo di attrito a volume costante o di stato critico} \quad (^\circ)$$

$$D_r = \text{densità relativa} \quad (-)$$

Tabella 4.2: Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

Condizioni di rottura	m(°)
Prova triassiale di compressione ($\sigma_2' = \sigma_3'$)	3
Prova triassiale in estensione o di deformazione piana ($\sigma_2' \neq \sigma_3'$)	5
σ_2' = tensione principale efficace intermedia	
σ_3' = tensione principale efficace minore	

I valori dell'angolo di attrito φ_{cv}' sono ricavabili da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative o, in assenza di queste ultime, ipotizzabili in base a quanto indicato nella **tab. 4.3** (vedi ad esempio Youd, 1972; Stroud, 1988)

Tabella 4.3: Valori dell'angolo di attrito φ_{cv} per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)

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

Nel caso delle ghiaie a spigoli arrotondati si può assumere mediamente $\varphi_{cv}' = 34^\circ \div 36^\circ$.

In questa sede l'interpretazione delle prove, riportata nel successivo **capitolo 5**, verrà effettuata in accordo al metodo di Bolton (1986), assumendo cautelativamente, in considerazione del generalmente elevato contenuto di fine (limi e argille):

$$\varphi_{cv}' = 30^\circ \quad \text{per le sabbie}$$

$$\varphi_{cv}' = 33^\circ \quad \text{per le sabbie e ghiaie}$$

$$m = 3.$$

4.2.4 Caratteristiche di deformabilità

4.2.4.1 Moduli elastici iniziali

4.2.4.1.1 Generalità

I moduli iniziali di taglio (G_{01}) e di Young (E_{01}), corrispondenti alle pressioni efficaci geostatiche medie p_{01}' , possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_{01} = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_{01} = G_{01} \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

$$\gamma_t = \text{peso di volume naturale del terreno in kN/m}^3$$

$$\nu' = \text{rapporto di Poisson del terreno} = 0,15 \div 0,20$$

$$V_s = \text{velocità di propagazione delle onde di taglio in m/sec.}$$

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata direttamente da prove geofisiche "down hole" e "cross hole" o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT come descritto nel **paragrafo 4.2.4.1.2**.

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche p' , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p_o} \right)^{0.5} \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

4.2.4.1.2 G_o da prove SPT

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

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

essendo:

$$C = 67,3$$

z = profondità dal p.c. in metri

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi la **tab. 4.4**)

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi la **tab. 4.5**)

**Tabella 4.4: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A
(funzione dell'epoca geologica del deposito)**

f_A	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

**Tabella 4.5: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G
(funzione della composizione granulometrica del deposito)**

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

4.2.4.2 Moduli elastici "operativi"

4.2.4.2.1 Generalità

Il comportamento dei terreni a grana grossa risulta non lineare; i moduli di deformazione risultano infatti funzione sia delle pressioni efficaci medie correnti p' sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

In relazione a quanto sopra la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato.

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

- I moduli elastici iniziali di cui al **paragrafo 4.2.4.1**.
- Curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione indotto. Tipiche curve di degrado del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione γ indotto, tratte da Lo Presti (1989), sono riportate nelle **figg.4.2a** e **4.2b**. In alternativa alle curve di degrado indicate nelle **figg.4.2a** e **4.2b** possono essere adottate le seguenti espressioni (vedi ad esempio la **fig.4.2c** e Fahey, 1992 e Fahey & Carter, 1993):

$$\frac{E'}{E_0} = \frac{1}{1 + 0.8 \cdot \left(\frac{\gamma}{\lambda_r} \right)}$$

$$\frac{E'}{E_0} = 1 - 0.8 \cdot \frac{\tau}{\tau_{\max}}$$

o meglio (vedi ad esempio Byrne et al, 1990):

$$\frac{E'}{E_0} = 1 - 0.8 \cdot \frac{\Delta\tau}{\Delta\tau_{\max}}$$

essendo:

γ = deformazione di taglio corrente

$$\lambda_r = \frac{\tau_{\max}}{G_0}$$

τ_{\max} = tensione di taglio limite

τ = tensione di taglio corrente

G_0 = modulo di taglio iniziale

$\Delta\tau$ = variazione della tensione di taglio (vedi la **fig.4.2c**)

$\Delta\tau_{\max}$ = variazione massima della tensione di taglio (vedi la **fig.4.2c**).

Va rilevato che la procedura suddetta, associata all'utilizzo delle curve di degrado riportate nelle **figg.4.2a** e **4.2b**, risulta rigorosamente applicabile in condizioni di scarico e/o di scarico e ricarica tensionale; nel caso di problemi di "primo carico", caratterizzati da incrementi di tensione rispetto alla condizione geostatica iniziale, potrebbe condurre ad una sottostima degli spostamenti.

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

- Nell'analisi di fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie (tirantate e non) i moduli di Young "operativi" E_{op} sono pari a circa $(1/3 \div 1/5) \cdot E_0$; il problema è infatti complessivamente di scarico; inoltre i coefficienti di sicurezza nei confronti della stabilità imposti dalla normativa vigente sono tali per cui normalmente le deformazioni indotte risultano relativamente contenute, dell'ordine di $1 \times 10^{-3} \div 5 \times 10^{-3}$.

- Nell'analisi di fondazioni profonde e dirette i moduli di Young "operativi" E_{op} sono pari a circa $1/5 \cdot E_o$, ciò in considerazione del fatto che:
 - in base alla normativa vigente tale tipo di opere è caratterizzato infatti da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura per capacità portante superiori a $2.5 \div 3$;
 - gli spostamenti totali e differenziali ammissibili per l'opera sono molto contenuti (i cedimenti ammissibili sono infatti generalmente inferiori a $0.01 \cdot B$, essendo B la dimensione minore della fondazione).
- Nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young "operativi" E_{op} sono pari a circa $(1/5 \div 1/10) \cdot E_o$ o, in alternativa, pari a quelli desumibili dalle correlazioni empiriche riportate ad esempio nel **paragrafo 4.2.4.2.2**; per tali strutture in terra possono essere infatti ammessi cedimenti totali e differenziali maggiori di quelli delle fondazioni profonde e dirette.

4.2.4.2.2 Moduli elastici "operativi" da prove SPT in sabbia e ghiaia

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988) valgono le seguenti espressioni:

$$E'_{25} = (10,5 - 3,5 \cdot D_r) \cdot N_{SPT} / 10 \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso dei terreni normalmente consolidati}$$

$$E'_{25} = (52,5 - 35 \cdot D_r) \cdot N_{SPT} / 10 \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso dei terreni sovraconsolidati}$$

essendo:

E'_{25} = modulo di Young secante cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%;

D_r = densità relativa espressa come frazione dell'unità;

N_{SPT} = numero di colpi in prova SPT.

Si rileva che nel caso di materiali ghiaioso-sabbiosi e per valori di densità relativa D_r inferiori a 50% le espressioni suddette conducono ad una sottostima dei valori di E'_{25} .

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

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

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

essendo:

k_{hi} = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale, riportato nella **tab. 4.6** (vedi Reese et al, 1974 e Elson, 1984) (kN/m^3)

z = profondità dal piano campagna originario.

Tabella 4.6: Gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale secondo Reese et al. (1974) (vedi anche Elson (1984))

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

4.2.5 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità k verranno determinati sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio; in alternativa essi verranno stimati sulla base delle seguenti metodologie (vedi Somerville, 1986):

1. Metodo 1: Utilizzo della **tab. 4.7**.

Tabella 4.7: Stima dei coefficienti di permeabilità in base alla descrizione litologica

k (m/sec)	Grado di permeabilità	Tipo di terreno
$k > 1 \cdot 10^{-3}$	Alta	Ghiaie
$1 \cdot 10^{-3} > k > 1 \cdot 10^{-5}$	Media	Sabbie ghiaiose e Ghiaie sabbiose
$1 \cdot 10^{-5} > k > 1 \cdot 10^{-7}$	Bassa	Sabbie fini
$1 \cdot 10^{-7} > k > 1 \cdot 10^{-9}$	Molto bassa	Limi e sabbie argillose
$1 \cdot 10^{-9} > k$	Bassissima (impermeabile)	Argille

2. Metodo 2: Utilizzo della procedura indicata di seguito.
 - Valutazione del coefficiente di uniformità = D_{60}/D_{10} , essendo D_{60} il diametro corrispondente al 60% di passante e D_{10} il diametro corrispondente al 10% di passante;
 - Assegnazione del valore caratteristico di D_{50} , ovvero del diametro corrispondente al 50% di passante;
 - Utilizzo dei diagrammi riportati nella **fig. 4.3**.

4.3 **Materiali a grana fine (limi e argille) saturi**

4.3.1 **Introduzione**

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine (percentuale di fine maggiore del 50%) è affidata sia all'interpretazione delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove in sito in accordo ai criteri descritti nei paragrafi successivi.

Per i materiali a struttura complessa costituenti la formazione SIL (argilliti con aspetto scaglioso) specifiche considerazioni verranno riportate nel capitolo 5.

L'interpretazione delle prove in sito e di laboratorio è finalizzata, oltre che a classificare i materiali, a determinare:

- lo stato iniziale;
- i parametri di resistenza al taglio;
- i parametri di deformabilità;
- i coefficienti di permeabilità.

4.3.2 **Classificazione dei materiali**

La classificazione dei terreni a grana fine verrà effettuata facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio in termini di :

- fusi granulometrici;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- pesi di volume naturale e secco;
- grado di saturazione;
- contenuti d'acqua naturale;
- indice dei vuoti iniziale.

4.3.3 **Stato tensionale iniziale**

La valutazione dello stato tensionale iniziale verrà fatta sulla base:

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

In particolare, nel caso dei materiali a grana fine saturi sotto falda, lo stato tensionale in sito sarà stimato sulla base dei risultati in termini di grado di sovraconsolidazione ($GSC = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$), essendo σ_{vmax}' la pressione di preconsolidazione desumibile dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande e σ_{vo}' la pressione verticale efficace geostatica.

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

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

essendo:

φ' = angolo di attrito.

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

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

dove:

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

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate in compressione e carico determinata con prove di laboratorio o con l'interpretazione delle prove SPT in accordo a quanto descritto nel **paragrafo 4.3.4**;

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica.

4.3.4 Resistenza al taglio non drenata

4.3.4.1 Premesse di carattere generale

La resistenza al taglio non drenata c_u di materiali saturi sotto falda verrà valutata facendo riferimento sia ai risultati delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

Ove appropriato, i risultati ottenuti saranno commentati anche sulla base del confronto con quelli ottenibili dagli indici di resistenza "pocket penetrometer" registrati sui campioni prelevati.

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

4.3.4.2 Prove di laboratorio

In questa sede si farà principalmente riferimento ai risultati di prove triassiali non consolidate non drenate di compressione e carico (TX-UU) effettuate su campioni indisturbati, saturi.

4.3.4.3 Valutazione di c_u da prove SPT

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

$$c_u \cong (5,0 \div 5,5) \cdot N_{SPT} \quad (\text{kPa})$$

4.3.5 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

I parametri di resistenza di picco in termini di sforzi efficaci verranno determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio di taglio diretto (TD) e triassiali consolidate non drenate e drenate (TX-CIU e TX-CID); per quelli di resistenza residua si farà riferimento anche ai risultati di prove di taglio torsionale (TT).

I materiali limoso-argillosi presenti lungo il tracciato, hanno un comportamento “strain softening”; la definizione dei parametri di resistenza da introdurre nelle analisi ingegneristiche viene quindi a dipendere anche dalle vicissitudini subite in passato dal materiale e dal metodo di analisi.

Nel caso di materiali integri, non interessati in passato da fenomeni di rottura, e di metodi di analisi nei quali vengono introdotti modelli costitutivi con “strain softening” si farà riferimento alle resistenze di picco e a leggi che simulano il decadimento delle resistenze dalle condizioni di picco a quelle residue, da calibrate sulla base di “back analysis” delle prove di laboratorio o di “back analysis” del comportamento di opere in vera grandezza eseguite in materiali simili, pubblicato nella letteratura tecnica.

Nel caso di materiali integri, non interessati in passato da fenomeni di rottura, e di metodi di analisi nei quali non vengano introdotti modelli costitutivi con “strain softening”, in ragione del fatto che sensibili cadute di resistenza possono verificarsi con scorrimenti relativamente contenuti (dell'ordine di 8÷12 mm), si farà riferimento a parametri di resistenza “operativi” compatibili con il limite inferiore delle resistenze di picco misurate in laboratorio e con i dati pubblicati nella letteratura tecnica su materiali simili.

Nel caso di materiali interessati in passato da fenomeni di rottura, lungo superfici di scivolamento già formate si applicheranno le resistenze residue.

4.3.6 Caratteristiche di deformabilità

4.3.6.1 Moduli elastici iniziali

4.3.6.1.1 Generalità

I moduli iniziali di taglio (G_{01}) e di Young (E_{01}) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci geostatiche medie p_o' , possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_{01} = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_{01} = G_{01} \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

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

ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0,15 ÷ 0,20

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

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

In alternativa i moduli di taglio iniziali G_{01} possono essere stimati pari a 1000 volte la resistenza al taglio non drenata c_u (vedi ad esempio Simpson et al., 1979).

I moduli iniziali di taglio (G_o) e di Young (E_o) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche p' , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_o = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_o} \right)^{0.5} \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

4.3.6.2 Moduli elastici “operativi” in condizioni drenate

Il comportamento dei terreni a grana fine risulta non lineare; i moduli elastici risultano infatti funzione sia della pressione efficace media corrente sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

In relazione a quanto sopra la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato.

In generale saranno seguite le seguenti regole:

1. Caso di opere di sostegno e di fondazione su terreni sovraconsolidati meccanicamente con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell'opera collocati all'interno della superficie di plasticizzazione primaria del materiale.

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

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

- I moduli elastici iniziali di cui al **paragrafo 4.3.6.1**.
- Curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto. Tipiche curve di degrado del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione di taglio γ indotto, proposte da Vucetic & Dobry (1991), sono riportate nella **fig.4.4**. In alternativa alle curve di degrado indicate nelle **fig.4.4** possono essere adottate le espressioni (leggi iperboliche) riportate nel caso dei materiali a grana grossa (vedi il **Paragrafo 4.2.4.2**).

Va tuttavia rilevato che la procedura suddetta, associata all'utilizzo delle curve di degrado del modulo di **fig.4.4**, risulta rigorosamente applicabile in problemi di scarico e/o di scarico e ricarico tensionale; nel caso di problemi di "primo carico", caratterizzati da incrementi di tensione rispetto alla condizione geostatica potrebbe condurre ad una sottostima degli spostamenti.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici, e ove non diversamente specificato nel capitolo 5, i moduli di Young "operativi" E_{op} saranno convenzionalmente assunti pari a:

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

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

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

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

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

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

essendo:

c_u = resistenza al taglio non drenata di materiali saturi sotto falda, determinata secondo i criteri di cui al **paragrafo 4.3.4**.

4.3.7 Coefficienti di permeabilità e di consolidazione primaria

Nella definizione delle caratteristiche di permeabilità si farà riferimento ai risultati:

- Di prove di laboratorio (edometri) in corrispondenza di pressioni verticali efficaci pari a quelle geostatiche, ovvero in corrispondenza di indici dei vuoti pari a quelli iniziali e_0 .
- Dell'applicazione della seguente correlazione empirica (Rocchi, 2003), applicabile a condizioni di pressioni verticali efficaci pari a quelle geostatiche:

$$\log \frac{e}{e_L} = 1.22 + 0.19 \cdot \log k_v$$

essendo:

e = indice dei vuoti corrente

e_L = indice dei vuoti corrispondente al limite liquido

k_v = coefficiente di permeabilità verticale corrente un cm/sec.

- Delle prove di permeabilità tipo Lefranc in foro.

Si rileva che:

- Anche i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dalla prove in foro si riferiscono a pressioni verticali efficaci pari a quelle geostatiche, ovvero ad indici dei vuoti pari a quelli iniziali e_0 .
- La variazione del coefficiente di permeabilità con l'indice dei vuoti corrente, potrà essere stimata sulla base della seguente espressione:

$$\log k = \log k_0 - \frac{e_0 - e}{C_k}$$

essendo:

k = coefficiente di permeabilità corrente

k_0 = coefficiente di permeabilità corrispondente all'indice dei vuoti iniziale e_0

e = indice dei vuoti corrente

e_0 = indice dei vuoti iniziale

$$C_k = 0.5 \cdot e_0.$$

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

4.3.8 Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria

I coefficienti di consolidazione primaria c_v e secondaria c_α , utilizzabili nell'ambito di teorie di consolidazione convenzionali e a problemi di flusso principalmente nella direzione verticale, saranno ricavati dalle prove di laboratorio (edometri).

4.4 Formazioni rocciose

4.4.1 Generalità

La formazione sedimentaria SIL è strutturalmente complessa, ovvero costituita in prevalenza da argilliti con aspetto scaglioso; essa è assimilabile più a terreni compatti che a rocce tenere e tendenzialmente caratterizzabile facendo riferimento ai criteri riportati nel **paragrafo 4.3** e alle particolari considerazioni riportate nel capitolo 5.

Le rocce sedimentarie delle formazioni FAL e MML (costituite da alternanze di arenarie, calcari marnosi, marne calcaree, marne) si presentano molto fratturate.

In considerazione dell'elevato grado di fratturazione e delle dimensioni delle opere di sostegno e di fondazione da realizzare, la caratterizzazione geotecnica di tali formazioni verrà fatta facendo tendenzialmente riferimento alla classificazione dell'ammasso roccioso proposta da Bieniawski (1989), allo schema concettuale di mezzo continuo (omogeneo o stratificato) e ai criteri di rottura proposti e aggiornati da Hoek & Brown a partire dal 1980. In particolare:

1. Il parametro **RMR** "Rock Mass Rating" verrà stimato sulla base di quanto descritto nel **paragrafo 4.4.2**; il parametro **GSI** (Geological Strength Index) verrà valutato con la seguente espressione (vedi Sjoberg, 1997):
$$GSI = RMR_{89} - 5$$
2. L'involuppo delle resistenze dell'ammasso roccioso in condizioni "undisturbed" o "disturbed" verrà valutato sulla base di quanto riportato in Brown & Hoek (1988), Hoek & Brown (1988), Hoek, Kaiser & Bawden (1995), Hoek et al (2002) (vedi il **paragrafo 4.4.3**).
3. Le caratteristiche di deformabilità dell'ammasso roccioso verranno stimate sulla base di quanto riportato nel **paragrafo 4.4.4**.

4.4.2 Valutazione del parametro RMR_{89}

Per ogni litotipo il parametro RMR_{89} viene stimato in accordo a quanto proposto in Bieniawski (1989), ovvero come somma dei seguenti 8 indici (I1→I8):

- Resistenza alla compressione semplice della roccia intatta **(I1)**

Resistenza alla compressione semplice σ_c (MPa)	I1
> 250	15
100÷250	12
50÷100	7
25÷50	4
5÷25	2
1÷5	1
< 1	0

- Qualità della roccia RQD **(I2)**

RQD (%)	I2
90÷100	20
75÷90	17
50÷75	13
25÷50	8
< 25	3

- Spaziatura delle discontinuità **(I3)**

S	I3
> 2 m	20
0.6 m÷2 m	15
200 mm÷600 mm	10
60 mm÷200 mm	8
< 60 mm	4

- Lunghezza delle discontinuità **(14)**

L	14
< 1 m	6
1 m÷3 m	4
3 m÷10 m	2
10 m÷20 m	1
> 20 m	0

- Apertura delle discontinuità **(15)**

H	15
0 mm	6
> 0.1 mm	5
0.1 mm÷1 mm	4
1 mm÷5 mm	1
> 5 mm	0

- Condizioni delle superfici di discontinuità in termini di scabrezza **(16)**

Descrizione	16
Molto rugose	6
Rugose	5
Poco rugose	3
Ondulate	1
Lisce	0

- Caratteristiche del riempimento delle discontinuità **(17)**

Descrizione – spessore	17
Assente	6
Compatto – < 5 mm	4
Compatto – > 5 mm	2
Tenero – < 5 mm	2
Tenero – > 5 mm	0

- Condizioni delle superfici di discontinuità in termini di alterazione **(I8)**

Descrizione	18
Non alterate	6
Poco alterate	4
Alterate	2
Molto alterate	2
Decomposte	0

Tendenzialmente nella valutazione di RMR_{89} :

- Non si terrà conto dell'indice che descrive qualitativamente l'orientamento più o meno favorevole delle discontinuità (incluse quelle dovute alla stratificazione) rispetto alle opere da realizzare; ove rilevante/possibile tale aspetto verrà messo in conto nella definizione del modello geometrico da utilizzare nelle analisi di progetto.
- L'indice legato alla presenza dell'acqua verrà assunto pari a quello associabili a condizioni "dry". Gli effetti della presenza dell'acqua verranno messi in conto nella definizione del modello geotecnico da utilizzare nelle analisi di progetto.

4.4.3 Criteri di rottura

In accordo a quanto riportato in Brown & Hoek (1988), Hoek & Brown (1988) e Hoek, Kaiser & Bawden (1995) (vedi anche Sjoberg, 1997), Hoek et al. (2002) l'ammasso roccioso verrà descritto per ogni litotipo dal seguente criterio di rottura:

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

essendo:

$$m_b = m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{28-14 \cdot D}}$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9-3 \cdot D}}$$

D = 0 per "undisturbed rock masses"

D = 1 per "disturbed rock masses"

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

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

RMR₈₉ = vedi il **paragrafo 4.4.2**

m_i = coefficiente relativo alla roccia intatta

σ₁' = tensione principale efficace maggiore

σ₃' = tensione principale efficace minore

σ_c = resistenza alla compressione semplice della roccia intatta.

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

1. In generale, per ogni litotipo il coefficiente m_i verrà valutato sulla base dei risultati di prove triassiali su provini di roccia intatta e di un criterio di rottura analogo a quello dell'ammasso roccioso, con GSI = 100. In mancanza di dati sperimentali si farà riferimento a quanto riportato nella **tab.4.8**.

Tabella 4.8: Coefficiente m_i relativo alla roccia intatta (Hoek, Kaiser e Bawden, 1995)

Rocce sedimentarie	m _i (-)
Conglomerato	22
Arenaria	19
Siltiti	9
Argilliti	4

2. L'applicazione di criteri di rottura analoghi per la roccia intatta e per l'ammasso roccioso, ove l'unica differenza è rappresentata dai valori di GSI, implica che, per $m_i = 10$, il rapporto tra la resistenza a trazione e la resistenza a compressione semplice della roccia intatta, è pari a $\cong 1/m_i$.
3. In presenza di ammassi rocciosi caratterizzati da marcata eterogeneità, ovvero da alternanza di strati competenti e di strati con caratteristiche geotecniche più scadenti, il valore di GSI valutato sulla base di RMR_{89} verrà messo a confronto anche con quello stimabile sulla base della carta proposta da Hoek et al. (1998) e da Marinos & Hoek (2000) per formazioni flyshoidi (vedi la **fig.4.5**).

Alla resistenza alla compressione semplice σ_c ed al coefficiente m_i della roccia intatta verranno inoltre assegnati valori "pesati" in base a quanto riportato nella **tab.4.9**.

**Tabella 4.9: Ammassi rocciosi eterogenei – Criteri di valutazione di σ_c e di m_i
(Hoek et al.,1998; Marinos & Hoek, 2000)**

Tipo di ammasso	Criterio di valutazione di σ_c e di m_i
A e B	Valori relativi al litotipo più competente
C	Valori del litotipo più competente ridotti del 20% e pieni valori del litotipo di caratteristiche più scadenti
D e E	Valori del litotipo più competente ridotti del 40% e pieni valori del litotipo di caratteristiche più scadenti
F	Valori del litotipo più competente ridotti del 60% e pieni valori del litotipo di caratteristiche più scadenti
G	Valori del litotipo di caratteristiche più scadenti
H	Valori del litotipo di caratteristiche più scadenti

4. In accordo a Sjöberg (1997), ai termini "undisturbed" e "disturbed" verrà attribuito un significato legato anche alle modalità di utilizzo dei parametri di resistenza nelle analisi ingegneristiche; in particolare:
 - Il criterio di rottura relativo alle "undisturbed rock masses" rappresenta la resistenza di picco dell'ammasso roccioso quando esso si trova in condizioni di pre-rottura.
 - Il criterio di rottura relativo alle "disturbed rock masses" rappresenta la resistenza media disponibile lungo superfici di scivolamento critiche in condizioni di incipiente rottura; ricorrendo a terminologie proprie della meccanica dei terreni tale resistenza può essere denominata "softened".

Sotto tali presupposti, nei casi rappresentati da situazioni non caratterizzate da dissesti pregressi o in atto, si opererà come segue:

- In analisi di stabilità o di interazione terreno-struttura eseguite con metodi ove non è possibile riprodurre il comportamento "strain softening" si farà riferimento ai parametri dell'ammasso relativi alle condizioni "disturbed";
- In analisi di stabilità o di interazione terreno-struttura condotte con metodi in grado di riprodurre la caduta di resistenza tra condizioni di picco e condizioni "softened" verranno presi

come riferimento sia il criterio di rottura relativo alle condizioni “undisturbed” che quello relativo alle condizioni “disturbed”. Verranno inoltre ipotizzate diverse leggi di degrado dei parametri di resistenza, fra cui quella che contempla una repentina caduta di resistenza dalle condizioni di picco a quelle “softened”.

5. I criteri di rottura espressi in termini di tensioni efficaci principali σ_1' e σ_3' possono essere trasformati in termini di tensioni di taglio τ e di tensioni efficaci normali alla superficie di rottura σ_n' . A tale proposito valgono le seguenti equazioni:

$$\frac{\delta \sigma_1'}{\delta \sigma_3'} = 1 + a \cdot m_b \cdot \left(\frac{m_b \cdot \sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^{a-1}$$

$$\sigma_n' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} - \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \cdot \frac{\frac{\delta \sigma_1'}{\delta \sigma_3'} - 1}{\frac{\delta \sigma_1'}{\delta \sigma_3'} + 1}$$

$$\tau = \left(\sigma_1' - \sigma_3' \right) \cdot \frac{\sqrt{\frac{\delta \sigma_1'}{\delta \sigma_3'}}}{\frac{\delta \sigma_1'}{\delta \sigma_3'} + 1}$$

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

4.4.4 Caratteristiche di deformabilità

4.4.4.1 Moduli iniziali

I moduli iniziali di taglio (G_{01}) e di Young (E_{01}) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci geostatiche medie p_o' , possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_{01} = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_{01} = G_{01} \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m³

ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0,15 ÷ 0,20

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

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata direttamente dalle prove geofisiche down hole.

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche p' , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.3} \quad (\text{kPa})$$

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

4.4.4.2 Moduli “operativi”

I moduli di Young “operativi” E_{op} dell’ammasso roccioso, utilizzabili in analisi con modelli costitutivi elastico-lineari o elastico-lineari-plastici, possono essere stimati sulla base delle seguenti espressioni (Bieniawski, 1978; Serafim & Pereira, 1983; Hoek et al., 2002):

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

$$E_{op} = 1000 \cdot \left(1 - \frac{D}{2} \right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{(GSI-10)/40} \quad \text{per } 10 < GSI < 55 \text{ e per } \sigma_c < 100 \text{ MPa.}$$

essendo:

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

Ove non diversamente specificato nel capitolo 5, dal lato della sicurezza, nel caso dei fronti di scavo (sostenuti e non) e di fondazioni dirette verranno adottati i seguenti valori di D:

- Fondazioni dirette, rilevati, fronti di scavo non sostenuti o sostenuti in modo passivo $\Rightarrow D = 1$;
- Fondazioni a pozzo e fronti di scavo sostenuti in modo attivo $\Rightarrow D = 0.5$.

I moduli valutati con le espressioni sopra indicate si intenderanno riferiti alle tensioni efficaci geostatiche; quelli relativi alle tensioni efficaci correnti verranno scalati utilizzando le stesse espressioni indicate per i moduli iniziali.

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

5.1 Generalità

La caratterizzazione geotecnica riportata nei paragrafi seguenti riguarda:

- Le formazioni geologiche costituenti gli ammassi rocciosi di substrato, suddividendole come segue:
 - Formazione SIL (Sillano) da km 0+000 a km 0+250 circa;
 - Formazione FAL (Arenarie di Falterona) da km 0+250 a km 1+600 circa;
 - Formazione SIL (Sillano) da km 1+600 a km 4+700 circa;
 - Formazione SIL (Sillano) da km 9+200 a km 13+000 circa.
 - **Formazione MML (Monte Morello) da km 3+400 a km 9+100 circa (prima tratta);**
 - Formazione MML (Monte Morello) da km 9+100 a km 11+000 circa (seconda tratta);
 - Formazione MML (Monte Morello) da km 12+300 a km 15+000 circa (terza tratta);

La suddivisione in zone delle formazioni geologiche ha una valenza del tutto indicativa; più che definire in modo preciso le progressive di inizio e fine dei tratti ove è presente una data formazione, si è inteso evidenziare, con la suddivisione proposta, tratte omogenee (non necessariamente continue lungo il profilo) ove si è riconosciuto che una data formazione ha caratteristiche uniformi e, pertanto, all'interno delle quali si sono accorpati i dati di riferimento per la caratterizzazione geotecnica.

- Le zone ove gli ammassi rocciosi di substrato, per movimenti tettonici o gravitativi, risultano a tal punto fratturate da assumere un aspetto detritico (MML_c e MML_{PAL}).
- I materiali di copertura/alterazione degli ammassi rocciosi di substrato, inclusi gli accumuli di frane attive o quiescenti.
- I depositi alluvionali da km 15+000 a km 17+600 circa.

Prima di procedere con la descrizione di dettaglio dei dati di indagine di caratterizzazione geotecnica delle formazioni/materiali sopra indicati, si riportano di seguito alcune note/considerazioni di carattere generale:

- Come risulta chiaramente dai documenti di riferimento n° 3, la geologia dell'area attraversata dall'Autostrada è particolarmente articolata e complessa; nonostante la disponibilità di un numero rilevante di dati ottenuti dalle diverse campagne di indagine, fra cui quella eseguita tra il 2005 ed il 2006, nella redazione delle planimetrie, profili e sezioni geologiche e dei profili e delle sezioni geotecniche (documenti di riferimento n° 1 e n° 2), si è dovuto necessariamente ricorrere a ipotesi e semplificazioni (sia pure ragionate).

Le ipotesi e le semplificazioni effettuate sono state concepite nell'ottica di fare fronte sia ad aspetti che riguardano il dimensionamento e quindi la sicurezza delle opere, sia ad aspetti connessi con

la scelta tipologica e quindi la fattibilità degli interventi; ciò al fine da ridurre al minimo il ricorso a varianti in corso d'opera per "imprevisti geologici".

Inevitabilmente le ipotesi/semplificazioni hanno riguardato anche la definizione delle caratteristiche meccaniche delle varie formazioni/materiali incontrati che, a tutti gli effetti, possono essere annoverati fra quelli a "struttura complessa".

Per quanto riguarda i tratti all'aperto le principali ipotesi/semplificazioni hanno riguardato:

- La circolazione idrica sotterranea e quindi i livelli di falda;
- Gli spessori dei corpi franosi attivi o quiescenti;
- La scelta del modello di comportamento degli ammassi rocciosi fratturati, che è stata indirizzata verso il "continuo equivalente";
- La definizione del coefficiente di spinta a riposo per la stima delle condizioni geostatiche iniziali.

Vale la pena di sottolineare il fatto che:

- Le ipotesi/semplificazioni fatte in merito ai primi due aspetti vengono principalmente a dipendere dall'impossibilità pratica di potere disporre di fitte reti di verticali di monitoraggio, nonché dal numero non elevato di osservazioni nel tempo oggi disponibili. Una ricalibrazione delle ipotesi/semplificazioni fatte in questa sede potrà essere condotta sulla base di nuovi rilievi e di successivi affinamenti dei modelli idrogeologici e di stabilità dei versanti.
 - Le ipotesi/semplificazioni fatte in merito al terzo e quarto aspetto, unitamente a quelle sulla parametrizzazione geotecnica, potranno essere ricalibrate in fase di costruzione mettendo a confronto il comportamento previsto con quello reale ("metodo osservazionale").
- Per ciascuna formazione/materiale e per ciascun parametro geotecnico rappresentativo, i dati di indagine relativi alle diverse campagne di indagine sono stati riportati in forma grafica riepilogativa ed esplicativa in modo che sia percepibile il "range" di variazione; in alcuni casi i dati sperimentali sono stati raggruppati per appartenenza alla stessa verticale di sondaggio; in altri casi sono stati distinti anche per campagna di indagine.
 - I parametri rappresentativi di ciascuna formazione/materiale sono stati riassunti per semplicità, in tabelle riepilogative; i dati riportati nelle tabelle riepilogative sono da intendersi come valori medi caratteristici (presumibilmente cautelativi). Le tabelle riepilogative sono state riportate anche nei documenti di riferimento n° 2 in modo che risulti semplice ed inequivocabile il legame tra esse e le formazioni rappresentate nelle sezioni geotecniche. E' tuttavia essenziale che le sezioni, i profili e le tabelle riepilogative siano lette congiuntamente con il presente documento; risulta infatti impossibile trasferire in schemi grafici o tabulari (sia pure corredati da note esplicative) tutto il contesto conoscitivo (anche in termini di limiti di applicabilità) che deriva dai dati sperimentali e dagli studi effettuati.
 - Nei profili e nelle sezioni geotecniche (vedi i documenti di riferimento n° 1 e n° 2) sono riportate le quote assolute della testa di ciascuna verticale di indagine; in caso di difformità con quelle riportate nei documenti di indagine, fanno testo quelle riportate nei profili e nelle sezioni geotecniche.

5.2 Formazione SIL da \cong km 0+000 a \cong km 0+250

La formazione in esame interessa parte della prima opera della nuova carreggiata Sud, ovvero il rilevato di approccio (lato Bologna) al ponticello scatolare sul fosso Scopicci.

Ai fini della caratterizzazione geotecnica si fa riferimento ai sondaggi S3 ed S4, relativi a campagne di indagine antecedenti quelle effettuate per la progettazione definitiva ed esecutiva (vedi il paragrafo 3.2).

I sopraindicati sondaggi indicano che, al di sotto di uno strato superficiale di spessore 2÷3 m, costituito da terreni sabbiosi con clasti arenacei, si ha la seguente successione stratigrafica:

- Fino a 17 m ÷ 22 m di profondità dal p.c.: prevalenza di argilliti siltose e di argilloscisti, inglobanti localmente clasti e elementi litoidi arenacei;
- Da 17 m ÷ 22 m fino alle massime profondità esplorate (25 m da p.c.): alternanze di calcari marnosi, marne calcaree ed arenarie fini fratturate.

Sui materiali sabbiosi costituenti i primi 2÷3 m non sono disponibili risultati di prove in sito e di laboratorio; pertanto la caratterizzazione geotecnica viene fatta basandosi essenzialmente sulla descrizione del materiale prelevato nei sondaggi.

Ai parametri di maggiore interesse progettuale possono ragionevolmente essere assegnati i seguenti valori:

- $\gamma_t = 18.5 \text{ kN/m}^3$ = peso di volume naturale;
- $\varphi' \geq 32^\circ$ = angolo di resistenza al taglio;
- $V_s \geq 130 \cdot z^{0.2} \text{ m/sec}$ = velocità delle onde di taglio (z = profondità dal p.c. in metri);
- $G_{01} = 800 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o'}{p_a} \right)^{0.5}$ = modulo di taglio iniziale riferito alle pressioni efficaci geostatiche (p_a = pressione atmosferica di riferimento; p_o' = tensione media efficace geostatica valutata assumendo $K_0=0,5$);
- $E_{op}' = (2.3 \cdot G_{01})/5 \geq 15000 \text{ kPa}$ = modulo di Young "operativo", riferito alle pressioni efficaci geostatiche;
- $\nu' = 0.25$ = rapporto di Poisson;
- $k = 1 \times 10^{-5} \text{ m/sec}$ = coefficiente di permeabilità.

Sui materiali costituenti il substrato (argilliti ed argilloscisti) le resistenze penetrometriche dinamiche N_{SPT} sono risultate sistematicamente a rifiuto (vedi la **fig.5.1**).

Tali materiali hanno caratteristiche granulometriche e di plasticità (limite liquido LL, limite plastico LP e indice plastico IP) tipo quelle indicate nelle **figg.5.2, 5.3, 5.4 e 5.5**. In accordo alla carta di Casagrande (vedi la **fig.5.6**) i materiali in esame andrebbero classificati come argille di bassa

plasticità; va tuttavia rilevato che la posizione alta dei punti sperimentali rispetto alla linea A di Casagrande lascia presumere l'esistenza di errori sperimentali per quanto concerne la determinazione del limite liquido; in analogia a quanto riscontrato in formazioni simili, rinvenute tra le progressive km 1+600 ÷ km 4+700 e km 9+200 ÷ 13+000 circa, i materiali in esame sono meglio classificabili come argille inorganiche di media plasticità.

I pesi di volume naturale γ_t , i contenuti d'acqua naturale w_n e gli indici dei vuoti iniziali e_0 sono rispettivamente pari a 21÷22 kN/m³, 15÷18% e 0.4÷0.5 (vedi le **figg.5.7, 5.8 e 5.9**); il grado di saturazione è pari a 1 (vedi la **fig.5.10**).

In mancanza di determinazioni dirette da prove di laboratorio ai parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci possono essere assegnati ragionevolmente i seguenti valori cautelativi:

Resistenze di picco:

$c_p' = 20\div30$ kPa = coesione apparente

$\varphi_p' = 23^\circ\div28^\circ$ =angolo di resistenza al taglio

Resistenze residue:

$c_r' = 0$ kPa = coesione apparente

$\varphi_r' = 14^\circ\div18^\circ$ =angolo di resistenza al taglio

Resistenze "operative":

$c' = 5\div10$ kPa = coesione apparente

$\varphi' = 20^\circ\div24^\circ$ =angolo di resistenza al taglio.

I valori suddetti sono compatibili sia con le caratteristiche fisiche del materiale, sia con la caratterizzazione geotecnica di formazioni simili, rinvenute tra le progressive km 1+600 ÷ km 4+700 e km 9+200 ÷ 13+000 circa.

In mancanza di determinazioni dirette da prove di laboratorio la resistenza al taglio non drenata c_u è stata valutata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT (vedi la **fig.5.11**); ad essa possono essere assegnati valori dell'ordine di 500 kPa; tali valori sono tipici di materiali fortemente sovraconsolidati.

Per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità sono disponibili i risultati di due prove edometriche; è presumibile tuttavia che tali risultati siano poco rappresentativi in quanto influenzati dal disturbo indotto dal campionamento. Infatti:

- Il grado di sovraconsolidazione GSC derivato dai risultati delle prove edometriche è decisamente inferiore rispetto a quello desumibile applicando il metodo riportato nel paragrafo 4.3.3 (vedi la **fig.5.12**).
- I moduli di Young “operativi” ricavabili dalle prove edometriche sono decisamente inferiori a quelle desumibili sulla base delle resistenze al taglio non drenate c_u e dei criteri descritti nel paragrafo 4.3.6.2 (**fig.5.13**).

Sulla base di quanto sopra, nonché della descrizione della formazione e soprattutto dei valori molto bassi dei contenuti d’acqua naturali e degli indici dei vuoti iniziali, si ritiene che alle argilliti e argilloscisti in esame possano essere assegnate cautelativamente le seguenti caratteristiche di deformabilità:

- Moduli di taglio iniziali riferiti alle pressioni efficaci geostatiche $G_{o1} = 1000 \cdot c_u \geq 550$ MPa;
- Moduli di Young iniziali riferiti alle pressioni efficaci geostatiche $E_{o1} = 2.3 \cdot 1000 \cdot c_u \geq 1300$ MPa;
- Moduli di Young “operativi”, riferiti alle pressioni efficaci geostatiche, per analisi elastico-lineari o elastico-lineari-plastiche di fondazioni dirette, fondazioni su pali e rilevati $E_{op1} = 150 \cdot c_u \geq 80$ MPa;
- Moduli di Young “operativi”, riferiti alle pressioni efficaci geostatiche, per analisi elastico-lineari o elastico-lineari plastiche di fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie (tirantate e non) e di fondazioni a pozzo $E_{op2} = 400 \cdot c_u \geq 220$ MPa;
- Rapporto di Poisson $\nu' = 0.25$.

Si rileva che le caratteristiche di deformabilità sopra indicate potrebbero essere sottostimate per il fatto che la resistenza al taglio non drenata c_u è stata ricavata facendo riferimento a valori N_{SpT} “convenzionali” pari a 100 colpi/30 cm; di fatto moduli iniziali ed “operativi” superiori a quelli sopra indicati sono stati determinati con prove “down hole” e dilatometriche (dilatometro da roccia) in formazioni simili, rinvenute tra le progressive km 1+600 ÷ km 4+700 e km 9+200 ÷ 13+000 circa.

I coefficienti di permeabilità k , desumibili dalla correlazione empirica riportata nel paragrafo 4.3.7, sono dell’ordine di $(1 \div 3) \times 10^{-9}$ m/sec (vedi la **fig.5.14**); essi sono sostanzialmente comparabili a quelli ottenuti dalle prove edometriche. I valori sopra riportati sono rappresentativi di condizioni di flusso in direzione verticale. In analogia a quanto riscontrato in formazioni simili tra le progressive km 1+600 ÷ km 4+700 e km 9+200 ÷ 13+000 circa è presumibile che, in relazione alla macrostruttura del deposito, la permeabilità in condizioni di flusso orizzontale possa risultare due/tre ordini di grandezza superiore, ovvero variabile tra $(1 \div 3) \times 10^{-7} \div (1 \div 3) \times 10^{-6}$ m/sec.

5.2.1 Tabelle riassuntive di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nelle tabelle seguenti vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali di copertura e di substrato.

Materiali sabbiosi soprastanti la formazione SIL da km 0+000 a km 0+250

γ_t (kN/m ³)	18.5
N _{SPT} (colpi/30 cm)	-
D _r (%)	-
ϕ' (°)	32
GSC	1
k _o (-)	0.40÷0.50
k (m/sec)	1 x 10 ⁻⁵
V _s (m/sec)	$V_s = 130 \cdot z^{0.2}$
G _{o1} ⁽¹⁾	$G_{o1} = 800 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_0}{p_a} \right)^{0.5}$
E _{op} ⁽¹⁾⁽²⁾	(2.3·G _{o1})/5
ν' (-)	0.25

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

D_r = densità relativa;

φ' = angolo di attrito operativo;

GSC = grado di sovraconsolidazione;

k_0 = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

k = coefficiente di permeabilità;

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio;

G_{o1} = modulo di taglio iniziale riferito alle pressioni efficaci geostatiche;

E_{op} = modulo di Young "operativo" riferito alle pressioni efficaci geostatiche;

p_a = pressione atmosferica di riferimento;

z = profondità dal p.c. in metri;

p_o' = pressione media efficace geostatica valutata assumendo $k_0=0,5$;

ν' = rapporto di Poisson.

Note:

⁽¹⁾ = I moduli di taglio iniziali (G_o) e di Young (E_o) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche p' , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p_o} \right)^{0.5} \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu') \quad (\text{kPa})$$

essendo p'_o la pressione efficace media geostatica.

Analoghe espressioni possono essere utilizzate per i moduli di deformabilità "operativi".

⁽²⁾ = Applicabile in analisi con modelli costitutivi elastico-lineari o elastico-lineari-plastici.

Formazione SIL da km 0+000 a km 0+250

γ_t (kN/m ³)	21
N_{SPT} (colpi/30 cm)	≥ 100
φ' (°)	20÷24 ⁽¹⁾
c' (kPa)	5÷10 ⁽¹⁾
φ_r' (°)	14÷18 ⁽²⁾
c_r' (kPa)	0 ⁽²⁾
$GSC = \sigma_{vmax}'/\sigma_{vo}'$	≥ 10
c_u (kPa)	≥ 500
k_o (-)	1÷2 ⁽³⁾
k_v (m/sec)	(1÷3)× 10 ⁻⁹ ⁽⁴⁾
V_s (m/sec)	≥ 500
G_{o1} ⁽⁵⁾	1000· c_u
E_{op1} ⁽⁵⁾⁽⁶⁾	150· c_u
E_{op2} ⁽⁵⁾⁽⁶⁾	400· c_u
ν' (-)	0.25

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

φ' = angolo di attrito "operativo";

c' = intercetta di coesione "operativa";

φ_r' = angolo di attrito residuo;

c_r' = intercetta di coesione residua;

GSC = grado di sovraconsolidazione;

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica;

σ_{vmax}' = pressione verticale efficace massima subita dal deposito;

c_u = resistenza al taglio non drenata riferita a tensioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a condizioni di carico tipo quelle delle prove triassiali di compressione e carico;

k_o = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

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

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio;

G_{o1} = modulo di taglio iniziale riferito alle pressioni efficaci geostatiche;

E_{op1} = modulo di Young "operativo" riferito alle pressioni efficaci geostatiche, per analisi di fondazioni dirette, fondazioni su pali e rilevati;

E_{op2} = modulo di Young "operativo", riferito alle pressioni efficaci geostatiche, per analisi di fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie (tirantate e non) e di fondazioni a pozzo;

ν' = rapporto di Poisson.

Note:

- ⁽¹⁾ = Applicabili a situazioni non caratterizzate da dissesti pregressi o in atto e in analisi effettuate con metodi ove non è possibile tenere conto del comportamento “strain softening” del materiale; l’involuppo di rottura in termini di tensioni di taglio τ e di tensioni efficaci normali alla superficie di rottura σ_n' verrà interrotto per valori di σ_n' negativi (trazione), inferiori a 0 kPa; in corrispondenza di valori di σ_n' negativi (trazione) le resistenze al taglio saranno assunte pari a 0 kPa (“tension cut off”).
- ⁽²⁾ = Applicabili a situazioni caratterizzate da dissesti pregressi o in atto.
- ⁽³⁾ = Valori ipotizzati.
- ⁽⁴⁾ = Il coefficiente di permeabilità orizzontale k_h può risultare due/tre ordini di grandezza superiore.
- ⁽⁵⁾ = I moduli di taglio iniziali (G_o) e di Young (E_o) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche p' , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p_o} \right)^{0.5} \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo p'_o la pressione efficace media geostatica.

Analoghe espressioni possono essere utilizzate per i moduli di deformabilità “operativi”.

- ⁽⁶⁾ = Applicabile in analisi con modelli costitutivi elastico-lineari o elastico-lineari-plastici.

5.3 Copertura della formazione FAL da km 0+250 a km 1+600

5.3.1 Descrizione

Nel tratto in oggetto, al di sopra della formazione FAL, possono essere rinvenuti materiali di varia origine, a granulometria prevalentemente fine, che nei documenti di riferimento n° 1 e n° 2 vengono denominati con le seguenti sigle:

- C_{FAL} (nel profilo geologico a_3 = detrito di versante);
- A1 (nel profilo geologico SIV3a e SIV3b = depositi alluvionali terrazzati).

Nelle colonnine stratigrafiche dei sondaggi tali materiali sono descritti come riportato nella **tab.5.1**;

Tabella 5.1: Copertura della formazione FAL - Descrizione riportata nei sondaggi

Sondaggio	Prof. da p.c.	Descrizione	Spessore (m)
S1	0 m÷8 m	Argilla limosa debolmente sabbiosa con clasti arenacei	8
S2	0 m÷2 m	Argilla limosa debolmente sabbiosa con clasti arenacei-marnosi	2
IS1	0 m ÷6 m	Limo sabbioso debolmente argilloso con clasti	6
S3	0 m÷5.5 m	Limo sabbioso con clasti arenaceo-marnosi	5.5
S4	0 m÷3 m	Argille limose debolmente sabbiose con clasti arenacei	3
S5	0 m÷4.5 m	Argille limose debolmente sabbiose con clasti arenaceo-marnosi	4.5
IS2	0 m ÷4.5 m	Sabbia fine ghiaiosa con ciottoli	4.5
	4.5 m ÷4.85 m	Argilla limosa con clasti	0.35
SS1	0 m÷10.5 m	Argille limose debolmente sabbiose con clasti arenaceo-marnosi	10.5
SS2	0 m÷4.6 m	Limo sabbioso con clasti arenaceo-marnosi	4.6

I materiali in esame sono caratterizzati da resistenze penetrometriche dinamiche N_{SPT} generalmente superiori a 20 colpi/30 cm (vedi la **fig.5.15**); i valori a rifiuto indicati nella figura sono probabilmente influenzati dalla presenza dei clasti arenaceo-marnosi e quindi scarsamente rappresentativi.

5.3.2 Caratteristiche fisiche

Le caratteristiche granulometriche dei materiali in esame sono desumibili dalla **fig.5.16**; essi sono caratterizzati da:

- Contenuti di argilla variabili tra il 10 ed il 20%;
- Contenuti di limo variabili tra il 15 ed il 50%;
- Contenuti di sabbia variabili tra il 10 ed il 15%;

- Contenuti di ghiaia variabili tra il 10 ed il 40%.

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL, limite plastico LP, indice di plasticità IP) sono riportate nelle **figg.5.17, 5.18 e 5.19**; in base alla carta di Casagrande (vedi la **fig.5.20**) tali materiali possono essere classificati come argille inorganiche di media (localmente bassa) plasticità.

Sui materiali in esame non sono disponibili risultati in termini di peso di volume naturale γ_t e di indice dei vuoti iniziale e_o ; alcune misure sperimentali su campioni prelevati sotto falda (quindi presumibilmente saturi) indicano tuttavia valori del contenuto d'acqua naturale w_n dell'ordine di 20% (vedi la **fig.5.21**); sulla base di tali risultati, nell'ipotesi che il peso specifico delle particelle sia pari a 27 kN/m^3 e che il grado di saturazione sia pari a 1, agli indici dei vuoti iniziali e_o ed ai pesi di volume naturale γ_t possono essere assegnati valori pari rispettivamente a $0.55 \div 0.60$ e 20 kN/m^3 .

5.3.3 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

Sulla base dei risultati di prove di laboratorio di taglio diretto possono essere assegnati ai parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci i seguenti valori presumibilmente cautelativi (vedi le **figg.5.22 e 5.23**):

Resistenze di picco \equiv resistenze "operative":

$c_p' = c' = 0 \div 5 \text{ kPa}$ = coesione apparente

$\varphi_p' = \varphi' = 25^\circ$ =angolo di resistenza al taglio

Resistenze residue:

$c_r' = 0 \text{ kPa}$ = coesione apparente

$\varphi_r' = 15 \div 24^\circ$ =angolo di resistenza al taglio.

5.3.4 Resistenza al taglio non drenata

In mancanza di determinazioni dirette da prove di laboratorio la resistenza al taglio non drenata c_u dei materiali è ricavabile sulla base dell'interpretazione delle prove SPT e dell'indice di resistenza "pocket penetrometer" (vedi la **fig.5.24**). Sulla base di quanto indicato nella figura suddetta, trascurando i valori più alti ottenuti dall'interpretazione delle prove SPT a rifiuto, influenzate dalla presenza dei clasti, alla resistenza al taglio non drenata possono essere assegnati valori crescenti con la profondità, da 100 kPa a 2 m dal p.c. a 200 kPa a 10 m dal p.c..

I valori di c_u sopra riportati sono caratteristici di materiali sovraconsolidati con gradi di sovraconsolidazione dell'ordine di $4 \div 8$.

5.3.5 Caratteristiche di deformabilità

In mancanza di determinazioni dirette da prove di laboratorio alle caratteristiche di deformabilità possono essere assegnati i seguenti valori:

- Moduli di taglio iniziali riferiti alle pressioni efficaci geostatiche $G_{o1} = 2.3 \cdot 1000 \cdot c_u$;
- Moduli di Young iniziali riferiti alle pressioni efficaci geostatiche $E_{o1} = 2.3 \cdot 1000 \cdot c_u$;
- Moduli di Young “operativi”, riferiti alle pressioni efficaci geostatiche, per analisi elastico-lineari o elastico-lineari-plastiche di fondazioni dirette, fondazioni su pali e rilevati $E_{op1} = (100 \div 150) \cdot c_u$;
- Moduli di Young “operativi”, riferiti alle pressioni efficaci geostatiche, per analisi elastiche-lineari o elastico-lineari-plastiche di fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie (tirantate e non) $E_{op2} = (400 \div 500) \cdot c_u$;
- Rapporto di Poisson $\nu' = 0.25$.

5.3.6 Coefficienti di permeabilità

Nella **fig.5.25** sono riportati i risultati delle prove di permeabilità Lefranc effettuate all'interno dei fori di sondaggio a profondità inferiori a quelle di falda; i valori ottenuti risultano variabili tra 2×10^{-5} e 4×10^{-6} m/sec.

Si rileva che i valori sopra riportati sono caratteristici di materiali a grana più grossa di quelli rappresentati dalle curve granulometriche di **fig.5.16** (percentuale di fine generalmente superiore al 45÷50%); è presumibile che i valori elevati ottenuti dalle prove Lefranc possano dipendere dalla macrostruttura del deposito e che siano rappresentativi della permeabilità in condizioni di flusso orizzontale; la permeabilità in direzione verticale è verosimilmente due/tre ordini di grandezza inferiore, ovvero dell'ordine di 1×10^{-8} e 1×10^{-9} m/sec.

5.3.7 Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali di copertura della formazione FAL.

γ_t (kN/m ³)	20
N_{SPT} (colpi/30 cm)	≥ 20
φ' (°)	25 ⁽¹⁾
c' (kPa)	0÷5 ⁽¹⁾
φ_r' (°)	15÷24 ⁽²⁾
c_r' (kPa)	0 ⁽²⁾
$GSC = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$	4÷8
c_u (kPa)	100÷200 ⁽³⁾
k_o (-)	1 ⁽⁴⁾
k_v (m/sec)	$1 \times 10^{-8} \div 1 \times 10^{-9}$ ⁽⁵⁾
V_s (m/sec)	$\sqrt{\frac{G_{o1} \cdot 9.81}{\gamma_t}}$
G_{o1}	$1000 \cdot c_u$
E_{op1} ⁽⁶⁾⁽⁷⁾	$(100 \div 150) \cdot c_u$
E_{op2} ⁽⁶⁾⁽⁷⁾	$(400 \div 500) \cdot c_u$
ν' (-)	0.25

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

φ' = angolo di attrito "operativo";

c' = intercetta di coesione "operativa";

φ_r' = angolo di attrito residuo;

c_r' = intercetta di coesione residua;

GSC = grado di sovraconsolidazione;

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica;

σ_{vmax}' = pressione verticale efficace massima subita dal deposito;

c_u = resistenza al taglio non drenata riferita a tensioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a condizioni di carico tipo quelle delle prove triassiali di compressione e carico;

k_o = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

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

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio;

G_{o1} = modulo di taglio iniziale riferito alle pressioni efficaci geostatiche;

E_{op1} = modulo di Young "operativo", riferito alle pressioni efficaci geostatiche, per analisi di fondazioni dirette, fondazioni su pali e rilevati;

E_{op2} = modulo di Young "operativo", riferito alle pressioni efficaci geostatiche, per analisi di fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie (tirantate e non);

ν' = rapporto di Poisson.

Note:

- (1) = Applicabili a situazioni non caratterizzate da dissesti pregressi o in atto e in analisi effettuate con metodi ove non è possibile tenere conto del comportamento “strain softening” del materiale; l’involuppo di rottura in termini di tensioni di taglio τ e di tensioni efficaci normali alla superficie di rottura σ_n' verrà interrotto per valori di σ_n' negativi (trazione) inferiori a 0 kPa; in corrispondenza di valori di σ_n' negativi (trazione) le resistenze al taglio saranno assunte pari a 0 kPa (“tension cut off”).
- (2) = Applicabili a situazioni caratterizzate da dissesti pregressi o in atto;
- (3) = Variabile linearmente tra 2 m e 15 m di profondità dal p.c.;
- (4) = Valore ipotizzato;
- (5) = Il coefficiente di permeabilità orizzontale k_h può risultare di uno/due ordini di grandezza superiore.
- (6) = I moduli di taglio iniziali (G_o) e di Young (E_o) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche p' , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p_o} \right)^{0.5} \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo p_o' la pressione media efficace geostatica.

Analoghe espressioni possono essere utilizzate per i moduli di deformabilità “operativi”.

- (7) = Applicabile in analisi con modelli costitutivi elastico-lineari o elastico-lineari-plastici.

5.4 Formazione FAL da km 0+250 a km 1+600

5.4.1 Descrizione generale

Nel tratto in esame la formazione FAL viene descritta come alternanze di arenarie a grana fine (A) e marne (P), entrambi fratturate con rapporti A/P generalmente compresi tra 0.25 e 0.5. Va rilevato tuttavia quanto segue:

- Nell'ammasso possono essere localmente rinvenuti strati di spessore metrico costituiti da argilliti con struttura scagliosa/fogliettata (vedi ad esempio i sondaggi IS1 e IS2);
- Tra le progressive km 1+000 e km 1+380 è stata rinvenuta nell'ammasso una potente inclusione (olistostroma extraformazionale) costituita in prevalenza da argilliti (vedi il sondaggio IS2 tra le profondità 14.54 m e 25 m dal p.c.).

La fratturazione dell'ammasso è variabile da punto a punto ed in generale intensa, soprattutto nelle marne; localmente può risultare molto intensa, ovvero tale da conferire all'ammasso un aspetto detritico (FAL_c, vedi la **tab.5.2** e i documenti di riferimento n° 1 e n° 2).

I piani di frattura assumono inclinazioni variabili, ovvero da quella sub-orizzontale a quella sub-verticale; le discontinuità sono talvolta riempite con materiale limoso ma le superfici di discontinuità non risultano alterate.

Tabella 5.2: Zone molto fratturate (FAL_c) – Descrizione nei sondaggi

Sondaggio	Prof. da p.c.	Descrizione	Spessore (m)
S2	2 m÷2.5 m	Roccia fratturata e scarsamente coesiva	0.5
	25.85 m÷26 m	Cataclasite a consistenza sabbioso limosa	0.25
S3	5 m÷10 m	Alternanze di marne ed arenarie e argilliti con disposizione ed orientamento caotici; presenza di roccia macinata in matrice limoso-argillosa	4.5
	10 m÷17 m	Orizzonte cataclastico con frammenti arenaceo-marnosi immersi in un'abbondante matrice limoso-argillosa	5
	17 m÷20.3 m	Arenarie e marne ridotte a frammenti con dimensioni decimetriche	3.3
IS2	8.7 m÷10 m	Ciottoli e clasti di arenaria e siltite in matrice argilloso-limosa	2.3
S4	18 m÷19 m	Livello cataclastico ricco di matrice argillosa	1
	25.4 m÷25.8 m	Livello cataclastico ricco di matrice argillosa	0.4
	28.5 m ÷ 28.9 m	Livello cataclastico ricco di matrice argillosa	0.4

La descrizione delle proprietà geotecniche dell'ammasso roccioso FAL riportate nei paragrafi seguenti si riferiscono a condizioni caratterizzate da valori RQD non inferiori a 15÷20%.

Per condizioni caratterizzate da valori RQD inferiori a 15÷20% le proprietà geotecniche dell'ammasso FAL_c possono essere dal lato della sicurezza assimilabili a quelle indicate per i materiali di copertura (vedi il paragrafo 5.3).

I materiali costituenti l'olistostroma extraformazionale rinvenuto tra le progressive km 1+000 e km 1+380 sono descritti nel sondaggio IS2 come:

- Da 4.85 m a 14.54 m (ol₁): alternanze di arenarie e siltiti da molto fratturate a sciolte con superfici ossidate, con locali livelli argillosi plastici; ciottoli e clasti di arenaria e siltite, in matrice argilloso-limosa; alternanze di arenarie medio-fini da fratturate a molto fratturate, con patine di ossidazione ferruginose.
- Da 14.54 m a 25 m (ol₂): argilliti con struttura scagliosa tenera inglobanti clasti ossidati ed alterati di arenaria e siltite.

Dal lato della sicurezza sia le proprietà geotecniche dei materiali ol₁ che quelle dei materiali ol₂ vengono assimilate a quelle indicate per i materiali di copertura (vedi il paragrafo 5.3)

Si rileva che la prova di taglio diretto eseguita sui provini confezionati dal campione E del sondaggio IS2 ha fornito parametri di resistenza in termini di coesione e di angolo di attrito sorprendentemente bassi ($c' = 0.56$ kPa e $\varphi' = 13.26^\circ$), non compatibili con le caratteristiche granulometriche e di plasticità (contenuto in sabbia elevato, limite liquido basso); tali parametri di resistenza non sono stati pertanto ritenuti rappresentativi.

5.4.2 Ulteriori considerazioni sul grado di fratturazione dell'ammasso roccioso

Il maggiore grado di fratturazione delle marne, oltre che dalla descrizione riportata nelle colonnine dei sondaggi, parrebbe derivare anche da considerazioni sulle misure dei pesi di volume naturale γ_t e delle velocità di propagazione delle onde di compressione V_p sui provini di laboratorio; infatti, mentre i valori di γ_t delle arenarie fini/siltiti e quelli delle marne sono comparabili (circa 26 kN/m³, vedi la **fig.5.26**) (a riprova che anche le porosità sono comparabili), i valori di V_p medi delle arenarie fini/siltiti rilevati con le indagini del progetto definitivo sono pari a 4400 m/sec, ovvero significativamente superiori a quelli delle marne che risultano pari a 3250 m/sec.

L'elevato grado di fratturazione sia delle siltiti che delle marne è messo in evidenza anche dal confronto tra le velocità V_p misurate con la prova "down hole" S5/S5bis e quelle misurate sui provini confezionati dai campioni prelevati in S5; queste ultime risultano decisamente superiori (vedi la **tab.5.3**). In accordo a Fourmaintraux (1976) (vedi anche Goodman, 1989), nell'ipotesi di V_p della roccia intatta (sia per le arenarie fini/siltiti che per le marne) pari a 4400 m/sec e di V_p^* dei minerali componenti la roccia pari a 5500÷6000 m/sec, le arenarie/siltiti e marne aventi $V_{p,sito}$ pari ai valori di **tab.5.3** sarebbero caratterizzate infatti da porosità inferiori al 15% e classificate come "moderately to strongly fissured".

Tabella 5.3: Formazione FAL - Confronto tra le velocità di propagazione delle onde di compressione V_p da prove “down hole” e da prove di laboratorio su provini di roccia “intatta”

Sondaggio/Campione	Profondità da p.c. (m)	$V_{p,lab.}$ (m/sec)	$V_{p,sito}$ (m/sec)	$V_{p,lab.}/V_{p,sito}$ (-)	Descrizione
S5-A	4.9	3413	2000	1.71	Siltite
S5-CR1	7÷7.45	3307	1957	1.69	Marna
S5-CR2	11.5÷11.9	4466	3400÷4000	1.11÷1.31	Siltite
S5-C	14.15	4934	3017	1.64	Siltite
S5-E	26.55	4065	2400÷2800	1.45÷1.69	Siltite

Si rileva che i valori delle velocità di propagazione delle onde di compressione V_p e di taglio V_s misurati sui provini di arenaria n° 5 e 6 del sondaggio IS1 potrebbero essere influenzati da errori sperimentali; i rapporti V_p/V_s risultano infatti tali da condurre a valori del rapporto di Poisson inferiori a 0.15. E' plausibile che gli errori sperimentali riguardino principalmente le velocità V_p , per i seguenti motivi principali:

- Le velocità V_p misurate sono basse ($V_p = 2800\div2900$ m/sec), sensibilmente inferiori anche a quelle minime attribuite alle marne ($V_p = 3250$ m/sec).
- Nonostante le velocità V_s di laboratorio siano state misurate su provini detensionati, esse risultano, come atteso, più elevate ($V_s = 1800\div2000$ m/sec) di quelle misurate nell'ambito degli stessi materiali con la prova “down hole” S5/S5bis (vedi il paragrafo 5.4.6 e la **fig. 5.33**); le seconde risentono infatti del grado di fratturazione dell'ammasso; le prime si riferiscono alla roccia “intatta”.

5.4.3 Caratteristiche fisiche

I pesi di volume naturale γ_t delle carote di arenaria e marna sono dell'ordine di 26 kN/m^3 (vedi la **fig.5.26**).

Le prove di laboratorio effettuate su alcune carote rappresentative di arenaria e di siltite indicano contenuti di CaCO_3 variabili tra il 10% ed il 40% (vedi la **fig.5.27**).

5.4.4 Parametri RMR_{99} e GSI

Il parametro RMR_{99} è stato stimato sulla base di quanto descritto nel paragrafo 4.4.2; nel caso specifico si rileva che:

- L'indice I1 è stato definito sulla base dei valori locali di RQD indicati nelle colonnine dei sondaggi e nei documenti di riferimento n° 1 e n° 2.

- L'indice I2 è stato cautelativamente definito sulla base dei risultati delle prove di compressione monoassiale (**fig.5.30**).
- Gli indici I3→I8 sono stati stabiliti sulla base di valori medi cautelativi derivati dalla descrizione dei materiali e dalle foto delle cassette.

I risultati conseguiti sono riportati nella **fig.5.28**; da essi si evince che l'ammasso roccioso può essere mediamente caratterizzato da parametri RMR_{89} compresi tra 35 e 45.

Il parametro GSI è quindi compreso tra 30 e 40.

5.4.5 Involuppi di rottura

Gli involuppi di rottura dell'ammasso roccioso sono stati determinati sulla base di quanto riportato nel paragrafo 4.4.3 tenendo conto:

- Dei valori GSI di cui al paragrafo 5.4.4;
- Dei valori minimi della resistenza alla compressione semplice σ_c e del parametro m_i della roccia intatta, risultanti dall'interpretazione delle prove triassiali di laboratorio (vedi la **fig.5.29**), ovvero $\sigma_c = 40$ MPa e $m_i = 10$. Si rileva che i valori di σ_c sopra indicati sono in diversi casi superiori a quelli ottenuti dalle prove di compressione monoassiale (vedi la **fig.5.30**). Tuttavia i valori più bassi ottenuti dalle prove di compressione monoassiale sono stati considerati non rappresentativi della roccia intatta in ragione del fatto che non sono ad esempio compatibili con le resistenze a trazione σ_t (vedi la **fig.5.31**) (rapporto $\sigma_t/\sigma_c < 1/m_i$); è plausibile che i valori più bassi di σ_c risultino influenzati dalla presenza di discontinuità secondarie presenti nei provini sottoposti a prova.

I risultati ottenuti, diagrammati nel piano $\tau-\sigma_n'$, per GSI = 30 sono riportati nella **fig.5.32**, sia per le condizioni di resistenza di picco ("undisturbed rock mass") che per le condizioni di resistenza "softened" ("disturbed rock mass").

I risultati ottenuti in termini di coesione e di angolo di attrito tangenti per diversi valori di σ_n' sono riportati nelle **tabb.5.4** e **5.5**.

Tabella 5.4: Formazione FAL – Angoli di attrito e coesioni di picco tangenti ("undisturbed rock mass") – GSI = 30; $m_i = 10$; $\sigma_c = 40$ MPa

	$\sigma_n' = 0.1$ MPa	$\sigma_n' = 0.25$ MPa	$\sigma_n' = 0.5$ MPa	$\sigma_n' = 0.75$ MPa	$\sigma_n' = 1$ MPa
c_p' (MPa)	0.103	0.157	0.240	0.315	0.386
φ_p' (°)	59	53	48	44	42

Tabella 5.5: Formazione FAL – Angoli di attrito e coesioni “softened” tangenti (“disturbed rock mass”)– GSI = 30; $m_i = 10$; $\sigma_c = 40$ MPa

	$\sigma_n' = 0.1$ MPa	$\sigma_n' = 0.25$ MPa	$\sigma_n' = 0.5$ MPa	$\sigma_n' = 0.75$ MPa	$\sigma_n' = 1$ MPa
c' (MPa)	0.038	0.071	0.117	0.157	0.193
φ' (°)	38	30	24	21	18.5

Tenuto conto che:

- gli involuipi di rottura sono stati determinati facendo riferimento a valori di GSI e m_i che rappresentano limiti inferiori dei dati sperimentali;
- nella valutazione di GSI è stato messo in conto un parametro I3 pari a 4, corrispondente a spaziature delle discontinuità inferiori a 60 mm, si ritiene che i valori di c' e φ' indicati nelle **tabb.5.4** e **5.5** siano rappresentativi di situazioni di ammasso mediamente sfavorevoli, ovvero caratterizzate da prevalenza di marne e di gradi di fratturazione elevati; sotto tali presupposti, considerando anche che le zone particolarmente disturbate dai movimenti tettonici o gravitativi (FAL_c) vengono caratterizzate con parametri pari a quelli dei materiali di copertura/alterazione (vedi il paragrafo 5.3), non appare giustificato introdurre nel modello geotecnico ulteriori penalizzazioni per tenere conto dell'eventuale assetto sfavorevole delle discontinuità strutturali.

5.4.6 Caratteristiche di deformabilità

Nella **fig.5.33** sono riportati i valori delle velocità delle onde di taglio V_s misurati con la prova “down hole” S5/S5bis; ai valori di V_s corrispondono moduli di taglio iniziali G_{01} e moduli di Young iniziali E_{01} pari a quelli riportati nelle **figg.5.34** e **5.35**. I valori minimi di G_{01} e di E_{01} (attribuibili alle marne) sono rispettivamente pari a 2000 MPa e a 5000 MPa; i valori massimi (attribuibili alle arenarie fini/siltiti) sono rispettivamente pari a 5000 MPa e 12500 Mpa; i valori medi possono essere rappresentati dalle seguenti equazioni:

$$G_{01} = 15000 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6}$$

$$E_{01} = 35000 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6}$$

essendo:

p_a = pressione atmosferica di riferimento

$$p_o = \frac{1 + 2 \cdot k_o}{3} \cdot \sigma_{vo}'$$

$k_o = 2$ = coefficiente di spinta a riposo stimato

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica valutata nell'ipotesi di falda a piano campagna.

I valori di E_{01} sopra indicati risultano comparabili con quelli del modulo di Young E misurati con le prove di compressione semplice (vedi la **tab.5.6**).

Tabella 5.6: Formazione FAL - Moduli di Young misurati con prove di compressione semplice

Sondaggio/Campione	E (MPa)	Descrizione
S1-D	7475	Marna siltosa e/o siltite marnosa
S2-CR1	11590	Arenaria fine e/o siltite grossolana
S5-CR1	4000	Siltite marnosa
S5-C	13200	Arenaria fine
S5-F	6025	Marna
IS1-5	7870	Arenaria fine
IS1-6	5550	Arenaria fine
IS2-D	23780	Arenaria medio-fine

I moduli di Young “operativi” valutati sulla base dei criteri descritti nel paragrafo 4.4.4.2 sono riportati nella **fig.5.36** (fondazioni a pozzo e fronti di scavo sostenuti in modo attivo) e nella **fig.5.37** (fondazioni dirette, rilevati e fronti di scavo non sostenuti o sostenuti in modo passivo).

Sulla base di quanto riportato nelle **fig.5.36** e **5.37** e nella **fig.5.35** il rapporto tra moduli iniziali e moduli “operativi” risulta variabile tra $\cong 3$ e 8.

Si rileva che la prova dilatometrica (dilatometro da roccia) eseguita nel sondaggio IS1, in uno strato marnoso a 29 m di profondità dal p.c., ha fornito valori di moduli di Young di primo carico piuttosto bassi, ovvero pari a 258 MPa nel primo ciclo di carico tra 0 e 1.13 Mpa e addirittura inferiori nel secondo ciclo di carico.

In relazione al fatto che:

- il rapporto tra moduli iniziali ricavati da prove “down hole” (**fig.5.39**) ed i suddetti moduli risultano superiori a 15;
- i suddetti valori di modulo risultano sensibilmente più bassi di quelli operativi attribuibili non solo alla formazione FAL (**figg.5.36** e **5.37**). ma anche alla formazione SIL tra il km 1+600 ed il km 4+700 (vedi il paragrafo 5.6);

è plausibile ritenere che i risultati della prova siano influenzati dal disturbo indotto dalla perforazione (detensionamento, apertura delle discontinuità, rammollimento del materiale in prossimità della parete del foro).

5.4.7 Caratteristiche di permeabilità

I coefficienti di permeabilità dell'ammasso roccioso determinati con prove di permeabilità Lefranc (effettuate a profondità inferiori rispetto a quelle della falda) e Lugeon sono riportati nelle **figg.5.38 e 5.39**; ad essi può essere attribuito un valore medio dell'ordine di $1 \times 10^{-5} \div 3 \times 10^{-6}$ m/sec; i valori suddetti, relativamente elevati, sono un'ulteriore conferma dell'elevato grado di fratturazione dell'ammasso roccioso.

5.4.8 Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei precedenti paragrafi nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dell'ammasso roccioso FAL, con esclusione delle fasce particolarmente disturbate dai movimenti tettonici (FAL_c) e delle inclusioni argillitiche (olistostroma tra il km 1+000 ed il km 1+350) per le quali si rimanda a quanto riportato nel paragrafo 5.3.7.

γ_t (kN/m ³)	26
GSI	30
σ_c (MPa)	40
σ_t (MPa)	4
m_i (-)	10
φ' (°) ⁽¹⁾	38° per $\sigma_n' = 100$ kPa 30° per $\sigma_n' = 250$ kPa
c' (kPa) ⁽¹⁾	38 kPa per $\sigma_n' = 100$ kPa 71 kPa per $\sigma_n' = 250$ kPa
K_o (-)	1÷2 ⁽²⁾
k (m/sec)	$1 \times 10^{-5} \div 3 \times 10^{-6}$
V_s (m/sec)	1000÷1500
G_{o1} ⁽³⁾	$G_{o1} = 15000 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6}$
E_{o1} ⁽³⁾	$E_{o1} = 35000 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6}$
E_{op1} ^{(3) (4)}	$E_{op1} = 11500 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6}$
E_{op2} ^{(3) (4)}	$E_{op1} = 7000 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6}$
ν' (-)	0.25

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

GSI = Geological Strength Index;

σ_c' = resistenza alla compressione semplice della roccia intatta;

σ_t' = resistenza a trazione della roccia intatta;

m_i = coefficiente del criterio di rottura di Hoek & Brown relativo alla roccia intatta;

φ' = angolo di attrito operativo tangente nelle condizioni di "disturbed rock mass";

c' = intercetta di coesione operativa tangente nelle condizioni di "disturbed rock mass";

σ_n' = pressione efficace normale al piano di rottura;

k_0 = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

k = coefficiente di permeabilità dell'ammasso roccioso;

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio dell'ammasso roccioso;

G_{o1} = modulo di taglio iniziale dell'ammasso roccioso riferito alle tensioni efficaci geostatiche;

E_{o1} = modulo di Young iniziale dell'ammasso roccioso riferito alle tensioni efficaci geostatiche;

E_{op1} = modulo di Young "operativo", riferito alle tensioni efficaci geostatiche, per analisi di fondazioni a pozzo o di fronti di scavo sostenuti in modo attivo;

E_{op2} = modulo di Young "operativo", riferito alle tensioni efficaci geostatiche, per analisi di fondazioni dirette, rilevati, fronti di scavo non sostenuti o sostenuti in modo passivo;

ν' = rapporto di Poisson;

p_o' = pressione efficace media geostatica valutata ipotizzando $k_0=2$ e la falda a piano campagna

p_a = pressione atmosferica di riferimento.

Note:

⁽¹⁾ = Applicabili in situazioni non caratterizzate da dissesti pregressi o in atto e in analisi ove non è possibile mettere in conto il comportamento “strain softening” del materiale. L’involuppo di rottura in termini di tensioni di taglio τ e di tensioni efficaci normali alla superficie di rottura σ_n' verrà interrotto per valori di σ_n' negativi (trazione) inferiori a 0 kPa; in corrispondenza di valori di σ_n' negativi (trazione) le resistenze al taglio saranno assunte pari a 0 kPa (“tension cut off”).

⁽²⁾ = Valori ipotizzati.

⁽³⁾ = I moduli di taglio iniziali (G_o) e di Young (E_o) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche p' , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p_o} \right)^{0.3} \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

Analoghe espressioni possono essere utilizzate per i moduli di deformabilità “operativi”.

⁽⁴⁾ = Applicabile in analisi con modelli costitutivi elastico-lineari o elastico-lineari-plastici.

5.5 Copertura della formazione SIL da km 1+600 a km 4+700

5.5.1 Descrizione

Nel tratto in oggetto, al di sopra della formazione SIL, possono essere rinvenuti materiali di varia origine, a granulometria prevalentemente fine, che nei documenti di riferimento n° 1 e n° 2 vengono denominati con le seguenti sigle:

- C_{SIL} : detrito di versante (nel profilo geologico è indicato con la sigla a_3 , dove gli spessori dei depositi si possono stimare $> 5m$, o come formazione subaffiorante dove gli spessori risultano $\leq 5m$);
- SILfr: Accumuli di frana attiva (nel profilo geologico a_1) ed Accumuli di frana quiescente (nel profilo geologico a_2);
- Riporti antropici R (esempio quelli in località Bellosguardo, km 2+100 e km 2+400 circa ed il rilevato autostradale, km 4+000 circa).

I materiali in oggetto:

- sono descritti nelle colonnine stratigrafiche dei sondaggi come argille limoso-sabbiose con clasti arenaceo- calcareo-marnosi; localmente i clasti prevalgono sulla matrice argillosa;
- sono caratterizzati da resistenze penetrometriche dinamiche N_{SPT} generalmente superiori a $15 \div 20$ colpi/30 cm, fino a $50 \div 60$ colpi/30 cm (vedi la **fig.5.40**); i valori a rifiuto indicati nella **fig.5.40** sono probabilmente influenzati dalla presenza dei clasti arenaceo-calcareo-marnosi; quelli inferiori a 15 colpi/30 cm sono probabilmente influenzati dal disturbo indotto dalla perforazione e da una non perfetta pulizia del fondo foro; entrambi i valori suddetti sono ritenuti scarsamente rappresentativi.

Gli spessori degli accumuli di frana dovrebbero ragionevolmente risultare non superiori a quelli del materiale sovrastante il tetto del substrato argilloso; su tale ipotesi sono stati elaborati i documenti di riferimento n° 1 e n° 2 (vedi anche quelli contenuti nel documento di riferimento n° 3).

Per verificare tale ipotesi nei punti ritenuti maggiormente "critici" sono state installate verticali inclinometriche, tenute sotto osservazione (vedi la **tab3.3**).

5.5.2 Caratteristiche fisiche

Le caratteristiche granulometriche dei materiali in esame sono desumibili dalla **fig.5.41**; esse sono generalmente caratterizzate da:

- Contenuti di argilla variabili tra il 10 ed il 40%, localmente fino al 50%;
- Contenuti di limo variabili tra il 30 ed il 50%;
- Contenuti di sabbia variabili tra il 10 ed il 30%;
- Contenuti di ghiaia variabili tra 0 ed 30%.

Localmente possono essere rinvenute ghiaie sabbioso-limose.

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL, limite plastico LP, indice di plasticità IP) sono riportate nelle **figg.5.42, 5.43 e 5.44**; in base alla carta di Casagrande (vedi la **fig.5.45**) i materiali in esame possono essere generalmente classificati come argille inorganiche di media plasticità.

Il peso di volume naturale γ_t può variare tra 16 e 21 kN/m³ (**fig.5.46**). Il contenuto d'acqua naturale w_n è compreso generalmente tra il 15% e il 35% (**fig.5.47**). Il grado di saturazione S è superiore a 0.85 (**fig.5.48**). Gli indici dei vuoti iniziali e_o sono generalmente bassi, dell'ordine di 0.4÷0.5 (**fig.5.49**); localmente possono tuttavia raggiungere valori pari a 0.65÷0.85.

5.5.3 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

Sulla base dei risultati delle prove di laboratorio di taglio diretto e di taglio anulare, ai parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci possono essere assegnati i seguenti valori cautelativi (vedi le **figg.5.50 e 5.51a,b**):

Resistenze di picco \cong resistenze "operative":

$c' = 0 \div 10$ kPa = coesione apparente

$\varphi' = 20 \div 30^\circ$ =angolo di resistenza al taglio

Resistenze residue:

$c'_r = 0$ kPa = coesione apparente

$\varphi'_r = 14 \div 26^\circ$ =angolo di resistenza al taglio.

Si rileva che:

- I valori più bassi degli angoli di attrito di picco e residuo si riferiscono ai materiali con contenuti di argilla e limiti liquidi maggiori;
- I valori dell'angolo di attrito residuo da prove di taglio diretto eseguite nell'ambito della campagna di indagine di Progetto Esecutivo (**fig.5.51b**) risultano generalmente più elevati di quelli misurati nel corso della campagna di indagine di Progetto Definitivo (**fig.5.51a**);
- I valori dell'angolo di attrito residuo ottenuti dalla prova di taglio torsionale eseguita su campioni prelevati nel sondaggio AB4 appaiono francamente anomali ($\varphi'_r < 4^\circ$!!) e ritenuti quindi poco significativi.
- Le back analyses di alcuni dissesti (km 2+300, V.tto Bellosguardo e km 264+500, V.tto Baccheraia esistente) conducono a valori dell'angolo d'attrito residuo variabili tra 14° e 18° .

5.5.4 Resistenza al taglio non drenata

In mancanza di determinazioni dirette da prove di laboratorio la resistenza al taglio non drenata c_u è ricavabile sulla base dell'interpretazione delle prove SPT (vedi la **fig.5.52**). Sulla base di quanto indicato nella figura suddetta, trascurando i valori più bassi e quelli ottenuti dai valori SPT a rifiuto, in quanto, come già detto, ritenuti scarsamente rappresentativi, alla resistenza al taglio non drenata c_u possono essere assegnati valori generalmente compresi tra 150 kPa e 200 kPa.

I valori di c_u sopra indicati sono caratteristici di materiali sovraconsolidati con gradi di sovraconsolidazione dell'ordine di 4÷10.

5.5.5 Caratteristiche di deformabilità

I moduli di Young iniziali, riferiti alle pressioni efficaci geostatiche, determinati sulla base delle resistenze al taglio non drenate c_u ($E_{01} \cong 2.3 \cdot 1000 \cdot c_u$), sono riportati nella **fig.5.53**.

Nel progetto, dal lato della sicurezza, si farà riferimento a valori di E_{01} non superiori a 350÷400 MPa e a valori di G_{01} non superiori a 150÷175 MPa; conseguentemente i moduli di Young operativi E_{op} , riferiti alle pressioni efficaci geostatiche, risultano non superiori a:

- $150 \cdot c_u = 20 \div 25$ MPa (**fig.5.54**) per analisi elastico-lineari o elastico-lineari-plastiche di fondazioni dirette, fondazioni su pali e rilevati;
- $400 \cdot c_u = 60 \div 75$ MPa (**fig.5.55**) per analisi elastico-lineari o elastico-lineari-plastiche di fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non.

Si rileva che le due prove pressiometriche Menard effettuate nel sondaggio S9 a 4.5 m e 11 m di profondità, nell'ambito del ciclo di scarico e ricarico, hanno fornito valori del modulo di Young variabili tra 11 e 77 MPa.

5.5.6 Coefficienti di permeabilità

Nella **fig.5.56** sono riportati i risultati delle prove di permeabilità Lefranc effettuate all'interno dei fori di sondaggio al di sotto del livello di falda; i valori ottenuti risultano variabili tra 5×10^{-6} e 1×10^{-7} m/sec.

Si rileva che i valori sopra riportati sono caratteristici di materiali a grana più grossa di quelli rappresentati dalle curve granulometriche di **fig.5.41**, dalle caratteristiche di plasticità di **figg.5.42, 5.43, 5.44 e 5.45**, nonché dagli indici dei vuoti iniziali di **fig.5.49**; è presumibile che i valori elevati ottenuti dalle prove Lefranc possano dipendere dalla macrostruttura del deposito e che siano quindi caratteristici di condizioni di flusso in direzione orizzontale; la permeabilità in direzione verticale è verosimilmente due/tre ordini di grandezza inferiore, ovvero dell'ordine di 1×10^{-9} e 1×10^{-10} m/sec, come ottenuto dall'applicazione della correlazione empirica di cui al paragrafo 4.3.7 e dalle prove edometriche (vedi sempre la **fig.5.56**).

5.5.7 Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali di copertura.

γ_t (kN/m ³)	19÷20
N_{SPT} (colpi/30 cm)	≥ 20
φ' (°)	20÷30 ⁽¹⁾
c' (kPa)	0÷10 ⁽¹⁾
φ_r' (°)	14÷18 ⁽²⁾
c_r' (kPa)	0 ⁽²⁾
$GSC = \sigma_{vmax}'/\sigma_{vo}'$	4÷10
c_u (kPa)	150÷200
K_o (-)	1÷1.5 ⁽³⁾
k_v (m/sec)	$1 \times 10^{-9} \div 1 \times 10^{-10}$ ⁽⁴⁾
V_s (m/sec)	$\sqrt{\frac{G_{o1} \cdot 9.81}{\gamma_t}}$
G_{o1} ⁽⁵⁾	$1000 \cdot c_u$
E_{op1} ^{(5) (6)}	$150 \cdot c_u$
E_{op2} ^{(5) (6)}	$400 \cdot c_u$
ν' (-)	0.25

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

φ' = angolo di attrito operativo;

c' = intercetta di coesione operativa;

φ_r' = angolo di attrito residuo;

c_r' = intercetta di coesione residua;

GSC = grado di sovraconsolidazione;

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica;

σ_{vmax}' = pressione verticale efficace massima subita dal deposito;

c_u = resistenza al taglio non drenata riferita a tensioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a condizioni di carico tipo quelle delle prove triassiali di compressione e carico;

k_o = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

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

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio;

G_{o1} = modulo di taglio iniziale riferito alle pressioni efficaci geostatiche;

E_{op1} = modulo di Young "operativo", riferito alle pressioni efficaci geostatiche, per analisi di fondazioni dirette, fondazioni su pali e rilevati;

E_{op2} = modulo di Young "operativo", riferito alle pressioni efficaci geostatiche, per analisi di fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non;

ν' = rapporto di Poisson.

Note:

⁽¹⁾ = Applicabili a situazioni non caratterizzate da dissesti pregressi o in atto e in analisi effettuate con metodi ove non è possibile tenere conto del comportamento “strain softening” del materiale; l’involuppo di rottura in termini di tensioni di taglio τ e di tensioni efficaci normali alla superficie di rottura σ_n' verrà interrotto per valori di σ_n' negativi (trazione) inferiori a 0 kPa; in corrispondenza di valori di σ_n' negativi (trazione) le resistenze al taglio saranno assunte pari a 0 kPa (“tension cut off”).

⁽²⁾ = Applicabili a situazioni caratterizzate da dissesti pregressi o in atto;

⁽³⁾ = Valori ipotizzati;

⁽⁴⁾ = Il coefficiente di permeabilità orizzontale k_h può risultare maggiore di due/tre ordini di grandezza;

⁽⁵⁾ = I moduli di taglio iniziali (G_o) e di Young (E_o) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche p' , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p_o} \right)^{0.5} \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo p_o' la pressione efficace media geostatica.

Analoghe espressioni possono essere utilizzate per i moduli di deformabilità “operativi”.

⁽⁶⁾ = Applicabile in analisi con modelli costitutivi elastico-lineari o elastico-lineari-plastici.

5.6 Formazione SIL tra km 1+600 e km 4+700

5.6.1 Descrizione e considerazioni di carattere generale

Nel tratto in oggetto l'ammasso roccioso è costituito principalmente dalla formazione SIL descritta nelle colonnine dei sondaggi come alternanze di argilliti, marne e brecce, con prevalenza delle argilliti e con locale presenza di arenarie, siltiti, calcari marnosi e marne calcaree.

Le argilliti hanno un aspetto scaglioso e sono fratturate; localmente la fratturazione è talmente intensa da conferire all'ammasso un aspetto detritico (SIL_c) (vedi i documenti di riferimento n° 1 e n° 2).

Anche gli altri litotipi (marne, arenarie, siltiti, calcari marnosi e marne calcaree) sono fratturati, con piani di frattura variamente orientati; i piani di frattura si presentano generalmente non alterati e senza riempimento all'interno delle fratture.

Le brecce sono costituite da clasti marnoso-calcarei in matrice argillosa, anche essa con aspetto scaglioso.

In generale il tetto delle argilliti, marne e brecce è collocato al letto della copertura argilloso-limosa.

Nei tratti compresi tra il km 3+300 ed il km 3+600 (imbocco Nord della galleria Le Croci) e tra il km 3+800 ed il km 4+100 la presenza delle arenarie, siltiti, calcari marnosi e marne calcaree risulta più importante, tant'è che nei documenti di riferimento n° 3 (profili geologici) e n° 1 e n° 2 (profili geotecnici) la formazione SIL è stata contrassegnata dalle sigle SILar e SILmc.

Nel sondaggio S15, alla progressiva 3+700÷3+750, le siltiti, i calcari marnosi e le marne calcaree prevalgono sulle argilliti; per questo motivo nei documenti di riferimento n° 3 (profili geologici) e n° 1 e n° 2 (profili geotecnici) la sigla SIL è stata sostituita da quella MML.

Poiché anche nei tratti compresi tra il km 3+300 ed il km 3+600 (imbocco Nord della galleria Le Croci) e tra il km 3+800 ed il km 4+100 sono state rinvenute verticali con prevalenza di argilliti (vedi ad esempio i sondaggi IS11 e IS11bis), relativamente agli aspetti connessi con la caratterizzazione geotecnica finalizzata al dimensionamento delle opere, dal lato della sicurezza, le formazioni SILar e SILmc non sono state differenziate dalla formazione SIL; la differenziazione risulta invece importante ai fini della scelta delle tipologie di opere di fondazione e di sostegno, in quanto la presenza di bancate arenacee o calcareo-marnose potrebbe rendere difficoltosa l'esecuzione di pali trivellati di grande diametro.

Dal momento che la formazione SIL è costituita prevalentemente da argilliti con aspetto scaglioso, la caratterizzazione geotecnica, riportata nei paragrafi seguenti, è principalmente dedicata a tale tipo di materiali.

Le proprietà geotecniche dei materiali SIL_c possono essere invece assimilabili, dal lato della sicurezza, a quelle indicate per i materiali di copertura (vedi il paragrafo 5.5).

Come premessa di carattere generale si rileva che l'elevato grado di fratturazione, nonché l'aspetto scaglioso, conferiscono alle argilliti in esame caratteristiche intermedie tra i terreni compatti e le rocce tenere, ponendo tutta una serie di problematiche connesse anche con la rappresentatività che possono avere risultati di prove di laboratorio effettuate nell'ottica di trattare i materiali con metodologie tipiche degli ammassi rocciosi (vedi il paragrafo 4.4).

In relazione a quanto sopra la caratterizzazione geotecnica riportata nei paragrafi seguenti verrà sviluppata seguendo due approcci, confrontandone i risultati ottenuti.

Il primo approccio (**approccio 1**) interpreta i dati di laboratorio con metodologie tipiche dei terreni, sia per quanto riguarda i parametri di resistenza che per quanto riguarda le caratteristiche di deformabilità (vedi il paragrafo 4.3); relativamente alle caratteristiche di deformabilità esso fa riferimento anche ai risultati delle prove in sito (prove pressiometriche Menard, prove dilatometriche con dilatometro da roccia e prove "down hole" e "cross hole").

Il secondo approccio (**approccio 2**), sia per quanto riguarda la determinazione dei parametri di resistenza che per quanto riguarda le caratteristiche di deformabilità, tratta i materiali con le metodologie degli ammassi rocciosi (vedi il paragrafo 4.4).

5.6.2 Caratterizzazione geotecnica secondo l'approccio 1

Le caratteristiche granulometriche dei materiali in esame sono desumibili dalla **fig.5.57**; esse sono generalmente caratterizzate da:

- Contenuti di argilla variabili tra il 10 ed il 35%;
- Contenuti di limo variabili tra il 20 ed il 50%;
- Contenuti di sabbia variabili tra il 10 ed il 20%;
- Contenuti di particelle di diametro equivalente alla ghiaia variabili tra 0 ed 50%.

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL, limite plastico LP, indice di plasticità IP) sono riportate nelle **figg.5.58, 5.59 e 5.60**; in base alla carta di Casagrande (vedi la **fig.5.61**) i materiali in esame possono essere generalmente classificati come argille inorganiche di media plasticità; localmente possono tuttavia essere rinvenuti livelli sia più plastici che meno plastici.

I valori delle proprietà indice di cui sopra sono simili a quelli determinati su formazioni analoghe a quella in esame, quali il complesso caotico tra Bologna e Firenze, le argille scagliose di S. Barbara (vedi AGI, 1985; D'Elia, 1991), le argille scagliose in corrispondenza della Galleria S. Donato della linea ferroviaria "Direttissima" Firenze-Bologna (vedi Barla et al., 1986).

Con riferimento a tale tipo di materiali è opportuno ricordare che alcuni aspetti connessi con l'idratazione delle scaglie, la loro frantumazione, il tempo impiegato per l'umidificazione, etc., rendono i valori delle proprietà indice dipendenti dalle modalità esecutive delle prove (vedi ad esempio quanto riportato in Rippa & Picarelli, 1977; AGI, 1979; AGI, 1985; Cicoletta & Picarelli, 1990); sulla base delle esperienze riportate in Rippa & Picarelli (1977) e in Cicoletta & Picarelli (1990), ad esempio, il contenuto di argilla ottenuto adottando la procedura ASTM può risultare 1.6÷2 volte inferiore a quello

ottenibile con la stessa procedura previo specifico trattamento di disaggregazione meccanica. Sotto tali presupposti:

- Non si può escludere che la dispersione tra i dati sperimentali relativi alle curve granulometriche e alle caratteristiche di plasticità sia imputabile anche all'operato dei diversi laboratori utilizzati per l'esecuzione delle prove, oltre che a sensibili differenze tra i materiali;
- L'uso di correlazioni empiriche di letteratura che legano alcuni parametri ingegneristici alle proprietà indice (ad esempio l'angolo di resistenza al taglio in funzione delle caratteristiche di plasticità e/o del contenuto di argilla) può risultare per tale tipo di materiali non rappresentativo se non addirittura fuorviante.

I pesi di volume naturale γ_t delle argilliti (prevalenti) e delle arenarie/siltiti/calcarei marnosi/marne calcaree/marne (in subordine) sono rispettivamente pari a 22÷24 kN/m³ e a 26 kN/m³ (vedi la **figg.5.62a** e **5.62b**).

Nelle argilliti il contenuto d'acqua naturale risulta variabile tra 5% e 15% (vedi la **fig.5.63**); il grado di saturazione è generalmente superiore a 0.8, anche se localmente sono stati registrati valori inferiori (vedi la **fig.5.64**); l'indice dei vuoti iniziale è generalmente inferiore a 0.35, anche se localmente sono stati registrati valori superiori (vedi la **fig.5.65**).

Il fatto che i risultati delle prove di laboratorio indichino la presenza di materiali non saturi può essere tuttavia dovuto in parte al detensionamento conseguente al campionamento (aumento di volume dovuto all'apertura delle fessure) e in parte ad effetti termici (perdita di acqua per evaporazione). Data la bassa porosità dei materiali il raggiungimento di condizioni di saturazione completa può avvenire con variazioni modeste del contenuto d'acqua naturale (inferiori al 2÷3%). Alla luce di tale considerazione è ragionevole ritenere che l'ammasso indisturbato in sito possa risultare saturo.

Nelle argilliti il contenuto di CaCO₃ risulta generalmente inferiore al 20%; nelle arenarie/siltiti/calcarei marnosi/marne calcaree/marne il contenuto di CaCO₃ può essere invece superiore al 50% (vedi le **figg.5.66a** e **5.66b**).

Prima di entrare nel merito delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità è opportuno fare alcune premesse di carattere generale.

Il comportamento meccanico della formazione in esame può essere assimilato a quello di un sistema giuntato le cui scaglie costituiscono la "parte solida" mentre le superfici delle scaglie rappresentano le "discontinuità". Poiché le caratteristiche meccaniche del materiale costituente le scaglie sono in termini assoluti non elevate, il comportamento globale del sistema è condizionato sia dalle caratteristiche della "parte solida" che da quelle delle superfici di discontinuità. Le caratteristiche di resistenza e di deformabilità dell'ammasso possono quindi variare fra quelle della "parte solida" e quelle delle superfici di discontinuità, in funzione delle pressioni di confinamento, del percorso delle sollecitazioni e delle condizioni al contorno.

A grandi linee vale quanto segue:

1. In condizioni di carico, caratterizzate da un aumento delle tensioni efficaci medie di confinamento (esempio: problemi di fondazione) le fessure tendono a chiudersi e, in conseguenza delle buone caratteristiche meccaniche delle scaglie, l'ammasso risponde in modo "soddisfacente". Le eventuali superfici di rottura intersecano le scaglie, rompendole, e/o seguono i piani di discontinuità tra le scaglie in misura statisticamente equivalente.
2. In condizioni di scarico, caratterizzate da una diminuzione della tensione efficace di confinamento (esempio: problemi di scavo, etc.), il comportamento dell'ammasso risulta meno soddisfacente in quanto possono venire attivati i seguenti processi:
 - "Loosening", ovvero apertura delle fessure; in conseguenza di tale fenomeno il materiale risponde principalmente in funzione delle caratteristiche delle discontinuità.
 - "Swelling", aumento di volume delle scaglie (che in presenza d'acqua si traduce in un aumento del contenuto d'acqua naturale) e in una disgregazione delle scaglie stesse. Il rigonfiamento ("swelling") può risultare più o meno intenso in relazione:
 - ◇ All'entità dei legami di cementazione delle particelle componenti le scaglie.
 - ◇ Alla presenza o meno di sovrappressioni interstiziali negative residue all'interno delle scaglie. Secondo i più recenti orientamenti (vedi ad esempio Morgenstern, 1990; Fenelli & Picarelli, 1990; Picarelli & Urcioli, 1993), a causa della bassissima permeabilità del materiale componente le scaglie e dei lunghi percorsi di drenaggio, le sovrappressioni negative generate dallo scarico tensionale dovuto ai fenomeni di erosione a profondità superiori a 10÷30 m dal piano campagna, potrebbero infatti non avere ancora avuto modo di annullarsi.
 - ◇ Alla presenza di minerali argillosi rigonfianti, ovvero in grado di assorbire molecole di acqua nel reticolo cristallino, con conseguente aumento di volume dello stesso (poco probabile nei materiali in esame).
 - Raggiungimento di stati di sollecitazione che si collocano sulla superficie di plasticizzazione (rottura passiva). Come noto i percorsi di sollecitazione sulla superficie di plasticizzazione sono associati a deformazioni volumetriche plastiche (aumento di volume) e a conseguente perdita di memoria delle pressioni litostatiche massime subite in passato (vedi ad esempio Calabresi & Scarpelli, 1985).
Tali processi, di natura irreversibile, hanno modo di svilupparsi diffusamente nella parte più superficiale della formazione che viene così ad essere costituita da una matrice argillosa inglobante scaglie di argilliti o frammenti più o meno grandi di argilliti, calcari e marne.
3. L'irreversibilità dei fenomeni descritti al punto 2 fa sì che il comportamento dell'ammasso dipenda anche dalla storia di carico; ad esempio una fase di carico dopo una fase di scarico può avere una risposta diversa da quella di una fase di solo carico a partire dalle condizioni naturali in sito.
4. Nella realizzazione delle opere di fondazione e di sostegno è sempre raccomandabile ricorrere a sistemi costruttivi che riducano al minimo il detensionamento e quindi i fenomeni di cui al punto 2.

Le velocità di propagazione delle onde di compressione V_p sui provini di argillite (prevalente) e di arenarie/siltiti/calcarei marnosi/marne calcaree/marne (in subordinate) sono dell'ordine rispettivamente di 700÷1000 m/sec (localmente 1000÷2000 m/sec) e 4000÷6000 m/sec (vedi le **figg.5.67a** e **5.67b**); nelle stesse figure sono riportate le velocità di propagazione delle onde di compressione V_p misurate con prove geofisiche in foro ritenute significative, eseguite in fase di progettazione definitiva; i risultati delle rimanenti prove geofisiche in foro sono riportati nella **fig.5.67c**. A commento di quest'ultima figura si rileva che le prove S16 (Progetto Definitivo) e IS15 (Progetto Esecutivo) hanno fornito valori di V_p decisamente bassi; dal momento che la descrizione stratigrafica dei materiali non rileva particolari "anomalie" è presumibile che i risultati ottenuti in S16 e IS15 siano influenzati da errori sperimentali (non perfetta cementazione del tubo?).

Dalla **fig.5.67a**, relativa alle argilliti, risulta che le V_p misurate con le prove geofisiche in foro (rappresentative delle condizioni di fratturazione dell'ammasso) sono maggiori di quelle misurate sui provini di laboratorio. Ciò è legato al fatto che, in conseguenza dell'aspetto scaglioso, il campionamento induce un sensibile disturbo, connesso anche con la perdita parziale dello stato tensionale in sito.

Il disturbo indotto dal campionamento delle argilliti scagliose comporta soprattutto che i moduli di Young E_{50} determinati con le prove di laboratorio (di compressione semplice o triassiali) possono risultare inferiori a quelli rappresentativi del comportamento dell'ammasso roccioso in sito, soprattutto nel caso di problemi di carico. Ciò risulta ad esempio dal confronto dei dati riportati nella **fig.5.68a** (risultati delle prove di laboratorio di compressione semplice o triassiali) e nelle **fig.5.69a** e **5.69b** (risultati ottenuti dall'interpretazione delle prove geofisiche in foro in termini di $E_{op}=E_{o1}/5$, vedi il paragrafo 4.3); i valori di E_{50} ottenuti dalle prove di laboratorio risultano infatti sensibilmente inferiori anche a quelli E_{op} minimi ottenuti dall'interpretazione delle prove geofisiche in foro. A commento delle **figg.5.69a** e **5.69b** si rileva che:

- I valori minimi di $E_{o,p}$ si riferiscano a tratti di argillite debolmente cementata; quelli massimi a tratti di argillite maggiormente cementata o a livelli di arenarie/siltiti, calcari marnosi/marne calcaree/marne.
- Per lo stesso motivo indicato a commento delle V_p i risultati ottenuti dalle prove S16 e IS15 sono da ritenere non rappresentativi.

La problematica sopra discussa è ovviamente meno rilevante nel caso delle arenarie/siltiti/calcarei marnosi/marne calcaree/marne (vedi ad esempio quanto riportato nella **fig.5.68b**).

Si precisa che i moduli E_{50} relativi alle prove di compressione semplice e triassiali, riportati nella **fig.5.68a** sono stati ricavati come segue:

- Prove di compressione semplice:

$$E_{50} = \frac{\frac{\sigma_c}{2}}{(\varepsilon_a)\sigma_c / 2}$$

essendo:

$(\varepsilon_a)_{\sigma_c} / 2 =$ deformazione assiale corrispondente a $\sigma_c/2$.

- Prove triassiali:

$$E_{50} = E_{\text{ref}} \cdot p_a \cdot \left(\frac{p'_{\text{sito}}}{p_a} \right)^{0.5}$$

essendo:

$$E_{\text{ref}} = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{E_{50,i}}{p_a \cdot \left(\frac{p'_{\text{lab},i}}{p_a} \right)}}{n} \quad (\text{i valori di } E_{\text{ref}} \text{ puntuali sono riportati nella fig.5.70})$$

$$E_{50,i} = \frac{\frac{\sigma_{c,i}}{2}}{(\varepsilon_{a,i})_{\sigma_{c,i}} / 2} = \text{modulo relativo alla prova effettuata sul provino } i\text{-esimo}$$

$$p'_{\text{lab},i} = \frac{\sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3}{3} = \text{pressione efficace media applicata in laboratorio nella prova sul provino } i\text{-esimo}$$

$\sigma_1 =$ pressione principale maggiore

$\sigma_3 =$ pressione principale minore

$p_a =$ pressione atmosferica di riferimento

$n =$ numero di provini sottoposti a prova

$$p'_{\text{sito}} = \frac{\sigma'_{\text{vo}} + 2 \cdot \sigma'_{\text{ho}}}{3}$$

$\sigma'_{\text{vo}} =$ pressione verticale efficace geostatica stimata pari a $13 \cdot z$ ($z =$ profondità dal piano campagna in metri)

$\sigma'_{\text{ho}} \cong 2 \cdot \sigma'_{\text{vo}} =$ pressione orizzontale efficace geostatica.

E' di interesse rilevare che:

- I valori delle velocità delle onde di taglio V_s della formazione SIL sono mediamente inferiori a quelli della formazione FAL (vedi la **fig.5.33** e le **figg.5.71a** e **5.71b**); stessa considerazione vale ovviamente per i moduli di taglio e di Young iniziali. I valori di V_s , G_{01} e E_{01} , riferiti alle pressioni efficaci geostatiche, possono essere cautelativamente descritti dalle seguenti espressioni:

$$V_s = 350 \cdot (z)^{0.3} \text{ m/sec}$$

$$G_{01} = 8000 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o'}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6}$$

$$E_{01} = 19000 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o'}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6}$$

essendo:

z = profondità dal p.c. in metri

p_a = pressione atmosferica di riferimento

p_o' = pressione efficace media valutata assumendo $K_o = 2$ e la falda a p.c.

- I valori di E_{50} ottenuti dalle prove di compressione semplice non risultano sensibilmente inferiori a quelli derivabili dall'interpretazione delle prove triassiali, ove viene applicata una tensione di confinamento a recupero di quella persa per effetto del campionamento (vedi sempre la **fig.5.68a**); ciò starebbe ad indicare che le tensioni di consolidazione imposte nelle prove triassiali non sono da sole in grado di ripristinare le condizioni "indisturbate" in sito.

Nelle **figg.5.72a** e **5.72b** sono riportati i valori di σ_c ottenuti sui vari litotipi costituenti le formazioni in oggetto. Si rileva che i valori di σ_c misurati sui campioni di argillite sono molto bassi (inferiori anche a quelli minimi che deriverebbero dall'interpretazione delle prove SPT secondo il criterio riportato nel paragrafo 4.3.4.3, assumendo $N_{SPT} > 100$ colpi/30 cm, $\sigma_c = 2 \cdot c_u$, $c_u = 5.5 \cdot N_{SPT}$ in kPa), ciò in ragione sia del disturbo (detensionamento) indotto dal campionamento, sia della presenza delle discontinuità associabili alla scagliosità; sotto quest'ultimo aspetto essi non possono essere ritenuti rappresentativi di condizioni di roccia intatta.

Nella **fig.5.73** vengono riportati nel piano $t - s'$ le resistenze di picco ottenute dalle prove triassiali sulle argilliti scagliose; si rileva che nella determinazione di $t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ e di $s' = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ si è fatta l'ipotesi che le tensioni σ_1 e σ_3 riportate nei certificati di prova siano tensioni efficaci.

Nelle **figg.5.74a** e **5.74b** sono riportati nel piano $\tau - \sigma_n'$ le resistenze di picco e residue ottenute da prove di taglio diretto e di taglio torsionale sulle argilliti scagliose.

Nelle **figg.5.75a** e **5.75b** vengono riportati nel piano $\tau - \sigma_n'$ le resistenze di picco e residue ottenute da prove di taglio diretto sulle marne siltose.

Sulla base dei risultati conseguiti possono essere fatte le seguenti osservazioni:

1. Argilliti scagliose

- Sulla base dei risultati delle prove triassiali e di taglio diretto potrebbero valere i seguenti parametri di resistenza di picco:

$c' = 20\div 30$ kPa = coesione apparente

$\varphi' = 23\div 28^\circ$ =angolo di resistenza al taglio.

I parametri suddetti sono leggermente superiori a quelli riportati in letteratura, attribuiti alle argille scagliose di S. Barbara (vedi D'Elia et al., 1991, $c' = 20$ kPa e $\varphi' = 21^\circ$) e alle argille scagliose della Galleria S. Donato (vedi Barla et al., 1986, $c' = 10\div 35$ kPa e $\varphi' = 20^\circ\div 24^\circ$).

- Sulla base dei risultati delle prove di taglio diretto potrebbero valere i seguenti parametri di resistenza residui:

$c_r' = 0$ kPa = coesione apparente

$\varphi_r' = 14\div 22^\circ$ =angolo di resistenza al taglio.

- Le prove di taglio torsionale hanno fornito valori dell'angolo di attrito residuo più bassi, variabili tra 8° e 12° ; va tuttavia rilevato che:
 - tali prove sono state condotte a pressioni di consolidazione elevate (> 500 kPa), superiori a quelle di interesse;
 - le esperienze acquisite su materiali analoghi (argille scagliose del complesso caotico tra Bologna e Firenze) indicano che, a pressioni di consolidazione inferiori, i risultati delle prove di taglio torsionale sono invece confrontabili con quelli delle prove di taglio diretto.
 - Angoli di attrito dell'ordine di $8\div 12^\circ$ sono decisamente inferiori ai valori ottenuti da back analyses di dissesti rilevati nel tratto in oggetto (vedi quanto riportato nel paragrafo 5.5.3).
- Tipiche curve di decadimento delle resistenze al taglio in prove di taglio diretto (dai valori di picco a quelli residui) sono riportate nella **fig.5.74c**.

2. Marne siltose

- Le resistenze di picco e residue ottenute dalle prove di taglio diretto non sono diverse da quelle che deriverebbero dall'applicazione dei criteri di rottura definiti per la formazione FAL; ciò è evidente dalla **fig.5.76**.

Nelle **figg.5.77a** e **5.77b** vengono riportati i valori dei moduli di Young determinati con le prove dilatometriche (dilatometro da roccia) effettuate nel sondaggio S17 di Progetto Definitivo; la **fig.5.77a** riguarda i valori dei moduli di Young determinati nella parte terminale del primo e terzo ciclo di carico (moduli di primo carico); la **fig.5.77b** riguarda i valori dei moduli di Young determinati nell'ambito del tratto iniziale del primo e terzo ciclo di scarico e ricarico (moduli di scarico e ricarico). Si può osservare che:

- I moduli di Young di primo carico sono dell'ordine di $600\div 1000$ MPa (1° ciclo) e di $2200\div 3000$ MPa (3° ciclo);
- I valori di modulo di Young di primo carico (1° ciclo) sono dello stesso ordine di grandezza di quelli minimi "operativi" determinati con l'interpretazione delle prove geofisiche in foro assumendo $E_{op} = E_{o1}/5$ (vedi le **figg.5.69a** e **5.69b**).

- I moduli di Young di scarico e ricarico sono dell'ordine di 8000÷13000 MPa, ovvero pari a circa 10 volte quelli di primo carico (1° ciclo).

A titolo di confronto nelle **figg.5.77c e 5.77d** vengono riportati i valori dei moduli di Young determinati con le prove dilatometriche (dilatometro da roccia) effettuate nei sondaggi IS7, IS13 e IS14 del Progetto Esecutivo; la **fig.5.77c** riguarda i valori dei moduli di Young medi nel primo e terzo ciclo di carico (moduli di primo carico) quali risultano dai certificati di prova; la **fig.5.77d** riguarda i valori dei moduli di Young medi nell'ambito del primo e terzo ciclo di scarico e ricarico (moduli di scarico e ricarico) quali risultano dai certificati di prova. Si può osservare che sia i valori medi di primo carico che i valori medi di scarico e ricarico risultano decisamente inferiori a quelli riportati nelle **figg.5.77a e 5.77b**; ciò è imputabile sia al disturbo indotto dalla perforazione (detensionamento, apertura delle discontinuità, rammollimento del materiale in prossimità della parete del foro), sia a fenomeni di non linearità del modulo. Entrambi gli effetti si ritiene siano in parte compensati con il criterio utilizzato per l'interpretazione delle prove dilatometriche effettuate nel sondaggio S17, ovvero quello di valutare i moduli elastici di primo carico e di scarico-ricarico rispettivamente nell'ambito della parte terminale dei cicli di carico e nella parte iniziale dei cicli di scarico e ricarico.

Si rileva che i moduli di Young ottenuti con le prove dilatometriche sono sensibilmente superiori a quelli ottenuti con le prove pressiometriche tipo Menard. I valori di modulo di Young determinati nell'ambito del ciclo di scarico e ricarico delle prove pressiometriche effettuate nel sondaggio S10 di Progetto Definitivo risultano infatti variabili tra circa 25 MPa e 180 MPa; quelli determinati in fase di primo carico nei sondaggi IS6 e IS13bis di Progetto Esecutivo risultano variabili tra 25 MPa e 70 MPa. I valori suddetti, confrontabili con quelli ottenuti dall'interpretazione delle prove triassiali (vedi la **fig.5.68a**), sono influenzati sia dal disturbo indotto dalla perforazione (come le prove dilatometriche), sia da errori sperimentali connessi soprattutto con la precisione delle misure di variazione di volume e quindi di deformazioni radiali.

I coefficienti di permeabilità valutati mediante prove Lefranc e Lugeon in foro di sondaggio sono dell'ordine di $5 \times 10^{-6} \div 5 \times 10^{-8}$ m/sec (**fig.5.73**); si rileva che, in relazione alla macrostruttura e al grado di fratturazione della formazione, tali valori possono essere rappresentativi della permeabilità in condizioni di flusso in direzione orizzontale; i coefficienti di permeabilità in condizioni di flusso in direzione verticale, in ragione delle caratteristiche granulometriche e di plasticità del materiale, nonché degli indici dei vuoti, possono risultare anche uno/tre ordini inferiori, ovvero non superiori a $1 \times 10^{-9} \div 1 \times 10^{-10}$ m/sec.

5.6.3 Caratterizzazione secondo l'approccio 2

5.6.3.1 Parametri RMR_{89} e GSI

Il parametro RMR_{89} è stato stimato sulla base di quanto descritto nel paragrafo 4.4.2; nel caso specifico si rileva che:

- L'indice I1 è stato definito sulla base dei valori locali di RQD indicati nelle colonnine dei sondaggi e nei documenti di riferimento n° 1 e n° 2.
- L'indice I2 è stato definito sulla base delle considerazioni riportate nel paragrafo 5.6.3.2.
- Gli indici I3→I8 sono stati stabiliti sulla base di valori medi cautelativi derivati dalla descrizione dei materiali e dalle foto delle cassette.

Risultati tipici, conseguiti sulla base dei dati delle indagini del Progetto Definitivo, sono riportati nella **fig.5.79**; da essi si evince che l'ammasso roccioso può essere mediamente caratterizzato da parametri RMR_{89} compresi tra 35 e 45.

Il parametro GSI è quindi compreso tra 30 e 40.

Analoghi risultati si otterrebbero applicando la procedura ai dati di indagine del Progetto Esecutivo in ragione del fatto che:

- La descrizione dei materiali riportata nelle colonnine dei sondaggi è simile;
- Le velocità delle onde di compressione V_p e di taglio V_s misurata in prove geofisiche in foro è comparabile (vedi le **figg.5.67a,b,c** e le **figg.5.71a,b**).

5.6.3.2 Involuppi di rottura

Gli involuppi di rottura delle argilliti scagliose sono stati determinati sulla base di quanto riportato nel paragrafo 4.4.3 tenendo conto:

- Dei valori GSI di cui al paragrafo 5.6.3.1;
- Dei valori minimi stimati della resistenza alla compressione semplice σ_c e del parametro m_i della roccia intatta rispettivamente pari a $\sigma_c = 30$ MPa e $m_i = 6$; con tali valori si ottengono resistenze comparabili con quelle ottenute dalle prove triassiali di laboratorio che, nel caso specifico, in conseguenza della scagliosità del materiale, possono essere considerate rappresentative delle condizioni dell'ammasso roccioso (vedi la **fig.5.80**).

Si rileva che che:

- I valori di σ_c sopra assunti sono superiori a quelli ottenuti dalle prove di compressione monoassiale, che come già detto sono influenzati dalla presenza delle discontinuità/scagliosità (vedi la **fig.5.72a**).
- Dalla **fig.5.80** risulterebbe che la resistenza alla compressione semplice dell'ammasso roccioso (intercetta dell'involuppo di rottura con l'asse delle tensioni principali massime σ_1) è dell'ordine di 0.2 MPa, abbastanza confrontabile con quella misurata (vedi la **fig.5.72a**), a

conferma del fatto che i risultati delle prove di laboratorio sono rappresentativi della resistenza dell'ammasso roccioso piuttosto che della resistenza della roccia intatta.

Gli involuppi di rottura nel piano τ - σ_n' sono riportati nella **fig.5.81**, sia per le condizioni di resistenza di picco ("undisturbed rock mass") che per le condizioni di resistenza "softened" ("disturbed rock mass").

I risultati ottenuti in termini di coesione e di angolo di attrito tangenti per diversi valori di σ_n' e per GSI = 30 sono riportati nelle **tabb.5.7 e 5.8**.

Tabella 5.7: Formazione SIL – Angoli di attrito e coesioni di picco tangenti ("undisturbed rock mass") – GSI = 30; $m_i = 6$; $\sigma_c = 30$ MPa

	$\sigma_n' = 0.1$ MPa	$\sigma_n' = 0.25$ MPa	$\sigma_n' = 0.5$ MPa	$\sigma_n' = 0.75$ MPa	$\sigma_n' = 1$ MPa
c_p' (MPa)	0.093	0.136	0.204	0.265	0.324
φ_p' (°)	52	46	40	37	34

Tabella 5.8: Formazione SIL – Angoli di attrito e coesioni "softened" tangenti ("disturbed rock mass") – GSI = 30; $m_i = 6$; $\sigma_c = 30$ MPa

	$\sigma_n' = 0.1$ MPa	$\sigma_n' = 0.25$ MPa	$\sigma_n' = 0.5$ MPa	$\sigma_n' = 0.75$ MPa	$\sigma_n' = 1$ MPa
c' (MPa)	0.032	0.058	0.094	0.124	0.151
φ' (°)	30	22.5	17	15	13

La definizione degli involuppi di rottura sopra riportati parte dalla considerazione che, in relazione alle caratteristiche proprie del materiale argillitico in oggetto (scaglioso o finemente stratificato), risulta intrinsecamente impossibile determinare la resistenza σ_c della roccia intatta, in quanto nei provini di laboratorio sono presenti discontinuità in numero e orientazione indeterminate; inoltre, anche eseguendo nel modo migliore possibile i sondaggi, i campionamenti e le prove, risulta intrinsecamente impossibile evitare un grado indeterminato di "disturbo" del provino di laboratorio, per effetto del detensionamento indotto dal prelievo stesso. Sulla base di queste considerazioni, sulla scorta anche dei risultati ottenuti sugli stessi materiali in aree limitrofe, considerando valori di GSI compatibili con le condizioni osservate e valori di m_i idonei per il tipo di materiale in esame, sono stati determinati i parametri geomeccanici che meglio descrivono l'insieme dei dati di laboratorio disponibili (prove di trazione Brasiliana, ELL, Tx), racchiudendoli tra due involuppi di rottura corrispondenti rispettivamente a condizioni "indisturbate D=0" e "completamente disturbate D=1" secondo le definizioni di Hoek. Da tali parametri geomeccanici, come riportato nelle tabelle precedenti, vengono desunte coppie di valori di "c" e " φ " (nell'ipotesi di ammassi non disturbati e disturbati) per diversi livelli di tensioni normali efficaci fino a 1 MPa. L'analisi dei dati di laboratorio con le metodologie tipiche dei terreni (approccio 1) ha evidenziato che l'involuppo di rottura relativo alle condizioni completamente disturbate risulta confrontabile con l'involuppo dedotto dalla interpolazione delle

resistenze di picco ottenute da prove di taglio diretto sulle argilliti scagliose; per quanto riguarda le opere all'aperto, pertanto, e con le precisazioni che verranno esplicitate nel paragrafo 5.6.4, per la formazione di Sillano si farà sempre riferimento, per la definizione degli involuipi di rottura di picco, ai parametri geomeccanici GSI, m_i e σ_c associati a condizioni di completo disturbo ($D=1$).

In alternativa, la caratterizzazione della stessa formazione potrebbe seguire un diverso percorso logico, più usualmente adottato nell'ambito delle caratterizzazione degli ammassi rocciosi finalizzata allo scavo delle gallerie: partendo dai dati misurati in laboratorio, intesi come "indisturbati", si scartano i valori sui macrocampioni per la presenza di scaglie litiche di dimensioni eccessive rispetto al provino ed alla loro diversa incidenza in termini di resistenza a taglio sul provino rispetto all'ammasso intorno alla galleria, e, in relazione all'accentuato comportamento strain – softening del materiale, si considerano "parametri di calcolo equivalenti" inferiori a quelli di picco, più aderenti allo stato del materiale allentato per effetto della decompressione indotta dallo scavo; successivamente, in fase di calcolo, si applica il parametro D in relazione al tipo di scavo previsto.

Tale approccio non consente di differenziare il comportamento del materiale per condizioni di carico, ove l'effetto di decompressione del materiale è assente e le fessure tendono a chiudersi per l'aumento delle tensioni efficaci medie, e pertanto si ha un comportamento globale dell'ammasso più soddisfacente di quello in condizioni di scarico. Per tale motivo, gli involuipi di rottura dedotti con approccio geomeccanico si riferiscono a parametri GSI, m_i e σ_c diversi e si collocano mediamente al limite inferiore delle curve riportate nella fig. 5.81.

5.6.3.3 Caratteristiche di deformabilità

I moduli di Young "operativi" valutati sulla base dei criteri descritti nel paragrafo 4.4.4.2 sono riportati nella **fig.5.82** (fondazioni a pozzo immerse nel substrato e fronti di scavo sostenuti in modo attivo) e nella **fig.5.83** (fondazioni dirette, rilevati e fronti di scavo non sostenuti o sostenuti in modo passivo).

Sulla base di quanto riportato nelle **fig.5.82** e **5.83** il rapporto tra moduli iniziali e moduli "operativi" risulta variabile tra 2 e 6.

5.6.4 Commenti

Sulla base di quanto riportato nei paragrafi 5.6.2 e 5.6.3 è possibile fare i seguenti commenti:

- L' involuppo di rottura relativo alle condizioni "softened" ("disturbed rock mass") riportato nella **fig.5.81** è tutto sommato confrontabile con quello di picco riportato nella **fig.5.74a**.
- In situazioni tali per cui si possa ritenere che la formazione in oggetto non sia mai stata interessata da fenomeni di instabilità, nel progetto si potrà fare quindi riferimento:
 - A quanto riportato nella **fig.5.81** per quanto riguarda i problemi di carico (fondazioni a pozzo, fondazioni dirette e rilevati);

- A quanto riportato nella **fig.5.81** per quanto riguarda i problemi di scarico (fronti di scavo sostenuti e non) purchè questi ultimi siano analizzati con metodi in grado di mettere in conto il degrado delle caratteristiche di resistenza in funzione delle deformazioni indotte; le leggi di degrado delle resistenze saranno valutate sulla base del diagramma riportato nella **fig.5.74c**.
- A parametri ridotti rispetto a quelli desumibili dalla **fig.5.81** nel caso di problemi di scarico (fronti di scavo sostenuti e non) analizzati con metodi non in grado di mettere in conto il degrado delle caratteristiche di resistenza. Ai parametri ridotti verranno assegnati valori non superiori a:

$$c' = 10 \text{ kPa}$$

$$\varphi' = 20 \div 24^\circ.$$

In situazioni tali per cui si possa ritenere che la formazione in oggetto sia stata interessata da fenomeni di instabilità, lungo le superfici di scivolamento preesistenti andranno assunti invece i parametri di resistenza residui, ovvero:

$$c_r' = 0 \text{ kPa} = \text{coesione apparente}$$

$$\varphi_r' = 14^\circ \div 22^\circ = \text{angolo di resistenza al taglio.}$$

- I moduli di Young “operativi” ottenuti seguendo l’approccio 2 (**fig.5.82 e 5.83**) sono superiori a quelli ottenuti sia con l’interpretazione delle prove dilatometriche (dilatometro da roccia) (primo carico, **fig.5.77a e 5.77b**), sia con l’interpretazione delle prove geofisiche in foro (approccio 1, **figg.5.69a e 5.69b**). Dal lato della sicurezza, in questa sede si farà riferimento ai dati provenienti dall’approccio 1; considerato inoltre il fatto che le argilliti scagliose risultano molto sensibili al detensionamento, nei casi rappresentati da fronti di scavo verranno adottate ulteriori cautele; in particolare nel caso di fronti di scavo non sostenuti o sostenuti in modo passivo verrà adottato l’andamento con la profondità riportato nella **fig.5.68a**.

In definitiva in analisi elastico-lineari o elastico-lineari-plastiche verranno adottati i seguenti valori di modulo di Young “operativi”:

$$E_{op1} = 5500 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6} \quad \text{fondazioni a pozzo}$$

$$E_{op2} = 3700 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6} \quad \text{fondazioni dirette, fondazioni su pali, rilevati, fronti di scavo sostenuti}$$

con opere di sostegno tipo paratie tirantate

$$E_{op3} = 250 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6} \quad \text{fronti di scavo non sostenuti o sostenuti in modo passivo}$$

essendo:

p_a = pressione atmosferica di riferimento

p_o' = pressione efficace media valutata assumendo $K_o = 2$ e la falda a p.c..

5.6.5 Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dell'ammasso roccioso SIL tra il km 1+600 ed il km 4+700, con esclusione delle fasce particolarmente disturbate SIL_c per le quali si rimanda al paragrafo 5.5.

γ_t (kN/m ³)	22÷24
GSI	30
σ_c (MPa)	30
σ_t (MPa)	3
m_i (-)	6
φ' (°) ⁽¹⁾	30° per $\sigma_n' = 100$ kPa 22.5° per $\sigma_n' = 250$ kPa
c' (kPa) ⁽¹⁾	30 kPa per $\sigma_n' = 100$ kPa 60 kPa per $\sigma_n' = 250$ kPa
φ_r' (°) ⁽²⁾	14÷18
c_r' (kPa) ⁽²⁾	0
K_o (-)	1÷2 ⁽³⁾
k (m/sec)	$1 \times 10^{-9} \div 3 \times 10^{-10}$ ⁽⁴⁾
V_s (m/sec)	$350 \cdot (z)^{0.3}$
G_{o1} ⁽⁵⁾	$8000 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6}$
E_{o1} ⁽⁵⁾	$19000 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6}$
E_{op1} ^{(5) (6)}	$5500 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6}$
E_{op2} ^{(5) (6)}	$3700 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6}$
E_{op3} ^{(5) (6)}	$250 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6}$
ν' (-)	0.25

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

GSI = Geological Strength Index;

σ_c' = resistenza alla compressione semplice della roccia intatta;

σ_t' = resistenza a trazione della roccia intatta;

m_i = coefficiente del criterio di rottura di Hoek & Brown relativo alla roccia intatta;

φ' = angolo di attrito tangente utilizzabile sempre in analisi problemi di carico (fondazioni a pozzo, fondazioni dirette e rilevati) o in analisi di problemi di scarico (fronti di scavo sostenuti e non) purchè sia possibile mettere in conto il degrado delle caratteristiche di resistenza in funzione delle deformazioni indotte; in caso contrario $\varphi' \leq 20\div 24^\circ$;

c' = intercetta di coesione tangente utilizzabile sempre in analisi di problemi di carico (fondazioni a pozzo, fondazioni dirette e rilevati) o in analisi di problemi di scarico (fronti di scavo sostenuti e non) purchè sia possibile mettere in conto il degrado delle caratteristiche di resistenza in funzione delle deformazioni indotte; in caso contrario $c' \leq 10$ kPa;

σ_n' = pressione efficace normale al piano di rottura;

φ_r' = angolo di attrito residuo;

c_r' = intercetta di coesione residua;

k_0 = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

k = coefficiente di permeabilità dell'ammasso roccioso;

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio dell'ammasso roccioso;

G_{o1} = modulo di taglio iniziale riferito alle tensioni efficaci geostatiche;

E_{o1} = modulo di Young iniziale riferito alle tensioni efficaci geostatiche;

E_{op1} = modulo di Young "operativo", riferito alle tensioni efficaci geostatiche, per l'analisi di fondazioni a pozzo;

E_{op2} = modulo di Young "operativo", riferito alle tensioni efficaci geostatiche, per l'analisi di fondazioni dirette, fondazioni su pali, rilevati e fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate;

E_{op3} = modulo di Young "operativo", riferito alle tensioni efficaci geostatiche, per l'analisi di fronti di scavo non sostenuti o sostenuti in modo passivo;

ν' = rapporto di Poisson;

p_o' = pressione efficace media geostatica valutata ipotizzando $k_0=2$ e la falda a piano campagna;

p_a = pressione atmosferica di riferimento;

z = profondità dal p.c. in metri.

Note:

- ⁽¹⁾ = Applicabili a situazioni non caratterizzate da dissesti pregressi o in atto; l'involuppo di rottura in termini di tensioni di taglio τ e di tensioni efficaci normali alla superficie di rottura σ_n' verrà interrotto per valori di σ_n' negativi (trazione) inferiori a 0 kPa; in corrispondenza di valori di σ_n' negativi (trazione) le resistenze al taglio saranno assunte pari a 0 kPa ("tension cut off").
- ⁽²⁾ = Applicabili a situazioni caratterizzate da dissesti pregressi o in atto e per pressioni $\sigma_n' \leq 0.4$ MPa ;
- ⁽³⁾ = Valori ipotizzati;
- ⁽⁴⁾ = Il coefficiente di permeabilità orizzontale k_h può risultare maggiore di uno/tre ordini di grandezza.
- ⁽⁵⁾ = I moduli di taglio iniziali (G_0) e di Young (E_0) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche p' , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.3} \quad (\text{kPa})$$

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

Analoghe espressioni possono essere utilizzate per i moduli di deformabilità "operativi".

- ⁽⁶⁾ = Applicabile in analisi con modelli costitutivi elastico-lineari o elastico-lineari-plastici.

5.7 Copertura della formazione SIL da km 9+200 a km 13+000

5.7.1 Descrizione

Nel tratto in oggetto, al di sopra della formazione SIL, possono essere rinvenuti materiali di varia origine, a granulometria prevalentemente fine, che nei documenti di riferimento n° 1 e n° 2 vengono denominati con le seguenti sigle:

- C_{SIL} (nel profilo geologico a_3 = detrito di versante);
- Accumuli di frana quiescente (nel profilo geologico a_2) tra il km 9+200 ed il km 9+300 circa (Galleria Formicaio) e tra il km 9+600 ed il km 9+800 circa (V.tto Podere Vicchio);
- Riporti antropici R (esempio i rilevati autostradali tra il km 11+100 ed il km 12+300 circa).

I materiali in oggetto:

- Sono descritti nelle colonnine stratigrafiche dei sondaggi come:
 - Limi sabbiosi con scaglie minute e clasti argillitico-calcarei;
 - Limi sabbiosi con clasti passanti ad argilliti scagliose poco consistenti;
 - Limi argilloso-sabbiosi con clasti;
 - Argille passanti ad argilliti scagliose alterate con clasti e trovanti;
 - Limi argilloso-sabbiosi con livelli a struttura scagliosa alterata, con clasti arenaceo-calcarei;
 - Limi argillosi con inclusi ghiaiosi, blocchi di calcare e di argillite scagliosa.
- Sono caratterizzati da valori N_{SPT} generalmente superiori a 20÷30 colpi/30 cm, ed in diversi casi anche a rifiuto (vedi la **fig.5.84**); i valori a rifiuto sono presumibilmente causati dalla presenza dei clasti; quelli inferiori a 25 colpi/30 cm sono presumibilmente influenzati da una non perfetta pulizia del fondo foro; entrambi i valori sono quindi considerati non rappresentativi.

Gli spessori degli accumuli di frana dovrebbero ragionevolmente risultare non superiori a quelli del materiale sovrastante il tetto del substrato argilloso; su tale ipotesi sono stati elaborati i documenti di riferimento n° 1 e n° 2, nonché quelli contenuti nel documento di riferimento n° 3.

Per verificare tale ipotesi nei punti ritenuti maggiormente "critici" sono state installate verticali inclinometriche, tenute sotto osservazione (vedi la **tab3.3**).

5.7.2 Caratteristiche fisiche

Le caratteristiche granulometriche dei materiali in esame sono desumibili dalla **fig.5.85**; esse sono generalmente caratterizzate da:

- Contenuti di argilla variabili tra il 10 ed il 40%, localmente fino al 60÷70%;
- Contenuti di limo variabili tra il 30 ed il 40%;
- Contenuti di sabbia variabili tra il 5 ed il 25%;
- Contenuti di ghiaia variabili tra 5 ed 30%.

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL, limite plastico LP, indice di plasticità IP) sono riportate nelle **figg.5.86, 5.87 e 5.88**; in base alla carta di Casagrande (vedi la **fig.5.89**) i materiali in esame possono essere generalmente classificati come argille inorganiche di media plasticità; localmente possono tuttavia essere rinvenuti materiali sia più plastici che meno plastici.

Il peso di volume naturale γ_t può variare tra 19 e 22 kN/m³ (**fig.5.90**). Il contenuto d'acqua naturale w_n è compreso generalmente tra il 10 e il 20% (**fig.5.91**); localmente può tuttavia diventare pari a 30÷35%. Il grado di saturazione S è generalmente superiore a 0.85 (**fig.5.92**); localmente può assumere valori inferiori. Gli indici dei vuoti iniziali e_0 sono generalmente variabili tra 0.3÷0.6 (**fig.5.93**); localmente possono tuttavia raggiungere valori pari a 0.8÷0.9.

5.7.3 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

Sulla base dei risultati delle prove di laboratorio di taglio diretto, ai parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci possono essere assegnati i seguenti valori cautelativi (vedi le **figg.5.94 e 5.95**):

Resistenze di picco \cong Resistenze "operative":

$c' = 0\div5$ kPa = coesione apparente

$\varphi' = 22\div26^\circ$ =angolo di resistenza al taglio

Resistenze residue:

$c_r' = 0$ kPa = coesione apparente

$\varphi_r' = 14\div22^\circ$ =angolo di resistenza al taglio.

I valori più bassi degli angoli di attrito di picco e residuo si riferiscono ai materiali con contenuti di argilla e limiti liquidi maggiori.

5.7.4 Resistenza al taglio non drenata

In mancanza di determinazioni dirette da prove di laboratorio la resistenza al taglio non drenata c_u è ricavabile sulla base dell'interpretazione delle prove SPT (vedi la **fig.5.96**). Sulla base di quanto indicato nella figura suddetta, trascurando i valori inferiori a 20 colpi/30 cm e quelli a rifiuto, in quanto, come già detto, ritenuti scarsamente rappresentativi, alla resistenza al taglio non drenata c_u possono essere assegnati valori generalmente compresi tra 150 kPa e 200 kPa.

I valori di c_u sopra indicati sono caratteristici di materiali sovraconsolidati con gradi di sovraconsolidazione dell'ordine di 4÷10.

5.7.5 Caratteristiche di deformabilità

I moduli di Young iniziali E_{01} di taglio iniziali G_{01} e quelli operativi, riferiti alle pressioni efficaci geostatiche, determinati sulla base delle resistenze al taglio non drenate c_u , sono analoghi a quelli dei materiali di copertura della formazione SIL tra il km 1+600 e 4+700, ovvero pari a:

- $E_{01} = 2.3 \cdot 1000 \cdot c_u$, non superiori a 350÷400 MPa;
- $G_{01} = 1000 \cdot c_u$, non superiori a 150÷175 MPa;
- $E_{op1} = 150 \cdot c_u = 20 \div 25$ MPa, per analisi elastico-lineari o elastico-lineari-plastiche di fondazioni dirette, fondazioni su pali e rilevati;
- $E_{op2} = 400 \cdot c_u = 60 \div 75$ MPa, per analisi elastico-lineari o elastico-lineari-plastiche di fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non.

Si rileva che la prova edometrica effettuata sul campione prelevato a 4.85 m di profondità nel sondaggio IS36 (LL = 68%; $w_n = 20\%$) ha fornito valori di modulo comparabili a quelli E_{op1} sopra indicati.

5.7.6 Coefficienti di permeabilità

Nella **fig.5.97** sono riportati i risultati delle prove di permeabilità Lefranc effettuate all'interno dei fori di sondaggio al di sotto del livello di falda; i valori ottenuti risultano variabili tra 5×10^{-6} e 2×10^{-7} m/sec.

Si rileva che i valori sopra riportati sono caratteristici di materiali a grana più grossa di quelli rappresentati dalle curve granulometriche di **fig.5.84**, dalle caratteristiche di plasticità di **figg.5.85, 5.86, 5.87 e 5.88**, nonché dagli indici dei vuoti iniziali di **fig.5.93**; è presumibile che i valori elevati ottenuti dalle prove Lefranc possano dipendere dalla macrostruttura del deposito e che siano quindi caratteristici di condizioni di flusso in direzione orizzontale; la permeabilità in direzione verticale è verosimilmente due/tre ordini di grandezza inferiore, ovvero dell'ordine di 1×10^{-9} e 1×10^{-10} m/sec (vedi ad esempio la prova edometrica eseguita sul campione prelevato a 4.85 m di profondità nel sondaggio IS36).

5.7.7 Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali di copertura.

γ_t (kN/m ³)	19÷20
N _{SPT} (colpi/30 cm)	≥ 20
φ' (°)	22÷26 ⁽¹⁾
c' (kPa)	0÷5 ⁽¹⁾
φ_r' (°)	14÷18 ⁽²⁾
c_r' (kPa)	0 ⁽²⁾
GSC = $\sigma_{vmax}'/\sigma_{vo}'$	4÷10
c_u (kPa)	150÷200
k_o (-)	1÷1.5 ⁽³⁾
k_v (m/sec)	$1 \times 10^{-9} \div 1 \times 10^{-10}$ ⁽⁴⁾
V_s (m/sec)	$\sqrt{\frac{G_{o1} \cdot 9.81}{\gamma_t}}$
G_o ⁽⁵⁾	1000· c_u
E_{op1} ⁽⁵⁾⁽⁶⁾	150· c_u
E_{op2} ⁽⁵⁾⁽⁶⁾	400· c_u
ν' (-)	0.25

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

φ' = angolo di attrito “operativo”;

c' = intercetta di coesione “operativa”;

φ_r' = angolo di attrito residuo;

c_r' = intercetta di coesione residua;

GSC = grado di sovraconsolidazione;

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica;

σ_{vmax}' = pressione verticale efficace massima subita dal deposito;

c_u = resistenza al taglio non drenata riferita a tensioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a condizioni di carico tipo quelle delle prove triassiali di compressione e carico;

k_o = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

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

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio;

G_{o1} = modulo di taglio iniziale riferito alle pressioni efficaci geostatiche;

E_{op1} = modulo di Young "operativo", riferito alle pressioni efficaci geostatiche, per fondazioni dirette, fondazioni su pali e rilevati;

E_{op2} = modulo di Young "operativo", riferito alle pressioni efficaci geostatiche, per fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non;

ν' = rapporto di Poisson.

Note:

- ⁽¹⁾ = Applicabili a situazioni non caratterizzate da dissesti pregressi o in atto e in analisi effettuate con metodi ove non è possibile tenere conto del comportamento “strain softening” del materiale; l’involuppo di rottura in termini di tensioni di taglio τ e di tensioni efficaci normali alla superficie di rottura σ_n' verrà interrotto per valori di σ_n' negativi (trazione) inferiori a 0 kPa; in corrispondenza di valori di σ_n' negativi (trazione) le resistenze al taglio saranno assunte pari a 0 kPa (“tension cut off”).
- ⁽²⁾ = Applicabili a situazioni caratterizzate da dissesti pregressi o in atto;
- ⁽³⁾ = Valori ipotizzati;
- ⁽⁴⁾ = Il coefficiente di permeabilità orizzontale k_h può risultare maggiore di due/tre ordini di grandezza;
- ⁽⁵⁾ = I moduli di taglio iniziali (G_o) e di Young (E_o) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche p' , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p_o} \right)^{0.5} \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo p'_o la pressione media efficace geostatica.

Analoghe espressioni possono essere utilizzate per i moduli di deformabilità “operativi”.

- ⁽⁶⁾ = Applicabile in analisi con modelli costitutivi elastico-lineari o elastico-lineari-plastici.

5.8 Formazione SIL da km 9+200 a km 13+000

5.8.1 Descrizione

La formazione in oggetto, viene descritta in modo diverso nelle stratigrafie dei sondaggi relativi alle campagne di indagine di Progetto Definitivo e di Progetto Esecutivo.

Nei sondaggi della campagna di indagine di Progetto Definitivo essa viene descritta come alternanze di:

- “Scaglie e frammenti di calcare marnoso con sabbie e limo”;
- “Limi sabbioso-argillosi con scaglie e frammenti di marna calcarea”;
- “Sabbie con limo, scaglie e frammenti”.

Localmente possono essere rinvenute “Argilliti con livelli calcarei, molto fratturate ed alterate” ed in profondità “Calcari marnosi , arenarie calcaree fratturate”.

Nei sondaggi della campagna di indagine di Progetto Esecutivo essa viene descritta come:

- argilliti a struttura scagliosa molto tenera con clasti argillitico-calcarei;
- argilliti scagliose a struttura brecciata tenera con clasti;
- argilliti pseudo scagliose alterate e fratturate, localmente brecciate;

e più in profondità come:

- alternanze di argilliti scagliose e marne foliate e non.

Nell'ambito della formazione sono state individuate paleofrane; nei profili longitudinali e nelle sezioni geotecniche (documenti di riferimento n° 1 e 2) le zone di paleofrana sono state indicate con il simbolo SIL_{PAL}.

I materiali in oggetto, in clusi quelli che interessano le paleofrane, sono generalmente molto compatti, come evidenziato dai risultati delle prove SPT (**fig.5.98**) e delle prove “down hole” (**figg.5.99 e 5.100**), nonché dai risultati della sismica a rifrazione effettuata nell'ambito della campagna di indagine del Progetto Esecutivo. Si segnala che:

- I valori N_{SPT} dei sondaggi S46 e S53, sono presumibilmente influenzati da una non perfetta pulizia del fondo foro; essi appaiono infatti non compatibili con la descrizione stratigrafica (S46) e con i risultati della prova “down hole” (S53/S53bis).
- Sia in S44 che in S53 le velocità delle onde di compressione V_p evidenziano un sensibile, repentino aumento a profondità dell'ordine di 15 m dal p.c.; in S53 tale sensibile, repentino aumento è anche registrato dalle velocità delle onde di taglio V_s .
- In S53 da 5 a 15 m dal p.c. le V_s sono comparabili ai valori medio-minimi attribuiti alla formazione SIL tra le progressive km 1+600 e km 4+700; a profondità maggiori le V_s risultano invece superiori.

- Non sembra sussistere una netta differenza fra lo stato di compattazione dei materiali ricadenti nelle zone di paleofrana (SIL_{PAL}) e quelli della formazione SIL sottostanti. Dal punto di vista delle analisi geotecniche la principale differenza consiste nel fatto che all'interno delle zone di paleofrana è presumibile sussistano fasce di materiale "pre-tagliato" nell'ambito delle quali risultano operativi i parametri di resistenza residui.

5.8.2 Caratteristiche fisiche

Le caratteristiche granulometriche dei materiali in esame sono desumibili dalla **fig.5.101**; essi sono caratterizzati generalmente da:

- Contenuti di argilla variabili tra il 20 ed il 30%;
- Contenuti di limo variabili tra il 25 ed il 40%;
- Contenuti di sabbia dell'ordine del 15÷25%;
- Contenuti di ghiaia variabili tra 5 ed 35%.

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL, limite plastico LP, indice di plasticità IP) sono riportate nelle **figg.5.102, 5.103 e 5.104**; in base alla carta di Casagrande (vedi la **fig.5.105**) tali materiali possono essere classificati, con qualche eccezione, come argille inorganiche di media plasticità.

I pesi di volume naturale γ_t , i contenuti d'acqua naturale w_n , i gradi di saturazione S e gli indici dei vuoti iniziali e_o sono riportati nelle **figg.5.106,a,b, 5.107, 5.108 e 5.109**; i valori ottenuti sono complessivamente comparabili a quelli rilevati nella formazione SIL tra il km 1+600 ed il km 4+700.

5.8.3 Parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci

Nelle **figg.5.110 e 5.111** vengono riportati nel piano $\tau - \sigma_n'$ le resistenze di picco e residue misurate con prove di taglio diretto e torsionale.

Facendo riferimento ai risultati delle prove di taglio diretto ai materiali in esame possono essere assegnati i seguenti parametri di resistenza:

Resistenze di picco:

$c' = 20\div30$ kPa = coesione apparente

$\varphi' = 23\div28^\circ$ =angolo di resistenza al taglio.

Resistenze residue:

$c_r' = 0$ kPa = coesione apparente

$\varphi_r' = 14\div22^\circ$ =angolo di resistenza al taglio.

Si segnala che i valori dell'angolo di attrito residuo ottenuti dalla prova di taglio torsionale eseguita su campioni prelevati nel sondaggio IS36 appaiono francamente anomali ($\varphi_r' < 6^\circ$!!, inferiori anche ai valori rilevati nella formazione SIL tra il km 1+600 ed il km 4+700 a pressioni di consolidazione superiori a 500 kPa) e ritenuti quindi poco significativi.

I valori dei parametri sopra indicati sono comparabili a quelli rilevati nella formazione SIL tra il km 1+600 ed il km 4+700; alla luce di tale considerazione per i materiali della formazione in oggetto potranno essere adottati gli stessi involuppi di resistenza di picco e residua attribuiti alla formazione SIL rinvenuta tra il km 1+600 e il km 4+700.

Analogamente, alle curve di decadimento delle resistenze al taglio in prove di taglio diretto possono essere assegnati gli andamenti riportati nella **fig.5.74c**.

5.8.4 Resistenza al taglio non drenata

In mancanza di determinazioni dirette da prove di laboratorio la resistenza al taglio non drenata c_u è ricavabile sulla base dell'interpretazione delle prove SPT (vedi la **fig.5.112**); sulla base di quanto riportato nella figura suddetta (non considerando i dati relativi ai sondaggi S46 e S53 in quanto derivati da valori N_{SPT} ritenuti non rappresentativi), alla resistenza al taglio non drenata c_u possono essere assegnati valori non inferiori a 350 kPa.

I valori di c_u sopra riportati sono caratteristici di materiali sovraconsolidati con gradi di sovraconsolidazione non inferiore a 6÷10.

5.8.5 Caratteristiche di deformabilità

La prova dilatometrica (dilatometro da roccia) eseguita a 21.5 m di profondità dal p.c. nel sondaggio IS36 ha fornito risultati comparabili con quelli delle prove effettuate nei sondaggi IS7, IS13 e IS4 (formazione SIL tra il km 1+600 e il km 4+700).

Come già ossevato, le velocità delle onde di taglio V_s misurate con la prova "down hole" S53/S53bis a profondità comprese tra 5 m e 15 m dal p.c. sono confrontabili con quelle minime attribuite alla formazione SIL tra il km 1+600 e il km 4+700.

Sulla base di tali osservazioni ai moduli di taglio e di Young iniziali (G_{01} e E_{01}), nonché a quelli operativi, riferiti alle pressioni efficaci geostatiche, possono essere assegnati i valori attribuiti alla formazione SIL tra il km 1+600 e il km 4+700.

Si rileva inoltre quanto segue:

- Le prove pressiometriche Menard (**fig.5.113**) hanno fornito valori di modulo decisamente bassi, presumibilmente influenzati sia dal disturbo indotto dalla perforazione (apertura delle discontinuità strutturali e detensionamento), sia da errori sperimentali connessi soprattutto con la precisione delle misure di variazione di volume e quindi di deformazioni radiali.
- La prova edometrica effettuata sul campione prelevato a 12.45 m di profondità nel sondaggio IS36 (LL = 43%; w_n = 12%) ha fornito valori di modulo decisamente bassi, addirittura inferiori a quelli ottenuti nella copertura (vedi prova sul campione prelevato a 4.85 m di profondità in IS36). Anche tali valori si ritiene siano influenzati dal disturbo indotto dal campionamento.

5.8.6 Caratteristiche di permeabilità

I coefficienti di permeabilità valutati mediante prove Lefranc e Lugeon in foro di sondaggio sono variabili tra $2 \times 10^{-5} \div 2 \times 10^{-7}$ m/sec (**fig.5.114**); si rileva che, in relazione alla macrostruttura del deposito, tali valori possono essere rappresentativi della permeabilità in direzione orizzontale; i coefficienti di permeabilità in direzione verticale, in ragione delle caratteristiche granulometriche e di plasticità del materiale, nonché degli indici dei vuoti, possono risultare anche uno/tre ordini inferiori, ovvero anche pari a $1 \times 10^{-8} \div 1 \times 10^{-10}$ m/sec (vedi ad esempio la prova edometrica eseguita sul campione prelevato a 12.45 m di profondità nel sondaggio IS36).

5.8.7 Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici della formazione SIL e SIL_{PAL} da km 9+200 a km 13+000.

γ_t (kN/m ³)	22÷24
GSI	30
σ_c (MPa)	30
σ_t (MPa)	3
m_i (-)	6
φ' (°) ⁽¹⁾	30° per $\sigma_n' = 100$ kPa 22.5° per $\sigma_n' = 250$ kPa
c' (kPa) ⁽¹⁾	30 kPa per $\sigma_n' = 100$ kPa 60 kPa per $\sigma_n' = 250$ kPa
φ_r' (°) ⁽²⁾	14÷18
c_r' (kPa) ⁽²⁾	0
K_o (-)	1÷2 ⁽³⁾
k (m/sec)	$1 \times 10^{-9} \div 3 \times 10^{-10}$ ⁽⁴⁾
V_s (m/sec)	$350 \cdot (z)^{0.3}$
G_{o1} ⁽⁵⁾	$8000 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6}$
E_{o1} ⁽⁵⁾	$19000 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6}$
E_{op1} ^{(5) (6)}	$5500 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6}$
E_{op2} ^{(5) (6)}	$3700 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6}$
E_{op3} ^{(5) (6)}	$250 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6}$
ν' (-)	0.25

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

GSI = Geological Strength Index;

σ_c' = resistenza alla compressione semplice della roccia intatta;

σ_t' = resistenza a trazione della roccia intatta;

m_i = coefficiente del criterio di rottura di Hoek & Brown relativo alla roccia intatta;

φ' = angolo di attrito tangente utilizzabile sempre in analisi problemi di carico (fondazioni a pozzo, fondazioni dirette e rilevati) o in analisi di problemi di scarico (fronti di scavo sostenuti e non) purchè sia possibile mettere in conto il degrado delle caratteristiche di resistenza in funzione delle deformazioni indotte; in caso contrario $\varphi' \leq 20\div 24^\circ$;

c' = intercetta di coesione tangente utilizzabile sempre in analisi di problemi di carico (fondazioni a pozzo, fondazioni dirette e rilevati) o in analisi di problemi di scarico (fronti di scavo sostenuti e non) purchè sia possibile mettere in conto il degrado delle caratteristiche di resistenza in funzione delle deformazioni indotte; in caso contrario $c' \leq 10$ kPa;

σ_n' = pressione efficace normale al piano di rottura;

φ_r' = angolo di attrito residuo;

c_r' = intercetta di coesione residua;

k_0 = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

k = coefficiente di permeabilità dell'ammasso roccioso;

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio dell'ammasso roccioso;

G_{o1} = modulo di taglio iniziale riferito alle tensioni efficaci geostatiche;

E_{o1} = modulo di Young iniziale riferito alle tensioni efficaci geostatiche;

E_{op1} = modulo di Young "operativo", riferito alle tensioni efficaci geostatiche, per l'analisi di fondazioni a pozzo;

E_{op2} = modulo di Young "operativo", riferito alle tensioni efficaci geostatiche, per l'analisi di fondazioni dirette, fondazioni su pali, rilevati e fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate;

E_{op3} = modulo di Young "operativo", riferito alle tensioni efficaci geostatiche, per l'analisi di fronti di scavo non sostenuti o sostenuti in modo passivo;

ν' = rapporto di Poisson;

p_o' = pressione efficace media geostatica valutata ipotizzando $k_0=2$ e la falda a piano campagna;

p_a = pressione atmosferica di riferimento;

z = profondità dal p.c. in metri.

Note:

- (1) = Applicabili a situazioni non caratterizzate da dissesti pregressi o in atto; l'involuppo di rottura in termini di tensioni di taglio τ e di tensioni efficaci normali alla superficie di rottura σ_n' verrà interrotto per valori di σ_n' negativi (trazione) inferiori a 0 kPa; in corrispondenza di valori di σ_n' negativi (trazione) le resistenze al taglio saranno assunte pari a 0 kPa ("tension cut off").
- (2) = Applicabili a situazioni caratterizzate da dissesti pregressi o in atto e per pressioni $\sigma_n' \leq 0.4$ MPa ;
- (3) = Valori ipotizzati;
- (4) = Il coefficiente di permeabilità orizzontale k_h può risultare maggiore di uno/tre ordini di grandezza.
- (5) = I moduli di taglio iniziali (G_o) e di Young (E_o) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche p' , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p_o} \right)^{0.3} \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

Analoghe espressioni possono essere utilizzate per i moduli di deformabilità "operativi".

- (6) = Applicabile in analisi con modelli costitutivi elastico-lineari o elastico-lineari-plastici.

5.9 Copertura formazione MML km 9+100 ÷ km 11+000 (seconda tratta)

5.9.1 Descrizione

Nel tratto in esame, al di sopra della formazione MML, possono essere rinvenuti materiali di varia origine, che nei documenti di riferimento n° 1 e 2 vengono denominati con le seguenti sigle:

- C_{MML} , $C_{MML,p}$ (nel profilo geologico a_3);
- Accumuli di frana quiescente (nel profilo geologico a_2);
- Riporti antropici (vedi ad esempio il rilevato autostradale alla progressiva km 10+900).

I materiali in oggetto:

- Sono descritti nelle colonnine stratigrafiche dei sondaggi come riportato nelle **tabb.5.12a, b**.
- Sono caratterizzati da resistenze penetrometriche dinamiche N_{SPT} generalmente superiori a 20÷30 colpi/30 cm (vedi la **fig.5.144**); i valori a rifiuto indicati nella figura sono probabilmente influenzati dalla presenza dei clasti calcareo-marnosi e quindi scarsamente rappresentativi.

Gli spessori degli accumuli di frana quiescente, così come risultano dai documenti di riferimento n° 1 e 2, sono stimati sulla base della descrizione stratigrafica e di quanto desumibile dai documenti di riferimento n° 3; per la verifica di tali ipotesi progettuali nei punti ritenuti più "critici" sono state installate verticali inclinometriche (vedi la **tab.3.3**) per il rilievo nel tempo di eventuali movimenti.

Tabella 5.12a: Copertura della formazione MML da km 9+100 a km 11+000- Descrizione riportata nei sondaggi eseguiti per il Progetto Definitivo

Sondaggio	Prof. da p.c.	Descrizione	Spessore (m)
S34	0 m ÷ 5.2 m	Ghiaia e sabbia limosa	5.2
S35	0 m ÷ 1.8 m	Limo sabbioso con ghiaia	1.8
	1.8 m ÷ 3.4	Ghiaia e ciottoli con sabbia e limo	1.6
	3.4 m ÷ 4.4	Livello di calcare	1
	4.4 m ÷ 5.0	Limo sabbioso	0.6
	5.5 m ÷ 6.5	Scaglie e frammenti di calcare marnoso e sabbia limosa	1
S36	0.5 m ÷ 3.0	Limo sabbioso con ghiaia e ciottoli calcareo-marnosi	2.5
	3.0 m ÷ 7.7	Limo argilloso sabbioso con ghiaia	4.7
	7.7 m ÷ 14.5	Ghiaia e limo sabbioso, localmente sabbia limosa	6.8
S39	1.50 m ÷ 4.50	Sabbia e limo con frammenti calcareo	3
S41	1 m ÷ 5.50 m	Limo sabbioso localmente argilloso con scaglie e frammenti	4.5

Tabella 5.12b: Copertura della formazione MML da km 9+100 a km 11+000- Descrizione riportata nei sondaggi eseguiti per il Progetto Esecutivo

Sondaggio	Prof. da p.c.	Descrizione	Spessore (m)
IS27ter	0 m ÷ 2.0 m	Argilla limosa con inclusi calcareo-marnosi	2
S33bis	0 m ÷ 2.2 m	Sabbia limosa con ghiaia	2.2
	2.2 m ÷ 3.6 m	Clasti marnoso-calcarei in matrice sabbioso-limosa	1.4
	3.6 m ÷ 6.9 m	Argilla limosa e argillite scagliosa brecciata con clasti di calcarenite	3.3
IS27	0 m ÷ 2.5 m	Argilla limosa con inclusi marnosi	2.5
	2.5 m ÷ 5.2 m	Clasti e trovanti in matrice argillosa	2.7
IS29bis	0 m ÷ 2.2 m	Sabbia fine limosa con ghiaia	2.2
	2.9 m ÷ 4.2 m	Limo sabbioso con ghiaia	1.3
S40	0 m ÷ 4.8 m	Sabbia limosa e limi sabbiosi con ghiaia (accumulo di frana)	4.8
	4.8 m ÷ 11.5 m	Limi argilloso-sabbiosi con ghiaia (accumulo di frana)	6.7
	11.5 m ÷ 12.0 m	Argilla con scaglie litoidi (accumulo di frana)	0.5

5.9.2 Caratteristiche fisiche

Le caratteristiche granulometriche dei materiali in esame sono desumibili dalla **fig.5.145**; esse sono tipiche sia di materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie con contenuti di fine inferiori al 20%), sia di materiali a grana fine (limi sabbiosi con percentuale di fine maggiore del 60%), sia di materiali intermedi (sabbie e ghiaie limose con percentuali di fine compresi tra il 40 ed il 60%); in tutti i casi il contenuto di argilla è inferiore al 20÷30%.

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL, limite plastico LP, indice di plasticità IP) determinate sui materiali a granulometria sabbioso-limoso-argillosa sono riportate nelle **figg.5.146, 5.147 e 5.148**; in base alla carta di Casagrande (vedi la **fig.5.149**) i materiali a granulometria sabbioso-limoso-argillosa possono essere classificati come argille inorganiche media plasticità.

Si rileva che non esistono sostanziali differenze tra la composizione granulometrica e le caratteristiche di plasticità dei materiali di copertura C_{MML} e dei materiali costituenti gli accumuli di frana.

Il peso di volume naturale γ_t è variabile tra 18.5 e 20 kN/m³ (**fig.5.150**); il contenuto d'acqua naturale w_n è compreso tra 10 e 35% (**fig.5.151**).

Facendo riferimento ad un peso specifico delle particelle dell'ordine di 26.5÷27 kN/m³, ai valori di γ_t e di w_n sopra indicati corrispondono gradi di saturazione S superiori a 0.65 (**fig.5.152**). L'indice dei vuoti risulta compreso tra 0.5 e 0.8 (**fig.5.153**).

Nelle **figg.5.150, 5.151, 5.152 e 5.153** sono stati inseriti anche i risultati relativi a provini ricostituiti, con il presupposto che la preparazione degli stessi sia stata effettuata in modo tale da dare al materiale sottoposto a prova caratteristiche di addensamento/compattezza confrontabili con quelle naturali in sito.

I risultati riportati in tutte le figure sopra menzionate sono confrontabili con quelli ottenuti sui materiali di copertura prelevati nel tratto compreso tra il km 3+400 e il km 9+100.

5.9.3 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

Nelle **figg. 5.154 e 5.155** sono riportati i risultati di prove di taglio diretto. Sulla base di quanto riportato nelle figure suddette e di quanto rilevato nei materiali di copertura tra il km 3+400 ed il km 9+100 (simili a quelli in oggetto), ai parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci possono essere assegnati i seguenti valori cautelativi:

Resistenze di picco/operative:

$c' = 5\div 10$ kPa = coesione apparente

$\varphi' = 26\div 33^\circ$ =angolo di resistenza al taglio

Resistenze residue:

$c_r' = 0$ kPa = coesione apparente

$\varphi_r' = 22\div 32^\circ$ =angolo di resistenza al taglio.

Si rileva che:

- I valori più bassi dei parametri di resistenza al taglio si riferiscono ai limi argilloso-sabbiosi, quelli più elevati alle sabbie limose e ai limi sabbiosi.

- La definizione dei parametri medi, associabili a ciascuna situazione di progetto, andrà valutata sulla base anche di specifiche analisi di stabilità locali, verificando che i parametri assunti conducano a coefficienti di sicurezza compatibili con le evidenze morfologiche.

5.9.4 Resistenza al taglio non drenata

In mancanza di determinazioni dirette da prove di laboratorio la resistenza al taglio non drenata c_u dei materiali a granulometria sabbioso-limoso-argillosa è ricavabile sulla base dell'interpretazione delle prove SPT. Assumendo dal lato della sicurezza valori di N_{SPT} non superiori a 25÷35 colpi/30 cm (vedi la **fig.5.144**) alla resistenza al taglio non drenata c_u possono essere assegnati valori non inferiori a 150÷200 kPa.

I valori di c_u sopra riportati sono caratteristici di materiali sovraconsolidati con gradi di sovraconsolidazione dell'ordine di 4÷8.

5.9.5 Caratteristiche di deformabilità

In mancanza di determinazioni dirette da prove di laboratorio ed in sito alle caratteristiche di deformabilità dei materiali a granulometria sabbioso-limoso-argillosa possono essere assegnati i seguenti valori, riferiti alle pressioni efficaci geostatiche:

- Moduli di taglio iniziali $G_{o1} = 1000 \cdot c_u \geq 175$ MPa;
- Moduli di Young iniziali $E_{o1} = 2.3 \cdot 1000 \cdot c_u \geq 400$ MPa;
- Moduli di Young operativi per analisi elastico-lineari o elastico-lineari-plastiche di fondazioni dirette, fondazioni su pali rilevati $E_{op1} = (100 \div 150) \cdot c_u \geq 22$ MPa;
- Moduli di Young operativi per analisi elastico-lineari o elastico-lineari-plastiche di fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non $E_{op2} = (400 \div 500) \cdot c_u \geq 70$ MPa.

5.9.6 Coefficienti di permeabilità

I materiali in oggetto sono eterogenei; sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio effettuate a profondità superiori a quelle della falda sia nella tratta in oggetto che in quella tra il km 3+400 ed il km 9+100 (**fig.5.156**), ai coefficienti di permeabilità possono essere assegnati valori variabili tra 5×10^{-5} (sabbie e ghiaie) e $1 \times 10^{-6} \div 1 \times 10^{-8}$ m/sec (limi sabbioso-argillosi) (**fig.5.127**).

Nel caso dei limi sabbioso-argillosi i valori suddetti sono presumibilmente influenzati dalla macrostruttura del deposito e si riferiscono a condizioni di flusso in direzione orizzontale; nella direzione verticale i coefficienti di permeabilità possano risultare uno/due ordini di grandezza inferiori ovvero dell'ordine di $1 \times 10^{-8} \div 1 \times 10^{-9}$ m/sec.

5.9.7 Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali di copertura.

γ_t (kN/m ³)	19÷20
N _{SPT} (colpi/30 cm)	≥ 25
ϕ' (°)	26÷33 ⁽¹⁾
c' (kPa)	5÷10 ⁽¹⁾
ϕ_r' (°)	22÷32 ⁽²⁾
c_r' (kPa)	0 ⁽²⁾
GSC = $\sigma_{vmax}'/\sigma_{vo}'$	4÷8
c_u (kPa)	150÷200
k_o (-)	1 ⁽³⁾
K_v (m/sec)	$1 \times 10^{-8} \div 1 \times 10^{-9}$ ⁽⁴⁾
V_s (m/sec)	$\sqrt{\frac{G_{o1} \cdot 9.81}{\gamma_t}}$
G_{o1} ⁽⁵⁾	1000· c_u
E_{op1} ⁽⁵⁾⁽⁶⁾	(100÷150)· c_u
E_{op2} ⁽⁵⁾⁽⁶⁾	(400÷500)· c_u
ν' (-)	0.25

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

φ' = angolo di attrito operativo;

c' = intercetta di coesione operativa;

φ_r' = angolo di attrito residuo;

c_r' = intercetta di coesione residua;

GSC = grado di sovraconsolidazione;

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica;

σ_{vmax}' = pressione verticale efficace massima subita dal deposito;

c_u = resistenza al taglio non drenata riferita a tensioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a condizioni di carico tipo quelle delle prove triassiali di compressione e carico;

k_o = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

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

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio;

G_{o1} = modulo di taglio iniziale riferito alle pressioni efficaci geostatiche;

E_{op1} = modulo di Young "operativo", riferito alle pressioni efficaci geostatiche, per fondazioni dirette, fondazioni su pali e rilevati;

E_{op2} = modulo di Young "operativo", riferito alle pressioni efficaci geostatiche, per fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non;

ν' = rapporto di Poisson.

Note:

⁽¹⁾ = Applicabili a situazioni non caratterizzate da dissesti pregressi o in atto e in analisi effettuate con metodi ove non è possibile tenere conto del comportamento “strain softening” del materiale.

La definizione dei parametri medi, associabili a ciascuna situazione di progetto, andrà valutata sulla base anche di specifiche analisi di stabilità locali, verificando che i parametri assunti conducano a coefficienti di sicurezza compatibili con le evidenze morfologiche.

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

⁽²⁾ = Applicabili a situazioni caratterizzate da dissesti pregressi o in atto; la definizione dei parametri medi, associabili a ciascuna situazione di progetto, andrà valutata sulla base anche di specifiche analisi di stabilità locali, verificando che i parametri assunti conducano a coefficienti di sicurezza compatibili con le evidenze morfologiche.

⁽³⁾ = Valore ipotizzato;

⁽⁴⁾ = Il coefficiente di permeabilità orizzontale k_h può risultare maggiore di uno/due ordini di grandezza.

⁽⁵⁾ = I moduli di taglio iniziali (G_o) e di Young (E_o) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche p' , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p_o} \right)^{0.5} \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo p_o' la pressione efficace media geostatica.

Analoghe espressioni possono essere utilizzate per i moduli di deformabilità “operativi”.

⁽⁶⁾ = Applicabile in analisi con modelli costitutivi elastico-lineari o elastico-lineari-plastici.

5.10 Formazione MML da km 9+100 a km 11+000 (seconda tratta)

5.10.1 Descrizione e caratteristiche generali dei materiali

L'ammasso roccioso è descritto come alternanze di calcari marnosi, marne calcaree e marne intensamente fratturate. Nella parte terminale della tratta prevalgono le marne e le siltiti foliate (MML_p).

La fratturazione può risultare localmente maggiore di quella riscontrata nella tratta precedente (km 3+400 – km 9+100) e nella tratta seguente (km 12+300 – km 15+000).

I piani di frattura assumono inclinazioni variabili; le discontinuità sono talvolta riempite con materiale limoso e le superfici di discontinuità possono risultare alterate.

Nei casi in cui la fratturazione risulta particolarmente intensa l'ammasso assume un aspetto detritico (MML_c); (vedi quanto indicato nei profili e nelle sezioni geotecniche, documenti di riferimento n° 1 e 2).

I risultati delle due prove “down hole” eseguite nella tratta in oggetto indicano valori di V_p e di V_s (**figg.5.157** e **5.158**) superiori a quelli mediamente riscontrati nella tratta precedente (km 3+400 – km 9+100) e più in linea con quelli riscontrati nella tratta seguente (km 12+300 – km 15+000).

Nelle considerazioni che seguono si farà riferimento a condizioni di ammasso caratterizzate comunque da valori RQD non inferiori a 15÷20%; per condizioni di ammasso caratterizzate da valori RQD inferiori a 15÷20% (MML_c) si rimanda integralmente a quanto riportato nel paragrafo 5.13.

Contrariamente a quanto riscontrato nella formazione FAL, con i dati di laboratorio disponibili non è possibile attribuire un maggiore grado di fratturazione alle marne rispetto ai calcari marnosi. Sia le misure dei pesi di volume naturale γ_t (**figg.5.159a, b**), sia le misure delle velocità di propagazione delle onde di compressione V_p sui provini di laboratorio (**fig.5.160**), sia le misure le resistenze alla compressione semplice σ_c (**figg.5.161a, b**) sono abbastanza disperse e non differenziabili in modo netto tra i vari litotipi. Come desumibile dalle figure suddette i valori di γ_t risultano variabili tra 25 e 26.5 kN/m³. Con qualche eccezione, dovuta presumibilmente a discontinuità presenti nei provini sottoposti a prova, i valori di V_p sono variabili tra 3000 e 5000 m/sec; i valori di σ_c sono variabili tra 20 e 60 MPa.

L'elevato grado di fratturazione sia dei calcari marnosi che delle marne è messo in evidenza anche dal confronto tra le velocità V_p misurate con le prove “down hole” (**fig.5.157**) e quelle misurate sui provini di laboratorio (**fig.5.160**); queste ultime risultano infatti superiori. In accordo a Fourmaintraux (1976) (vedi anche Goodman, 1989), nell'ipotesi di V_p della roccia intatta (sia per i calcari marnosi che per le marne) pari a 4400 m/sec e di V_p^* dei minerali componenti la roccia pari a

5500÷6000 m/sec, calcari marnosi e marne aventi $V_{p,sito} \leq 3000$ m/sec (**fig.5.157**) sarebbero caratterizzate infatti da porosità inferiori al 15% e classificate come “moderately to strongly fissured”.

5.10.2 Parametri RMR_{89} e GSI

Il parametro RMR_{89} è stato stimato sulla base di quanto descritto nel paragrafo 4.4.2; nel caso specifico si rileva che:

- L'indice I1 è stato definito sulla base dei valori locali di RQD indicati nelle colonnine dei sondaggi e nei documenti di riferimento n° 1 e 2.
- L'indice I2 è stato definito sulla base dei risultati delle prove di compressione monoassiale (**figg.5.161a, b**).
- Gli indici I3→I8 sono stati stabiliti sulla base di valori medi cautelativi derivati dalla descrizione dei materiali e dalle foto delle cassette.

I risultati conseguiti sono riportati nelle **figg.5.162a, b**; da essi si evince che l'ammasso roccioso può essere mediamente caratterizzato da parametri RMR_{89} compresi tra 35 e 55.

Il parametro GSI è quindi compreso tra 30 e 50.

5.10.3 Involuppi di rottura

Gli involuppi di rottura dell'ammasso roccioso sono stati determinati sulla base di quanto riportato nel paragrafo 4.4.3 tenendo conto:

- Dei valori GSI di cui al paragrafo 5.10.2;
- Dei valori minimi della resistenza alla compressione semplice σ_c e del parametro m_i della roccia intatta, risultanti dall'interpretazione delle prove triassiali di laboratorio (vedi le **figg.5.163 e 5.164**), ovvero $\sigma_c = 40$ MPa e $m_i = 10$. Si rileva che i valori di σ_c sopra indicati sono compatibili con quelli mediamente misurati con le prove di compressione semplice (**figg.5.161a, b**), nonché con quelli di resistenza a trazione riportati nelle **figg.5.165a, b**.

I risultati ottenuti, diagrammati nel piano τ - σ_n' , sono riportati nella **fig.5.166**, sia per le condizioni di resistenza di picco (“undisturbed rock mass”) che per le condizioni di resistenza “softened” (“disturbed rock mass”).

I risultati ottenuti in termini di coesione e di angolo di attrito tangenti per diversi valori di σ_n' e per GSI = 30 sono riportati nelle **tabb.5.13 e 5.14**.

Tabella 5.13: Formazione MML da km 9+100 a km 11+000– Angoli di attrito e coesioni di piccolo tangenti (“undisturbed rock mass”)– GSI = 30; $m_i = 10$; $\sigma_c = 40$ MPa

	$\sigma_n' = 0.1$ MPa	$\sigma_n' = 0.25$ MPa	$\sigma_n' = 0.5$ MPa	$\sigma_n' = 0.75$ MPa	$\sigma_n' = 1$ MPa
c_p' (MPa)	0.104	0.157	0.240	0.315	0.386
φ_p' (°)	59	53	48	44	42

Tabella 5.14: Formazione MML da km 9+100 a km 11+000 – Angoli di attrito e coesioni “softened” tangenti (“disturbed rock mass”) GSI = 30; $m_i = 10$; $\sigma_c = 40$ MPa

	$\sigma_n' = 0.1$ MPa	$\sigma_n' = 0.25$ MPa	$\sigma_n' = 0.5$ MPa	$\sigma_n' = 0.75$ MPa	$\sigma_n' = 1$ MPa
C' (MPa)	0.038	0.070	0.117	0.157	0.193
φ' (°)	37	30	24	21	18.5

In analogia a quanto fatto per la formazione FAL e per la formazione MML tra il km 3+400 ed il km 9+100, tenuto conto che:

- gli involucri di rottura sono stati determinati facendo riferimento ai valori di GSI e m_i più bassi fra quelli sperimentali;
- nella valutazione di GSI è stato messo in conto un parametro I3 compreso tra 4 e 8, corrispondente a spaziature delle discontinuità da minori di 60 mm a 200 mm; si ritiene che i valori di c' e φ' indicati nelle **tabb.5.13** e **5.14** siano rappresentativi di situazioni di ammasso mediamente sfavorevoli, ovvero caratterizzate da prevalenza di marne e di gradi di fratturazione molto elevati; sotto tali presupposti, considerando che le zone particolarmente disturbate dai movimenti tettonici vengono caratterizzate con parametri inferiori (vedi il paragrafo 5.13), non appare giustificato introdurre nel modello geotecnico ulteriori penalizzazioni per tenere conto dell'eventuale assetto sfavorevole di discontinuità strutturali.

5.10.4 Caratteristiche di deformabilità

Ai valori di V_s riportati nella **fig.5.158** corrispondono moduli di taglio iniziali G_{01} e moduli di Young iniziali E_{01} , riferiti alle pressioni efficaci geostatiche, pari a quelli riportati nelle **figg.5.167** e **5.168**, ovvero variabili con la profondità in accordo alla seguenti espressioni:

$$G_{01} = 17500 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o'}{p_a} \right)^{0.6}$$

$$E_{01} = 40000 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o'}{p} \right)^{0.6}$$

essendo:

p_a = pressione atmosferica di riferimento

$$p_o' = \frac{1+2 \cdot k_o}{3} \cdot \sigma_{vo}'$$

$k_0 = 2$ = coefficiente di spinta a riposo stimato

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica valutata nell'ipotesi di falda a piano campagna.

I moduli elastici iniziali di cui sopra risulterebbero circa 2 volte quelli attribuiti alla formazione MML tra il km 3+400 e il km 9+100.

I moduli di Young “operativi” valutati sulla base dei criteri descritti nel paragrafo 4.4.4.2 sono riportati nella **fig.5.169a, b** (fondazioni a pozzo immorsate nel substrato) e nella **fig.5.170a, b** (fronti di scavo sostenuti e non e fondazioni dirette); essi sono abbastanza in linea con quelli ottenuti nella tratta tra il km 3+400 e il km 9+100.

Sulla base di quanto riportato nelle **fig.5.169a, b** e **5.170a, b** e nella **fig.5.169** il rapporto tra i moduli di Young iniziali ed i moduli “operativi” risulterebbe variabile tra 4 e 8, ovvero circa 2 volte quello riscontrato nella tratta tra il km 3+400 ed il km 9+100.

Nelle **figg.5.171a, b** e **5.172a, b** vengono riportati i valori dei moduli di Young determinati con le prove dilatometriche (dilatometro da roccia) dell'indagine di Progetto Definitivo; le **figg.5.171a, b** riportano i valori dei moduli di Young determinati nel tratto terminale del primo e terzo ciclo di carico (moduli di primo carico); le **figg.5.172a, b** riportano i valori dei moduli di Young determinati nell'ambito del tratto iniziale del primo e terzo ciclo di scarico e ricarico (moduli di scarico e ricarico). Nell'ambito delle profondità di interesse (primi 50 m dal p.c.), si può osservare che:

- I moduli di Young di primo carico sono dell'ordine di 3000 MPa (1° ciclo e 3° ciclo); i valori di modulo suddetti si collocano sul limite superiore di quelli “operativi” riportati nelle **figg.5.169a, b** e **5.170a, b**.
- I moduli di Young di scarico e ricarico sono dell'ordine di circa 5 volte quelli di primo carico.

Sulla base di tutte le considerazioni sopra esposte ai moduli di deformabilità “operativi”, per analisi elastico-lineari o elastico-lineari-plastiche, possono essere attribuiti, dal lato della sicurezza, valori comparabili a quelli assegnati al tratto precedente (km 3+400 – km 9+100), ovvero:

$$E_{op1} = 5500 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6} \quad \text{per fondazioni a pozzo}$$

$$E_{op2} = 3700 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6} \quad \text{per fondazioni dirette, fondazioni su pali, rilevati, fronti di scavo sostenuti}$$

con opere di sostegno tipo paratie tirantate; in MML anche per fronti di scavo non sostenuti o sostenuti in modo passivo

$$E_{op3} = 250 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o'}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6} \quad \text{per fronti di scavo non sostenuti o sostenuti in modo passivo in MML}_p$$

essendo:

p_a = pressione atmosferica di riferimento

p_o' = pressione efficace media valutata assumendo $K_o = 2$ e la falda a p.c.

5.10.5 Caratteristiche di permeabilità

I coefficienti di permeabilità dell'ammasso roccioso determinati con prove di permeabilità Lugeon sono riportati nella **fig.5.173** e **5.174**. Nell'ambito delle profondità di interesse (primi 50 m dal p.c.), ad essi possono essere assegnati valori variabili $1 \times 10^{-6} \div 1 \times 10^{-7}$ m/sec.

5.10.6 Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici degli ammassi rocciosi MML e MML_p, tra il km 9+100 ed il km 11+000, fatta eccezione per le fasce particolarmente disturbate dai movimenti tettonici per le quali si rimanda al paragrafo 5.13.

γ_t (kN/m ³)	26
GSI	30
σ_c (MPa)	40
σ_t (MPa)	4
m_i (-)	10
φ' (°) ⁽¹⁾	37° per $\sigma_n' = 100$ kPa 30° per $\sigma_n' = 250$ kPa
c' (kPa) ⁽¹⁾	40 kPa per $\sigma_n' = 100$ kPa 70 kPa per $\sigma_n' = 250$ kPa
k_o (-)	1÷2 ⁽²⁾
K (m/sec)	$1 \times 10^{-6} \div 1 \times 10^{-7}$
V_s (m/sec)	$350 \cdot (z)^{0.3}$
G_{o1} ⁽³⁾	$8000 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6}$
E_{o1} ⁽³⁾	$19000 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6}$
E_{op1} ^{(3) (4)}	$5500 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6}$
E_{op2} ^{(3) (4)}	$3700 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6}$
E_{op3} ^{(3) (4)}	$250 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6}$
ν' (-)	0.25

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

GSI = Geological Strength Index;

σ_c' = resistenza alla compressione semplice della roccia intatta;

σ_t' = resistenza a trazione della roccia intatta;

m_i = coefficiente del criterio di rottura di Hoek & Brown relativo alla roccia intatta;

φ' = angolo di attrito operativo tangente nelle condizioni di "disturbed rock mass";

c' = intercetta di coesione operativa tangente nelle condizioni di "disturbed rock mass";

σ_n' = pressione efficace normale al piano di rottura;

k_o = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

k = coefficiente di permeabilità dell'ammasso roccioso;

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio dell'ammasso roccioso;

G_{o1} = modulo di taglio iniziale riferito alle tensioni efficaci geostatiche;

E_{o1} = modulo di Young iniziale dell'ammasso roccioso;

E_{op1} = modulo di Young "operativo", riferito alle tensioni geostatiche, per l'analisi di fondazioni a pozzo;

E_{op2} = modulo di Young "operativo", riferito alle tensioni efficaci geostatiche, per l'analisi di fondazioni dirette, fondazioni su pali, fronti di scavo sostenuti con opere tipo paratie tirantate; nel caso di formazione MML anche fronti di scavo non sostenuti o sostenuti in modo passivo;

E_{op3} = modulo di Young "operativo", riferito alle tensioni efficaci geostatiche, per l'analisi di fronti di scavo non sostenuti o sostenuti in modo passivo nella formazione MML_p

ν' = rapporto di Poisson;

p_o' = pressione efficace media geostatica valutata ipotizzando $k_o=2$ e la falda a piano campagna;

p_a = pressione atmosferica di riferimento.

z = profondità dal p.c. in metri

Note:

⁽¹⁾ = Applicabile in situazioni non caratterizzate da dissesti pregressi o in atto e in analisi ove non è possibile mettere in conto il comportamento “strain softening” del materiale. L’involuppo di rottura in termini di tensioni di taglio τ e di tensioni efficaci normali alla superficie di rottura σ_n' verrà interrotto per valori di σ_n' negativi (trazione) inferiori a 0 kPa; in corrispondenza di valori di σ_n' negativi (trazione) le resistenze al taglio saranno assunte pari a 0 kPa (“tension cut off”).

⁽²⁾ = Valori ipotizzati.

⁽³⁾ = I moduli di taglio iniziali (G_o) e di Young (E_o) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche p' , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p_o} \right)^{0.3} \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

Analoghe espressioni possono essere utilizzate per i moduli di deformabilità “operativi”.

⁽⁴⁾ = Applicabile in analisi con modelli costitutivi elastico-lineari o elastico-lineari-plastici.

5.11 Copertura formazione MML da km 12+300 a km 15+000 (terza tratta)

5.11.1 Descrizione

Nel tratto in esame, al di sopra della formazione MML, possono essere rinvenuti materiali di varia origine, che nei documenti di riferimento n° 1 e 2 vengono denominati con le seguenti sigle:

- C_{MML} , $C_{MML,p}$ (nel profilo geologico a_3);
- Accumuli di frana quiescente (nel profilo geologico a_2);
- Riporti antropici (vedi ad esempio il rilevato autostradale alla progressiva km 14+500);

I materiali in oggetto:

- Sono descritti nelle colonnine stratigrafiche dei sondaggi come riportato nella **tab.5.15a, b**.
- Sono caratterizzati da resistenze penetrometriche dinamiche N_{SPT} generalmente superiori a 25 colpi/30 cm (vedi la **fig.5.175**). Si rileva che i valori più elevati indicati nella figura sono probabilmente influenzati dalla presenza dei clasti calcareo-marnosi; quelli più bassi sono probabilmente influenzati dalla non perfetta pulizia del fondo foro; entrambi sono considerati scarsamente rappresentativi.

Tabella 5.15a: Copertura della formazione MML da km 12+300 a km 15+000- Descrizione riportata nei sondaggi del Progetto Definitivo

Sondaggio	Prof. da p.c.	Descrizione	Spessore (m)
S49	0 m÷8.30 m	Ghiaia e sabbia con limo	8.3
S50	0 m÷9.40 m	Ghiaia e sabbia con limo	9.4
SS5	0 m÷2.30 m	Terreno di riporto: sabbia con limo e blocchi di arenaria calcarea	2.3
S56	0 m÷2.80 m	Terreno di riporto: ghiaia con sabbia e limo	2.8

Tabella 5.15b: Copertura della formazione MML da km 12+300 a km 15+000- Descrizione riportata nei sondaggi del Progetto Esecutivo

Sondaggio	Prof. da p.c.	Descrizione	Spessore (m)
S51	0 m÷3.4 m	Limo argilloso con clasti di siltite alterata (accumulo di frana)	3.4
	3.4 m÷9 m	Argillite scagliosa a struttura brecciata (accumulo di frana)	5.6
IS35bis	0 m÷6.7 m	Blocchi calcarei alternati a limo sabbioso e limo argilloso (accumulo di frana)	6.7
	6.7 m÷10.7 m	Limo sabbioso-argilloso oassante ad argillite scaglios con clasti (accumulo di frana)	4
	10.7 m÷13.6 m	Limo sabbioso-argilloso con clasti (accumulo di frana)	2.9
IS37	0 m÷4.3 m	Clasti in matrice limoso-argilloso e limi sabbioso-argillosi con clasti	4.3
IS38	0 m÷2.1 m	Limo sabbioso con clasti	2.1
IS38bis	0 m÷3.1 m	Limo sabbioso-argilloso con clasti	3.1
IS39	0 m÷3.4 m	Limo sabbioso-argilloso con clasti	3.4
IS39bis	0 m÷7.4 m	Alternanza di argille limoso-sabbiose e di limi argilloso-sabbiosi con clasti	7.4
S58	0 m÷5.5 m	Limo sabbioso-argilloso con clasti	5.5
S58bis	0 m÷5.0 m	Limo sabbioso-argilloso con clasti	5

In corrispondenza dell'attraversamento del Torrente Marinella (km 12+400 – km 12+600) si ritrovano anche depositi alluvionali a granulometria principalmente grossolana di spessore relativamente contenuto (nel profilo geologico b_1 e b_2). A tali materiali possono essere attribuiti parametri geotecnici pari a quelli dei depositi alluvionali a grana grossa descritti nel paragrafo 5.14.

5.11.2 Caratteristiche fisiche

Le caratteristiche granulometriche dei materiali in esame sono desumibili dalla **fig.5.176**; esse sono tipiche sia di materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie con contenuti di fine inferiori al 20%), sia di materiali a grana fine (limi sabbioso argillosi e argille limoso-sabbiose con percentuale di fine maggiore del 60%), sia di materiali intermedi (sabbie e ghiaie limose con percentuali di fine compresi tra il 40 ed il 60%); generalmente il contenuto di argilla è inferiore al 30%; in alcuni casi tuttavia possono essere raggiunti valori anche superiori al 50%.

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL, limite plastico LP, indice di plasticità IP) determinate sui materiali a granulometria sabbioso-limoso-argillosa sono riportate nelle **figg.5.177, 5.178 e 5.179**. In base alla carta di Casagrande (vedi la **fig.5.180**) i materiali a granulometria sabbioso-limoso-argillosa possono essere classificati generalmente come argille inorganiche di media plasticità; localmente tuttavia le argille possono essere di alta plasticità.

Si rileva che non esistono sostanziali differenze tra la composizione granulometrica e le caratteristiche di plasticità dei materiali di copertura C_{MML} e dei materiali costituenti gli accumuli di frana.

Il peso di volume naturale γ_t è variabile tra 18.5 e 21 kN/m³ (**fig.5.181**); il contenuto d'acqua naturale w_n è compreso tra 10% e 30% (**fig.5.182**).

Facendo riferimento ad un peso specifico delle particelle dell'ordine di 26.5÷27 kN/m³, ai valori di γ_t e di w_n sopra indicati corrispondono gradi di saturazione S superiori a 0.65 (**fig.5.183**). L'indice dei vuoti risulta compreso tra 0.45 e 0.8 (**fig.5.184**).

I risultati riportati in tutte le figure sopra menzionate sono confrontabili con quelli ottenuti sui materiali di copertura prelevati nel tratto compreso tra il km 3+400 e il km 9+100 e nel tratto compreso tra il km 9+100 e il km 11+000.

5.11.3 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

Nelle **figg. 5.185, 5.186 e 5.187** sono riportati i risultati di prove triassiali consolidate non drenate (TX-CIU) e di taglio diretto e torsionale. Sulla base di quanto riportato nelle figure suddette, ai parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci possono essere assegnati i seguenti valori cautelativi:

Resistenze di picco/operative:

$c' = 5\div 10$ kPa = coesione apparente

$\varphi' = 22\div 30^\circ$ =angolo di resistenza al taglio

Resistenze residue:

$c_r' = 0$ kPa = coesione apparente

$\varphi_r' = 18\div 23^\circ$ =angolo di resistenza al taglio.

Si rileva che:

- I valori più bassi dei parametri di resistenza al taglio si riferiscono ai limi argilloso-sabbiosi, quelli più elevati alle sabbie limose e ai limi sabbiosi.
- La definizione dei parametri medi, associabili a ciascuna situazione di progetto, andrà valutata sulla base anche di specifiche analisi di stabilità locali, verificando che i parametri assunti conducano a coefficienti di sicurezza compatibili con le evidenze morfologiche.

5.11.4 Resistenza al taglio non drenata

In mancanza di determinazioni dirette da prove di laboratorio la resistenza al taglio non drenata c_u dei materiali a granulometria sabbioso-limoso-argillosa è ricavabile sulla base

dell'interpretazione delle prove SPT. Assumendo dal lato della sicurezza valori di N_{SPT} non superiori a 25÷35 colpi/30 cm (vedi la **fig.5.175**) alla resistenza al taglio non drenata c_u possono essere assegnati valori non inferiori a 150÷200 kPa.

I valori di c_u sopra riportati sono caratteristici di materiali sovraconsolidati con gradi di sovraconsolidazione dell'ordine di 4÷8.

5.11.5 Caratteristiche di deformabilità

In mancanza di determinazioni dirette da prove di laboratorio ed in sito alle caratteristiche di deformabilità dei materiali a granulometria sabbioso-limosa-argillosa possono essere assegnati i seguenti valori, riferiti alle pressioni efficaci geostatiche:

- Moduli di taglio iniziali $G_{o1} = 1000 \cdot c_u \geq 175$ MPa;
- Moduli di Young iniziali $E_{o1} = 2.3 \cdot 1000 \cdot c_u \geq 400$ MPa;
- Moduli di Young operativi per analisi elastico-lineari o elastico-lineari-plastiche di fondazioni dirette, fondazioni su pali rilevati $E_{op1} = (100 \div 150) \cdot c_u \geq 22$ MPa;
- Moduli di Young operativi per analisi elastico-lineari o elastico-lineari-plastiche di fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non $E_{op2} = (400 \div 500) \cdot c_u \geq 70$ MPa.

5.11.6 Coefficienti di permeabilità

I materiali in oggetto sono eterogenei; conformemente con i materiali analoghi rinvenuti nelle tratte precedenti (km 3+400 – km 9+100 e km 9+100 – 11+000), ai coefficienti di permeabilità possono essere attribuiti valori variabili tra $1 \times 10^{-4} \div 5 \times 10^{-5}$ (sabbie e ghiaie) e $1 \times 10^{-6} \div 1 \times 10^{-7}$ m/sec (limi sabbioso-argillosi) (vedi anche quanto riportato nella **fig.5.188**).

Nel caso dei limi sabbioso-argillosi i valori suddetti si riferiscono alla direzione orizzontale, essendo presumibilmente influenzati dalla macrostruttura del deposito; è presumibile che nella direzione verticale i coefficienti di permeabilità possano risultare uno/due ordini di grandezza inferiori ovvero dell'ordine di $1 \times 10^{-8} \div 1 \times 10^{-9}$ m/sec.

5.11.7 Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali di copertura.

γ_t (kN/m ³)	19÷20
N_{SPT} (colpi/30 cm)	≥ 25
φ' (°)	22÷30 ⁽¹⁾
c' (kPa)	5÷10 ⁽¹⁾
φ_r' (°)	18÷23 ⁽²⁾
c_r' (kPa)	0 ⁽²⁾
GSC = $\sigma_{vmax}'/\sigma_{vo}'$	4÷8
c_u (kPa)	150÷200
k_o (-)	1 ⁽³⁾
K_v (m/sec)	1x 10 ⁻⁸ ÷ 1x 10 ⁻⁹ ⁽⁴⁾
V_s (m/sec)	$\sqrt{\frac{G_{o1} \cdot 9.81}{\gamma_t}}$
G_{o1} ⁽⁵⁾	1000·c _u
E_{op1} ^{(5) (6)}	(100÷150)·c _u
E_{op2} ^{(5) (6)}	(400÷500)·c _u
v' (-)	0.25

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

φ' = angolo di attrito operativo;

c' = intercetta di coesione operativa;

φ_r' = angolo di attrito residuo;

c_r' = intercetta di coesione residua;

GSC = grado di sovraconsolidazione;

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica;

σ_{vmax}' = pressione verticale efficace massima subita dal deposito;

c_u = resistenza al taglio non drenata riferita a tensioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a condizioni di carico tipo quelle delle prove triassiali di compressione e carico;

k_o = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

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

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio;

G_{o1} = modulo di taglio iniziale riferito alle pressioni efficaci geostatiche;

E_{op1} = modulo di Young "operativo", riferito alle pressioni efficaci geostatiche, per fondazioni dirette, fondazioni su pali e rilevati;

E_{op2} = modulo di Young "operativo", riferito alle pressioni efficaci geostatiche, per fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non;

ν' = rapporto di Poisson.

Note:

⁽¹⁾ = Applicabili a situazioni non caratterizzate da dissesti pregressi o in atto e in analisi effettuate con metodi ove non è possibile tenere conto del comportamento “strain softening” del materiale.

La definizione dei parametri medi, associabili a ciascuna situazione di progetto, andrà valutata sulla base anche di specifiche analisi di stabilità locali, verificando che i parametri assunti conducano a coefficienti di sicurezza compatibili con le evidenze morfologiche.

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

⁽²⁾ = Applicabili a situazioni caratterizzate da dissesti pregressi o in atto; la definizione dei parametri medi, associabili a ciascuna situazione di progetto, andrà valutata sulla base anche di specifiche analisi di stabilità locali, verificando che i parametri assunti conducano a coefficienti di sicurezza compatibili con le evidenze morfologiche.

⁽³⁾ = Valore ipotizzato;

⁽⁴⁾ = Il coefficiente di permeabilità orizzontale k_h può risultare maggiore di uno/due ordini di grandezza.

⁽⁵⁾ = I moduli di taglio iniziali (G_o) e di Young (E_o) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche p' , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p_o} \right)^{0.5} \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo p_o' la pressione efficace media geostatica.

Analoghe espressioni possono essere utilizzate per i moduli di deformabilità “operativi”.

⁽⁶⁾ = Applicabile in analisi con modelli costitutivi elastico-lineari o elastico-lineari-plastici.

5.12 Formazione MML da km 12+300 a km 15+000 (terza tratta)

5.12.1 Descrizione e caratteristiche generali dei materiali

L’ammasso roccioso è descritto come alternanze di calcari marnosi, marne calcaree, marne e arenarie calcaree intensamente fratturate. Nella parte iniziale della tratta prevalgono le marne e le siltiti foliate (MML_p).

I piani di frattura assumono inclinazioni variabili; localmente le discontinuità possono essere riempite con materiale limoso e le superfici di discontinuità possono risultare alterate.

Nei casi in cui la fratturazione risulta particolarmente intensa l'ammasso assume un aspetto detritico (MML_c); (vedi quanto indicato nei profili e nelle sezioni geotecniche, documenti di riferimento n° 1 e 2).

Tra le progressive km 13+600 e km 13+900 è stata individuata una paleofrana per scorrimento interstrato, ove i livelli limoso-argillosi (derivazione delle marne fratturate indotte dai fenomeni gravitativi) si alternano agli strati calcarei e calcareo-marnosi (MML_{PAL}).

I risultati dell'unica prova "down hole" eseguita nella tratta in oggetto indicano valori di V_p e di V_s superiori a quelli mediamente riscontrati nella prima tratta (km 3+400 – km 9+100) e più in linea con quelli riscontrati nella seconda tratta (km 9+100 – km 11+000) (vedi le **figg.5.189** e **5.190**).

Nelle considerazioni che seguono si farà riferimento a condizioni di ammasso caratterizzate comunque da valori RQD non inferiori a 15÷20%; per condizioni di ammasso caratterizzate da valori RQD inferiori a 15÷20% (MML_c e MML_{PAL}) si rimanda integralmente a quanto riportato nel paragrafo 5.13.

Contrariamente a quanto riscontrato nella formazione FAL, con i dati di laboratorio a disposizione non è possibile attribuire un maggiore grado di fratturazione alle marne rispetto ai calcari marnosi. Sia le misure dei pesi di volume naturale γ_t (**figg.5.191a, b**), sia le misure delle velocità di propagazione delle onde di compressione V_p sui provini di laboratorio (**fig.5.192**), sia le misure le resistenze alla compressione semplice σ_c (**figg.5.193a, b**) sono abbastanza disperse e non differenziabili in modo netto tra i vari litotipi. Come desumibile dalle figure suddette i valori di γ_t risultano variabili tra 25 e 26.5 kN/m³. Fatta eccezione per alcuni dati che risentono presumibilmente della presenza di discontinuità secondarie nei provini sottoposti a prova, i valori di V_p sono variabili tra 3000 e 5000 m/sec; i valori di σ_c sono generalmente variabili tra 20 e 60 MPa.

L'elevato grado di fratturazione sia dei calcari marnosi che delle marne è messo in evidenza anche dal confronto tra le velocità V_p misurate con la prova "down hole" (**fig.5.189**) e quelle misurate sui provini di laboratorio (**fig.5.192**); queste ultime risultano infatti superiori. In accordo a Fourmaintraux (1976) (vedi anche Goodman, 1989), nell'ipotesi di V_p della roccia intatta (sia per i calcari marnosi che per le marne) pari a 4400 m/sec e di V_p^* dei minerali componenti la roccia pari a 5500÷6000 m/sec, calcari marnosi e marne aventi $V_{p,sito} \leq 4000$ m/sec (**fig.5.189**) sarebbero caratterizzate infatti da porosità inferiori al 15% e classificate come "strongly fissured".

5.12.2 Parametri RMR₈₉ e GSI

Il parametro RMR₈₉ è stato stimato sulla base di quanto descritto nel paragrafo 4.4.2; nel caso specifico si rileva che:

- L'indice I1 è stato definito sulla base dei valori locali di RQD indicati nelle colonnine dei sondaggi e nei documenti di riferimento n° 1 e 2.

- L'indice I2 è stato definito sulla base dei risultati delle prove di compressione monoassiale (**fig.5.193a, b**).
- Gli indici I3→I8 sono stati stabiliti sulla base di valori medi cautelativi derivati dalla descrizione dei materiali e dalle foto delle cassette.

I risultati conseguiti sono riportati nelle **figg.5.194a, b**; da essi si evince che l'ammasso roccioso può essere mediamente caratterizzato da parametri RMR₈₉ compresi tra 35 e 60.

Il parametro GSI è quindi compreso tra 30 e 55.

5.12.3 Involuppi di rottura

Gli involuppi di rottura dell'ammasso roccioso sono stati determinati sulla base di quanto riportato nel paragrafo 4.4.3 tenendo conto:

- Dei valori GSI di cui al paragrafo 5.12.2;
- Dei valori minimi della resistenza alla compressione semplice σ_c e del parametro m_i della roccia intatta, risultanti dall'interpretazione delle prove triassiali di laboratorio (vedi la **fig.5.195**), ovvero $\sigma_c = 60$ MPa e $m_i = 15$. Si rileva che i valori di σ_c sopra indicati sono abbastanza compatibili con quelli mediamente misurati con le prove di compressione semplice (**figg.5.193a, b**), nonché con quelli di resistenza a trazione riportati nella **fig.5.196**. Valori più bassi di σ_c sono stati considerati non rappresentativi della roccia intatta, essendo presumibilmente influenzati dalla presenza di discontinuità secondarie presenti nei provini sottoposti a prova.

I risultati ottenuti, diagrammati nel piano τ - σ_n' , sono riportati nella **fig.5.197**, sia per le condizioni di resistenza di picco ("undisturbed rock mass") che per le condizioni di resistenza "softened" ("disturbed rock mass").

I risultati ottenuti in termini di coesione e di angolo di attrito tangenti per diversi valori di σ_n' e per GSI = 35 sono riportati nelle **tabb.5.16 e 5.17**.

Tabella 5.16: Formazione MML da km 12+300 a km 15+000 – Angoli di attrito e coesioni di picco tangenti ("undisturbed rock mass") – GSI = 30; $m_i = 15$; $\sigma_c = 60$ MPa

	$\sigma_n' = 0.1$ MPa	$\sigma_n' = 0.25$ MPa	$\sigma_n' = 0.5$ MPa	$\sigma_n' = 0.75$ MPa	$\sigma_n' = 1$ MPa
c_p' (MPa)	0.102	0.192	0.290	0.380	0.465
φ_p' (°)	64	59	54.5	51.5	49

Tabella 5.17: Formazione MML da km 12+300 a km 15+000 – Angoli di attrito e coesioni "softened" tangenti ("disturbed rock mass") – GSI = 30; $m_i = 15$; $\sigma_c = 60$ MPa

	$\sigma_n' = 0.1$ MPa	$\sigma_n' = 0.25$ MPa	$\sigma_n' = 0.5$ MPa	$\sigma_n' = 0.75$ MPa	$\sigma_n' = 1$ MPa
c' (MPa)	0.046	0.086	0.143	0.194	0.240
φ' (°)	45	37	31	28	25

In analogia a quanto fatto per la formazione FAL e per la formazione MML nei tratti precedenti (tra il km 3+400 ed il km 9+100 e tra il km 9+100 ed il km 11+000), tenuto conto che:

- gli involucri di rottura sono stati determinati facendo riferimento ai valori di GSI e m_i più bassi fra quelli sperimentali;
- nella valutazione di GSI è stato messo in conto un parametro I3 compreso tra 4 e 8, corrispondente a spaziature delle discontinuità da minori di 60 mm a 200 mm; si ritiene che i valori di c' e φ' indicati nelle **tabb.5.16** e **5.17** siano rappresentativi di situazioni di ammasso mediamente sfavorevoli, ovvero caratterizzate da prevalenza di marne e di gradi di fratturazione molto elevati; sotto tali presupposti, considerando che le zone particolarmente disturbate dai movimenti tettonici e gravitativi (MML_C e MML_{PAL}) vengono caratterizzate con parametri inferiori (vedi il paragrafo 5.13), non appare giustificato introdurre nel modello geotecnico ulteriori penalizzazioni per tenere conto dell'eventuale assetto sfavorevole di discontinuità strutturali.

5.12.4 Caratteristiche di deformabilità

Ai valori di V_s riportati nella **fig.5.190** corrispondono moduli di taglio iniziali G_{01} e moduli di Young iniziali E_{01} , riferiti alle pressioni efficaci geostatiche, pari a quelli indicati nelle **figg.5.198** e **5.199**, ovvero variabili con la profondità in accordo alla seguenti espressioni:

$$G_{01} = 17500 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p'_o}{p_a} \right)^{0.6}$$

$$E_{01} = 40000 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p'_o}{p} \right)^{0.6}$$

essendo:

p_a = pressione atmosferica di riferimento

$$p'_o = \frac{1+2 \cdot k_o}{3} \cdot \sigma'_{vo}$$

$k_o = 2$ = coefficiente di spinta a riposo stimato

σ'_{vo} = pressione verticale efficace geostatica valutata nell'ipotesi di falda a piano campagna.

I moduli di Young “operativi” valutati sulla base dei criteri descritti nel paragrafo 4.4.4.2 sono riportati nella **fig.5.200a, b** (fondazioni a pozzo immerse nel substrato) e nella **fig.5.201a, b** (fronti di scavo sostenuti e non e fondazioni dirette).

Sulla base di quanto riportato nelle **fig.5.200a, b** e **5.201a, b** e nella **fig.5.199** il rapporto tra moduli iniziali e moduli “operativi” risulta generalmente variabile tra 4 e 8.

Nelle **figg.5.202a, 5.202b** e **5.202c, 5.202d** vengono riportati i valori dei moduli di Young determinati con le prove dilatometriche (dilatometro da roccia) dell'indagine di Progetto Definitivo;

nelle **figg.5.202a** e **202b** si riportano i valori dei moduli di Young determinati nel tratto terminale del primo e terzo ciclo di carico (moduli di primo carico); nelle **figg.5.202c** e **5.202d** sono riportati i valori dei moduli di Young determinati nell'ambito del tratto iniziale del primo e terzo ciclo di scarico e ricarico (moduli di scarico e ricarico). Nell'ambito delle profondità di interesse (primi 50 m dal p.c.), si può osservare che:

- I moduli di Young di primo carico sono variabili tra 1000 e 6000 MPa (1° ciclo e 3° ciclo). Essi sono abbastanza in linea con quelli "operativi" riportati nelle **figg.5.200a, b** e **5.201a, b**.
- I moduli di Young di scarico e ricarico sono dell'ordine di circa 5 volte quelli di primo carico.
- I risultati delle prove effettuate nel corso dell'indagine di Progetto Esecutivo, a 10 e 20 m di profondità (IS38bis), a 21 m di profondità (IS39), a 16.5 m di profondità (IS39bis), a 43.5 m di profondità (S57) e a 20 m di profondità (S58), non cambiano il quadro di riferimento delineato con le prove di Progetto Definitivo. Infatti i valori dei moduli di Young medi nel primo, secondo e terzo ciclo di carico (moduli di primo carico) e quelli medi nel primo, secondo e terzo ciclo di scarico, quali risultano dai certificati di prova, sono rispettivamente dell'ordine di 500÷2000 MPa (1° ciclo)→400÷10000 MPa (3° ciclo) e di 3500÷6500 MPa (1° ciclo)→3000÷13000 MPa (3° ciclo); i valori medi di primo carico e quelli medi di scarico possono risultare inferiori a quelli riportati nelle **figg.5.202a, 202b** e **5.202c, 5.202d**; ciò è imputabile sia al disturbo indotto dalla perforazione (detensionamento, apertura delle discontinuità, rammollimento del materiale in prossimità della parete del foro), sia a fenomeni di non linearità del modulo. Entrambi gli effetti si ritiene siano stati in parte compensati con il criterio utilizzato per l'interpretazione delle prove dilatometriche di Progetto Definitivo, ovvero quello di valutare i moduli elastici di primo carico e di scarico-ricarico rispettivamente nell'ambito della parte terminale dei cicli di carico e nella parte iniziale dei cicli di scarico e ricarico.

Sulla base di tutte le considerazioni sopra esposte ai moduli di deformabilità "operativi", per analisi elastico-lineari o elastico-lineari-plastiche, possono essere attribuiti, dal lato della sicurezza, valori comparabili a quelli assegnati alle tratte precedenti (km 3+400 – km 9+100 e km 9+100 – 11+000), ovvero:

$$E_{op1} = 5500 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6} \quad \text{per fondazioni a pozzo}$$

$$E_{op2} = 3700 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6} \quad \text{per fondazioni dirette, fondazioni su pali, rilevati, fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate; in MML anche per fronti di scavo non sostenuti o sostenuti in modo passivo}$$

$$E_{op3} = 250 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6} \quad \text{per fronti di scavo non sostenuti o sostenuti in modo passivo in MML}_p$$

essendo:

p_a = pressione atmosferica di riferimento

p_o' = pressione efficace media valutata assumendo $K_o = 2$ e la falda a p.c.

5.12.5 Caratteristiche di permeabilità

I coefficienti di permeabilità dell'ammasso roccioso determinati con prove di permeabilità Lugeon sono riportati nella **fig.5.203a, b**. Nell'ambito delle profondità di interesse (primi 50 m dal p.c.), ad essi possono essere assegnati valori variabili $1 \times 10^{-6} \div 2 \times 10^{-7}$ m/sec.

5.12.6 Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici degli ammassi rocciosi MML e MML_p, tra il km 12+300 ed il km 15+000, fatta eccezione per le fasce particolarmente disturbate dai movimenti tettonici e gravitativi per le quali si rimanda al paragrafo 5.13.

γ_t (kN/m ³)	26
GSI	35
σ_c (MPa)	60
σ_t (MPa)	6
m_i (-)	15
φ' (°) ⁽¹⁾	45° per $\sigma_n' = 100$ kPa 37° per $\sigma_n' = 250$ kPa
c' (kPa) ⁽¹⁾	45 kPa per $\sigma_n' = 100$ kPa 85 kPa per $\sigma_n' = 250$ kPa
k_o (-)	1÷2 ⁽²⁾
K (m/sec)	$1 \times 10^{-6} \div 1 \times 10^{-8}$
V_s (m/sec)	$350 \cdot (z)^{0.3}$
G_{o1} ⁽³⁾	$8000 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6}$
E_{o1} ⁽³⁾	$19000 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6}$
E_{op1} ^{(3) (4)}	$5500 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6}$
E_{op2} ^{(3) (4)}	$3700 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6}$
E_{op3} ^{(3) (4)}	$250 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5 \div 0.6}$
ν' (-)	0.25

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

GSI = Geological Strength Index;

σ_c' = resistenza alla compressione semplice della roccia intatta;

σ_t' = resistenza a trazione della roccia intatta;

m_i = coefficiente del criterio di rottura di Hoek & Brown relativo alla roccia intatta;

φ' = angolo di attrito operativo tangente nelle condizioni di "disturbed rock mass";

c' = intercetta di coesione operativa tangente nelle condizioni di "disturbed rock mass";

σ_n' = pressione efficace normale al piano di rottura;

k_o = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

k = coefficiente di permeabilità dell'ammasso roccioso;

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio dell'ammasso roccioso;

G_{o1} = modulo di taglio iniziale riferito alle tensioni efficaci geostatiche;

E_{o1} = modulo di Young iniziale dell'ammasso roccioso;

E_{op1} = modulo di Young "operativo", riferito alle tensioni geostatiche, per l'analisi di fondazioni a pozzo;

E_{op2} = modulo di Young "operativo", riferito alle tensioni efficaci geostatiche, per l'analisi di fondazioni dirette, fondazioni su pali, fronti di scavo sostenuti con opere tipo paratie tirantate; nel caso di formazione MML anche fronti di scavo non sostenuti o sostenuti in modo passivo;

E_{op3} = modulo di Young "operativo", riferito alle tensioni efficaci geostatiche, per l'analisi di fronti di scavo non sostenuti o sostenuti in modo passivo nella formazione MML_p

ν' = rapporto di Poisson;

p_o' = pressione efficace media geostatica valutata ipotizzando $k_o=2$ e la falda a piano campagna;

p_a = pressione atmosferica di riferimento.

z = profondità dal p.c. in metri

Note:

⁽¹⁾ = Applicabile in situazioni non caratterizzate da dissesti pregressi o in atto e in analisi ove non è possibile mettere in conto il comportamento “strain softening” del materiale. L’involuppo di rottura in termini di tensioni di taglio τ e di tensioni efficaci normali alla superficie di rottura σ_n' verrà interrotto per valori di σ_n' negativi (trazione) inferiori a 0 kPa; in corrispondenza di valori di σ_n' negativi (trazione) le resistenze al taglio saranno assunte pari a 0 kPa (“tension cut off”).

⁽²⁾ = Valori ipotizzati.

⁽³⁾ = I moduli di taglio iniziali (G_0) e di Young (E_0) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche p' , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5} \quad (\text{kPa})$$

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

Analoghe espressioni possono essere utilizzate per i moduli di deformabilità “operativi”.

⁽⁴⁾ = Applicabile in analisi con modelli costitutivi elastico-lineari o elastico-lineari-plastici.

5.13 Formazione MML molto fratturata

5.13.1 Descrizione, caratteristiche fisiche e meccaniche

Nell'ambito delle formazioni MML e MML_p (prima tratta km 3+400÷9+100, seconda tratta da km 9+100÷Km 11+000 e terza tratta Km 12+325÷Km 15+000) è possibile trovare strati di calcare marnoso, di marne calcaree e di arenarie calcaree molto fratturati, che sono stati ridotti a frammenti e scaglie in matrice sabbioso limosa da movimenti tettonici o gravitativi.

Tali materiali sono indicati nei documenti di riferimento n° 1 e 2 con le sigle MML_C, MML_{p,c} e MML_{PAL}. Essi sono caratterizzati da valori RQD inferiori generalmente a 15÷20% e descritti nelle colonnine stratigrafiche dei sondaggi come riportato ad esempio nelle **tabb.5.18a, b, c, 5.19a, b, c e 5.20**.

Tabella 5.18a: Formazione MML da km 3+400 a km 9+100 – Zone molto fratturate – Descrizione riportata nei sondaggi del Progetto Definitivo

Sondaggio	Prof. da p.c.	Descrizione	Spessore (m)
S15	15 m÷20 m	Argille limo-sabbiose con abbondanti clasti	5
	32.80 m÷35.70 m	Orizzonte cataclastico in cui la roccia assume l'aspetto di breccia cementata	2.9
S18	23.50 m÷24.40 m	Blocchi calcareo-marnosi in matrice argilloso-sabbiosa	0.9
	24.40 m÷30.00 m	Fratturazione molto intensa, presenza di matrice limoso-sabbiosa con clasti	5.6
	30.00 m÷30.80 m	Orizzonte cataclastico, limo sabbioso con clasti	0.8
	38.90 m÷40.60 m	Orizzonte cataclastico	1.7
	41.00 m÷43.40 m	Orizzonte cataclastico, limo sabbioso con clasti	2.4
	48.50 m÷50.00 m	Orizzonte cataclastico, limo sabbioso con clasti	1.5
SS3	25.80 m÷28.20 m	Calcere marnoso intensamente fratturato localmente degradato in limo sabbioso (tettonizzato)	2.4
S22	3.40 m÷5.20 m	Marna e siltite alterate e degradate in limo argilloso	1.8
S23	14.9 m÷27.5 m	Breccia eterometrica in abbondante matrice limoso-sabbiosa (faglia)	12.6
S24	25.9 m÷29.8 m	Calcere marnoso alterato e degradato in limo argilloso	3.9
	50.6 m÷51.7 m	Calcere alterato e degradato in limo sabbioso	1.1
S25bis	55.7 m÷61.5 m	Calcere/marna molto disgregati	5.8
	64.7 m÷67.5 m	Calcere molto disgregato	2.8
	69.5 m÷33.0 m	Calcere molto disgregato	3.5
S32	0.40 m÷7.5 m	Marna calcarea in scaglie e frammenti (copertura ?)	7.1
	33.9 m÷34.8 m	Calcere marnoso in scaglie e frammenti	0.9

Tabella 5.18b: Formazione MML da km 3+400 a km 9+100 – Zone molto fratturate – Descrizione riportata nei sondaggi del Progetto Esecutivo

Sondaggio	Prof. da p.c.	Descrizione	Spessore (m)
IS12bis	8.9 m÷9.9 m	Limo argilloso con ghiaia alterata	1
	14.10 m÷15.30 m	Limo argilloso con ghiaia calcareo-marnosa	1.2
IS18	8.5 m÷14.9 m	Alternanza di calcari marnosi e calcareniti da molto fratturati a sciolti; clasti calcareo-marnosi in matrice limoso-argillosa	6.4
IS19	20.0 m÷22.5 m	Alternanze di calcari marnosi e calcareniti e di argille con inclusi calcareo-marnosi	2.5
IS20	10.4 m÷16.6 m	Calcari marnosi da estremamente fratturati a sciolti	6.2
	16.6 m÷28.6 m	Calcari marnosi da molto fratturati a sciolti con livelli argilloso-sabbiosi	12
IS21bis	3.6 m÷8.8 m	Calcari marnosi da molto fratturati a frantumati	5.2
	17.5 m÷19.2 m	Calcari/marne intensamente fratturati	1.7
	28.0 m÷30.9 m	Calcari e marne intensamente fratturati con livelli di materiale argilloso	2.9
	34.7 m÷35.2 m	Calcari e marne intensamente fratturati con livelli di materiale argilloso	0.5
	42.7 m÷44.8 m	Breccia e clasti in matrice limoso-argillosa	2.1
IS22	48.7 m÷40.0 m	Limo argilloso con clasto	1.3
IS22bis	15.1 m÷17.2 m	Calcari molto fratturati con fessure riempite di limo argilloso (MML _{PAL})	2.1
	17.2 m÷23.7 m	Calcari e livelli limoso argillosi con clasti (MML _{PAL})	5.5
	27.8 m÷33.2 m	Calcarenite estremamente fratturata in matrice limoso argillosa (MML _{PAL})	5.4
	37.0 m÷37.9 m	Marna calcarea frantumata, mista a limo sabbioso (MML _{PAL})	0.9
IS23	2.2 m÷3.5 m	Calcarenite molto fratturata (MML _{PAL})	1.3
	3.5 m÷6.0 m	Calcere in frammenti in matrice limoso argillosa (MML _{PAL})	2.5
	28.4 m÷40.0 m	Calcere frantumato in matrice limoso argillosa; breccia in matrice limoso argillosa (MML _{PAL})	11.6
IS24	2.8 m÷32.5 m	Alt. di calcari marnosi, calcari marnosi da intensamente fratturati a sciolti e argilla con clasti (MML _{PAL})	29.7
	32.5 m÷42.7 m	Alt. di brecce calcareo-marnose e di clasti in matrice argillosa (MML _{PAL})	10.2
	53.6 m÷60.5 m	Alt. di calcari marnosi e clasti in matrice argillosa (MML _{PAL})	6.9

Tabella 5.18c: Formazione MML da km 3+400 a km 9+100 – Zone molto fratturate – Descrizione riportata nei sondaggi del Progetto Esecutivo

Sondaggio	Prof. da p.c.	Descrizione	Spessore (m)
IS24bis	4.0 m÷9.0 m	Alternanze di trovanti in matrice limoso argillosa (MML _{PAL})	5
	9.0 m÷31.0 m	Alternanze di calcari marnosi con aspetto brecciato da molto fratturato e sciolto e livelli limoso argillosi (MML _{PAL})	22
IS25	9.3 m÷11.5 m	Calcari marnosi molto fratturati con fratture riempite di limo argilloso	2.2
	15.4 m÷16.5 m	Calcari marnosi molto fratturati con fratture riempite di limo argilloso	1.1
	20.1 m ÷21.7 m	Calcari marnosi molto fratturati con fratture riempite di limo argilloso	1.6
	24.2 m÷26.1 m	Calcari marnosi molto fratturati con fratture riempite di limo argilloso	1.9
S26	19.6 m÷23.5 m	Marne molto fratturate	3.9
S27	1.0 m÷2.9 m	Mrne ridotte a scaglie	1.9
IS26	15.0 m÷25.0 m	Calcari e marne da intensamente frarrurati a sciolti con livelli argillosi con clasti (MML _{PAL})	10
S30	7.8 m÷9.0 m	Livelli di breccia sciolta e di argilla con clasti	1.2
	16.9 m÷18.0 m	Livelli di breccia sciolta e di argilla con clasti	1.1
	30.0 m÷31.5 m	Calcari e marne calcaree da molto fratturate a sciolte	1.5
	64.0 m÷68.0 m	Brecce sciolte	4
	70.0 m÷75.0 m	Calcari marnosi intensamente fratturati	5
S31	6.5 m÷7.6 m	Calcari da int. fratturati a sciolti in matrice argillosa	1.1
	11.0 m÷16.1 m	Calcari da int. fratturati a sciolti in matrice argillosa	5.1
	22.3 m÷23.6 m	Calacri marnosi int. fratturati, brecce sciolte con limo	1.3
	23.6 m÷25.0 m	Limo argilloso	1.4
	32.2 m÷39.9 m	Calcari e marne da molto fratturati a sciolti con livelli di limo sabbioso-argilloso	7.7
	48.9 m÷52.3 m	Calcari e marne da molto fratturati a sciolti con livelli di limo sabbioso-argilloso	3.4
	58.7 m÷59.5 m	Calcari e marne da molto fratturati a sciolti con livelli di limo sabbioso-argilloso	0.8
IS27bis	27.0 m÷30.0 m	Calcari marnosi e marne calcaree intensamente fratturate	3

Tabella 5.19a: Formazione MML da km 9+100 a km 11+000 – Zone molto fratturate – Descrizione riportata nei sondaggi del Progetto Definitivo

Sondaggio	Prof. da p.c.	Descrizione	Spessore (m)
S33	0.40 m ÷ 30.00	<p>Alternanze di:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Limi sabbiosi con scaglie e frammenti e calcari marnosi alterati • Calcari marnosi ridotti in scaglie e frammenti con limo sabbioso 	29.6
S34	5.40 m ÷ 5.60 m	Calccare marnoso in scaglie e frammenti in parte alterati, con sabbia limosa	0.2
	6.00 m ÷ 6.50 m	Calccare marnoso in scaglie e frammenti in parte alterati, con sabbia limosa	0.5
	7.30 m ÷ 8.00 m	Calccare marnoso in scaglie e frammenti in parte alterati, con sabbia limosa	0.7
	16.00 m ÷ 25.00 m	Calccare marnoso in scaglie e frammenti in parte alterati, con sabbia limosa	9.0
S35	7.50 m ÷ 7.70 m	Scaglie e frammenti di calcare marnoso con sabbia limosa	0.2
	8.30 m ÷ 8.50 m	Scaglie e frammenti di calcare marnoso con sabbia limosa	0.2
	9.0 m ÷ 9.30 m	Scaglie e frammenti di calcare marnoso con sabbia limosa	0.3
	17.00 m ÷ 18.00 m	Scaglie e frammenti di calcare marnoso con sabbia limosa	1
	22.70 m ÷ 23.30 m	Scaglie e frammenti di calcare marnoso con sabbia limosa	0.6
	24.00 m ÷ 24.25 m	Scaglie e frammenti di calcare marnoso con sabbia limosa	0.25
	25.00 m ÷ 26.00 m	Scaglie e frammenti di calcare marnoso con sabbia limosa	1.0
29.00 m ÷ 30.00 m	Scaglie e frammenti di calcare marnoso con sabbia limosa	1.0	
S36	14.50 m ÷ 30.00 m	Prevalenza di scaglie e frammenti di calcari marnosi in parte alterati con sabbia e limo	15.5
S37	0.60 m ÷ 4.20 m	Calccare marnoso in scaglie e frammenti con sabbie e limo	3.6
	7.10 m ÷ 7.70 m	Calccare marnoso in scaglie e frammenti con sabbie e limo	0.6
	17.20 m ÷ 18.50 m	Arenaria calcarea con livelli in scaglie e frammenti in matrice limoso sabbiosa	1.3
	19.20 m ÷ 21.00 m	Arenaria calcarea con livelli in scaglie e frammenti in matrice limoso sabbiosa	1.8
S38	1.60 m ÷ 20.00 m	Prevalenza di scaglie e frammenti di calcari marnosi in parte alterati con sabbia e limo	18.4

**Tabella 5.19b: Formazione MML da km 9+100 a km 11+000 – Zone molto fratturate –
Descrizione riportata nei sondaggi del Progetto Definitivo**

Sondaggio	Prof. da p.c.	Descrizione	Spessore (m)
S39	4.50 m ÷ 25.00	Numerosi livelli in scaglie e frammenti di arenaria calcarea	20.5
S42	30.00 m ÷ 31.00	Calcarea marnoso in scaglie e frammenti con limi argilloso-sabbiosi	1
	34.20 m ÷ 36.00	Calcarea marnoso in scaglie e frammenti con limi argilloso-sabbiosi	1.8
	36.00 m ÷ 50.00	Livelli di marna calcarea e di calcari marnosi in scaglie e frammenti con limo sabbioso	14

**Tabella 5.19c: Formazione MML da km 12+300 a km 15+000 – Zone molto fratturate –
Descrizione riportata nei sondaggi del Progetto Esecutivo**

Sondaggio	Prof. da p.c.	Descrizione	Spessore (m)
IS27ter	2.0 ÷ 15.70	Calcari e marne da molto fratturate a brecce sciolte in matrice argillosa	13.7
S33bis	16.9 ÷ 17.9	Clasti in matrice sabbioso-limosa	1
IF4	4.7 ÷ 6.0	Ghiaia e ciottoli calcarea marnosi	1.3
	6.0 ÷ 7.10	Blocchi calcarea marnosi in sabbia limosa	1.1
	7.1 ÷ 15.0	Calcari marnosi con aspetto brecciato, riempimento delle fratture con limo e argilla	7.9
	15.0 ÷ 30.15	Calcari marnosi intensamente fratturati tra 13.5 ÷ 19 m, 20.5 ÷ 22, 29.4 ÷ 30.15 m m	15.15

Tabella 5.20: Formazione MML da km 12+300 a km 15+000 – Zone molto fratturate – Descrizione riportata nei sondaggi del Progetto Definitivo

Sondaggio	Prof. da p.c.	Descrizione	Spessore (m)
S49	8.3 ÷17.00	Scaglie e frammenti di calcare marnoso con sabbia e limo	8.7
	28.5 ÷28.7	Limo sabbioso	0.20
	30.9÷36.2	Scaglie e frammenti di calcare marnoso con sabbia e limo	5.3
S50	9.70÷10.00	Marna calcarea in scaglie e frammenti con sabbia e limo	0.30
	11.00÷11.40	Marna calcarea in scaglie e frammenti con sabbia e limo	0.40
	15.50÷16.30	Argilliti grigio-cenere	0.80
	25.40÷28.50	Calcare marnoso in scaglie e frammenti con limo sabbioso	3.10
SS5	2.30 m÷5.00 m	Arenarie calcaree in scaglie e frammenti con sabbia limosa	2.7
	5.00 m÷5.80 m	Intercalazione di sabbia con limo	0.8
	8.30 m÷10.80 m	Livello di arenaria calcarea ridotto in scaglie e frammenti	2.5
S56	2.80 m÷7.80 m	Scaglie e frammenti di calcare marnoso e limo sabbioso	5.0
	7.80 m÷10.80 m	Calcari marnosi in scagli e frammenti con sabbie limose	3.0
	10.80 m÷19.10 m	Limo sabbioso e sabbia limosa con scaglie e frammenti di calcare marnoso	8.3

I materiali in esame, sia dal punto della descrizione, sia dal punto di vista delle caratteristiche fisiche e meccaniche, non sono molto diversi da quelli che costituiscono i materiali di copertura $C_{MML}/C_{MML,p}$ e gli accumuli di frana.

Ciò è evidente se si confrontano le seguenti figure:

- $N_{SPT} = f(z)$: **fig.5.204**;
- Composizione granulometrica: **fig.5.205**;
- Limiti di Atterberg e Carta di Casagrande: **figg.5.206, 5.207, 5.208, 5.209**;
- Pesi di volume naturale: **fig.5.210**;
- Contenuto d'acqua naturale: **fig.5.211**.
- Resistenze al taglio di picco e residue: **figg.5.212 e 5.213**;
- Coefficienti di permeabilità: **fig.5.214**.

Ad essi può essere quindi assegnata la stessa caratterizzazione geotecnica (vedi la tabella riepilogativa riportata nel paragrafo 5.11)

Si rileva tuttavia che:

- Le prove dilatometriche (dilatometro da roccia) effettuate nell'ambito della campagna di indagine di Progetto Definitivo hanno fornito valori dei moduli di Young più elevati di quelli riportati nella tabella riepilogativa suddetta (vedi **figg.5.215a, b, c e d**); nelle **figg.5.215a, b** si riportano i valori dei moduli di Young determinati nel tratto terminale del primo e terzo ciclo di carico (moduli di primo carico); nelle **figg.5.215c, d** sono riportati i valori dei moduli di Young determinati

nell'ambito del tratto iniziale del primo e terzo ciclo di scarico e ricarico (moduli di scarico e ricarico). Da tali figure si può osservare che:

- I moduli di Young di primo carico sono dell'ordine di 600÷1000 MPa (1° ciclo e 3° ciclo).
- I moduli di Young di scarico e ricarico sono almeno un ordine di grandezza superiori a quelli di primo carico; ciò lascia presupporre che quelli di primo carico siano in questo caso influenzati dal disturbo indotto dalla perforazione.
- I valori dei moduli di Young determinati con le prove dilatometriche (dilatometro da roccia) sono decisamente superiori a quelli ottenuti con le prove pressiometriche tipo Menard (vedi la **fig.5.216**); questi ultimi sono tuttavia presumibilmente influenzati sia dal disturbo indotto dalla perforazione (apertura delle discontinuità strutturali e detensionamento), sia da errori sperimentali connessi soprattutto con la precisione delle misure di variazione di volume e quindi di deformazioni radiali.

5.13.2 Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali costituenti i materiali MML_C e MML_{PAL} .

γ_t (kN/m ³)	19÷20
N_{SPT} (colpi/30 cm)	≥ 25
φ' (°)	22÷30 ⁽¹⁾
c' (kPa)	5÷10 ⁽¹⁾
φ_r' (°)	18÷23 ⁽²⁾
c_r' (kPa)	0 ⁽²⁾
$GSC = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$	4÷8
c_u (kPa)	150÷200
k_o (-)	1 ⁽³⁾
K_v (m/sec)	$1 \times 10^{-8} \div 1 \times 10^{-9}$ ⁽⁴⁾
V_s (m/sec)	$\sqrt{\frac{G_{o1} \cdot 9.81}{\gamma_t}}$
G_{o1} ⁽⁵⁾	$1000 \cdot c_u$
E_{op1} ^{(5) (6)}	$(100 \div 150) \cdot c_u$
E_{op2} ^{(5) (6)}	$(400 \div 500) \cdot c_u$
ν' (-)	0.25

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

φ' = angolo di attrito operativo;

c' = intercetta di coesione operativa;

φ_r' = angolo di attrito residuo;

c_r' = intercetta di coesione residua;

GSC = grado di sovraconsolidazione;

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica;

σ_{vmax}' = pressione verticale efficace massima subita dal deposito;

c_u = resistenza al taglio non drenata riferita a tensioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a condizioni di carico tipo quelle delle prove triassiali di compressione e carico;

k_o = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

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

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio;

G_{o1} = modulo di taglio iniziale riferito alle pressioni efficaci geostatiche;

E_{op1} = modulo di Young "operativo", riferito alle pressioni efficaci geostatiche, per fondazioni dirette, fondazioni su pali e rilevati;

E_{op2} = modulo di Young "operativo", riferito alle pressioni efficaci geostatiche, per fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non;

ν' = rapporto di Poisson.

Note:

⁽¹⁾ = Applicabili a situazioni non caratterizzate da dissesti pregressi o in atto e in analisi effettuate con metodi ove non è possibile tenere conto del comportamento “strain softening” del materiale.

La definizione dei parametri medi, associabili a ciascuna situazione di progetto, andrà valutata sulla base anche di specifiche analisi di stabilità locali, verificando che i parametri assunti conducano a coefficienti di sicurezza compatibili con le evidenze morfologiche.

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

⁽²⁾ = Applicabili a situazioni caratterizzate da dissesti pregressi o in atto; la definizione dei parametri medi, associabili a ciascuna situazione di progetto, andrà valutata sulla base anche di specifiche analisi di stabilità locali, verificando che i parametri assunti conducano a coefficienti di sicurezza compatibili con le evidenze morfologiche.

⁽³⁾ = Valore ipotizzato;

⁽⁴⁾ = Il coefficiente di permeabilità orizzontale k_h può risultare maggiore di uno/due ordini di grandezza.

⁽⁵⁾ = I moduli di taglio iniziali (G_o) e di Young (E_o) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche p' , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p_o} \right)^{0.5} \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo p_o' la pressione efficace media geostatica.

Analoghe espressioni possono essere utilizzate per i moduli di deformabilità “operativi”.

⁽⁶⁾ = Applicabile in analisi con modelli costitutivi elastico-lineari o elastico-lineari-plastici.

5.14 Depositi alluvionali da km 15+300 a km 17+600

5.14.1 Descrizione

Dal km 15+000 fino al km 16+400 circa il tracciato, superando trasversalmente l'incisione del torrente Chiosina, si mantiene relativamente accostato ai rilievi collinari al limite della piana di Firenze; dal punto di vista stratigrafico (come ben evidenziato dai sondaggi integrativi VBF-25, 25, 27 e 28, ed in modo molto meno chiaro dai sondaggi di Progetto Definitivo S59 ed S60), si riconosce la presenza, a profondità variabili, di un substrato attribuibile di volta in volta alle formazioni di Monte Morello, Monte Morello in facies pelitica e Sillano (che si alternano con contatti tettonici abbastanza complessi); tale substrato risulta ricoperto in parte da detriti eluvio-colluviali, accumulatisi al piede dei rilievi, ed in parte da depositi alluvionali riconducibili all'alveo del torrente Chiosina. Dal punto di vista geotecnico, le alluvioni di questo tratto (indicate nel seguito con la sigla A1*), ed i detriti eluvio-colluviali (a4), non sono materiali molto diversi; granulometricamente, si tratta di sabbie, limi e argille con abbondanti clasti; anche se prevalgono i materiali a grana grossa, non mancano livelli/strati costituiti da materiali a grana fine (**fig.5.217**). I valori di N_{SPT} sono mediamente superiori ai 30 colpi/piede (**fig.5.218**); si rileva che i valori a rifiuto riportati nella figura suddetta sono presumibilmente influenzati dalla presenza della ghiaia e dei ciottoli e quindi scarsamente rappresentativi. Gli indici di resistenza da pocket eseguiti sulle carote e sui campioni di laboratorio (PP) sono mediamente superiori ai 300 kPa.

Dal km 16+400, ove sono stati eseguiti i sondaggi S3, S4, IS40 ed IS41, il tracciato abbandona il piede dei rilievi collinari e va ad occupare in modo più deciso i depositi alluvionali del bacino di Firenze; in questo tratto tendono a diventare prevalenti i materiali a grana fine (limi e argille sabbiose - vedi le **figg.5.219, 5.220, 5.221**), sono tuttavia ancora presenti strati con prevalenza di materiali a grana grossa (vedi ad esempio il sondaggio S3 tra 14 e 18 m da p.c. e tra 28 e 30 m da p.c., massima profondità esplorata). Dal punto di vista della caratterizzazione geotecnica, si riconoscono due differenti tipologie di materiali:

- alluvioni tipo A1: depositi con caratteristiche di resistenza inferiori ($N_{SPT} = 10\div 15$ colpi/piede - **figg.5.222, 5.223** -, PP < 200 kPa), che sovrastano i depositi più consistenti per spessori variabili tra gli 8 e i 20 m.
- alluvioni tipo A1*: depositi decisamente più consistenti ($N_{SPT} > 30$ colpi/piede - **fig. 5.224** -, PP > 300 kPa), generalmente più profondi, ed affioranti dal km 16+400 al km 16+550 circa; geotecnicamente, le alluvioni di questo tratto sono state caratterizzate unitamente alle alluvioni del primo tratto riconducibili all'alveo del t. Chiosina.

5.14.2 Caratteristiche geotecniche delle alluvioni tipo A1*

Nella **fig.5.225** sono riportate le densità relative ottenute dall'interpretazione delle prove SPT; esse sono mediamente variabili tra il 60% e l'80%. Si rileva che l'interpretazione delle prove SPT è stata effettuata assumendo, sulla base dei risultati delle analisi granulometriche, valori di D_{50} pari a 2 mm per il sondaggio S59 e pari a 0.5 mm per il sondaggio S60.

Nella **fig.5.226** sono riportati gli angoli di attrito ottenuti dall'interpretazione delle prove SPT; essi sono mediamente variabili tra 37° e 38° . Si rileva che l'interpretazione delle prove SPT è stata effettuata ipotizzando valori di φ_{cv}' pari a 32° per tutti i sondaggi, in considerazione all'elevata percentuale di frazione fine.

Nella **fig.5.227** sono riportate le velocità delle onde di taglio ottenute dall'interpretazione delle prove SPT, ipotizzando valori di $f_A = 1$ (Olocene) e $f_G = 1.15$ (sabbie e ghiaie); esse sono variabili con la profondità in accordo alla seguente legge:

$$v_s = 150 \cdot z^{0,25} \quad (\text{m/s})$$

essendo z la profondità dal p.c. in metri.

Nelle **figg.5.228 e 5.229** sono riportati rispettivamente i moduli di taglio e di Young iniziali (G_{01} e E_{01}) ottenuti dall'interpretazione delle prove SPT, riferiti alle pressioni efficaci geostatiche; essi sono variabili con la profondità in accordo alle seguenti leggi:

$$G_{01} = 1700 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o'}{p_a} \right)^{0.5}$$

$$E_{01} = 3900 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o'}{p_a} \right)^{0.5}$$

essendo:

p_a = pressione atmosferica di riferimento

$$p_o' = \frac{1 + 2 \cdot k_o}{3} \cdot \sigma_{vo}'$$

$k_o = 0.5$ = coefficiente di spinta a riposo stimato

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica.

Sulla base dei valori dei moduli di Young iniziali sopra indicati e di quanto riportato nel paragrafo 4.2.4.2, per le analisi di progetto possono essere assunti i seguenti parametri operativi, riferiti alle pressioni efficaci geostatiche:

- per le opere di sostegno tipo paratie e per le fondazioni dirette e profonde:

$$E_{op}' = 1/5 \cdot E_{01}'$$

- per i rilevati:

$$E_{op}' = 1/(5 \div 10) \cdot E_{01}'$$

Nelle **figg.5.230b, 5.231b e 5.232b** sono riportate le caratteristiche di plasticità (limite liquido, limite plastico ed indice plastico); in accordo alla carta di plasticità di Casagrande i materiali in oggetto sono classificabili come argille inorganiche da media ad alta plasticità (**fig.5.233b**).

Il peso di volume naturale γ_t è variabile tra 19 e 22 kN/m³ (**fig.5.234b**).

Il contenuto d'acqua naturale w_n è variabile tra il 15 ed il 35% (**fig.5.235b**).

La resistenza al taglio non drenata c_u determinata sulla base delle prove TX-UU, dell'indice di resistenza "pocket penetrometer" e dell'interpretazione delle prove SPT è riportata nella **fig.5.240b, d**; essa può essere assunta cautelativamente pari a:

$$c_u \geq 120 \text{ kPa per } z < 22 \text{ m}$$

$$c_u \geq 150 \text{ kPa per } z > 22 \text{ m}$$

I coefficienti di permeabilità possono variare ragionevolmente tra 1×10^{-4} m/sec nelle ghiaie e sabbie e 1×10^{-6} m/sec nelle sabbie limose con ghiaia. Nei livelli più limosi vale quanto riportato nel paragrafo 5.14.3.

5.14.3 Caratteristiche geotecniche dei materiali a grana fine A1

Nelle **figg.5.230a, 5.231a e 5.232a** sono riportate le caratteristiche di plasticità (limite liquido, limite plastico ed indice plastico); in accordo alla carta di plasticità di Casagrande i materiali in oggetto sono classificabili come argille inorganiche da media ad alta plasticità (**fig.5.233a**).

Il peso di volume naturale γ_t è dell'ordine di 20 kN/m³ (**fig.5.234a**).

Il contenuto d'acqua naturale w_n è variabile tra il 20 ed il 30% (**fig.5.235a**).

Il grado di saturazione è pari a 1 (**fig.5.236**).

L'indice dei vuoti iniziale e_0 è variabile tra 0.4 e 0.75 (**fig.5.237**).

Gli stati iniziali, caratterizzati dall'indice dei vuoti iniziali e_0 e dalla pressione verticale efficace geostatica σ_{vo}' , si collocano al di sotto della linea di compressibilità intrinseca di Burland (1990) (**fig.5.238**); in relazione a ciò i materiali possono essere considerati sovraconsolidati meccanicamente.

Il grado di sovraconsolidazione GSC, determinato sulla base delle prove edometriche, è dell'ordine di 2÷3, decrescente con la profondità (**fig.5.239**).

La resistenza al taglio non drenata c_u determinata sulla base delle prove TX-UU, dell'indice di resistenza "pocket penetrometer" e dell'interpretazione delle prove SPT è riportata nella **fig.5.240a, b**; essa può essere assunta cautelativamente pari a:

$$c_u = 40 + 1.5 \cdot z \text{ kPa}$$

I parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci risultano mediamente pari a **(figg.5.241 e 5.242)**:

Resistenze operative:

$$\varphi' = 25^\circ$$

$$c' = 10 \div 20 \text{ kPa}$$

Resistenze residue:

$$\varphi_r' = 20^\circ$$

$$c_r' = 0 \text{ kPa}$$

Le caratteristiche di deformabilità derivabili dalle prove edometriche sono pari a:

- $C_c = 0.2 \div 0.25$ = coefficiente di compressione nel tratto vergine **(fig.5.243)**;
- $C_r = (0.2 \div 0.25)/(3 \div 5)$ = coefficiente di ricompressione;
- $E_{ed} \geq 4000 + 300 \cdot z$ = modulo edometrico nel campo di ricompressione **(fig.5.244)**;
- $c_{\alpha\epsilon} \leq 0.15\%$ = coefficiente di consolidazione secondaria nel campo di ricompressione **(fig.5.245)**.

Si rileva che le prove pressiometriche Menard hanno fornito valori del modulo di Young più bassi di quelli ricavabili dalle prove edometriche, presumibilmente per problemi di disturbo indotto dalla perforazione **(fig.5.246)**.

I coefficienti di permeabilità verticale derivabili dalle prove edometriche e dalle correlazioni empiriche sono dell'ordine di $1 \times 10^{-8} \div 1 \times 10^{-10}$ m/sec **(fig.5.247)**; quelli orizzontali possono essere ipotizzati dell'ordine di circa 3 volte quelli verticali.

I coefficienti di consolidazione primaria c_v per problemi di flusso verticale, derivabili dalle prove edometriche e dalle correlazioni empiriche sono dell'ordine di $1 \times 10^{-6} \div 1 \times 10^{-7}$ m²/sec **(fig.5.248)**; quelli per problemi di flusso orizzontale possono essere ipotizzati pari a circa 3 volte quelli verticali.

5.14.4 Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti, nelle tabelle seguenti si riassumono i parametri medi caratteristici dei materiali a grana grossa e a grana fina costituenti i depositi alluvionali dal km 15+300 a km 17+600.

Depositi alluvionali A1*

γ_t (kN/m ³)	18.5÷20
N_{SPT} (colpi/30 cm)	≥ 25÷30
D_r (%)	40÷55
φ' (°)	35 ÷ 38
c_u (kPa)	120
GSC	1
k_o (-)	0.40÷0.50
k (m/sec)	$1 \times 10^{-4} \div 1 \times 10^{-6}$
V_s (m/sec)	$V_s = 150 \cdot z^{0.25}$
$G_{o1}^{(1)}$	$G_{o1} = 1700 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p_o}{p_a} \right)^{0.5}$
$E_{op1}^{(1)(2)}$	$(2.3 \cdot G_{o1})/5$
$E_{op2}^{(1)(2)}$	$(2.3 \cdot G_{o1})/(5 \div 10)$
ν' (-)	0.15 ÷ 0.20

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

D_r = densità relativa;

φ' = angolo di attrito operativo;

c_u = resistenza al taglio non drenata riferita a tensioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a condizioni di carico tipo quelle delle prove triassiali di compressione e carico;

GSC = grado di sovraconsolidazione;

k_o = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

k = coefficiente di permeabilità;

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio;

G_{o1} = modulo di taglio iniziale riferito a pressioni efficaci pari a quelle geostatiche;

E_{op1} = modulo di Young “operativo”, riferito alle pressioni efficaci geostatiche, per analisi di opere di sostegno tipo paratie e fondazioni dirette e profonde;

E_{op2} = modulo di Young “operativo”, riferito alle pressioni efficaci geostatiche, per analisi di rilevati;

p_a = pressione atmosferica di riferimento;

z = profondità dal p.c. in metri;

ν' = rapporto di Poisson.

Note:

⁽¹⁾ = I moduli di taglio iniziali (G_o) e di Young (E_o) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche p' , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p_o} \right)^{0.5} \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu') \quad (\text{kPa})$$

essendo p'_o la pressione efficace media geostatica.

Analoghe espressioni possono essere utilizzate per i moduli di deformabilità “operativi”.

⁽²⁾ = Applicabile in analisi con modelli costitutivi elastico-lineari o elastico-lineari-plastici.

Depositi alluvionali A1

γ_t (kN/m ³)	20
e_o (-)	0.4 ÷ 0.75
φ' (°)	25
c' (KPa)	10 ÷ 20
N_{SPT} (colpi/30 cm)	10 ÷ 15
c_u (kPa)	40 + 1.5 · z
$GSC = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$ (-)	2 ÷ 3
k_o (-)	$0.5 \cdot \sqrt{2 \div 3}$
C_c (-)	0.2 ÷ 0.25
C_r (-)	$C_c / (3 \div 5)$
$c_{\alpha z}$ (%)	0.15
k_v (m/sec)	$1 \times 10^{-8} \div 1 \times 10^{-10}$
K_h (m/sec)	$3 \times K_v$
c_v (m ² /sec)	$1 \times 10^{-6} \div 1 \times 10^{-7}$
c_h (m ² /sec)	$3 \cdot c_v$
V_s (m/sec)	$\sqrt{\frac{G_{o1} \cdot 9.81}{\gamma_t}}$
$G_{o1}^{(1)}$	$1000 \cdot c_u$
$E_{ed}^{(1)(2)}$	$4000 + 300 \cdot z$
ν' (-)	0.15 ÷ 0.20

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

e_o = indice dei vuoti iniziale;

φ' = angolo di attrito;

c' = intercetta di coesione;

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

c_u = resistenza al taglio non drenata riferita a tensioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a condizioni di carico tipo quelle delle prove triassiali di compressione e carico;

k_0 = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica;

σ_{vmax}' = pressione verticale efficace massima subita dal deposito in passato;

C_c = coefficiente di compressione edometrico per pressioni superiori a σ_{vmax}' ;

C_r = coefficiente di compressione edometrico per pressioni comprese tra σ_{vo}' e σ_{vmax}' ;

$c_{\alpha E}$ = coefficiente di consolidazione secondaria nel tratto di ricomprensione;

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

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

c_v = coefficiente di consolidazione primaria verticale riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di consolidazione principalmente verticale;

c_h = coefficiente di consolidazione primaria orizzontale riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di consolidazione principalmente orizzontale;

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio;

G_{o1} = modulo di taglio iniziale riferito alle pressioni efficaci geostatiche;

E_{ed} = modulo edometrico nel tratto di ricomprensione, riferito alle pressioni efficaci geostatiche;

z = profondità dal p.c. in metri;

p_a = pressione atmosferica di riferimento;

p_o' = pressione efficace media geostatica valutata ipotizzando $k_0=0.5$

ν' = rapporto di Poisson.

Note:

⁽¹⁾ = I moduli di taglio iniziali (G_o) e di Young (E_o) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche p' , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p_o} \right)^{0.5} \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu') \quad (\text{kPa})$$

essendo p'_o la pressione efficace media geostatica.

Analoghe espressioni possono essere utilizzate per i moduli di deformabilità "operativi".

⁽²⁾ = Applicabile in analisi con modelli costitutivi elastico-lineari o elastico-lineari-plastici.