autostrade per l'italia
Società per azioni

DMIE - DIREZIONE MAINTENANCE E INVESTIMENTI ESERCIZIO
PTA - PROGETTAZIONE E COORDINAMENTO PROTEZIONI ANTIRUMORE
PES - PROGETTAZIONE ESECUTIVA

progettazione antirumore

AUTOSTRADA A11 FIRENZE - PISA nord
da progr. Km 27+500 a progr. Km 38+800

PIANO DI RISANAMENTO ACUSTICO
AI SENSI DELLA LEGGE QUADRO n. 447/95

PROGETTO DEFINITIVO
MACROINTERVENTI n. 198 - 199

Comuni di: PISTOIA - SERRAVALLE PISTOIESE
MONSUMMANO TERME - PIEVE A NIEVOLE - MONTECATINI TERME

GEOLOGIA E GEOTECNICA

Titolo Elaborato

RELAZIONE GEOTECNICA DI CARATTERIZZAZIONE MI 199

Commessa	Codice Elaborato	Rev	Scala	Data
0I 303-0I 315	GEO-003 (b)	1		11-2018

IL PROGETTISTA
Ord. Ing. Roma n. A-27062

R.U.P.

Rev	Descrizione	Data	Redatto	Verificato	Approvato	Autorizzato
0	EMISSIONE PER CDS	09-2017	-	E. PAMPANA	E. PAMPANA	M. GIOVANNINI
1	EMISSIONE PER RICHIESTA INTEGRAZIONI	11-2018		E. PAMPANA	E. PAMPANA	M. GIOVANNINI
2						
3						

IL PRESENTE DOCUMENTO NON POTRA' ESSERE COPIATO, RIPRODOTTO O ALTRIMENTI PUBBLICATO, IN TUTTO O IN PARTE, SENZA IL CONSENSO SCRITTO DELLA SOC. AUTOSTRADE PER L'ITALIA S.P.A. OGNI UTILIZZO NON AUTORIZZATO SARA' PERSEGUITO A NORMA DI LEGGE.
THIS DOCUMENT MAY NOT BE COPIED, REPRODUCED OR PUBLISHED, EITHER IN PART OR IN ITS ENTIRETY, WITHOUT THE WRITTEN PERMISSION OF SOC. AUTOSTRADE PER L'ITALIA S.P.A. UNAUTHORIZED USE WILL BE PROSECUTE BY LAW.

elletipi s.r.l.
Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA
tel. 0532/56771 – fax 0532/56119
P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387
e-mail: info@elletipi.it sito web: www.elletipi.it

UNI EN ISO 9001:2008
UNI EN ISO 14001:2004
BS OHSAS 18001:2007
CERTIQUALITY
SISTEMI DI GESTIONE CERTIFICATI

Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 6572 del 07/10/2014, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolari Ministeriali 7618/STC
Organismo Notificato n° 1308 (Decreto 826149 del 22 Marzo 2004 del Ministero delle Attività Produttive) ai sensi della Direttiva 89/106/CEE, Decreto del Presidente della Repubblica n° 246/1993, Decreto Ministeriale 156/2003

INDAGINI PER LA PROGETTAZIONE DELL'INSTALLAZIONE DELLE NUOVE BARRIERE ANTIRUMORE LUNGO LA RETE ASPI. A 11 – MACROINTERVENTO M 199

RELAZIONE GEOTECNICA DI CARATTERIZZAZIONE

dott. geol. Gianluca Ferioli

SOMMARIO

1. INTRODUZIONE 5

2. DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO 6

2.1. DOCUMENTAZIONE 6

2.2. NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI 6

2.3. BIBLIOGRAFIA 7

3. QUADRO PROGETTUALE 11

3.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA 11

3.2. IDROLOGIA SOTTERRANEA 15

3.3. SISMICITÀ DELL'AREA 16

3.4. INDAGINI GEOTECNICHE DISPONIBILI 18

3.5. INDAGINI GEOFISICHE DISPONIBILI 20

4. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA 22

4.1. GENERALITÀ 22

4.2. MATERIALI A GRANA GROSSA 23

4.2.1. INTRODUZIONE 23

4.2.2. DENSITÀ RELATIVA 23

4.2.2.1 Determinazione della densità relativa D_r da prove CPT in sabbia 23

4.2.2.2 Determinazione della densità relativa D_r da prove SPT 24

4.2.2.2.1 In sabbia 24

4.2.2.2.2 In sabbie e ghiaie 25

4.2.3. ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO DA PROVE SPT 27

4.2.4. ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO DA PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE 28

4.2.5. CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ 28

4.2.5.1 Moduli elastici iniziali 28

4.2.5.1.1 Generalità 28

4.2.5.1.2 V_S da prove SPT 29

4.2.5.1.3 G_{o1} da prove CPT 29

4.2.5.2 Moduli di deformabilità "operativi" 30

4.2.5.2.1 Generalità 30

4.2.5.2.2 Moduli di deformabilità "operativi" da prove SPT in sabbia e ghiaia 30

4.2.5.3 Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960) 31

4.3. MATERIALI A GRANA FINE 32

4.3.1. INTRODUZIONE 32

4.3.2. CLASSIFICAZIONE 32

4.3.3. STATO TENSIONALE INIZIALE 34

4.3.4. RESISTENZA AL TAGLIO NON DRENATA 35

4.3.4.1 Premesse di carattere generale 35
4.3.4.2 Prove di laboratorio 36
4.3.4.3 Valutazione di c_u da prove CPTE/CPTU 36
4.3.4.4 Valutazione di cu da prove SPT 37
4.3.5. CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ 37
4.3.5.1 Moduli elastici iniziali 37
4.3.5.1.1 Generalità 37
4.3.5.1.2 Go1 da prove CPTE/CPTU 38
4.3.5.2 Moduli elastici "operativi" in condizioni drenate 38
4.3.5.3 Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960) 39

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI TRACCIATO 40

5.1. GENERALITÀ 40

5.2. TERRENI ARGILLOSO-LIMOSI AL 41

5.2.1. GENERALITÀ 41
5.2.2. CARATTERISTICHE FISICHE E DENSITÀ RELATIVA 41
5.2.3. STATO INIZIALE E PRESSIONI DI PRECONSOLIDAZIONE 42
5.2.4. CARATTERISTICHE DI RESISTENZA 42
5.2.4.1 Resistenza al taglio non drenata 42
5.2.5. CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ 42
5.2.6. TABELLA RIASSUNTIVA DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA 43

5.3. TERRENI GHIAIOSO SABBIOSI GS 44

5.3.1. GENERALITÀ 44
5.3.2. CARATTERISTICHE FISICHE E DENSITÀ RELATIVA 44
5.3.3. CARATTERISTICHE DI RESISTENZA AL TAGLIO 44
5.3.4. CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ 45
5.3.4.1 Moduli iniziali 45
5.3.4.2 Modulo di deformabilità operativo 45
5.3.5. TABELLA RIASSUNTIVA DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA 45

5.4. RILEVATO AUTOSTRADALE RI 47

5.4.1. GENERALITÀ 47
5.4.2. CARATTERISTICHE FISICHE E DENSITÀ RELATIVA 47
5.4.3. CARATTERISTICHE DI RESISTENZA AL TAGLIO 47
5.4.4. CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ 48
5.4.4.1 Moduli iniziali 48
5.4.4.2 Modulo di deformabilità operativo 48
5.4.5. TABELLA RIASSUNTIVA DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA 48

5.5. TABELLE RIASSUNTIVE PER LE UNITA' GEOTECNICHE RILEVATE 50

5.6. CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE 52

5.7. STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE 54

5.7.1. EVENTI SISMICI ATTESI 55

5.7.2. ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA AL P.C. 56
5.7.3. LIVELLO DELLA FALDA FREATICA 56
5.7.4. STATO DI ADDENSAMENTO 56
5.7.5. GRANULOMETRIA 56
5.7.6. VALUTAZIONE DELLA LIQUEFACIBILITÀ DEI TERRENI DA CPTU 58
APPENDICE A - FIGURE 66
APPENDICE B - TABELLA RIASSUNTIVA DELLE PROVE DI LABORATORIO 99

1. INTRODUZIONE

La presente relazione geotecnica illustra ed interpreta i risultati delle indagini geotecniche disponibili per il piano di risanamento acustico ai sensi della legge quadro 447/95, previsto nel tratto di autostrada A11 Firenze - Pisa compreso tra la progressiva km 32+700 e la progressiva km 38+800, denominato Macro Intervento 199 (M 199).

.

La relazione si articola come segue:

- il **capitolo 2** elenca i documenti, le normative e la bibliografia di riferimento
- il **capitolo 3** riporta:
  - un breve inquadramento geologico, geomorfologico ed idrogeologico dell'area (**paragrafi 3.1, 3.2**);
  - indicazioni sui parametri sismici quali risultano dall'applicazione della normativa vigente (**paragrafo 3.3**);
  - un riepilogo delle indagini geotecniche (**paragrafo 3.4**) finalizzate al Progetto Esecutivo
- il **capitolo 0** descrive i criteri di interpretazione delle indagini geofisiche
- il **capitolo 5** descrive i criteri di interpretazione delle indagini geotecniche disponibili
- il **capitolo 6** riporta la caratterizzazione geotecnica e sismica delle principali formazioni indicate nel documento di riferimento n°1 in termini di proprietà fisiche (composizione granulometrica, caratteristiche di plasticità, etc.) e meccaniche (resistenza al taglio e deformabilità) quali risultano dall'interpretazione delle indagini disponibili.

2. DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

2.1. DOCUMENTAZIONE

Nella stesura della relazione si è fatto riferimento alla seguente documentazione:

1. ELLETIPI S.r.l. Ferrara, "Indagini per la progettazione dell'installazione delle nuove BARRIERE ANTIRUMORE lungo la rete ASPI, A 11 – MACROINTERVENTO M 199". **Relazione Geologica.**
2. ELLETIPI S.r.l. Ferrara, "Indagini per la progettazione dell'installazione delle nuove BARRIERE ANTIRUMORE lungo la rete ASPI, A 11 – MACROINTERVENTO M 199". **Relazione sulle indagini geognostiche.**
3. ELLETIPI S.r.l. Ferrara, "Indagini per la progettazione dell'installazione delle nuove BARRIERE ANTIRUMORE lungo la rete ASPI, A 11 – MACROINTERVENTO M 199". **Planimetrie con ubicazione delle indagini e profili geotecnici in scala 1:2000, 1:2000/200.**

2.2. NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI

1. 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".
2. 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.
3. 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".
4. 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".
5. EN 1997 Eurocodice 7 (Febbraio 2005)
   - Part 1: General rules
   - Part 2: Standards for laboratory testing
   - Part 3: Standards for field testing.
6. Decreto Ministero Infrastrutture n. 29 (14 gennaio 2008) "Norme tecniche per le costruzioni".
7. Circolare n. 617 C.S.LL.PP. (02 febbraio 2009) "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni".

2.3. BIBLIOGRAFIA

1. Andrus R.D., Youd T.L. (1989) "Penetration tests in liquefable gravels" Technical Papers, Proceedings XII ICSMFE, vol.1, Rio de Janeiro.
2. Baldi G., Bellotti R., Ghionna V.N., Jamiolkowski M., Pasqualini E. (1983) "Cone penetration test and relative density in sand" 14th National Conference on S.M.F.E., Spoleto, Italy, (in italian).
3. Baldi G., Bellotti R., Ghionna V.N., Jamiolkowski M., Pasqualini E. (1986) "Interpretation of CPTs and CPTUs: 2nd part, Drained penetration of sands" 4th International Geotechnical Seminar, Singapore.
4. 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.
5. Berardi R. (1999) "Non linear elastic approaches in foundation design" Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, Balkema.
6. Bjerrum, L. (1967). "Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings". Géotechnique 17, n° 2, 81-118.
7. Bjerrum L. (1972) "Embankments on soft ground" Proc. of Spec. Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Lafayette.
8. Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique 36, n° 1.
9. Burland J.B. (1990) "On the compressibility and shear strength of natural clays" Géotechnique 40, n° 3, pag. 329.
10. 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.
11. Charles J.A. (1989) "Geotechnical properties of coarse grained soils" General Report, Discussion Session 8, Proceedings XII ICSMFE, vol.4, Rio de Janeiro.
12. Chen, B.S. and Mayne, P.W. (1996). "Statistical Relationship between Piezocone Measurements and Stress Hystory of Clays" Canadian Geotechnical Journal 33, pp. 488-498.
13. Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.
14. 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.
15. 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.
16. Elson W.K. (1984) "Design of laterally-loaded piles" CIRIA Report 103.
17. Evangelista A. (1993) "Appunti di Opere di Sostegno". Ilardo, Napoli

18. Garizio, G.M. (1997). "Determinazione dei parametri geotecnici ed in particolare di Ko da prove penetrometriche". Tesi di Laurea, Politecnico di Torino.
19. Harman D.E. (1976) "A statistical study of static cone bearing capacity, vertical effective stress and relative density of dry and saturated fine sands in a large triaxial test chamber" Master's Thesis, University of Florida.
20. Holtz R.D., Jamiolkowski M., Lancellotta R., Pedroni R. (1991) "Prefabricated vertical drains: design and performance" CIRIA Ground Engineering Report: Ground Improvement.
21. Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" Proceedings In-situ 2001, Bali.
22. 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.
23. Jamiolkowski, M., Lo Presti, D.C.F. and Garizio, G.M. (2001). "Correlation between Relative Density and Cone Resistance for Silica Sands". Jubilee Volume 75th Anniversary of K. Terzaghi's. Erdbaumechanik Wien, Edit. H. Brandl.
24. Kokusho T., Tanaka Y. (1994) "Dynamic properties of gravel layers investigated by in-situ freezing sampling" Proc. Ground Failures under Seismic Conditions, ASCE Convention in Atlanta, Geot. Spec. Publi., n° 44, pp. 121-140.
25. Ladd C.C., Foot R. (1974) "A new design procedure for stability of soft clays" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol.100, n° 7.
26. 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.
27. 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.
28. Lunne T., Christoffersen H.P., Tjelta T.I. (1985) "Engineering use of piezocone data in North Sea clays" Proc. XI ICSMFE, S. Francisco.
29. Lunne, T., Robertson, P.K., Powell, J.J.M. (1997). "Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice" Blackie Academic and Professional, London.
30. Marchetti S. (1985) "On the field determination of ko in sand" Discussion Session 2A, 11th ICSMFE, S. Francisco.
31. 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.
32. Mayne P.W., Rix G.J. (1993) "Gmax - Qc relationship for clays" Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, vol.16, n°1, pp. 54-60
33. Mitchell J.K. (1976) "Fundamentals of soil behavior" John Wiley & Sons.

34. Nagaraj T.S., Miura N. (2001) "Soft clay behaviour – Analysis and assessment" Balkema, Rotterdam.
35. NAVFAC (1971) "Design Manual DM7" U.S. Naval Publication and Formations Center, Philadelphia.
36. Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering anf Structural Dynamics, vol.6.
37. Olsen R.S., Farr J.V. (1986) "Site characterization using the cone penetration test" Proc. Intern. Symposium In-Situ '86, Blacksburg (USA).
38. Randolph M.F., Wroth C.P.T. (1981) "Application of the failure state in undrained simple shear to the shaft capacity of driven piles" Géotechnique.
39. 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.
40. Rix, G.J. and Stokoe, K.H. (1992). "Correlation of initial tangent modulus and cone resistance". Proc. of the International Symposium on Calibration Chamber Testing, Potsdam, N.Y. Edit. Elsevier.
41. Robertson P.K., Campanella R.G., Wightman A. (1983) "SPT-CPT Correlations" Journal of the Geotechnical Eng. Division, ASCE, Vol. 109.
42. Robertson P.K., Campanella R.G. (1984) "Guidelines for use and interpretation of the electric cone penetration tests" Soil Mech. Series n° 69, Department of Civil Engineering, University of British Columbia.
43. Robertson P.K., Campanella R.C. (1986) "Guidelines for use, interpretation and application of the CPT and CPTU" Soil Mechanics Series 105, Department of Civil Eng., Univ. Of British Columbia, Vancouver.
44. Robertson P. K., Cabal K. L. (2012) "Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering" 5th Edition - Gregg Drilling & Testing, Inc. Signal Hill, California.
45. Robertson, P.K. (1990). "Soil Classification using the Cone Penetration Test". Canadian Geotechnical Journal, n° 1.
46. Rocchi G.F. (2003) "Interpretazione delle prove penetrometriche statiche e dinamiche in termini di densità relativa" Documento interno Studio Geotecnico Italiano.
47. 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.
48. Rocchi G., Fontana F., Da Prat, M. (2003) "Modelling of natural soft clay destruction processes using viscoplasticity theory" Géotechnique 53, n° 8, pp. 729-745.
49. Schofield A.N. & Wroth C.P. (1968) " Critical state soil mechnics" Mc Graw-Hill.
50. Scott, R.F. (1989). Consolidation of sensitive clay as phase change process. Journal of Geotechnical Engineering, vol.115, n° 10, ASCE.

51. Seed H.B., De Alba P. (1986) "Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands" Proceedings of In-Situ '86, Virginia Tech., Blacksburg, Geotechnical Special Publication n° 6, ASCE.
52. Searle I.W. (1979) "The interpretation of Begemann friction jacket cone results to give soil types and design parameters" Proc. VII ECSMFE, Brighton (U.K.).
53. Simpson B., Calabresi G., Sommer H., Wallays M. (1979) "Design parameters for stiff clays" General Report, Proc. 7th ECSMFE, Brighton.
54. 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.
55. Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" CIRIA Report 113.
56. Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I.
57. Stroud M.A. (1988) "The Standard Penetration Test – Its apllication and interpretation" Penetration Testing in UK, Proceedings of the Geotechnical Conference organized by ICE, Birmingham.
58. Tavenas F., Leblond P., Jean P., Leroueil S. (1983a) "The permeability of natural soft clays. Part I: Methods of laboratory measurement" Canadian Geotechnical Journal, vol. 20.
59. Tavenas F., Jean P., Leblond P., Leroueil S. (1983b) "The permeability of natural soft clays. Part II: Permeability characteristics" Canadian Geotechnical Journal, vol. 20.
60. Tokimatsu K., Yoshimi Y. (1983) "Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-valueand fines content" Soils and Foundations 23, n° 4.
61. Wood D.M. (1990) "Soil Behavior and critical state soil mechanics" Cambridge University Press.
62. Viggiani C. (1999) "Fondazioni" Helvelius
63. Viggiani G., Atkinson J.H. (1995) "Stiffness of fine-grained soils at very small strains" Géotechnique 45, n° 2, pp.249-265.
64. Villet W.C.B., Mitchell J.K. (1981) "Cone resistance, relative density and friction angle" Specialty Session on Cone Penetration Testing and Experience, ASCE, St Louis, Norris & Holtz editors, pp. 178-208.
65. Vucetic M., Dobry R. (1991) "Effect of soil plasticity on cyclic response" Journal of Geotechnical Engineering, vol. 117, n° 1, pp. 89-107.
66. Youd T.D. (1972) "Factors controlling maximum and minimum density of sands" Proceedings of Symposium on Eval. Dens., ASTM STP 523.

3. QUADRO PROGETTUALE

3.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA

L'area oggetto di indagine e sede del Macrointervento M199 è ubicata nel territorio dei comuni di Montecatini Terme e Serravalle Pistoiese, in Provincia di Pistoia, Toscana. Il sito è ubicato lungo il tracciato dell' A11 Firenze - Pisa, tra il km 32+700 ed il km 38+800 con opere in carreggiata sud, come evidenziato dai segnaposto verdi nella figura 1.

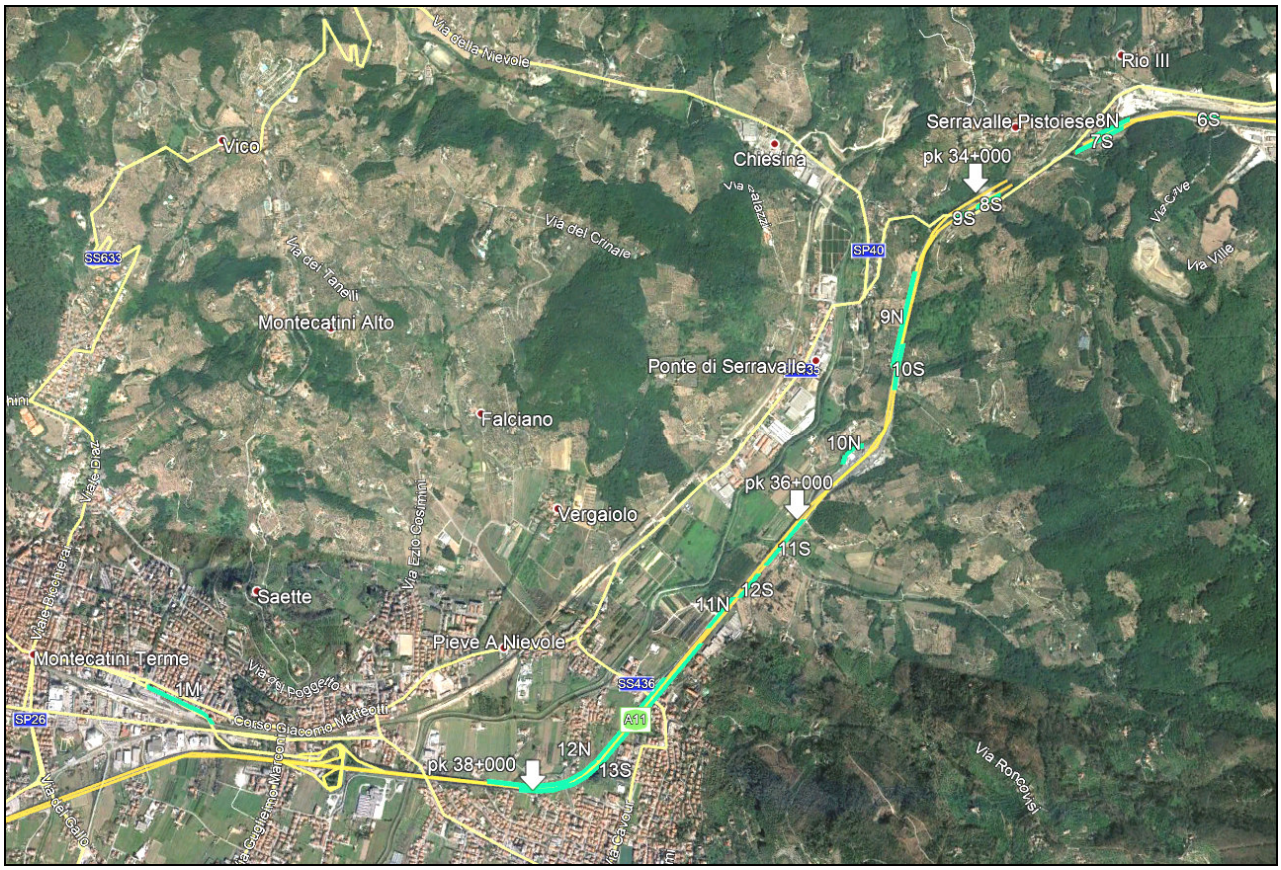


Figura 1: Stralcio topografico dell'area oggetto di indagine.

Il Macrointervento 199 si compone complessivamente di 15 interventi di lunghezze variabili tra 85 ed 1193 metri lineari, come indicato nella tabella sottostante.

M 199	carreggiata	lunghezza m	da p. k.	a p. k.
Intervento 6S	sud	108.00	32+943	33+054
Intervento 7S	sud	266.00	33+333	33+555
Intervento 8N	nord	204.00	33+303	33+485
Intervento 8S	sud	138.00	33+894	34+011
Intervento 9S	sud	85.50	34+076	34+170
Intervento 9N	nord	482.75	34+550	35+058
Intervento 10S	sud	251.50	34+872	35+138
Intervento 10N	nord	176.00	35+467	35+636
Intervento 11S	sud	280.50	35+953	36+225
Intervento 11N	nord	197.00	36+448	36+638
Intervento 12S	sud	140.00	36+302	36+437
Intervento 12N	nord	1095.00	36+922	38+234
Intervento 13S	sud	1193.50	36+710	38+088
Intervento 14S	sud	49.50	38+603	38+652
Intervento 1M		346.50	39+612	39+804

Le formazioni geologiche che affiorano nell'area sono riferibili a Unità Tettoniche sia del bacino toscano di sedimentazione che del bacino ligure (rispettivamente Successione Toscana e Successione Ligure). Sul Colle di Monssumano una faglia diretta ha portato in affioramento il nucleo Mesozoico, con le formazioni comprese tra il Calcare Massiccio e la Scaglia Toscana.
La successione Toscana è l'Unità geometricamente inferiore delle due citate ed è rappresentata da tre formazioni: la Scaglia Rossa, il Macigno e le Marne di Pievepelago identificate nelle zone secondo il CARG come Marne di Marmoreto.
La Scaglia Rossa è presente in limitati affioramenti nella parte alta della valle del T. Nievole; il tipo litologico è costituito da argilliti rossastre e varicolori talvolta con intercalazioni di calcari e calcareniti grigie in cui sono presenti anche facies marnose. L'età è compresa tra il Cretaceo inf. E l'Oligocene.
Il Macigno invece forma l'ossatura rocciosa del Monte Albano. È presente in facies di Flysch, cioè con alternanza di arenarie quarzoso-feldspatiche con argilliti e siltiti; l'età è attribuibile all'Oligocene medio/sup. e l'Oligocene sup.

Le Marne di Pievepelago (Marne di Marmoreto) sono presenti in un affioramento al margine sud-orientale del territorio comunale, sono costituite da marne, marne siltose ed argilliti di colore grigio e giallastro, talora con sottili interstrati; l'età è l'Oligocene sup. ed esse si trovano al tetto del Macigno.
L'unità tettonica posta in giacitura alloctona e sovra scorsa sui termini delle Unità Toscane è costituita dalle Successioni Liguri e si compone di due formazioni: il Complesso di Base (Formazione di Sillano) e i Calcari Arbarese (Formazione di Monte Morello).

La Formazione di Sillano è formata da una serie di terreni scompaginati in assetto caotico a dominante argillosa o argillitica con inclusi calcarei e calcarenitici sia in blocchi che in frammenti di strato; questa formazione, un tempo compresa tra quelle raggruppate sotto il nome di "argille scagliose", ha un'età variabile tra il Cretacico e l'Eocene.

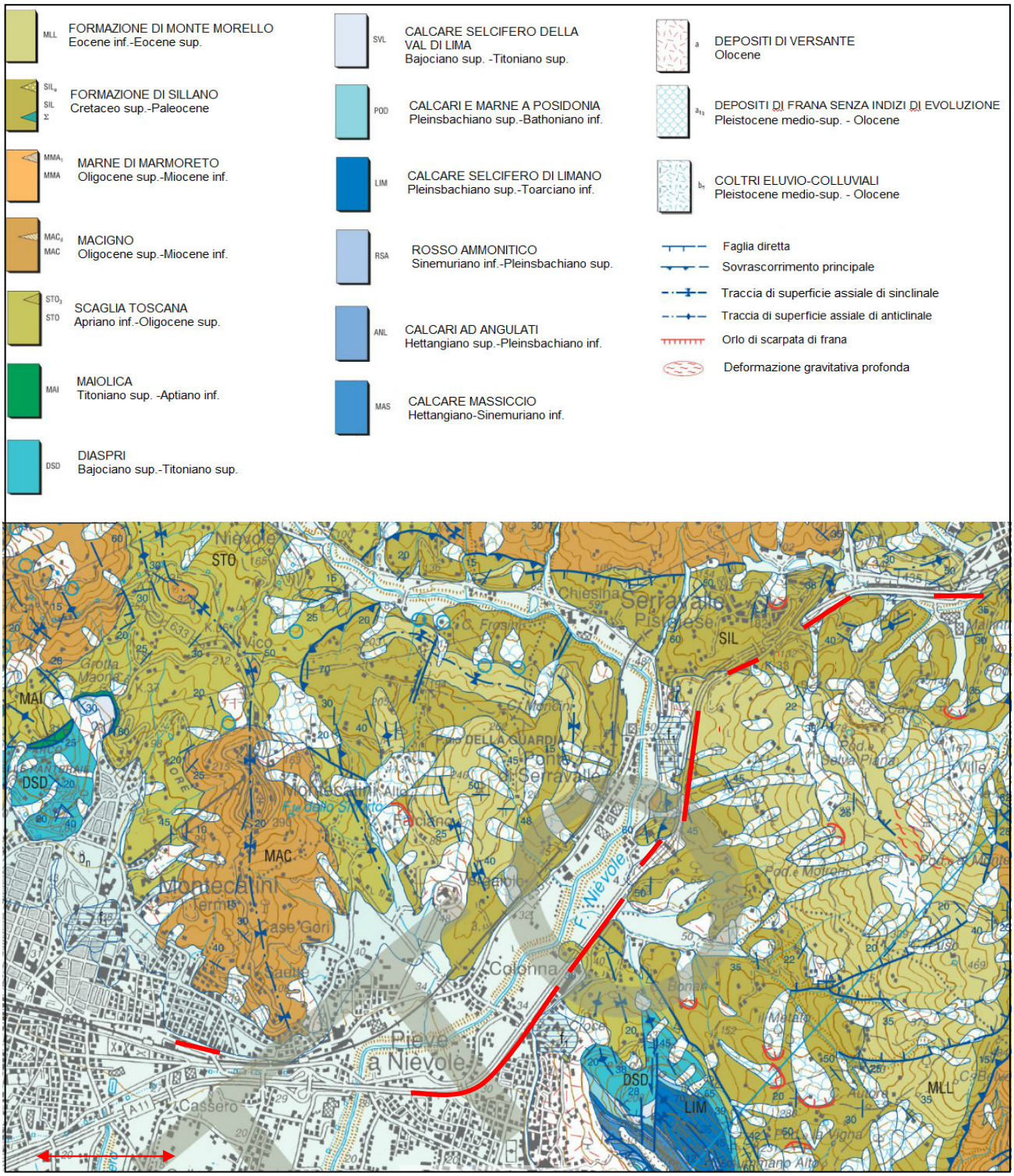


Figura 2: Stralcio della Carta Geologica d'Italia 1:50.000, Foglio 262 Pistoia

Come Calcari Albarese sono stati cartografati gli affioramenti di calcari e calcari marnosi e grigi, di marne e di arenarie a cemento calcareo di età Eocene.

Sopra a queste unità alloctone dell'Appennino, affioranti in corrispondenza degli alti strutturali come il Monte Albano e i colli di Montecatini e Serravalle, si appoggia la successione sedimentaria del Bacino di Montecarlo. La successione che caratterizza la depressione tettonica può essere suddivisa in cinque principali unità stratigrafiche. I sedimenti autoctoni più antichi sono conosciuti sulla base di sondaggi (pozzi Cerbaie-1, Certaldo-2 e Certaldo-3, in Ghelardoni et al., 1968) ubicati nel settore meridionale del

bacino. Essi sono costituiti da argille marnose e sabbie siltose di origine fluvio-lacustre attribuibili al Miocene Superiore. Questi depositi sono seguiti verso l'alto da sedimenti di ambiente marino e marino-transizionale del Pliocene Inferiore e Medio (Caredio et al., 1995), al di sopra dei quali poggiano in discordanza depositi fluvio-lacustri con faune del Villafranchiano Medio-Superiore (Pliocene Superiore – Pleistocene Inferiore). Seguono i conglomerati a prevalenti clasti di quarziti e filladi della Fm. di Montecarlo e della Fm. delle Cerbaie.

La successione sedimentaria termina con i depositi terrazzati di ghiaie la cui composizione varia in funzione dell'apporto locale. Questi corpi alluvionali, discordanti sui sopra menzionati depositi del Bacino di Montecarlo e sulle unità dell'Appennino Settentrionale, sono riferibili al Pleistocene Superiore.

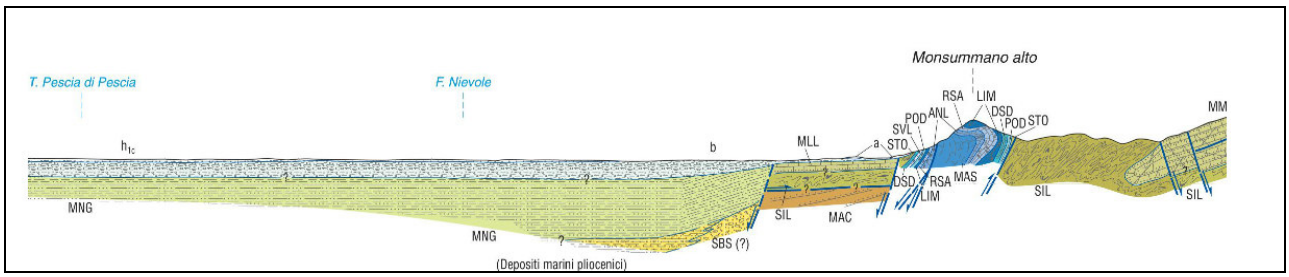


Figura 3: Stralcio Sezione Geologica dalla Carta Geologica d'Italia 1:50.000, Foglio 262 Pistoia

Dal punto di vista geomorfologico, il territorio in esame interessa principalmente due diversi ambiti morfologici:

- Pianura alluvionale appartenente alla parte settentrionale della piana Monsummano - Montecatini
- Rilievi montuosi di modesta elevazione costituiti da rocce litoidi del substrato (parte settentrionale del Monte Albano e dai colli di Montecatini e Serravalle).

Il paesaggio morfologico delle aree di pianura è dominato dalle forme fluviali dovute alle acque superficiali e dalle forme antropiche. Nella porzione di territorio attraversata dal Torrente Nievole, le zone produttive sono poche ed isolate, è invece molto importante l'attività agricola legata a varie tipologie di coltivazioni per le quali sono necessari approvvigionamenti d'acqua che utilizzano la rete idrica formata da una serie di fossi ben cartografabili, definiti corsi d'acqua artificiali. Le aree urbanizzate di Monsummano Terme e di Pieve A Nievole sono prive o quasi di forme morfologiche se non quelle di tipo antropico. In generale i corsi d'acqua sono regimati e non presentano grosse evidenze di erosione laterale e di conseguenza accumulo.

Il paesaggio morfologico dei rilievi montuosi è dominato dalle forme di versante dovute alla gravità; in particolare sono presenti depositi di frana di dimensioni ridotte, riconducibili a movimenti abbastanza superficiali; gli indizi morfologici che evidenziano la presenza di questi corpi sono modifiche della pendenza del terreno (concavità e convessità), cambiamenti nella vegetazione e nella tessitura del suolo.

Queste forme si sono impostate principalmente sulle formazioni della Scaglia Toscana e del Sillano e sulla formazione del Macigno; la maggior parte dei depositi gravitativi si presentano in uno stato quiescente.

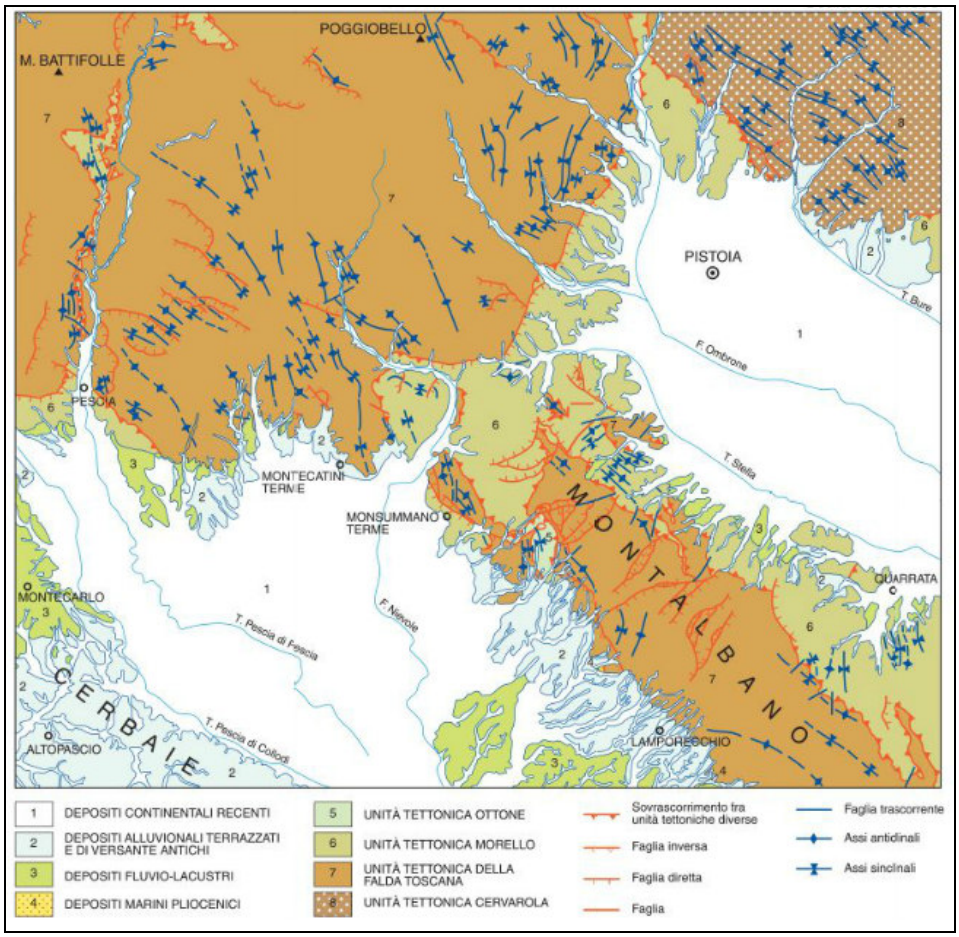


Figura 4: Schema tettonico della Carta Geologica d'Italia 1:50.000, Foglio 262 Pistoia

3.2. IDROLOGIA SOTTERRANEA

Le informazioni sull'idrologia sotterranea derivano essenzialmente dai rilievi dell'altezza piezometrica effettuati durante l'esecuzione dei sondaggi e nei piezometri installati durante la campagna di indagine di progetto esecutivo.

Nella **Tabella 3.1** sono riportate le letture dei livelli freatici misurati.

Tabella 3.1 - Livelli freatici misurati

Denominazione	Progressiva	Direzione	Ubicazione	Misura da p.c. (m)	Data Lettura falda
M199_S01	33+000	Est	Proprietà esterna ASPI	3.25	11/04/2018
M199_S01bis	33+950	Est	Piazzola	3.90	11/04/2018
M199_S03	34+950	Est	Corsia di emergenza	2.65	11/04/2018
M199_S04	35+600	Ovest	Area di Servizio	11.60	11/04/2018
M199_S05	36+200	Est	Corsia di emergenza	3.95	11/04/2018
M199_S06	36+750	Est	Corsia di emergenza	2.90	11/04/2018
M199_S07	37+300	Est	Corsia di emergenza	7.75	11/04/2018
M199_S08	37+900	Est	Corsia di emergenza	2.75	11/04/2018

3.3. SISMICITÀ DELL'AREA

Il territorio dei comuni di Montecatini Terme e Serravalle Pistoiese è classificato secondo l'OPCM 3274 del 20.03.2003, in zona 3, le cui azioni sismiche sono governate dalle accelerazioni riportate nella tabella sottostante.

ZONA	a_g = accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A
1	0,35 g
2	0,25 g
3	0,15 g
4	0,05 g

Tale classificazione ora è utilizzata solo a fini amministrativi per la pianificazione territoriale.

Per la definizione dei parametri sismici di progetto verrà utilizzata la carta della pericolosità sismica dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia entrata in vigore con l'Ordinanza PCM 3519 del 28 aprile 2006 dalla G.U. n.108 del 11/05/06 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone".Viene qui sinteticamente esposta la classificazione sismica per i comuni che ricadono nell'area di riferimento del presente progetto.

Dalla mappa della pericolosità sismica dell'INGV, considerando:
vita nominale dell'opera, Vn = 50 anni;
Classe d'uso, Cu = IV;
vita di riferimento, Vr = 100 anni;
Fattore d Amplificazione topografico, ST = 1 (topografia pianeggiante < 15°)
si ricavano i seguenti parametri dell'azione sismica per ciascuno degli interventi delle verticali indagate:

INTERVENTO 6S

STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)	S_S (-)
SLO	60	0.065	2.529	0.266	1.200
SLD	101	0.080	2.527	0.275	1.200
SLV	949	0.185	2.379	0.306	1.200
SLC	1950	0.230	2.391	0.314	1.200

INTERVENTO 7S

STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)	S_S (-)
SLO	60	0.065	2.530	0.266	1.200
SLD	101	0.079	2.529	0.275	1.200
SLV	949	0.184	2.379	0.306	1.200
SLC	1950	0.229	2.391	0.314	1.200

INTERVENTO 8N

STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)	S_S (-)
SLO	60	0.065	2.530	0.266	1.200
SLD	101	0.079	2.529	0.275	1.200
SLV	949	0.184	2.379	0.306	1.200
SLC	1950	0.229	2.391	0.314	1.200

INTERVENTO 8S

STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)	S_S (-)
SLO	60	0.065	2.533	0.266	1.000
SLD	101	0.079	2.533	0.275	1.000
SLV	949	0.183	2.379	0.307	1.000
SLC	1950	0.227	2.392	0.314	1.000

INTERVENTO 9S

STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)	S_S (-)
SLO	60	0.064	2.533	0.266	1.000
SLD	101	0.079	2.534	0.275	1.000
SLV	949	0.182	2.378	0.306	1.000
SLC	1950	0.227	2.392	0.314	1.000

INTERVENTO 9N

STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)	S_S (-)
SLO	60	0.064	2.537	0.266	1.000
SLD	101	0.078	2.537	0.275	1.000
SLV	949	0.181	2.378	0.306	1.000
SLC	1950	0.225	2.393	0.314	1.000

INTERVENTO 10S

STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)	S_S (-)
SLO	60	0.064	2.538	0.266	1.000
SLD	101	0.078	2.538	0.275	1.000
SLV	949	0.180	2.378	0.306	1.000
SLC	1950	0.224	2.393	0.314	1.000

INTERVENTO 10N

STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)	S_S (-)
SLO	60	0.063	2.541	0.265	1.200
SLD	101	0.077	2.541	0.275	1.200
SLV	949	0.179	2.377	0.306	1.200
SLC	1950	0.223	2.394	0.314	1.200

INTERVENTO 11S

STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)	S_S (-)
SLO	60	0.063	2.544	0.265	1.200
SLD	101	0.077	2.543	0.275	1.200
SLV	949	0.178	2.377	0.306	1.200
SLC	1950	0.221	2.394	0.314	1.200

INTERVENTO 11N

STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)	S_S (-)
SLO	60	0.063	2.547	0.265	1.200
SLD	101	0.076	2.545	0.275	1.200
SLV	949	0.177	2.377	0.306	1.200
SLC	1950	0.220	2.395	0.314	1.200

INTERVENTO 12S

STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)	S_S (-)
SLO	60	0.063	2.546	0.265	1.200
SLD	101	0.076	2.545	0.275	1.200
SLV	949	0.177	2.377	0.306	1.200
SLC	1950	0.220	2.394	0.314	1.200

INTERVENTO 12N

STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)	S_S (-)
SLO	60	0.062	2.551	0.265	1.500
SLD	101	0.075	2.549	0.275	1.500
SLV	949	0.175	2.376	0.306	1.500
SLC	1950	0.217	2.396	0.313	1.500

INTERVENTO 13S

STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)	S_S (-)
SLO	60	0.062	2.551	0.265	1.500
SLD	101	0.075	2.549	0.275	1.500
SLV	949	0.175	2.376	0.306	1.500
SLC	1950	0.217	2.396	0.313	1.500

INTERVENTO 1M

STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)	S_S (-)
SLO	60	0.062	2.550	0.264	1.500
SLD	101	0.075	2.548	0.275	1.500
SLV	949	0.175	2.375	0.306	1.500
SLC	1950	0.217	2.395	0.313	1.500

3.4. INDAGINI GEOTECNICHE DISPONIBILI

I dati riportati nei profili stratigrafico-geotecnici (cfr. il documento di riferimento n°3 di **paragrafo 2.1**) sono stati desunti dai risultati delle indagini geotecniche condotte nell'area durante la campagna di indagine di Progetto Esecutivo (cfr. i documenti di riferimento n°2 di **paragrafo 2.1**).

Tali attività sono state eseguite dalla ditta ELLETIPI s.r.l. ed hanno riguardato:

- Esecuzione di n°8 sondaggi a carotaggio continuo spinti ad una profondità di 15.00 metri dal p.c. per complessivi 120 metri lineari di perforazione;
- Condizionamento di n°8 fori a piezometri del tipo a tubo aperto;

- Prelievo di n°13 campioni indisturbati, n°22 campioni rimaneggiati ed esecuzione di n°38 prove in foro del tipo SPT nel corso dei sondaggi geognostici;
- Esecuzione di n°7 prove penetrometriche in parte condotte con dinamico pesante, in parte con piezocono.

La **Tabella 3.32** riassume le principali caratteristiche dei sondaggi e il numero di campioni prelevati.

La **Tabella 3.33** indica le principali caratteristiche delle prove penetrometriche dinamiche.

Tabella 3.2 - Sondaggi stratigrafici per il Progetto Esecutivo

Sigla	Progr. km	Tipo	D (m da p.c.)	C.I.	C.R.	SPT	Strumentazione
M199_S01	33+000	C.C.	15.00	0	3	5	T.A.
M199_S01bis	33+950	C.C.	15.00	2	3	4	T.A.
M199_S03	34+950	C.C	15.00	1	2	4	T.A.
M199_S04	35+600	C.C.	15.00	0	2	5	T.A.
M199_S05	36+200	C.C.	15.00	3	3	5	T.A.
M199_S06	36+750	C.C.	15.00	3	3	5	T.A.
M199_S07	37+300	C.C.	15.00	2	3	5	T.A.
M199_S08	37+900	C.C.	15.00	2	3	5	T.A.

C.C. = perforazione a carotaggio continuo
D = profondità
C.I. = n. di campioni indisturbati
C.R. = n. di campioni rimaneggiati
SPT = n. prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio
T.A. = piezometro a tubo aperto

Tabella 3.3 – Prove penetrometriche per il Progetto Esecutivo

Sigla	Progr. km	Tratto Dinamico (m da p.c.)	Tratto Statico (m da p.c.)
M199_DPSH01	33+400	0.60 – 2.00 m	-
M199_DPSH01bis	34+150	0.60 – 4.60 m	-
M199_DPSH02	34+950	0.20 – 3.40 m	-
M199_CPTU04	35+950	0.60 – 2.00 m	2.02-15.00 m
M199_DPSH05	36+500	0.00 – 3.00 m	-
M199_DPSH06	37+000	0.40 – 7.80 m	-
M199_CPTU07	37+600	0.60 – 2.00 m	2.02-15.00 m

I campioni prelevati durate la campagna di indagine sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

- prove di classificazione:
  - analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
  - limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
  - peso specifico dei granuli;
  - peso di volume naturale;
  - peso volume del secco;
  - indice dei vuoti;
  - porosità;
  - contenuto d'acqua;
  - grado di saturazione.
- prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza:
  - prove di compressione triassiali non consolidate non drenate (TX-UU).

3.5. INDAGINI GEOFISICHE DISPONIBILI

Sono state eseguite 6 indagini sismiche di tipo M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves ovvero Analisi Multicanale delle onde superficiali di Rayleigh) al fine di individuare spessori e geometrie dei litotipi, le caratteristiche sismostratigrafiche degli stessi e per classificare sismicamente il suolo dell'area oggetto di studi ai fini della recente normativa antisismica (D.M. 14/01/08).

La Vs30 determinata è risultata essere per le seguenti prospezioni eseguite rispettivamente:

M199 MASW 00 km 33+500 Nord di: 662 m/s;
M199 MASW 01 km 34+500 Sud di: 828 m/s;
M199 MASW 02 km 35+000 Nord di: 820 m/s;
M199 MASW 03 km 36+900 Sud di: 445 m/s;
M199 MASW 04 km 37+300 Sud di: 321 m/s;
M199 MASW 05 km 38+100 Sud di: 283 m/s;

da cui per i vari interventi si ritiene di attribuire le seguenti categorie di suolo:

Intervento 6S, 7S e 8N	=	Categoria "B"
Intervento 8S, 9S, 9N e 10S	=	Categoria "A"
Intervento 10N, 11S, 11N e 12S	=	Categoria "B"
Intervento 12N, 13S e 1M	=	Categoria "C"

4. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si utilizzano le onde compressive, più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di Rayleigh, la componente principale delle onde superficiali. Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente di frequenza dell'onda superficiale ha una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) che, a sua volta, corrisponde ad una diversa lunghezza d'onda per ciascuna frequenza che si propaga. Questa proprietà si chiama dispersione. Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di corpo (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali. La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio (Vs), ottenuto dall'analisi delle onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh è una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali. Questo tipo di analisi fornisce i parametri fondamentali comunemente utilizzati per valutare la rigidezza superficiale, una proprietà critica per molti studi geotecnici.

L'intera procedura per una MASW consiste di 4 passi fondamentali:

1. Acquisizioni multicanale dei segnali sismici, generati da una sorgente energizzante artificiale (mazza battente su piastra o fucile sismico), lungo uno stendimento rettilineo di sorgente/geofoni;
2. Estrazione del modo fondamentale ed eventualmente, se presenti, dei modi superiori dalle curve di dispersione delle velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh;
3. Inversione delle curve di dispersione per ottenere profili verticali 1D delle Vs (un profilo verticale per ogni curva di dispersione, posizionato nel punto medio di ogni stendimento geofonico);
4. Ricostruzione di una sezione (modello 2D) delle Vs dei terreni con approccio multicanale (con almeno due acquisizioni dei segnali, ovvero due spostamenti lungo la linea dello stendimento).

5. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

5.1. GENERALITÀ

I criteri di interpretazione delle indagini geotecniche, descritti nei **paragrafi 5.2** tengono conto del fatto che lungo il tracciato autostradale in esame si rinvengono depositi prevalentemente limoso-argillosi e ghiaioso-sabbiosi (cfr. il **paragrafo 3.1**) nell'ambito dei quali sono stati eseguiti:

- sondaggi geotecnici con prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati;
- prove penetrometriche dinamiche SPT in foro;
- prove penetrometriche dinamiche pesanti;
- prove penetrometriche statiche;
- prove di laboratorio di classificazione e di determinazione delle caratteristiche di resistenza e deformabilità sui campioni indisturbati prelevati nei fori di sondaggio.

Dal punto di vista della caratterizzazione geotecnica i depositi sopra indicati sono stati suddivisi come segue (cfr. il documento di riferimento n°3 in **paragrafo 2.1**):

- materiali a grana fine prevalentemente ARGILLOSO-LIMOSI (terreni tipo *AL*);
- materiali a grana grossa prevalentemente GHIAIOSO-SABBIOSI (terreni tipo *GS*).

Nel **paragrafo 5.2** vengono descritti i criteri di interpretazione dei terreni a grana grossa mentre nel **paragrafo 5.3** vengono descritti i terreni a grana fine.

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

- della descrizione stratigrafica dei sondaggi;
- delle prove di classificazione sui campioni indisturbati e rimaneggiati.

5.2. MATERIALI A GRANA GROSSA

5.2.1. Introduzione

La caratterizzazione geotecnica di tali terreni è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in sito e delle prove di laboratorio di classificazione effettuate sui campioni.

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

- densità relativa del deposito;
- parametri di resistenza al taglio;
- parametri di deformabilità.

5.2.2. Densità relativa

La densità relativa (D_r) può essere ricavata con una certa approssimazione dall'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPT (cfr. **paragrafo 5.2.2.1**) e dalle prove penetrometriche dinamiche SPT (cfr. **paragrafo 5.2.2.2**).

5.2.2.1 Determinazione della densità relativa D_r da prove CPT in sabbia

In sabbie silicee, non cementate, la densità relativa D_r può essere legata alla resistenza di punta del penetrometro statico q_c in base alla seguente legge (vedi ad esempio Garizio, 1997; Jamiolkowski et al., 2001):

$$D_r = \frac{1}{C_2} \cdot \ln\left[\frac{q_c}{C_0 \cdot (\sigma_{oct}')^{C_1}}\right]$$

essendo:

σ_{oct}' = $\frac{1+2\cdot k_o}{3} \cdot \sigma_{vo}'$ = pressione verticale efficace media esistente in sito (kPa)

σ_{vo}' = pressione verticale efficace esistente in sito (kPa)

$(k_o)_{nc}$ = 0.5 = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati (-)

$(k_o)_{sc}$ = $0.5\cdot(OCR)^{0.5}$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati (-)

OCR = grado di sovraconsolidazione (-)

q_c = resistenza di punta del penetrometro statico (kPa)

D_r = densità relativa (-)

C_0, C_1 e C_2 = coefficienti empirici funzione delle dimensioni medie delle particelle, riportati in **Tabella 5.1** (-)

Tabella 5.1 - Coefficienti empirici C0, C1 e C2 (Harman, 1976; Villet & Mitchell 1981; Baldi et al., 1983; Baldi et al., 1986; Jamiolkowski et al., 1988; Rocchi, 1994)

tipo di sabbia	D_{50} (mm)	C_0 (-)	C_1 (-)	C_2 (-)
fine	0.20 ÷ 0.25	110	0.59	2.95
media	0.40 ÷ 0.55	205	0.51	2.91
grossa	1.00 ÷ 2.00	234	0.48	3.30
D_{50} = diametro delle particelle corrispondente al 50% di passante				

In questa sede, ove non specificato diversamente, si assumeranno valori di C_o, C_1 e C_2 corrispondenti alle sabbie medie.

5.2.2.2 Determinazione della densità relativa D_r da prove SPT

5.2.2.2.1 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:

$$D_r = \left(\frac{1}{A + B \cdot \sigma'_{v0}} \cdot N_{SPT} \right)^{0.5}$$

essendo:

A, B = costanti empiriche indicate in **Tabella 5.2**.

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 (-)

La suddivisione tra sabbie fini e sabbie grosse è fatta con riferimento a quanto riportato nella **Tabella 5.2**.

Tabella 5.2 - 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	$(21.7 \div 27.5) \cdot \frac{1 + 2 \cdot (k_0)_{sc}}{1 + 2 \cdot (k_0)_{nc}}$

In questa sede si assumeranno valori di *A* e *B* corrispondenti alle sabbie fini e medie in ragione della granulometria dei campioni esaminati.

5.2.2.2.2 In sabbie e ghiaie

Nelle sabbie e ghiaie la determinazione della densità relativa D_r risulta meno agevole che per le 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:
ove possibile, nell'ambito della stessa formazione ghiaioso-sabbiosa, 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 non sia possibile effettuare tale confronto i valori N_{SPT} misurati con la punta conica verranno equiparati ai valori N_{SPT} ottenibili con il campionatore standard.
i valori con la profondità dal p.c. degli N_{SPT} verranno suddivisi per:

- materiali caratterizzati da contenuti di fine inferiori al 30%;
- materiali caratterizzati da contenuti di fine superiori al 50% ÷ 60%.

Nel caso dei materiali appartenenti alla prima suddivisione (sabbie e ghiaie), ad ogni valore N_{SPT} verrà associato, ove possibile:

- il corrispondente valore misurato di D_{50} (D_{50} = diametro delle particelle corrispondente al 50% di passante o di trattenuto);
- 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}, verrà effettuata facendo riferimento, per tratte significative, ad un valore di D_{50} medio caratteristico.

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
- $N_{SPT} = N_2 + \frac{50}{a} \cdot 15 \le 100$ 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.

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_0 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:

$$D_r = \left\{ \frac{(N_{SPT})_{78\%} \cdot \left(0.23 + \frac{0.06}{D_{50}}\right)^{1.7}}{9} \cdot \left(\frac{98}{\sigma'_{v0}}\right)^{1/2} \cdot \left(\frac{k_{0,NC}}{k_{0,SC}}\right)^{1/2} \right\}^{1/2}$$

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 passante 50% (mm)

σ'_{vo} = pressione verticale efficace geostatica (kPa)

$k_{o,NC}$ = coefficiente di spinta a riposo di terreni normalmente consolidati (cfr. **paragrafo 5.2.2.2.1**) (-)

$k_{o,SC}$ = coefficiente di spinta a riposo di terreni sovraconsolidati (cfr. **paragrafo 5.2.2.1**) (-)

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

5.2.3. Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

L'angolo di resistenza al taglio di picco φ' può essere determinato facendo riferimento al 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:

φ'	=	angolo di attrito di picco riferito a pressioni σ_{ff}' = 272 kPa	(°)
Q	=	fattore che dipende dalla composizione mineralogica e dalla forma delle particelle di sabbia, valore consigliato per particelle silicee = 10	
p_f'	=	$1.4 \cdot \sigma_{ff}'$ (cfr. Jamiokowski et al. 1988)	(kPa)
σ_{ff}'	=	tensione efficace normale alla superficie di rottura = 272 kPa	
m	=	costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti (cfr. **Tabella 5.3**)	(°)
D_r	=	densità relativa	(-)

Tabella 5.3 - Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

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

I valori dell'angolo di attrito φ_{cv}' possono essere ricavati da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative o, in assenza di queste ultime, assegnati in base a quanto indicato nella **Tabella 5.4** (cfr. ad esempio Youd, 1972; Stroud, 1988).

Tabella 5.4 - 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	$\varphi_{cv}' = 38°$	$\varphi_{cv}' = 34°$
Sabbie a spigoli arrotondati	$\varphi_{cv}' = 33°$	$\varphi_{cv}' = 30°$

Nel caso delle ghiaie a spigoli arrotondati si può assumere mediamente $\varphi_{cv}' = 34°\div36°$.

In questa sede l'interpretazione, riportata al successivo **capitolo 7**, è stata effettuata in accordo al metodo di Bolton (1986), assumendo:

φ_{cv}' = 32° per le sabbie

φ_{cv}' = 35° per le sabbie e ghiaie

m = 3.

5.2.4. Angolo di resistenza al taglio da prove penetrometriche dinamiche

L'angolo di attrito interno φ può essere determinato tramite prove penetrometriche dinamiche pesanti facendo riferimento al metodo proposto da Schmertmann (1982) in base al quale:

$$\varphi = 26 + 0.14 \cdot Dr$$

essendo:

$$Dr = \left[\frac{N_{SCPT}}{32 + 0.288 \cdot \sigma'}\right]^{0.5}$$ (Skempton, 1986)

σ' = pressione efficace in kg/cm^2

N_{SCPT} = numero di colpi medio nello strato

5.2.5. Caratteristiche di deformabilità

5.2.5.1 Moduli elastici iniziali

5.2.5.1.1 Generalità

I moduli iniziali di taglio (G_{o1}) e di Young (E_{o1}), 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:

$$G_{01} = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot V_s^{\,2} \text{ (kPa)}$$

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

essendo:

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

ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0.15 ÷ 0.30

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 da prove geofisiche cross hole e down hole o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT come descritto nel **paragrafo 5.2.5.1.2**.

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

$$G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{P'}{P'_0} \right)^{0.5}$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu') \text{ (kPa)}$$

5.2.5.1.2 V_S 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 della correlazione proposta da Ohta & Goto (1978) (cfr. anche Baldi et al., 1989); in base a tale correlazione vale quanto segue:

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

essendo:

C = 67.3

z = profondità dal p.c. in metri

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (cfr. la **Tabella 5.5**)

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (cfr. la **Tabella 5.6**)

Tabella 5.5 - Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A

(funzione dell'epoca geologica del deposito)

f_A	Olocene	Pleistocene
	1.0	1.3

Tabella 5.6 - 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	1.09	1.07

5.2.5.1.3 G_{o1} da prove CPT

In alternativa per la valutazione di G_{o1} può essere utilizzata la correlazione proposta da Rix & Stokoe (1991), in base alla quale risulta quanto segue:

$$G_{o1} = 291 \cdot q_c \cdot \left[\frac{q_c}{\left(\sigma'_{vo} \cdot p_a\right)^{0.5}} \right]^{-0.75}$$

essendo p_a la pressione atmosferica di riferimento.

5.2.5.2 Moduli di deformabilità "operativi"

5.2.5.2.1 Generalità

Il comportamento dei terreni risulta non lineare; i moduli elastici operativi equivalenti 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.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo non lineari, i dati di ingresso per le analisi sono essenzialmente:

- i moduli elastici iniziali di cui al **paragrafo 5.2.5.1**;
- le 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 in **Figura 4.2** e **Figura 4.3**.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo lineari, per la stima dei moduli di deformabilità "operativi" da associare allo specifico problema al contorno possono essere fatte le seguenti assunzioni:

- Nel calcolo di opere di sostegno tipo paratie (tirantate e non) i moduli di Young "operativi" E_{op1} sono pari a circa 1/3 ÷ 1/5 di quelli iniziali E_o; i valori di modulo suddetti sono associabili a deformazioni indotte rispettivamente pari a circa $1 \times 10^{-3} \div 5 \times 10^{-3}$;
- Nel calcolo dei cedimenti delle fondazioni i moduli di Young "operativi" E_{op1} sono pari a circa 1/5 di quelli iniziali E_o; i valori di modulo suddetti sono associabili a fondazioni caratterizzate da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura $>$ 3 e da cedimenti inferiori a 0.01·B, essendo B la dimensione minore della fondazione.

5.2.5.2.2 Moduli di deformabilità "operativi" da prove SPT in sabbia e ghiaia

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

$E'_{25} = \left(10.5 - 3.5 \cdot D_r\right) \cdot N_{SPT} / 10$ MPa nel caso dei terreni normalmente consolidati

$E'_{25} = \left(52.5 - 35 \cdot D_r\right) \cdot N_{SPT} / 10$ MPa 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:

- per valori di densità relativa D_r inferiori a 50%;
- per materiali ghiaioso-sabbiosi;

le espressioni suddette conducono ad una sottostima dei valori di E_{25}'.

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

Nel progetto dei pali di fondazione i moduli di reazione orizzontale iniziali (E_{si}) alla Matlock & Reese (1960), utili per definire la parte iniziale delle curve *p-y* relative ai pali di fondazione, possono essere 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 **Tabella 5.7** (cfr. Reese et al., 1974 e Elson, 1984)

z = profondità dal piano campagna originario.

Tabella 5.7 - Gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale secondo Reese et al. (1974) (cfr. anche Elson (1984))

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

Nel caso di pali di fondazione posizionati in cresta ad una scarpata naturale o artificiale, i moduli di reazione orizzontali saranno ridotti di una quantità pari al rapporto tra il coefficiente di spinta passiva del terreno calcolato per un piano di campagna orizzontale e lo stesso parametro calcolato per un piano di campagna con inclinazione pari alla pendenza della scarpata.

5.3. MATERIALI A GRANA FINE

5.3.1. Introduzione

La caratterizzazione geotecnica di tali terreni è affidata sia all'interpretazione delle prove di laboratorio, sia all'interpretazione delle prove in sito, programmate ed effettuate allo scopo di classificare i materiali e di determinarne:

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

5.3.2. Classificazione

La classificazione dei terreni viene effettuata in modo convenzionale 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.

Oltre alla classificazione convenzionale, viene considerata anche una classificazione basata su considerazioni legate alla posizione dello stato iniziale in sito, dato dall'indice dei vuoti (e_o), o da quello normalizzato corrispondente I_{vo}, e dalla pressione verticale efficace geostatica (σ'_{vo}), rispetto alla curva di compressibilità intrinseca edometrica (ICL_{oed}) definita in Burland (1990) o misurata sperimentalmente. La ICL_{oed} definita in Burland (1990) è data dalla seguente equazione:

$$I_v = 2.45 - 1.285 \cdot \log\sigma'_v + 0.015 \cdot (\log\sigma'_v)^3$$

dove:

σ'_v = pressione verticale efficace corrente in kPa

$$I_v = \frac{e^* - e^*_{100}}{C^*_c}$$

e^* = rapporto dei vuoti corrente del materiale ricostituito;

$e^*_{100} = 0.109 + 0.679 \cdot e_L - 0.089 \cdot e_L^2 + 0.016 \cdot e_L^3$ = rapporto dei vuoti del materiale ricostituito in corrispondenza di una pressione verticale efficace σ'_v = 100 kPa

$$C^*_c = e^*_{100} - e^*_{1000} = 0.256 \cdot e_L - 0.04$$

e^*_{1000} = rapporto dei vuoti del materiale ricostituito in corrispondenza di una pressione verticale efficace σ'_v = 1000 kPa

e_L = indice dei vuoti corrispondente al limite liquido (LL).

L'indice dei vuoti iniziale normalizzato I_{vo} è dato dalla seguente equazione:

$I_{vo} = \frac{e_o - e^*_{100}}{C^*_c}$ = indice dei vuoti iniziale normalizzato.

Con riferimento anche a quanto indicato nella **Figura 4.4** (vedi ad esempio anche Nagaraj & Miura, 2001) si ha che:

- Terreni caratterizzati da stati iniziali (I_{vo})-(σ'_{vo}) alla sinistra della curva ICL_{oed} (**terreni tipo B1**) sono da considerare sovraconsolidati meccanicamente; in aggiunta alla sovraconsolidazione meccanica tali terreni possono essere dotati anche di legami di cementazione.
- Terreni caratterizzati da stati iniziali (I_{vo})-(σ'_{vo}) che cadono sulla curva ICL_{oed} (**terreni tipo B2**) sono da considerare normalmente consolidati; tali terreni possono essere dotati anche di legami di cementazione.
- Terreni caratterizzati da stati iniziali (I_{vo})-(σ'_{vo}) alla destra della curva ICL_{oed} (**terreni tipo A**) sono da considerare strutturati; essi possono risultare in equilibrio sotto l'azione delle forze di gravità unicamente grazie alla presenza di particolari microstrutture "metastabili", intese nel senso più generale come disposizione geometrica delle particelle e presenza di legami di cementazione (vedi ad esempio Mitchell, 1976).

In generale vale quanto segue:

Non appena vengono raggiunti determinati stati di sollecitazione di soglia critici, i **terreni tipo A** possono avere:

- un comportamento di tipo fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci);
- la propensione a sviluppare deformazioni volumetriche irreversibili (visco-plastiche), positive (riduzione dell'indice dei vuoti) in condizioni drenate o a sviluppare sovrappressioni interstiziali positive in condizioni non drenate.

I **terreni tipo B2**, se dotati di legami di cementazione, possono avere comportamenti simili a quelli dei terreni di tipo A; in assenza di legami di cementazione hanno invece:

- un comportamento duttile o moderatamente fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci connessa solo a fenomeni di riorientazione delle particelle);
- la propensione a sviluppare deformazioni volumetriche irreversibili (plastiche), positive (riduzione dell'indice dei vuoti) in condizioni drenate o a sviluppare sovrappressioni interstiziali positive in condizioni non drenate.

Non appena vengono raggiunti determinati stati di sollecitazione di soglia critici, i **terreni di tipo B1** hanno:

- un comportamento di tipo fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci);

- la propensione a sviluppare deformazioni volumetriche irreversibili (plastiche o visco-plastiche) negative (aumento dell'indice dei vuoti) in condizioni drenate o a sviluppare sovrappressioni interstiziali negative in condizioni non drenate.

  Il comportamento fragile è accentuato se si è in presenza di legami di cementazione.

5.3.3. 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 di laboratorio (di classificazione ed edometriche).

In particolare, nel caso dei **materiali B1** di cui al precedente **paragrafo 5.3.2**, una stima del grado di sovraconsolidazione meccanico ($GSC=\sigma_{vmax}'/\sigma_{vo}'$) si ottiene dall'interpretazione delle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande.

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

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

essendo:

σ_{vo}' = tensione verticale efficace geostatica

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

φ' = angolo di attrito.

Nel caso dei **terreni tipo B2** e **tipo A** la pressione di preconsolidazione σ_{vp}' ($> \sigma_{vo}'$), determinabile dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande, non rappresenta né la tensione verticale massima (σ_{vmax}') subita dal deposito, né la tensione in corrispondenza della quale si innescano deformazioni irreversibili visco-plastiche (σ_{vy}'); inoltre il grado di sovraconsolidazione *OCR* (definito convenzionalmente come $\sigma_{vp}'/\sigma_{vo}'$) non deriva da fenomeni di precompressione meccanica.

In tali circostanze, in mancanza di rilievi sperimentali:

- il coefficiente di spinta del terreno a riposo verrà stimato sulla base della seguente equazione:

  $$k_o = (1 - \sin\varphi')$$

- la pressione σ'_{vy} verrà stimata sulla base della seguente equazione (vedi Bjerrum, 1967, Rocchi et al., 2003):

  $$\sigma'_{vy} = \sigma'_{vo} + \frac{\sigma'_{vp} - \sigma'_{vo}}{3 \div 5}$$

- il grado di sovraconsolidazione equivalente (*OCR**) verrà stimato sulla base della seguente espressione:

$$OCR^* = \frac{\sigma'_{vy}}{\sigma'_{v0}}$$

In mancanza di prove edometriche, sia per materiali tipo B1 sia per i materiali tipo B2 e A, la pressione di preconsolidazione σ_{vp}' ed il grado di sovraconsolidazione $OCR=\sigma_{vp}'/\sigma_{vo}'$, saranno stimati con l'interpretazione delle prove CPTE e CPTU in accordo all'espressione che deriva dalla tecnica SHANSEP (vedi Ladd & Foot, 1974; Ladd et al. 1977) e/o all'espressione proposta da Chen & Mayne,(1996); tali espressioni sono di seguito riportate.

- Tecnica SHANSEP:

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

dove:

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

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate in compressione e carico determinata dall'interpretazione delle prove CPTE e CPTU in accordo a quanto descritto nel **paragrafo 5.3.4.3**;

σ_{vo}' = tensione verticale efficace geostatica

- Correlazione di Chen & Mayne,(1996):

$$\frac{\sigma'_{vp}}{p_a} = 0.86 \cdot \left(\frac{q_c - \sigma_{vo}}{p_a}\right)^{0.93} \cdot (IP)^{-0.28}$$

dove:

IP = indice di plasticità (%)

σ_{vo} = pressione verticale totale (kPa)

q_c = resistenza di punta (kPa)

p_a = pressione atmosferica = 100 kPa.

5.3.4. Resistenza al taglio non drenata

5.3.4.1 Premesse di carattere generale

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

Ove necessario, i risultati ottenuti saranno commentati anche sulla base del confronto con quelli ottenibili dagli indici di resistenza "pocket penetrometer" registrati sulle carote prelevate nei sondaggi.

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.

5.3.4.2 Prove di laboratorio

In questa sede si farà riferimento ai risultati di prove triassiali non consolidate non drenate di compressione e carico (TX-UU) effettuate su campioni indisturbati, saturi, con il presupposto che tali campioni abbiano preservato la gran parte delle tensioni di consolidazione geostatiche.

5.3.4.3 Valutazione di c_u da prove CPTE/CPTU

La resistenza al taglio non drenata c_u, associabile a quella caratteristica di prove triassiali di compressione e carico, consolidate alle tensioni efficaci geostatiche, verrà stimata sulla base delle seguenti espressioni (vedi ad esempio Lunne et al.,1985, Lunne et al., 1997).

$$c_u \approx \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_k} \Rightarrow \text{prove CPTE}$$

$$c_u \approx \frac{q_t - u_2}{N_{kE}} \Rightarrow \text{prove CPTU}$$

essendo:

$14 \le N_k \le 16$

$N_{KE} = 18\text{-}15.45 \cdot B_q$ (per $B_q < 1.15$)

σ_{vo} = pressione verticale totale

q_c = resistenza di punta

$$B_q = \frac{u_2 - u_o}{q_t - \sigma_{vo}} \quad (-)$$

$$q_t = q_c + (1 - \alpha) \cdot u_2$$

α = 0.8 = rapporto delle aree

u_2 = pressione interstiziale durante l'avanzamento del penetrometro misurata dietro il cono

u_o = pressione idrostatica

σ_{vo} = pressione verticale totale geostatica.

5.3.4.4 Valutazione di cu da prove SPT

La resistenza al taglio non drenata, associabile a quella di prove triassiali di compressione e carico, consolidate alle tensioni efficaci geostatiche, verrà stimata sulla base di correlazioni empiriche tipo quelle riportate nella **Figura 4.5** (NAVFAC, 1971).

Nel caso di terreni più compatti (p.es., sedimenti olocenici o pleistocenici profondi), la resistenza al taglio non drenata c_u, 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:

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

5.3.5. Caratteristiche di deformabilità

5.3.5.1 Moduli elastici iniziali

5.3.5.1.1 Generalità

I moduli iniziali di taglio (G_{o1}) e di Young (E_{o1}) iniziali, corrispondenti a pressioni efficaci geostatiche medie p_o', possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_{o1} = \frac{\gamma_t}{9{,}81} \cdot (V_s)^2 \text{ (kPa)}$$

$$E_{o1} = G_{o1} \cdot 2 \cdot (1 + \nu') \text{ (kPa)}$$

essendo:

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

ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0.15 ÷ 0.30

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 cross hole e down hole o indirettamente, interpretando i risultati delle prove CPTE/CPTU come descritto nel **paragrafo 5.3.5.1.2**.

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:

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

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

5.3.5.1.2 Go1 da prove CPTE/CPTU

Una stima dei moduli di elasticità iniziali G_{o1} da prove CPT può essere fatta utilizzando la correlazione empirica proposta da Mayne & Rix (1993) secondo la quale:

$$G_{o1} = \frac{99{,}5 \cdot (p_a)^{0{,}305} \cdot (q_c)^{0{,}685}}{e_o^{1{,}13}}$$

essendo:

p_a = pressione atmosferica nella stessa unità di misura di G_{o1} e di q_c

q_c = resistenza di punta del penetrometro statico

e_o = indice dei vuoti iniziale.

5.3.5.2 Moduli elastici "operativi" in condizioni drenate

I moduli elastici operativi equivalenti risultano funzione sia della pressione efficace media corrente sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

Per tenere conto di tale aspetto in questa sede saranno seguite le seguenti regole:

1. Caso di opere di sostegno e di fondazione su terreni sovraconsolidati meccanicamente (terreni tipo B1) con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell'opera collocati all'interno della superficie di plasticizzazione intrinseca del materiale.

In tali situazioni le deformazioni plastiche indotte da sforzi isotropi e deviatorici sono modeste e l'utilizzo di modelli costitutivi elastici o elastici non lineari può essere ritenuto accettabile.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo non lineari, i dati di ingresso per le analisi sono essenzialmente:

- i moduli elastici iniziali di cui al **paragrafo 5.3.5.1**.
- le 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 **Figura 4.6**.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo lineari, i moduli di deformabilità "operativi" di Young saranno assunti pari a circa 1/3 ÷ 1/5 di quello iniziale E_o.

2. Caso di opere di sostegno e di fondazioni su terreni tipo B2 ed A con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell'opera collocati all'esterno della superficie di plasticizzazione del terreno naturale definita dalla pressione di plasticizzazione σ_{vy}'.

Nelle analisi geotecniche si farà riferimento a modelli costitutivi elasto-plastici e/o elasto-visco-plastici e all'interpretazione delle prove edometriche.

5.3.5.3 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):

$E_s = 400 \cdot c_u$ (kPa)

essendo:

c_u = resistenza al taglio non drenata determinata secondo i criteri di cui al **paragrafo 5.3.4**.

Utili riferimenti bibliografici sono anche in Tomlinson, 1977.

6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI TRACCIATO

6.1. GENERALITÀ

Il presente capitolo riporta la caratterizzazione geotecnica delle principali formazioni individuate lungo il tratto autostradale in esame, basata sui risultati:

- degli studi geologici, geomorfologici ed idrogeologici (documento di riferimento n°1);
- delle indagini geognostiche eseguite (documenti di riferimento n°2) dell'interpretazione delle indagini in accordo ai criteri descritti nel **capitolo 5**.

I principali materiali con caratteristiche geotecniche relativamente omogenee sono:

- **materiali del rilevato RI;**
- **materiali prevalentemente argilloso-limosi *AL*;**
- **materiali prevalentemente ghiaioso-sabbiosi G*S*.**

Lungo la tratta autostradale del Macrolotto 199 i **materiali argilloso-limosi *AL*** sono presenti solo in alcune verticali indagate, in particolare in quelle in territorio del comune di Montecatini Terme..

Più frequentemente sono presenti materiali medio grossolani di **ghiaie-sabbiose GS.**

Per completezza nel **paragrafo 6.2** è riportata anche la caratterizzazione geotecnica dei materiali di rilevato autostradale esistente, che presenta spessori variabili da 0.70 a 5.70 m.

6.2. TERRENI ARGILLOSO-LIMOSI AL

6.2.1. Generalità

La caratterizzazione geotecnica dei materiali prevalentemente argilloso-limosi AL è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione delle prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati dai sondaggi e dalle prove penetrometriche SPT, DPSH e CPTU relative alle indagini di Progetto Esecutivo.

L'interpretazione delle prove in sito è stata effettuata considerando la media dei livelli di falda rappresentati nel documento di riferimento n°3 e nel **paragrafo 3.2**.

Le resistenze N_{SPT} negli strati argilloso-limosi risultano generalmente comprese tra 5 e 25 colpi/30 cm (cfr. **Figura 6.1**). I valori di resistenza alla punta misurati nel corso delle prove CPTU variano tra 0.5 e 3.3 MPa (cfr. **Figura 6.2**).

6.2.2. Caratteristiche fisiche e densità relativa

Le curve granulometriche dei materiali in oggetto sono riportate nella **Figura 6.3**.

Sulla base di tali curve granulometriche le percentuali di argilla, limo, sabbia e ghiaia possono variare come segue:

- argilla =13.4% ÷ 47%
- limo =30.8% ÷ 54.3%
- sabbia =9.9% ÷ 46.9%
- ghiaia =0.0% ÷ 28.1%

In sostanza, l'unità geotecnica *AL* è granulometricamente costituita da limo con argilla sabbioso talora con ghiaia

Il peso di volume naturale medio (γ_n) è pari a γ_n = 19.90 kN/m^3 (cfr. **Figura 6.4**).

Le caratteristiche di plasticità (limite di liquidità e indice di plasticità) vengono di seguito riportate (**Figura 6.5** e **Figura 6.6**):

- *LL* = 25% ÷ 68%
- *IP* = 16% ÷ 42%

Facendo riferimento alla "Carta di plasticità di Casagrande", riportata nella **Figura 6.7**, i materiali *AL* si trovano principalmente distribuiti nel settore di "argille di bassa plasticità".

Sono stati ricavati inoltre i seguenti parametri caratteristici:

- Rapporto tra l'Indice Plastico e il contenuto di argilla *CA (indice di attività colloidale delle argille – Skempton 1957)*: compreso tra 0.4 e 2.6 (cfr. **Figura 6.8**).
- Grado di saturazione: compreso tra 0.66 e 1.00 (cfr. **Figura 6.9**).

- Contenuto di acqua naturale (w_n): compreso tra il 14% e il 41% (cfr. **Figura 6.10**).
- Indice dei vuoti iniziale (e_0): compreso tra 0.47 e 1.11 (cfr. **Figura 6.11**).

6.2.3. Stato iniziale e pressioni di preconsolidazione

Nella **Figura 6.12** sono riportati gli stati iniziali dei materiali nel piano di Burland (1990) I_v-logσ_{vo}'. Nelle figure suddette è tracciata anche la linea di compressibilità intrinseca ICL_{oed}, determinata sulla base della correlazione empirica di Burland (1990).

Il grado di sovraconsolidazione è stato stimato a partire dai risultati delle prove CPTU e risulta compreso tra 1 e 8.6 (**Figura 6.13**).

6.2.4. Caratteristiche di resistenza

6.2.4.1 Resistenza al taglio non drenata

La resistenza al taglio non drenata è stata ricavata dai valori ottenuti in laboratorio tramite prove triassiali "non consolidate non drenate" e confrontata con i valori delle prove in situ (CPTU, DPSH ed SPT) e con quelli ricavati da Pocket Penetrometer/Vane Test sui campioni appena estrusi. La resistenza ottenuta è compresa nell'intervallo 24÷271 kN/m^2 (cfr. **Figura 6.14**).

6.2.5. Caratteristiche di deformabilità

I moduli di taglio iniziale (G_o), determinati sulla base dei risultati delle prove CPTU nei materiali prevalentemente argilloso-limosi variano tra 10 e 164 MPa (valore medio 45.4 MPa) con tendenza ad aumentare con la profondità (**Figura 6.15**).

6.2.6. Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri caratteristici dei materiali argilloso limosi *AL*.

Parametro	Valore minimo	Valore medio
γ_t (kN/m^3)	18.00	19.90
N_{SPT} (colpi/30 cm)	5	15
OCR (-)	1	2.3
c_u (kN/m^2)	24 per z <= 7.0 m; 30 per z > 7.0 m.	59 per z <= 7.0 m; 88 per z > 7.0 m.
G_0 (MPa)	11per z <= 7.0 m; 13 per z > 7.0 m.	35 per z <= 7.0 m; 62 per z > 7.0 m.
k_h (kN/m^3)	400 c_u	

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

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

OCR = grado di sovraconsolidazione;

c_u = resistenza al taglio non drenata;

G_0 = modulo di taglio iniziale;

z = profondità dal p.c. in metri

k_h = coefficiente del modulo di reazione orizzontale

6.3. TERRENI GHIAIOSO SABBIOSI GS

6.3.1. Generalità

La caratterizzazione geotecnica dei materiali prevalentemente ghiaioso-sabbiosi *GS* è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione delle prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati prelevati dai sondaggi e dalle prove penetrometriche dinamiche SPT e DPSH relative alle indagini di Progetto Esecutivo.

Nel macrolotto oggetto di indagine l'unità ghiaioso sabbiosa è presente in maniera prevalente, in particolare nelle verticali più a monte, mentre è assente nei sondaggi S06, S06 e S08.

L'interpretazione delle prove in sito è stata effettuata considerando la media dei livelli di falda rappresentati nel documento di riferimento n°3 e nel **paragrafo 3.2**.

Le resistenze N_{SPT} negli strati ghiaioso-sabbiosi risulta essere in media di 31 colpi/30 cm, con un minimo di 5 ed un massimo di 66 colpi/30 cm (cfr. **Figura 6.16**).

6.3.2. Caratteristiche fisiche e densità relativa

La curva granulometrica dei materiali in oggetto è riportata nella **Figura 6.17**.

Sulla base di tali curve granulometriche le percentuali di argilla, limo, sabbia e ghiaia sono distribuite come segue:

- argilla = 0 – 21.7%
- limo = 6.4 – 37.6%
- sabbia = 7.2 – 43.5%
- ghiaia = 16.5 – 81.5 %

In sostanza, l'unità geotecnica *GS* è granulometricamente costituita da ghiaie con sabbie limose debolmente argillose, ma anche da sabbie con ghiaia.

La densità relativa (D_r), determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT e DPSH è risultata essere in media D_r=25%, con un minimo del 5 ed un massimo del 67% (cfr. **Figura 6.18**).

6.3.3. Caratteristiche di resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito (φ'), determinata sulla base dei risultati delle prove SPT e DPSH è risultata essere in media di 35°, con un minimo di 31 ed un massimo di 38° (cfr. **Figura 6.19**).

6.3.4. Caratteristiche di deformabilità

6.3.4.1 Moduli iniziali

Il modulo di taglio iniziale (G_{o1}), determinato sulla base dei risultati delle prove penetrometriche SPT è risultato essere in media di 62 MPa, con un minimo di 16 ed un massimo di 109 MPa. (cfr. **Figura 6.20**).

6.3.4.2 Modulo di deformabilità operativo

Il modulo di deformabilità operativo (E'_{25}), determinato sulla base dei risultati delle prove penetrometriche SPT e DPSH è risultato essere in media di 14 MPa, con un minimo di 2 ed un massimo di 34 MPa (cfr. **Figura 6.21**).

6.3.5. Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

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

Parametro	Valori minimi	Valori medi
γ_t (kN/m^3)	20	21.5
N_{SPT} (colpi/30 cm)	5	31
D_r (%)	5	25
φ' (°)	31	35
G_{01} (MPa)	16	62
E_{op1} (MPa)	$(G_{01})/(3\div5)$ (1)	
E'_{25} (MPa)	2	14
k_h (kN/m^3)	5000	10000

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;
N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;
D_r = densità relativa;
φ' = angolo di attrito operativo;
G_{o1} = modulo di taglio iniziale riferito a pressioni efficaci pari a quelle geostatiche;
E_{op1} = modulo di Young secante per l'analisi di fondazioni (cedimenti delle fondazioni inferiori a 0.01·B) e di opere di sostegno;
B = dimensione minore della fondazione (m);
p_a = 100 kPa = pressione atmosferica di riferimento;
E'_{25} = modulo di deformabilità operativo
z = profondità dal p.c. in metri.
k_h = coefficiente del modulo di reazione orizzontale

Note:

(1) $G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p'_o} \right)^{0.5}$ (kPa), essendo p' la pressione efficace media corrente e p_o' la pressione efficace media geostatica.

6.4. RILEVATO AUTOSTRADALE RI

6.4.1. Generalità

Il rilevato autostradale presenta generalmente altezze che variano da 0.70 a 5.70 m di spessore.

La caratterizzazione geotecnica è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione delle prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati prelevati dai sondaggi e dalle prove penetrometriche dinamiche SPT e DPSH relative alle indagini di Progetto Esecutivo.

L'interpretazione delle prove in sito è stata effettuata considerando la media dei livelli di falda rappresentati nel documento di riferimento n°3 e nel **paragrafo 3.2**.

Le resistenze N_{SPT} risultano generalmente comprese tra 3 e 100 (rifiuto) colpi/30 cm, con una media di 33 colpi/30 cm (cfr. **Figura 6.22**).

6.4.2. Caratteristiche fisiche e densità relativa

Le curve granulometriche dei materiali in oggetto sono riportate nella **Figura 6.23**.

Sulla base di tali curve granulometriche le percentuali di argilla, limo, sabbia e ghiaia possono variare come segue:

- argilla = 0% ÷ 11%
- limo = 0.8% ÷ 22.3%
- sabbia = 0.7% ÷ 26.3%
- ghiaia = 44.7% ÷ 98.5%

In sostanza, l'unità geotecnica *Ri* è granulometricamente costituita da ghiaie sabbose limose debolmente argillose.

La densità relativa (D_r), determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT e DPSH, è compresa nell'intervallo D_r = 10÷100% (cfr. **Figura 6.24**).

6.4.3. Caratteristiche di resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito (φ'), determinata sulla base dei risultati delle prove SPT e risulta corrispondere ad un minimo di 31 ed un massimo di 44°, con una media di 36° (cfr. **Figura 6.25**).

6.4.4. Caratteristiche di deformabilità

6.4.4.1 Moduli iniziali

I moduli di taglio iniziale (G_{o1}) determinati sulla base dei risultati delle prove penetrometriche SPT nei materiali da rilevato sono nell'ordine di 13÷73 MPa (cfr. **Figura 6.26**).

6.4.4.2 Modulo di deformabilità operativo

I moduli di deformabilità operativi (E'_{25}) determinati sulla base dei risultati delle prove penetrometriche SPT nei materiali da rilevato sono nell'ordine di 2÷32 MPa (cfr. **Figura 6.27**).

6.4.5. Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri caratteristici dei materiali che costituiscono il rilevato autostradale esistente *Ri*.

Parametro	Valori minimi	Valori medi
γ_t (kN/m^3)	20	21.5
N_{SPT} (colpi/30 cm)	3	33
D_r (%)	10	38
φ' (°)	31	36
G_{o1} (kPa)	13	35
E_{op1} (kPa)	$(G_{01})/(3\div5)$ (1)	
E'_{25} (MPa)	2	15
k_h (kN/m^3)	5000	15000

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;
N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;
D_r = densità relativa;
φ' = angolo di attrito operativo;
G_{o1} = modulo di taglio iniziale riferito a pressioni efficaci pari a quelle geostatiche;
E_{op1} = modulo di Young secante per l'analisi di fondazioni (cedimenti delle fondazioni inferiori a 0.01·B) e di opere di sostegno;
B = dimensione minore della fondazione (m);
p_a = 100 kPa = pressione atmosferica di riferimento;
z = profondità dal p.c. in metri.
σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica

E'_{25} = modulo di deformabilità operativo;

k_h = coefficiente per modulo di reazione orizzontale

Note:

(1) $G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p'_o} \right)^{0.5}$ (kPa), essendo p' la pressione efficace media corrente e p_o' la pressione efficace media geostatica

6.5. TABELLE RIASSUNTIVE PER LE UNITA' GEOTECNICHE RILEVATE

Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica terreni *LA*

Parametro	Valore minimo	Valore medio
γ_t (kN/m^3)	18.00	19.90
N_{SPT} (colpi/30 cm)	5	15
OCR (-)	1	2.3
c_u (kN/m^2)	24 per z <= 7.0 m; 30 per z > 7.0 m.	59 per z <= 7.0 m; 88 per z > 7.0 m.
G_0 (MPa)	11per z <= 7.0 m; 13 per z > 7.0 m.	35 per z <= 7.0 m; 62 per z > 7.0 m.
k_h (kN/m^3)	400 c_u	

Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica terreni *GS*

Parametro	Valori minimi	Valori medi
γ_t (kN/m^3)	20	21.5
N_{SPT} (colpi/30 cm)	5	31
D_r (%)	5	25
φ' (°)	31	35
G_{01} (MPa)	16	62
E_{op1} (MPa)	(G_{01})/(3÷5) (1)	
E'_{25} (MPa)	2	14
k_h (kN/m^3)	5000	10000

Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica terreni *Ri*

Parametro	Valori minimi	Valori medi
γ_t (kN/m^3)	20	21.5
N_{SPT} (colpi/30 cm)	3	33
D_r (%)	10	38
φ' (°)	31	36
G_{o1} (kPa)	13	35
E_{op1} (kPa)	(G_{01})/(3÷5) (1)	
E'_{25} (MPa)	2	15
k_h (kN/m^3)	5000	15000

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

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

D_r = densità relativa;

OCR = grado di sovraconsolidazione;

c_u = resistenza al taglio non drenata;

φ' = angolo di attrito operativo;

G_{o1} = modulo di taglio iniziale riferito a pressioni efficaci pari a quelle geostatiche;

E_{op1} = modulo di Young secante per l'analisi di fondazioni (cedimenti delle fondazioni inferiori a 0.01·B) e di opere di sostegno;

B = dimensione minore della fondazione (m);

p_a = 100 kPa = pressione atmosferica di riferimento;

E'_{25} = modulo di deformabilità operativo

z = profondità dal p.c. in metri.

k_h = coefficiente del modulo di reazione orizzontale

Note:

(1) $G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p'_o} \right)^{0.5}$ (kPa), essendo p' la pressione efficace media corrente e p_o' la pressione efficace media geostatica.

6.6. CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto per la valutazione della risposta sismica locale, in assenza di analisi specifiche si è fatto riferimento all'approccio semplificato, basato sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (cfr. § 3.2.2 della normativa di riferimento).

Ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione è stata effettuata in base alla velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità, definita come segue

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

con

h_i spessore in metri dell'i-esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;

$V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità.

Lo stesso riferimento normativo è stato adottato per la definizione della categoria topografica.

Il valore di $V_{s,30}$ è stato ricavato a partire da n. 6 indagini di sismica M.A.S.W. Tale indagine ha evidenziato l'esistenza di diversi sismostrati che ben si accordano con la successione litostratigrafica conosciuta; il profilo di velocità ottenuto evidenzia un graduale aumento con la profondità delle V_s con un sostanziale miglioramento delle caratteristiche meccaniche dei litotipi.

In ogni caso, per i profili di velocità delle onde di taglio misurati nelle indagini M.A.S.W. si ricavano valori di $V_{S,30}$ compresi tra **283 e 828 m/sec** corrispondenti alla categorie di sottosuolo variabili dalla **C** alla **A**.

Inoltre, considerata la morfologia locale dei luoghi in questione, è stata adottata una categoria topografica tipo **T1 (superficie pianeggiante)**.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti,* caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti,* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	*Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D,* con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15°$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15°$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15° \leq i \leq 30°$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30°$

6.7. STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

La suscettibilità dei terreni al fenomeno della liquefazione dipende essenzialmente dalle caratteristiche granulometriche, dalla saturazione e dall'intensità degli sforzi subiti (tipicamente onde sismiche o cicli di carichi applicati).

Il fenomeno può verificarsi essenzialmente in terreni che presentano le seguenti caratteristiche:

- granulometria da sabbie fini a medie (con contenuto in fine variabile generalmente dallo 0% al 25%);
- sotto falda;
- da poco a mediamente addensati;
- profondità dal piano campagna relativamente basse (di solito inferiore ai 15-20 metri).

Per quanto riguarda la normativa italiana si fa riferimento alle Norme Tecniche di Costruzione (D.M. 18/01/2018) che stabiliscono criteri di riferimento per l'esclusione della verifica alla liquefazione e forniscono metodologie di analisi da impiegare nel caso il sito venga riconosciuto a rischio.

Viene di seguito riportato il testo del paragrafo 7.11.3.4.2 delle Norme, relativo ai criteri di esclusione:

"*La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:*

1. *Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1g;*
2. *Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;*
3. *Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata* $(N_1)_{60} > 30$ *oppure* $q_{c1N} > 180$ *dove* $(N_1)_{60}$ *è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100kPa e* q_{c1N} *è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;*
4. *Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità Uc < 3.5 ed in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità Uc > 3.5.*

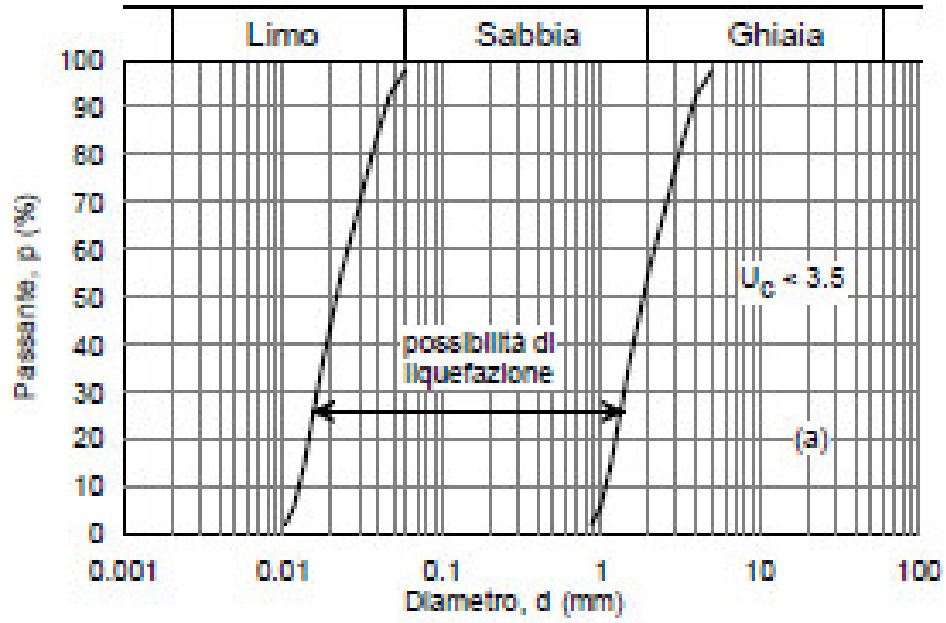


Figura 5 - Figura 7.11.1(a) delle NTC 2018 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione per Uc<3.5

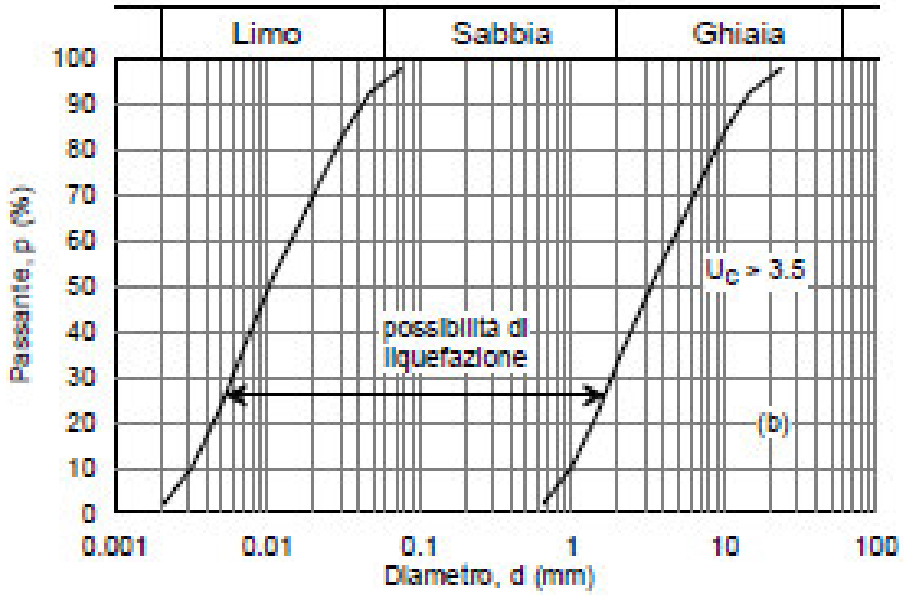


Figura 6 - Figura 7.11.1(b) delle NTC 2018 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione per Uc>3.5

Per i terreni relativi al tracciato autostradale oggetto di interventi sono stati quindi analizzati i criteri sopra citati.

6.7.1. Eventi sismici attesi

L'area in oggetto ricade prevalentemente all'interno della Zona Sismogenetica 916, che rappresenta la porzione più esterna della fascia in compressione dell'arco appenninico

settentrionale. Include le sorgenti sismogenetiche principali della fascia appenninica intermedia, cui è possibile associare la sismicità dell'area Emiliana. Responsabili della sismicità sono strutture compressive (prevalentemente thrust), ma anche transpressive, allineate lungo il margine appenninico a breve distanza da esso.

La magnitudo massima attesa nella ZS 916 è di Maw 5.68 Richter. Per quanto riguarda la profondità efficace, cioè lo strato sismogenetico, ovvero l'intervallo di profondità nel quale viene rilasciato il maggior numero di terremoti, nell'area in esame l'analisi sismologica individua detto valore a circa 6 Km di profondità.

6.7.2. Accelerazione massima attesa al p.c.

La verifica dell'accelerazione massima attesa al piano campagna è stata effettuata facendo riferimento agli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticali) delle azioni sismiche di progetto. L'accelerazione massima a_g risulta, per il sito in oggetto, compresa tra a 0.175 e 0.185g, agli SLV (vedi tabelle di pag 16, 17 e 18).

6.7.3. Livello della falda freatica

I rilievi effettuati mostrano la presenza di una falda freatica superficiale che si attesta mediamente intorno ai 4.5 m dal piano campagna, con soggiacente che variano da 2.65 a 11.60 m. I terreni relativi ad entrambe le unità geotecniche (ad esclusione dell'unità rilevato autostradale) si trovano quindi sotto il livello della falda a partire dalla profondità citata.

6.7.4. Stato di addensamento

Nei sondaggi eseguiti non si sono rilevati significativi strati di sabbie potenzialmente liquefacibili essendo presente sempre una considerevole frazione di materiali fini.

6.7.5. Granulometria

I limiti granulometrici indicati dalla normativa nazionale fanno riferimento ai limiti di liquefazione definiti da Tsuchida (1970); tali limiti sono stati considerati, nel lavoro originale dell'autore, nella loro interezza escludendo quindi dal campo della possibile liquefazione quei terreni le cui curve granulometriche non siano interamente comprese nei limiti imposti.

Tali limiti vengono distinti in funzione del coefficiente di uniformità (Uc) dei terreni associando una prima coppia di limiti ad un $Uc < 3.5$ ed una seconda coppia di limiti ad un $Uc > 3.5$.

I limiti utilizzati nella presente relazione sono quelli relativi ad un coefficiente di uniformità superiore a 3.5 (caratteristica riscontrata nei campioni prelevati).

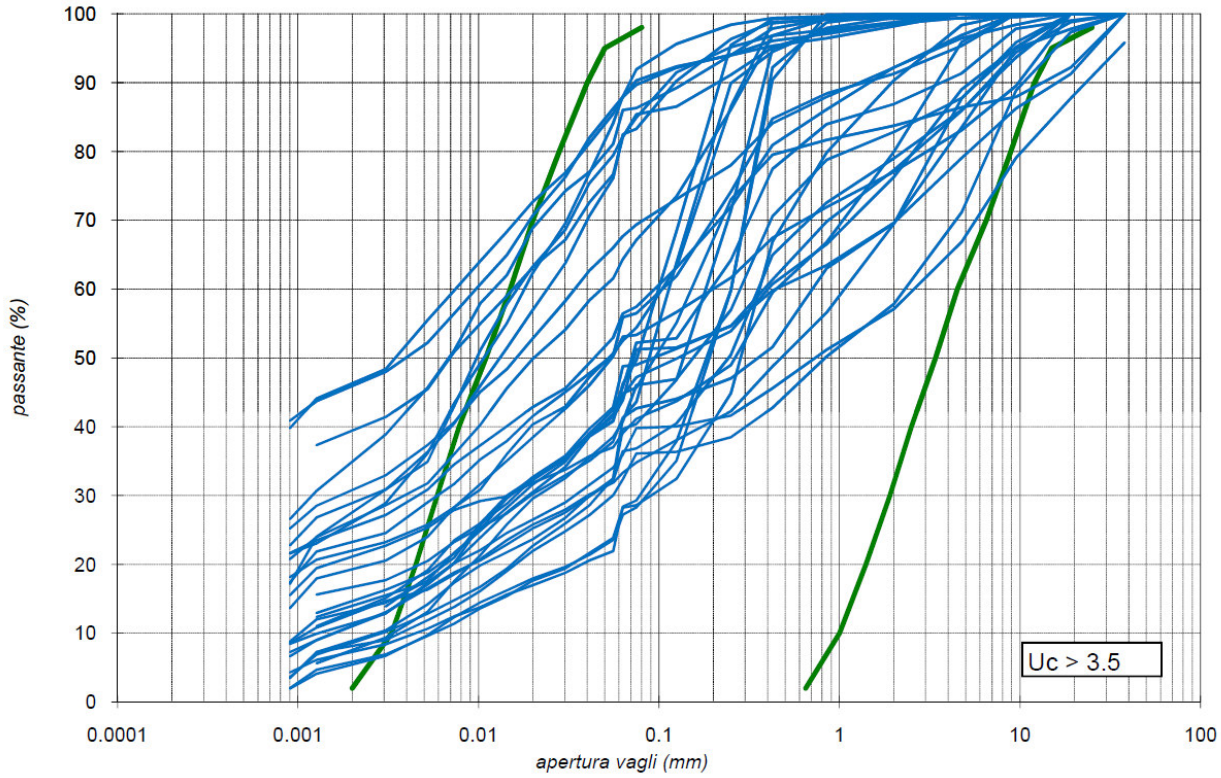


Figura 7 – Fusi granulometrici per l'unità *AL* con limiti di liquefazione

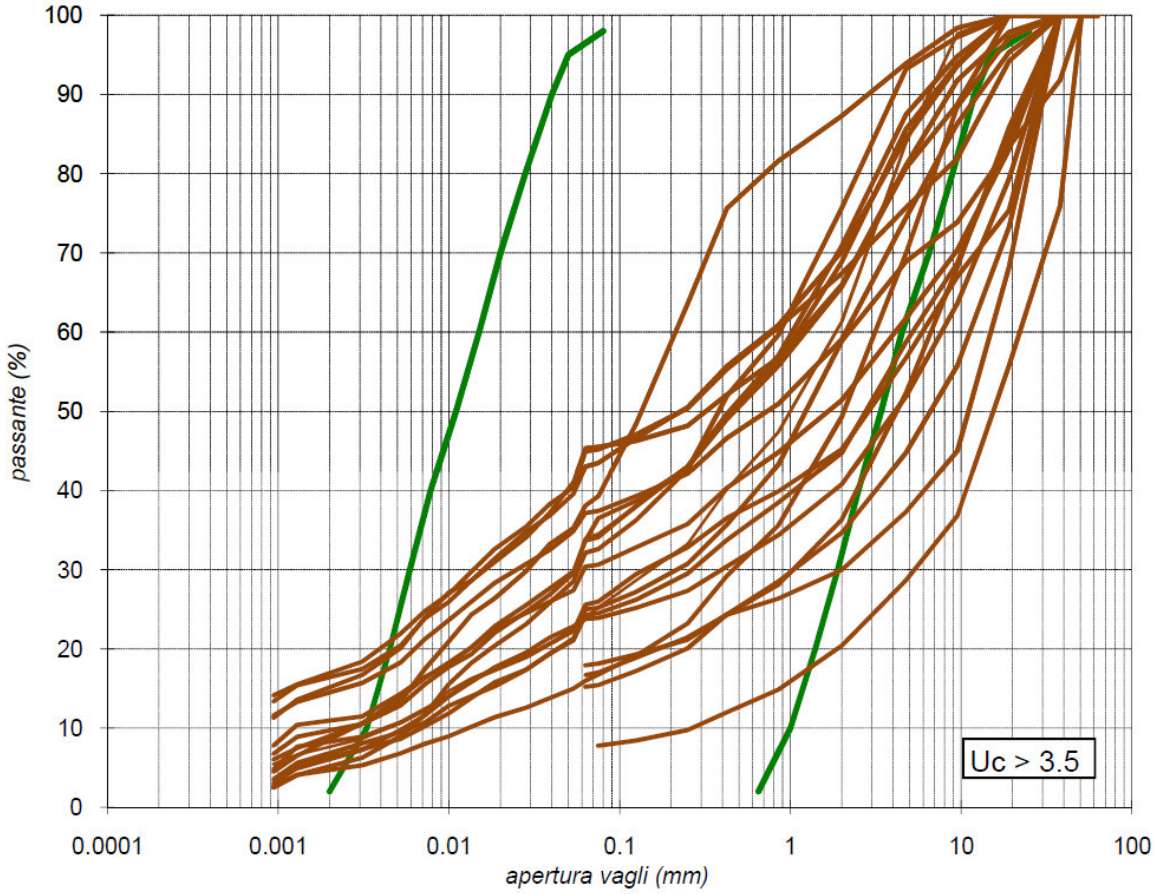


Figura 8 – Fusi granulometrici per l'unità *GS* con limiti di liquefazione

Sia le curve rappresentative dell'unità *AL* che dell'unità *GS* non si mostrano mai interamente all'interno dei limiti citati per cui è verosimile escludere la possibilità di liquefazione per tali unità.

Il D.M. 18/01/2018 non definisce univocamente né i criteri da utilizzare, né i coefficienti di sicurezza ma asserisce che "*l'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista*", pertanto **si rimandano a tale figura le scelte dei metodi da applicare, del coefficiente di sicurezza da utilizzare e le relative verifiche laddove necessarie.**

6.7.6. Valutazione della Liquefacibilità dei Terreni da CPTU

Con le prove penetrometriche il rischio di manifestarsi del fenomeno della liquefazione può essere valutato rapportando la sollecitazione sismica di riferimento Cyclic Strenght Ratio (CSR), con la resistenza dei vari strati di terreno considerato Cyclic Resistance Ratio (CRR).

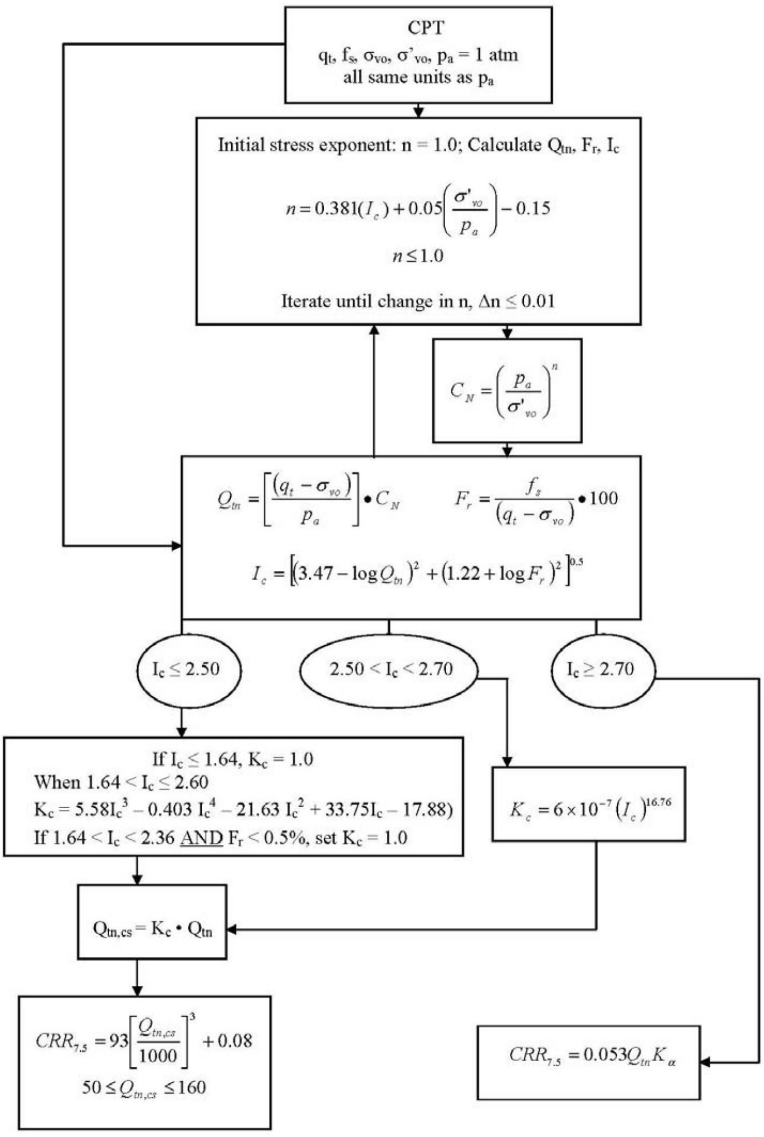
FS liq = CRR/CSR*MSF;
dove FS rappresenta il fattore di sicurezza alla liquefazione.

Quando la sollecitazione sismica CSR è maggiore della resistenza del terreno CRR, si può verificare il fenomeno della liquefazione dei terreni.

Il numeratore del rapporto sopra riportato, il CRR, viene ricavato dall'interpretazione delle prove in sito.

La determinazione del rischio di liquefazione mediante l'utilizzo dei dati derivanti da prove CPT (intese come prove con piezocono, anche sismico. La punta meccanica non può utilizzare correttamente la procedura sotto riportata), è stata sviluppata principalmente da P. K. Robertson ed altri autori, mediante un procedimento che è ormai diventato un riferimento mondiale.

Il diagramma di flusso sotto riportato schematizza i vari passaggi, che dalle grandezze meccaniche misurate dalla punta penetrometrica, conducono al dimensionamento del CRR (Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering By P. K. Robertson and K.L. Cabal - 5a edizione Novembre 2012 - Gregg Drilling & Testing, Inc.). Si può notare che questa grandezza sia direttamente proporzionale alla qc, alla fs, agli stati tensionali nel terreno ed in misura minore ed indiretta alla U.



Al denominatore, del rapporto si trova il CSR, che dimensiona l'azione innescante la liquefazione. La funzione più utilizzata per dimensionare il CSR e quella proposta da Seed e Idriss (1971):

CSR 7,5 = 0,65 (ag/g) x (σ_{v0}/ σ'_{v0}) x rd x (1 / MSF)

Dove:

σ_{v0} = pressione litostatica totale;

σ'_{v0} = pressione litostatica efficace;

rd = coefficiente di riduzione della rigidezza con l'aumentare della profondità z;

MSF = (Magnitudo Scaling Factor) fattore di correzione per la magnitudo del sito di analisi.

L'MSF è un coefficiente empirico che riduce o aumenta il rapporto in funzione della magnitudo del terremoto di progetto, essendo state tutte le valutazioni della liquefazione studiate e calibrate su terremoti di magnitudo 7,5 delle scala Richter.

Diversi autori propongono molteplici correlazioni per calcolare l'MSF Nel presente elaborato si fa uso della relazione presentata da Seed (1997), che per un sisma di riferimento di magnitudo 5.68 (Zona Sismogenetica 916), risulta essere 2.01.

Dato che in fase di prova penetrometrica le determinazioni dei parametri meccanici del terreno vengono qui registrate ogni 2 centimetri, la valutazione del fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione viene calcolato per ogni mini strato di 2 centimetri, e riportata negli elaborati grafici sotto riportati.

Gli strati in cui il fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione è inferiore all'unità sono evidenziati in rosso nell'elaborato di sinistra, mentre negli altri due grafici sono rappresentati dalla collocazione della linea e dei puntini blu, a sinistra del riferimento, indicato con linee rosse.

Il potenziale di liquefazione LP di uno strato esprime con un numero compreso tra 0 e 1, la pericolosità di liquefazione dello strato nei confronti dell'evento sismico atteso:

LP = F(z) x w(z)

dove:

F(z) = funzione che esprime il potenziale di liquefazione di ogni strato in rapporto al FS calcolato

w(z) = funzione che tiene conto della profondità dello strato

con

F = 0 per FS ≥ 1

F = 1 - FS per F S< 1

w(z) = 10 -0,5 z

Allo scopo di avere una valutazione complessiva dello spessore di terreno indagato, e per tenere conto del fatto che in superficie si risente dell'effetto cumulativo della liquefacibilità degli strati sottostanti, Iwasaky el.ali (1982) introducono l'indice di liquefazione potenziale LPI.

LPI = ∑ da 0 a Zcr F(z) x w(z) x dz

Dove Zcr è la profondità critica entro la quale si ritengono significativi gli effetti della liquefazione qui cautelativamente assunta come pari a 20 m.

Le classi di pericolosità di liquefazione secondo Sonmez (2003) sono riportate nella tabella sottostante.

Indice del potenziale di liquefazione, LPI	Pericolosità di liquefazione
LPI = 0	Nulla
0 < LPI 2	Bassa
2 < LPI 5	Moderata
5 < LPI 15	Alta
LPI > 15	Molto alta

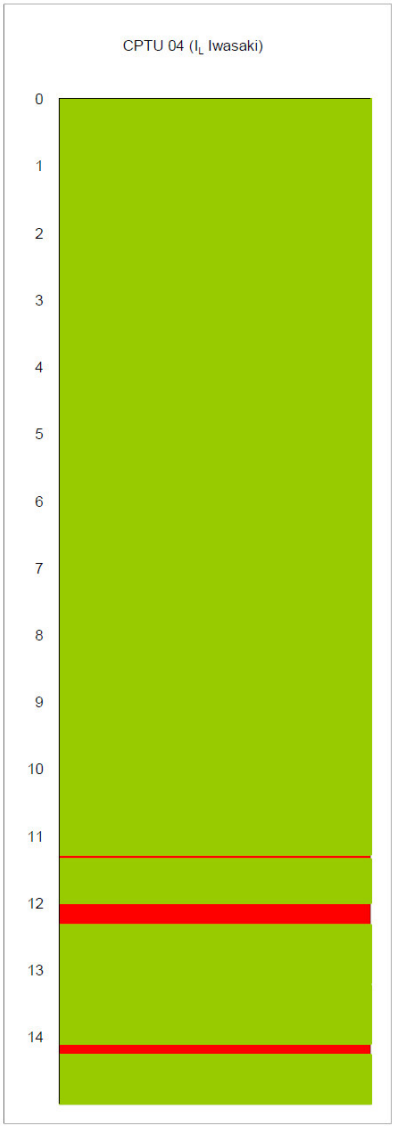
Dalla verifica numerica della possibilità di manifestazione di fenomeni di liquefazione vengono automaticamente escluse le unità argilloso limose incontrate, poiché detti terreni non possono essere soggetti a questo tipo di fenomeno.

L'accelerazione utilizzata per il calcolo del Cyclic Stress Ratio (CSR) è quella ricavata dalla mappa di pericolosità sismica dell'INGV per lo SLV, e corrispondente a 0.168g, moltiplicata per il fattore di amplificazioni stratigrafico funzione della categoria sismica del terreno, mentre la magnitudo del sisma di progetto impiegata nel Magnitudo Scaling Factor (MSF) è 5.68, corrispondente a quella massima della zona sismogenetica 916 cui appartiene il territorio oggetto di indagine.

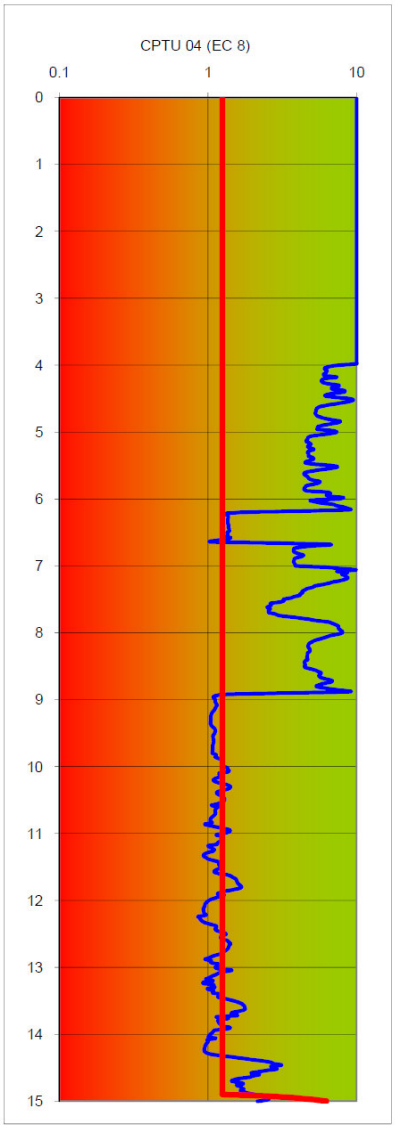
L'indice di liquefazione IL del terreno (Iwasaki 1982), come da allegato 3 dagli atti di indirizzo della regione Emilia Romagna, è risultato, per la verticale indagata:

CPTU 1 = 0.140 (basso)
CPTU 2 = 0.812 (basso)

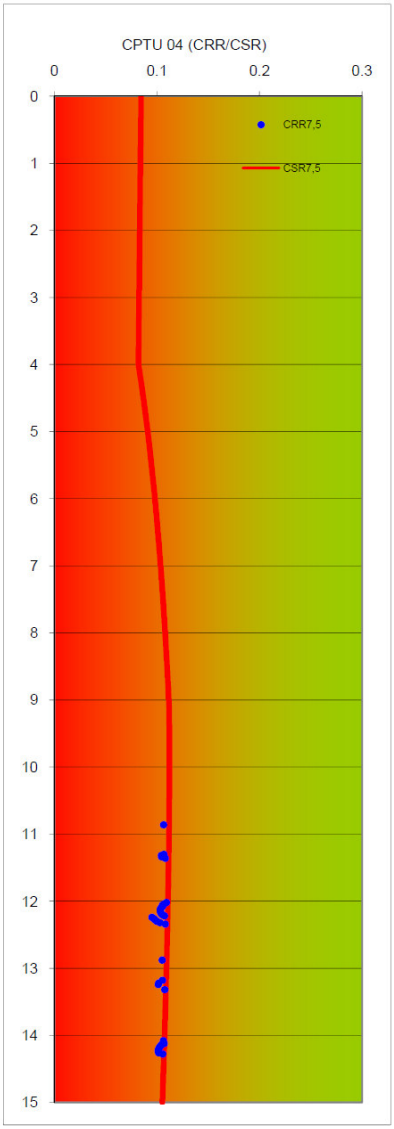
Nei grafici sotto riportati, gli orizzonti in cui FL (fattore di sicurezza alla liquefazione) è inferiore all'unità sono contraddistinti dal colore rosso, e come si può notare negli elaborati grafici di sotto riportati, sono presenti rari livelli da centimetrici a decimetrici di sabbie potenzialmente liquefacibili.

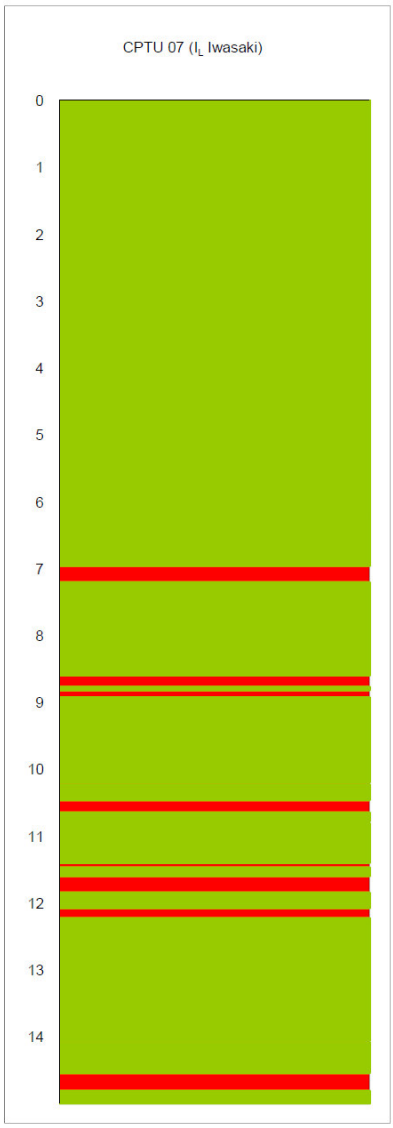


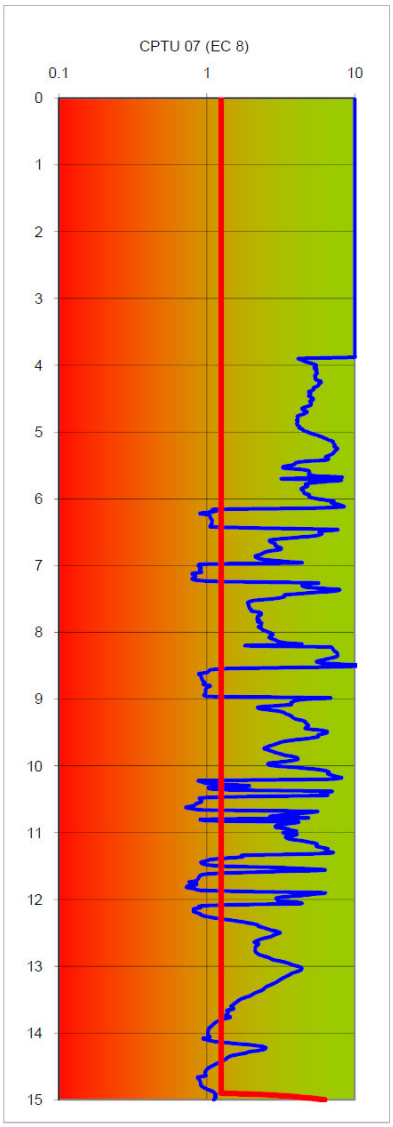
INDICE POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE IL ►

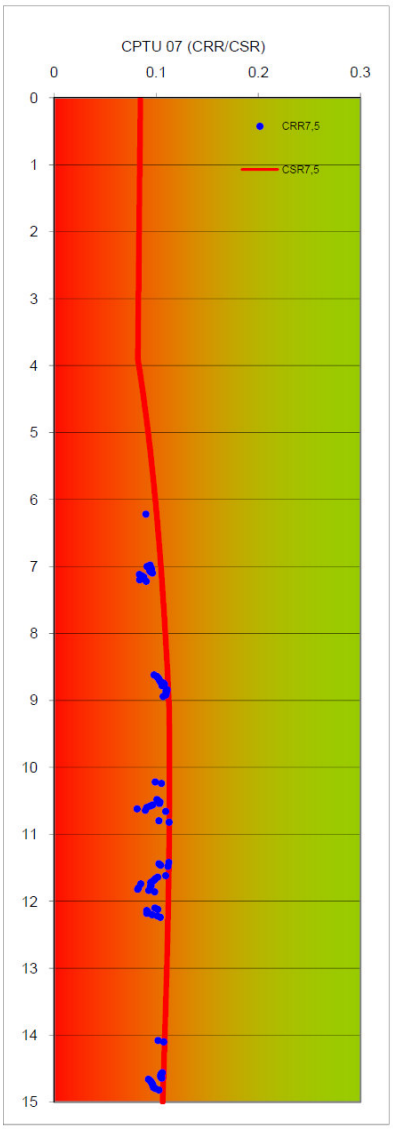


0.140 ► Rischio di liquefazione basso









INDICE POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE IL ► **0.812** ► Rischio di liquefazione basso

Anche la verifica alla liquefazione eseguita sulle prove SPT eseguite in foro, con il metodo di Idriss e Boulanger 2008 (di seguito riportato), ha confermato l'assenza di rischio di liquefazione per i terreni investigati alle condizioni sismiche di progetto.

Parametri:

Peak groun accel (g) =	0.2184	
Magnitudo terremoto =	5.68	
Falda (m) =	2.5	
Average ɣ above water table (kN/m3) =		19
Average ɣ below water table (kN/m3) =		20
Diametro foro (mm) =	100	
Requires correction for sample liners (YES/NO) =		NO

Rod lenghts assumed equal to the depth plus 1.5 m (for the above ground extension)

SPT Sample number	Depth (m)	Measured N	Soil Type (USCS)	Flag "Clay" "Unsaturated" "Unreliable"	Fines content (%)	Energy ratio, ER (%)	Ce	Cb	Cr	Cs	N60	σ0 (Kpa)
M199_S01 SPT1	0.5	5	SC	Unsaturated	40	75	1.25	1	0.75	1	4.7	10
M199_S01 SPT2	2.5	9				75	1.25	1	0.85	1	9.6	48
M199_S01 SPT3	4	8	SM		52	75	1.25	1	0.85	1	8.5	78
M199_S01 SPT4	8.5	21				75	1.25	1	1	1	26.3	168
M199_S01 SPT5	12.5	32	GW		15	75	1.25	1	1	1	40.0	248
M199_S01bis SPT1	0.5	49		Unsaturated		75	1.25	1	0.75	1	45.9	10
M199_**S01bis** SPT2	1.5	17	SC		36	75	1.25	1	0.8	1	17.0	29
M199_S01bis SPT3	3	17				75	1.25	1	0.85	1	18.1	58
M199_S01bis SPT4	7.5	47	GC		24	75	1.25	1	0.95	1	55.8	148
M199_S03 SPT1	1	16	GM	Unsaturated	37	75	1.25	1	0.75	1	15.0	19
M199_S03 SPT2	2.5	10	MH		54	75	1.25	1	0.85	1	10.6	48
M199_S03 SPT3	4.55	23	GM		43	75	1.25	1	0.95	1	27.3	89
M199_S03 SPT4	8.5	23	GM		18	75	1.25	1	1	1	28.8	168
M199_S04_SPT1	0.5	100	GW	Unsaturated	12	75	1.25	1	0.75	1	93.8	10
M199_S04_SPT2	1.5	100	GM		34	75	1.25	1	0.8	1	100.0	29
M199_S04_SPT3	3.6	19	GC		26	75	1.25	1	0.85	1	20.2	70
M199_S04_SPT4	7.6	20	GM		17	75	1.25	1	0.95	1	23.8	150
M199_S05 SPT1	0.5	57		Unsaturated		75	1.25	1	0.75	1	53.4	10
M199_S05 SPT2	1.5	57	GM		20	75	1.25	1	0.8	1	57.0	29
M199_S05 SPT3	4.5	21	SM		34	75	1.25	1	0.95	1	24.9	88
M199_S06 SPT1	0.5	31	GW	Unsaturated	15	75	1.25	1	0.75	1	29.1	10
M199_S07 SPT1	0.5	100		Unsaturated		75	1.25	1	0.75	1	93.8	10
M199_S07 SPT2	1.5	37	GW		6	75	1.25	1	0.8	1	37.0	29
M199_S07 SPT3	2.5	48				75	1.25	1	0.85	1	51.0	48
M199_S07 SPT4	3.5	44	GM		19	75	1.25	1	0.85	1	46.8	68
M199_S07 SPT5	11.5	25				75	1.25	1	1	1	31.3	228
M199_S08 SPT1	0.4	100	GW	Unsaturated	1	75	1.25	1	0.75	1	93.8	8
M199_S08 SPT2	1.5	13	SC		45	75	1.25	1	0.8	1	13.0	29
M199_S08 SPT4	5.5	11	CL		60	75	1.25	1	0.95	1	13.1	108
M199_S08 SPT5	8.8	7	SM		28	75	1.25	1	1	1	8.8	174

SPT Sample number	σ1 (Kpa)	Cn	(N1)60	ΔN for fines content	(N1)60-cs	Stress reduct. Coeff, rd	CSR	MSF for sand	Kσ for sand	CRR for M=7.5 & σvc=1atm	CRR	fattore di sicurezza
M199_S01 SPT1	10	1.70	8.0	5.6	13.5	1.00	0.142	1.61	1.10	0.144	n.a.	n.a.
M199_S01 SPT2	48	1.46	13.9	0.0	13.9	0.96	0.137	1.61	1.08	0.147	0.256	1.87
M199_S01 SPT3	63	1.25	10.6	5.6	16.3	0.93	0.163	1.61	1.06	0.167	0.284	1.74
M199_S01 SPT4	109	0.97	25.5	0.0	25.5	0.82	0.179	1.61	0.99	0.302	0.481	2.00
M199_S01 SPT5	149	0.89	35.5	3.3	38.7	0.71	0.168	1.61	0.88	2.000	2.000	2.00
M199_S01bis SPT1	10	1.70	78.1	0.0	78.1	1.00	0.142	1.61	1.10	2.000	n.a.	n.a.
M199_S01bis SPT2	29	1.56	26.5	5.5	32.0	0.98	0.140	1.61	1.10	0.643	1.138	2.00
M199_S01bis SPT3	53	1.31	23.6	0.0	23.6	0.95	0.148	1.61	1.10	0.261	0.461	2.00
M199_S01bis SPT4	98	1.01	56.2	5.0	61.2	0.85	0.180	1.61	1.01	2.000	2.000	2.00
M199_S03 SPT1	19	1.70	25.5	5.5	31.0	0.99	0.141	1.61	1.10	0.558	n.a.	n.a.
M199_S03 SPT2	48	1.39	14.8	5.6	20.4	0.96	0.137	1.61	1.10	0.211	0.373	2.00
M199_S03 SPT3	68	1.13	30.9	5.6	36.5	0.92	0.169	1.61	1.10	1.562	2.000	2.00
M199_S03 SPT4	109	0.97	28.0	4.1	32.1	0.82	0.179	1.61	0.98	0.656	1.039	2.00
M199_S04_SPT1	10	1.70	159.4	2.1	161.4	1.00	0.142	1.61	1.10	2.000	n.a.	n.a.
M199_S04_SPT2	29	1.40	139.5	5.5	145.0	0.98	0.140	1.61	1.10	2.000	2.000	2.00
M199_S04_SPT3	59	1.22	24.6	5.1	29.8	0.94	0.158	1.61	1.10	0.470	0.833	2.00
M199_S04_SPT4	99	1.01	23.9	3.9	27.7	0.84	0.180	1.61	1.00	0.373	0.602	2.00
M199_S05 SPT1	10	1.70	90.8	0.0	90.8	1.00	0.142	1.61	1.10	2.000	n.a.	n.a.
M199_S05 SPT2	29	1.40	79.5	4.5	84.0	0.98	0.140	1.61	1.10	2.000	2.000	2.00
M199_S05 SPT3	68	1.14	28.5	5.5	34.0	0.92	0.169	1.61	1.10	0.907	1.604	2.00
M199_S06 SPT1	10	1.70	49.4	3.3	52.7	1.00	0.142	1.61	1.10	2.000	n.a.	n.a.
M199_S07 SPT1	10	1.70	159.4	0.0	159.4	1.00	0.142	1.61	1.10	2.000	n.a.	n.a.
M199_S07 SPT2	29	1.40	51.6	0.0	51.6	0.98	0.140	1.61	1.10	2.000	2.000	2.00
M199_S07 SPT3	48	1.22	62.2	0.0	62.2	0.96	0.137	1.61	1.10	2.000	2.000	2.00
M199_S07 SPT4	58	1.16	54.2	4.3	58.5	0.94	0.157	1.61	1.10	2.000	2.000	2.00
M199_S07 SPT5	139	0.89	27.7	0.0	27.7	0.74	0.172	1.61	0.94	0.370	0.561	2.00
M199_S08 SPT1	8	1.70	159.4	0.0	159.4	1.00	0.142	1.61	1.10	2.000	n.a.	n.a.
M199_S08 SPT2	29	1.63	21.2	5.6	26.8	0.98	0.140	1.61	1.10	0.340	0.602	2.00
M199_S08 SPT4	78	1.12	14.6	5.6	20.2	0.90	0.175	1.61	1.03	0.209	0.348	1.98
M199_S08 SPT5	112	0.95	8.3	5.3	13.6	0.81	0.179	1.61	0.99	0.145	0.230	1.29

APPENDICE A - FIGURE

Zone Soil behaviour type

1. Sensitive, fine grained;
2. Organic soils-peats;
3. Clays-clay to silty clay;
4. Silt mixtures clayey silt to silty clay
5. Sand mixtures; silty sand to sand silty
6. Sands: clean sands to silty sands
7. Gravelly sand to sand;
8. Very stiff sand to clayey sand
9. Very stiff fine grained

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} \times 100\%$$

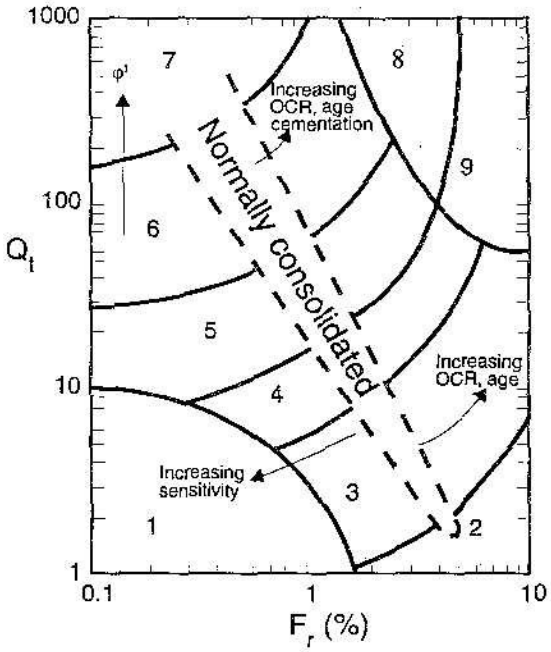


Figura 4.1 - Correlazioni per la definizione del materiale attraversato dalle prove CPT e CPTU (Robertson, 1990)

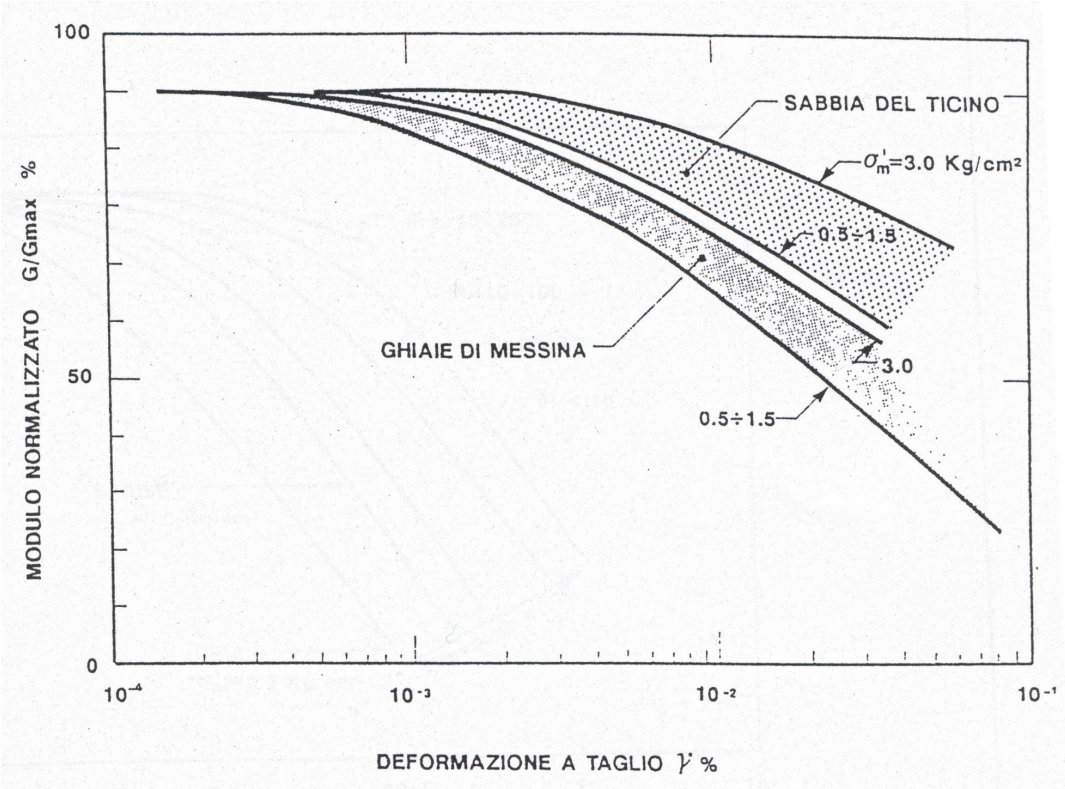


Figura 4.2 - Degrado del modulo G per terreni incoerenti (da Lo Presti 1989)

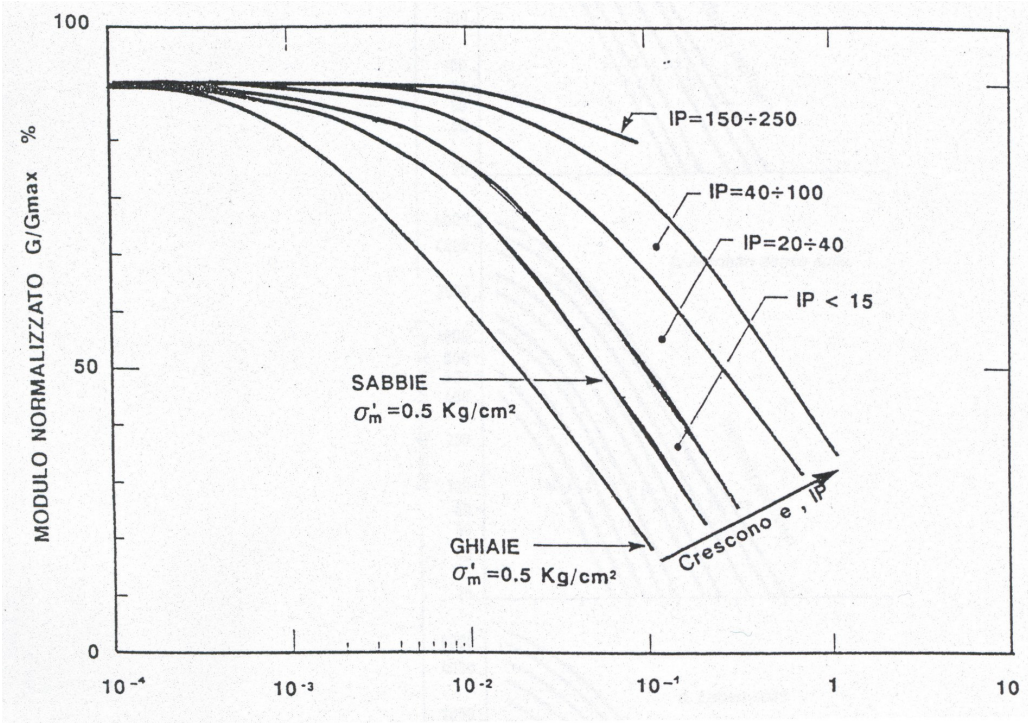


Figura 4.3 - Degrado del modulo G per vari tipi di terreno (da Lo Presti 1989)

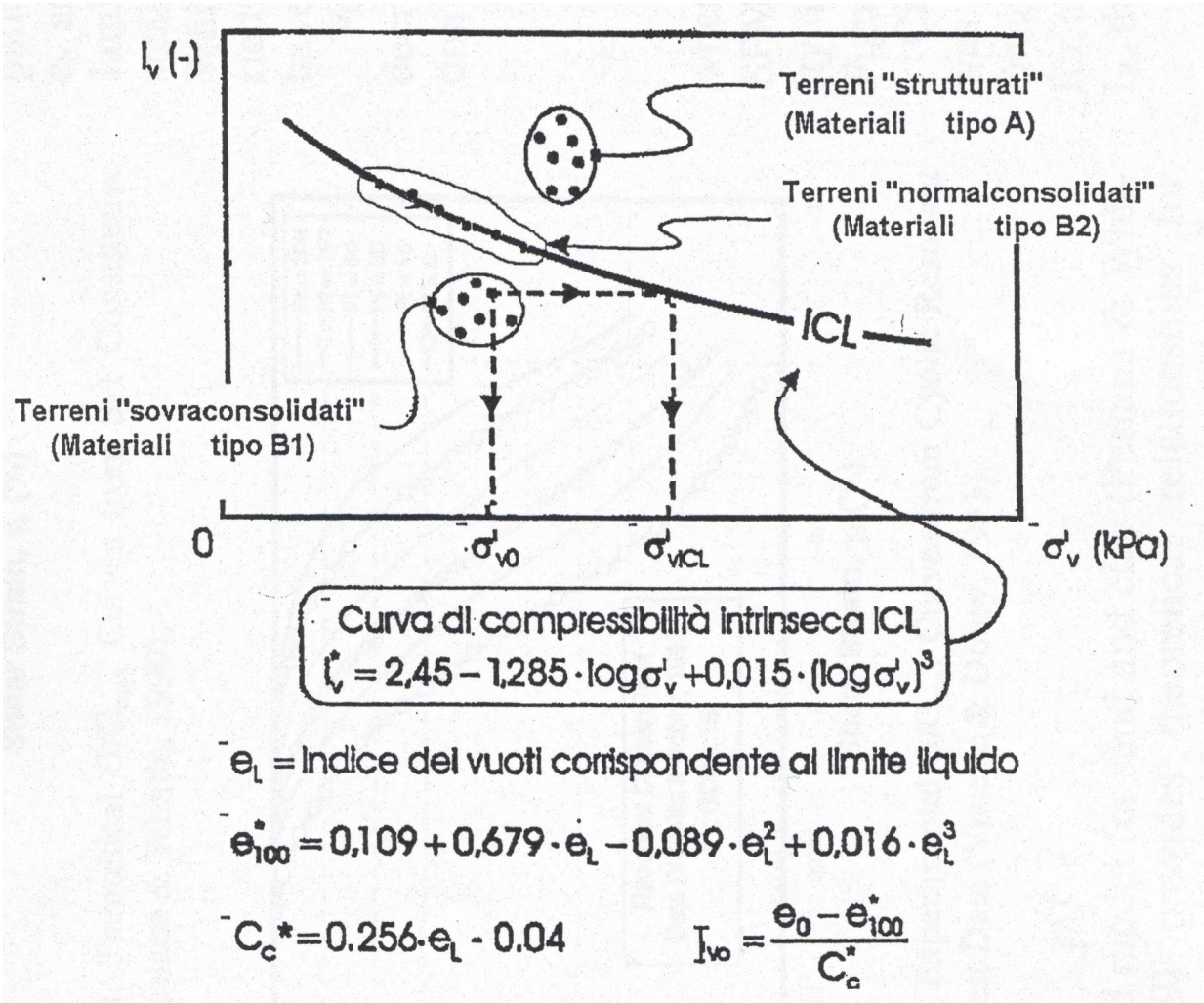


Figura 4.4 - Diagramma di stato per i materiali a granulometria fine (limi e argille)

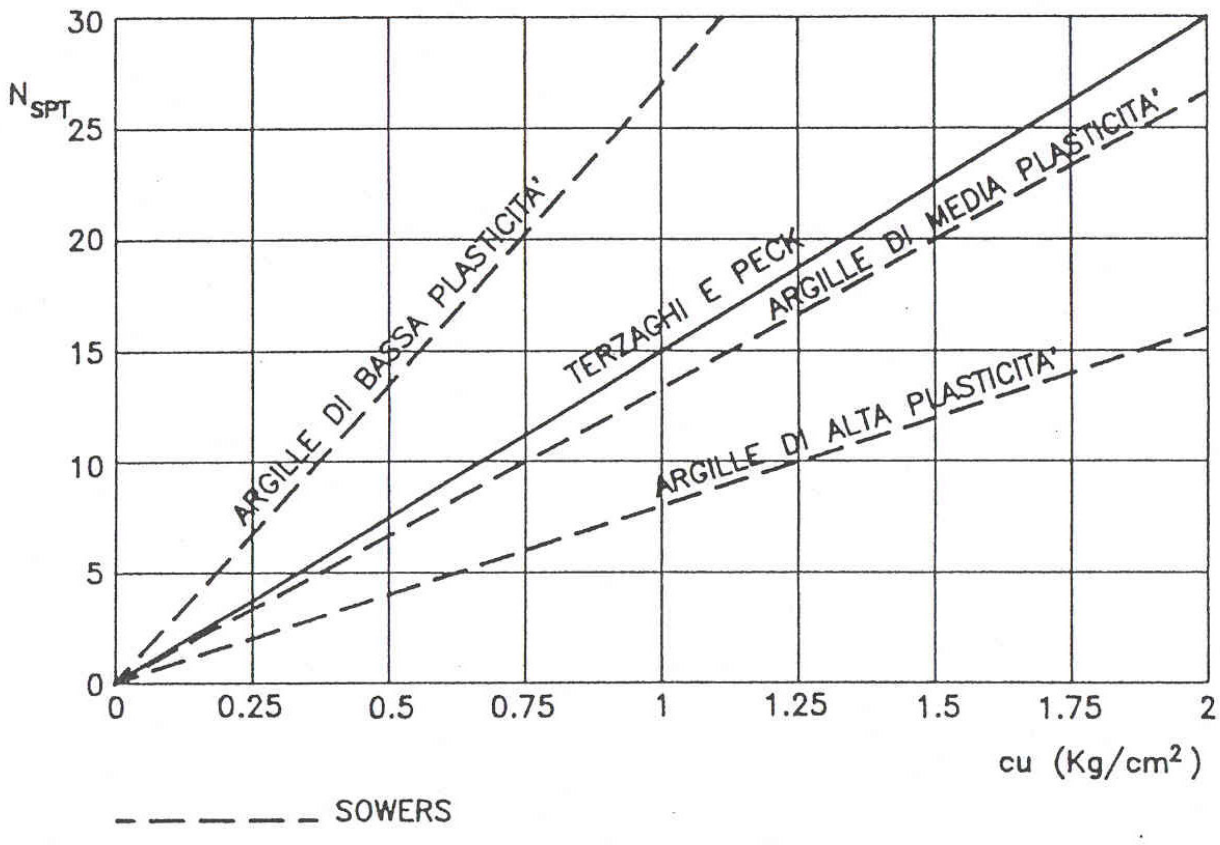


Figura 4.5 - Correlazione N_{SPT} - c_U (Navfac, 1971)

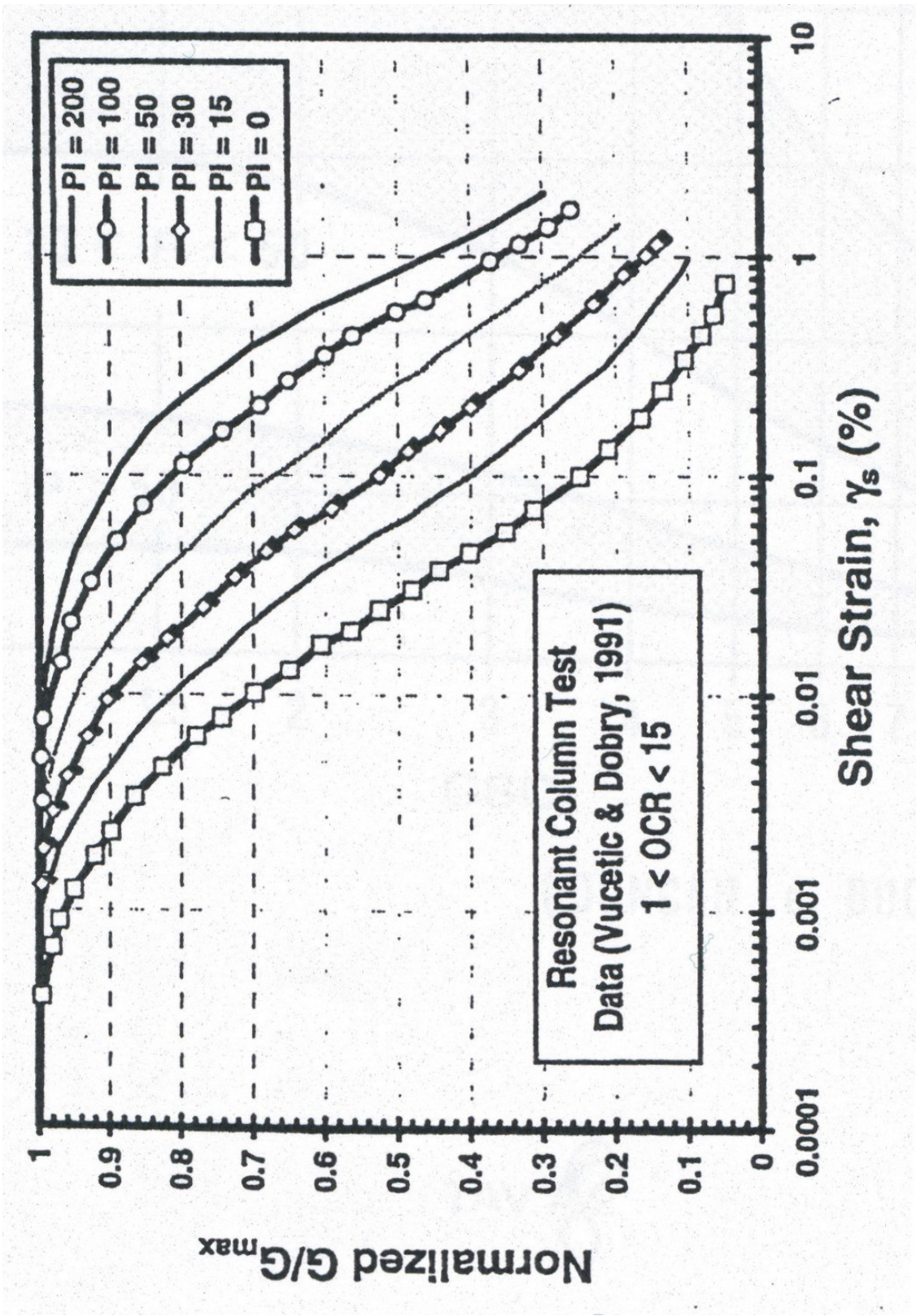


Figura 4.6 - Curve sperimentali del rapporto G/Gmax da prove di colonna risonante ciclica (Vucetic & Dobry, 1991)

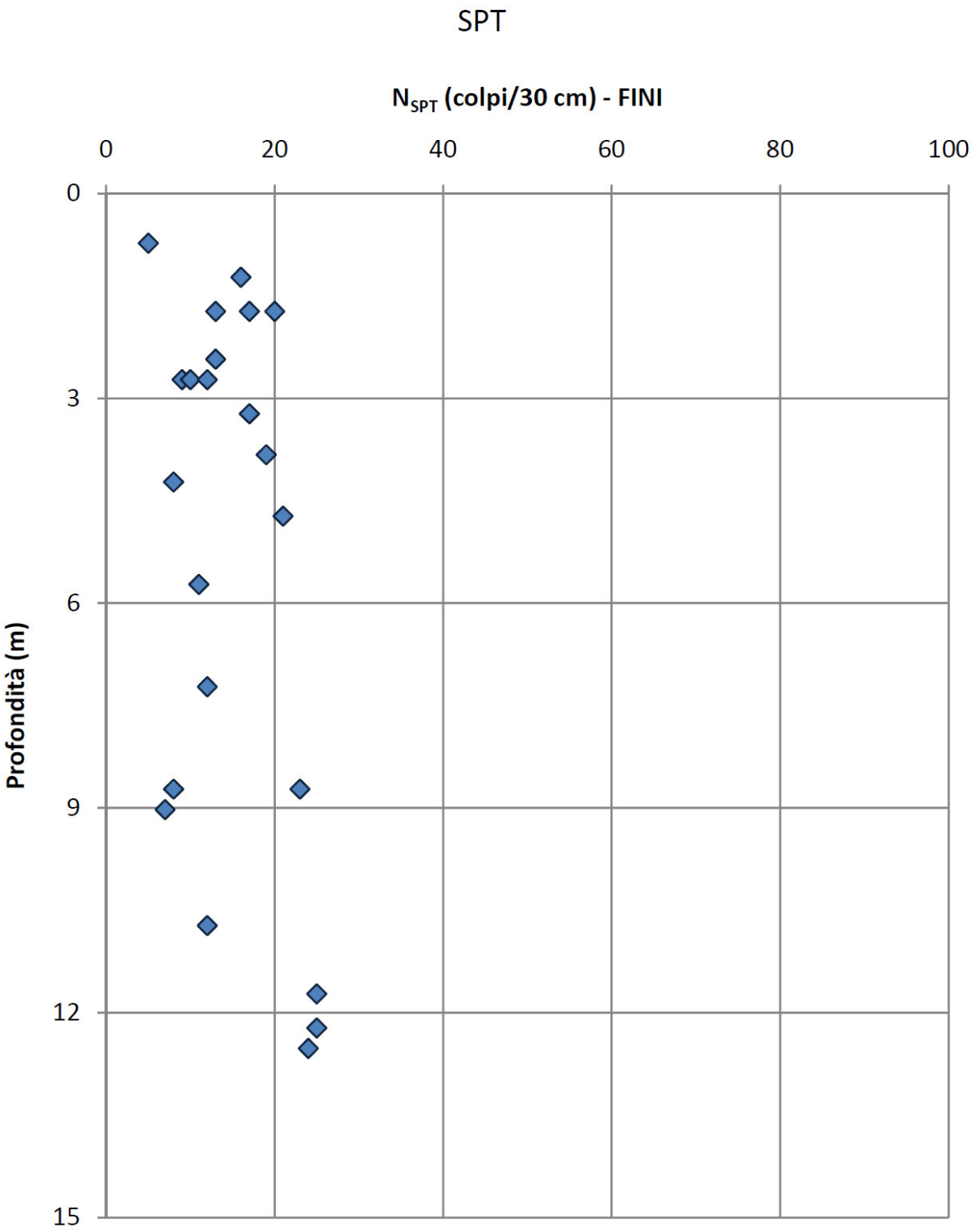


Figura 6.1 – N_{SPT} nei materiali *AL*

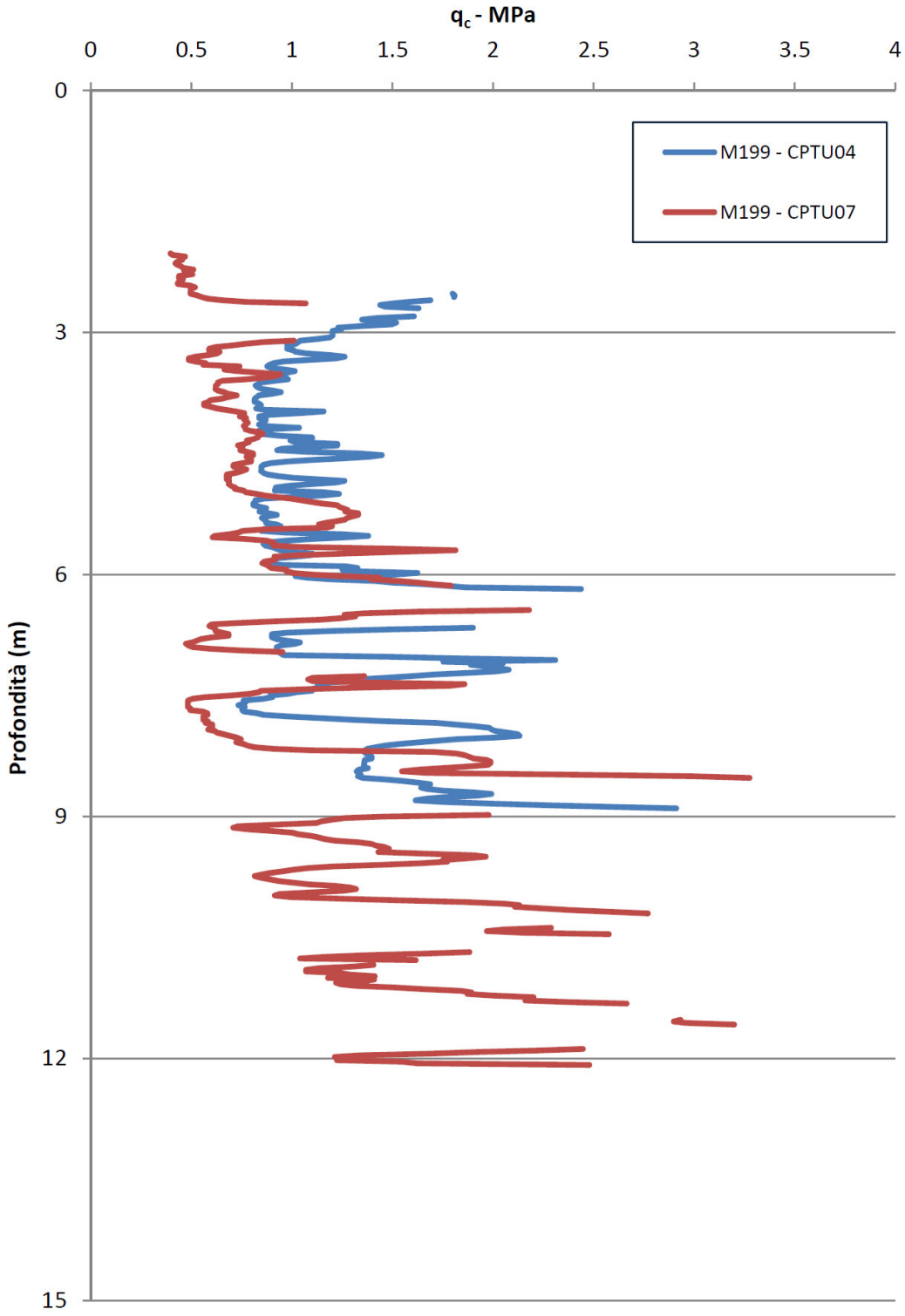


Figura 6.2 – Resistenza alla punta della prova CPTU nei materiali *AL*

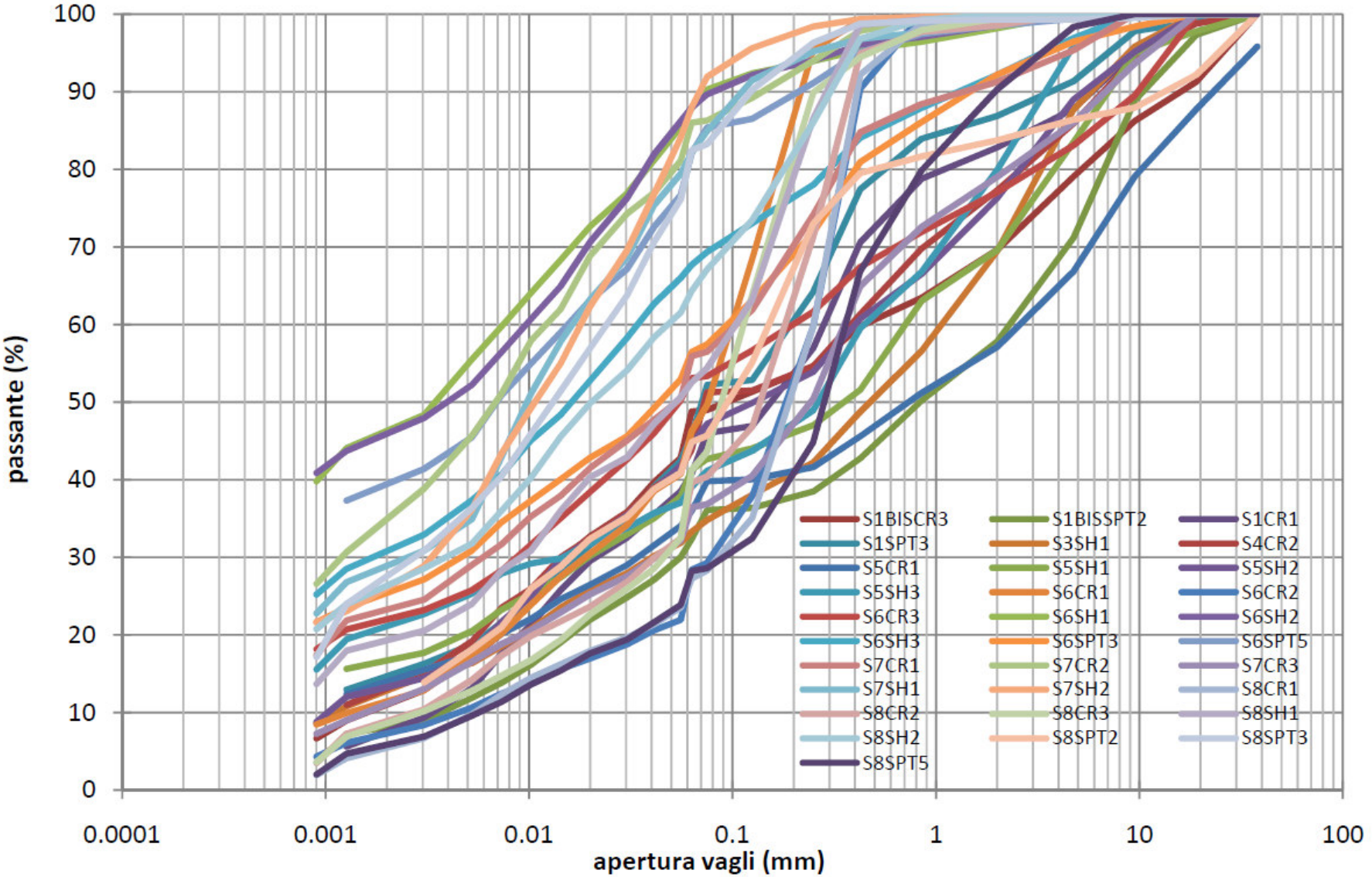


Figura 6.3 – Curve granulometriche relative ai materiali *AL*

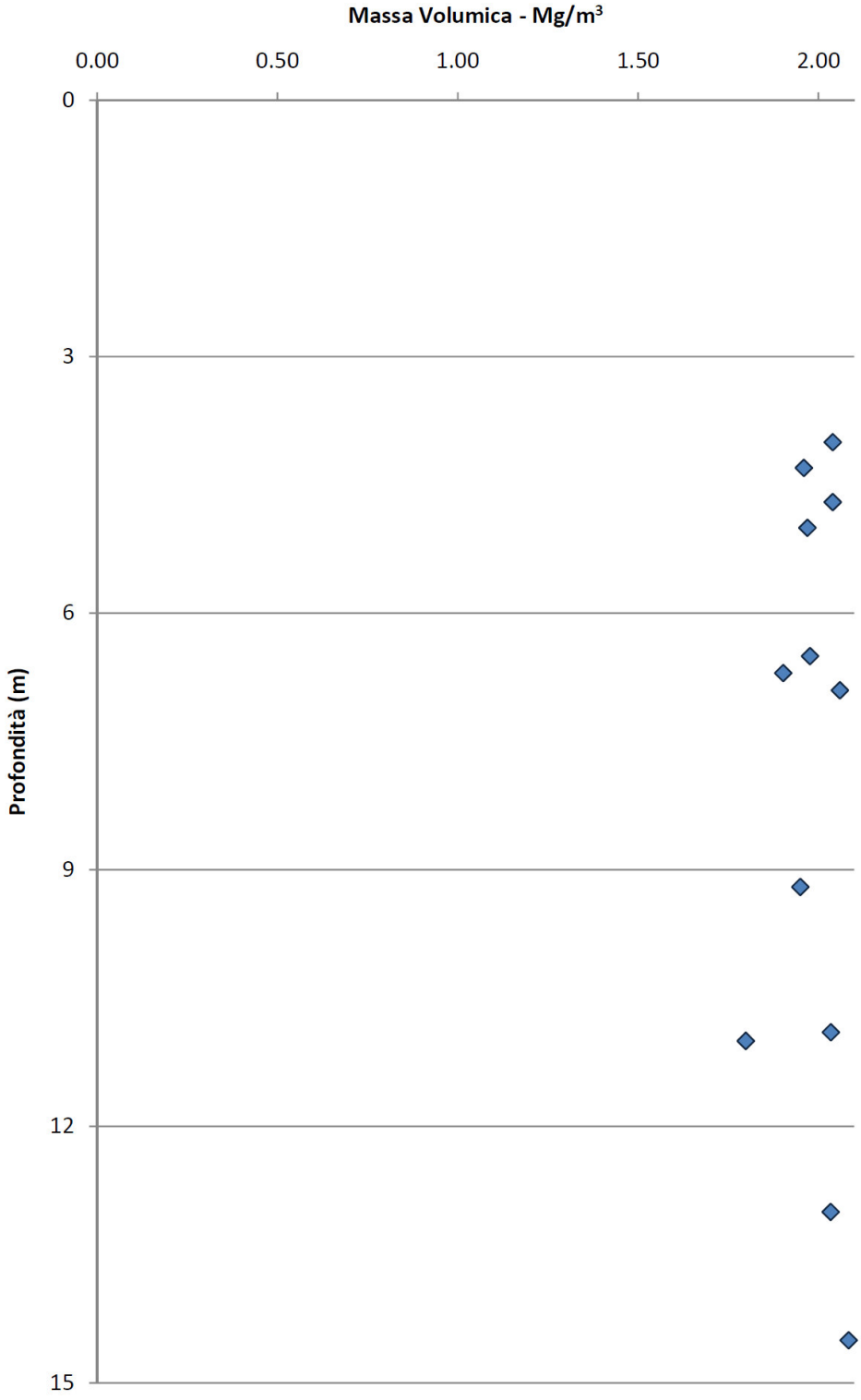


Figura 6.4 – Peso di volume naturale dei materiali *LA*

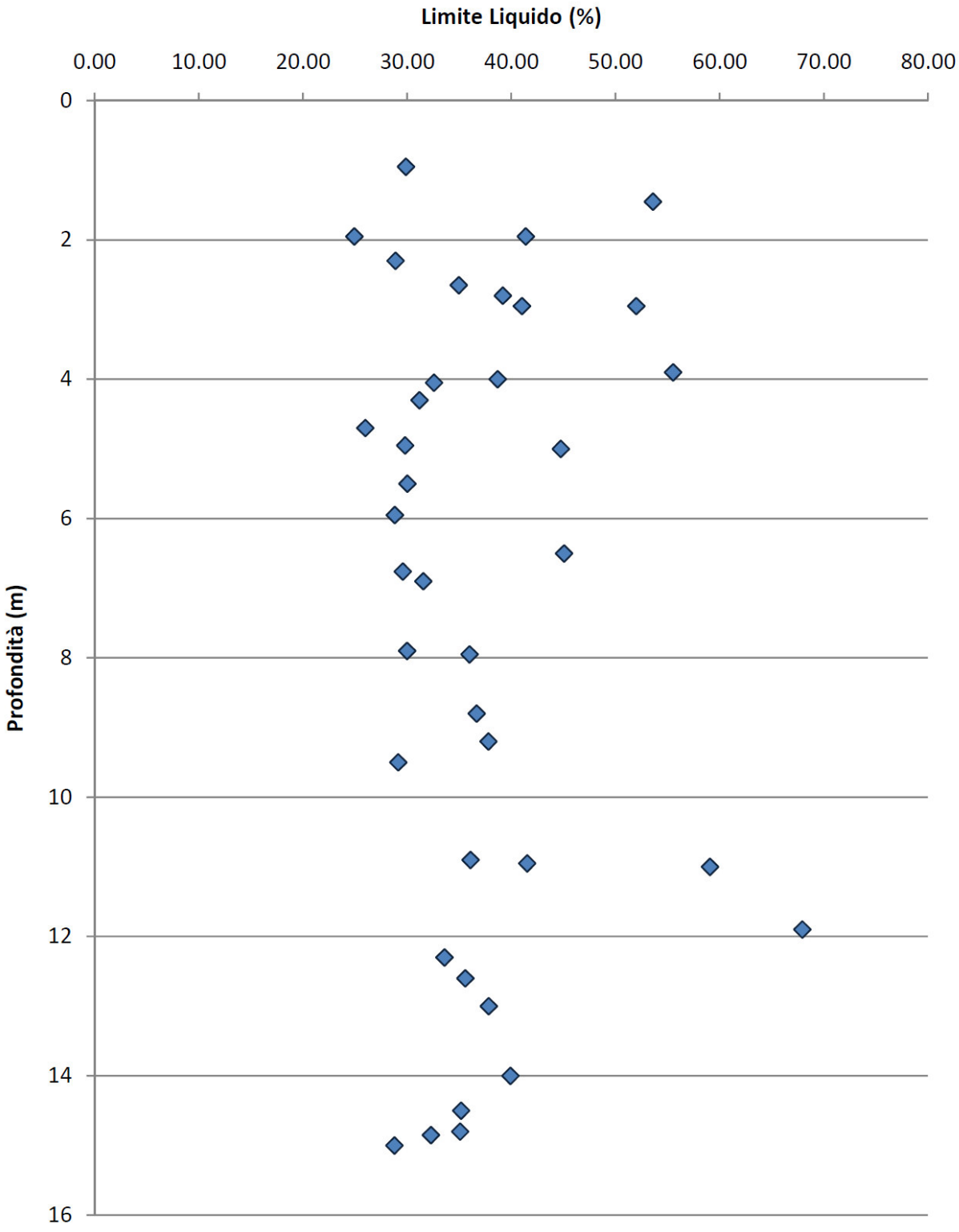


Figura 6.5 – Limite di liquidità nei materiali *LA*

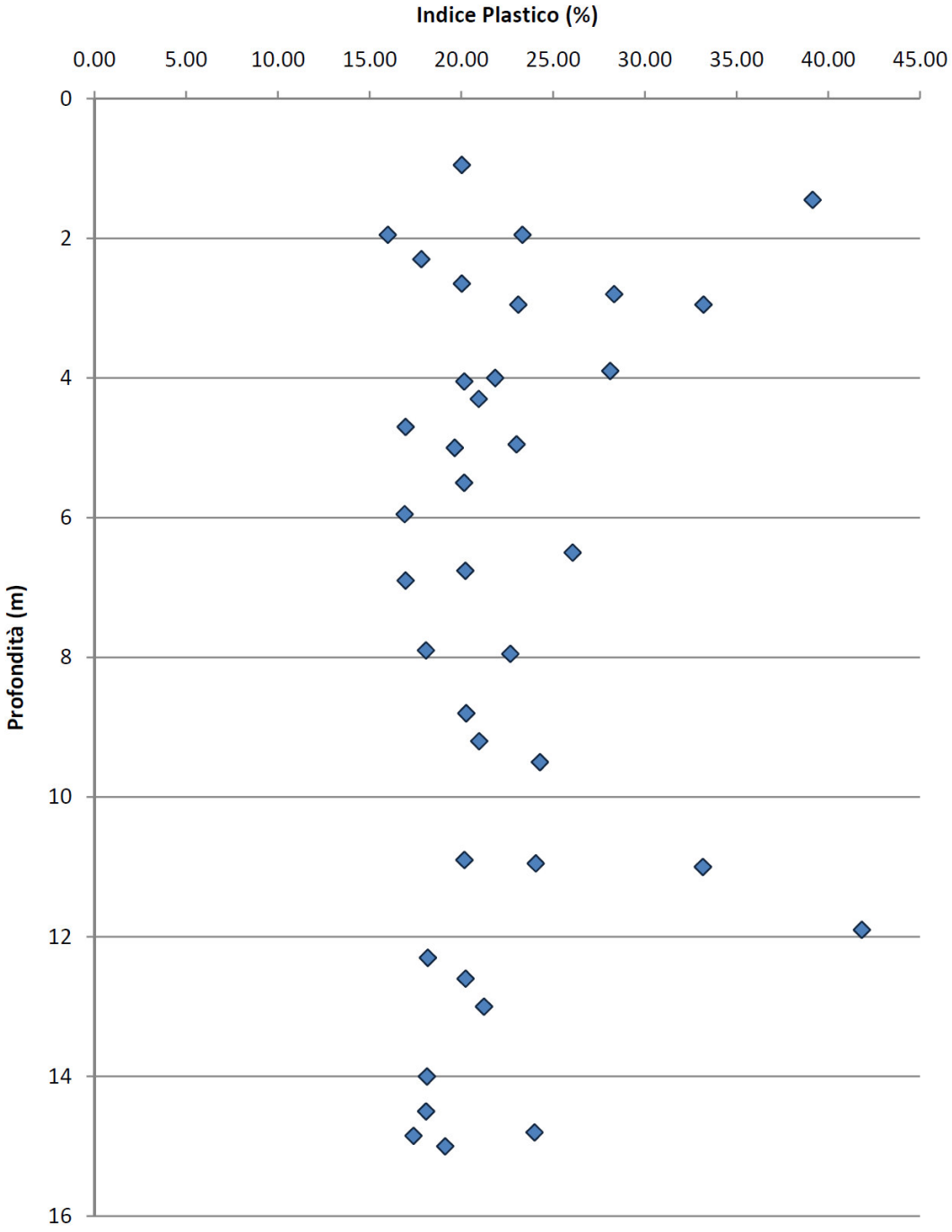


Figura 6.6 – Indice di plasticità nei materiali *LA*

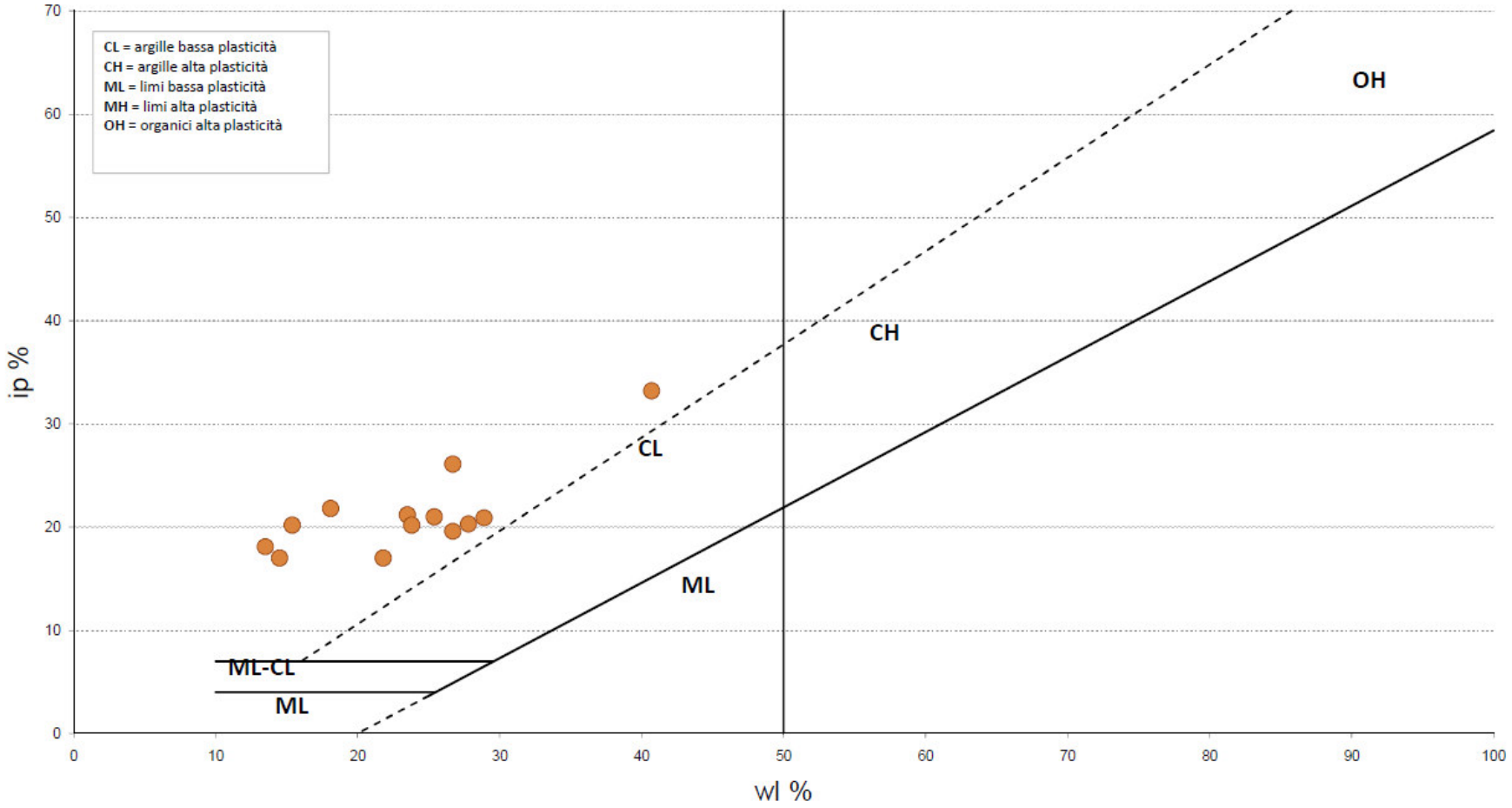


Figura 6.7 – Carta di plasticità di Casagrande per i materiali *AL*

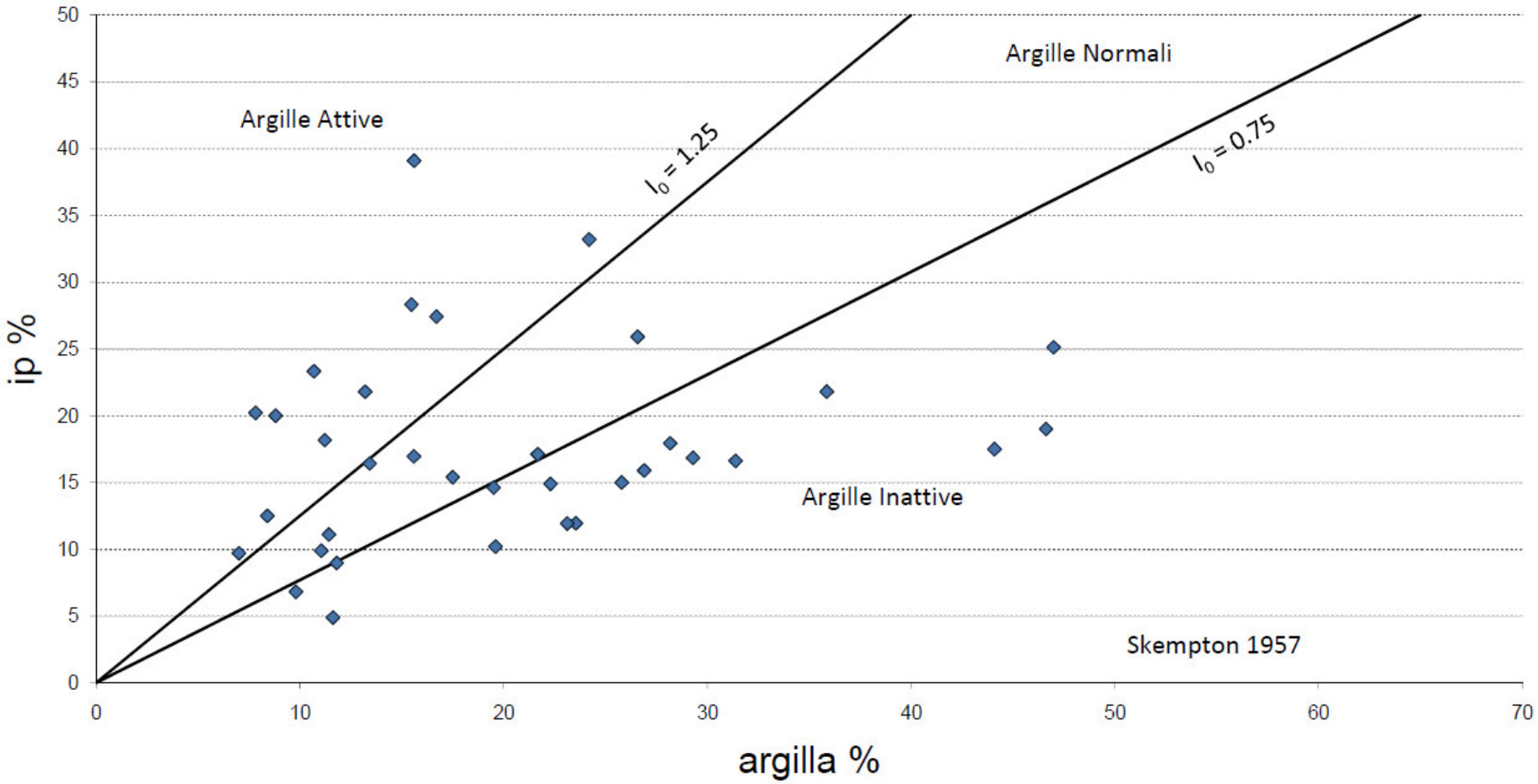


Figura 6.8 – Indice Attività Colloidale Argille

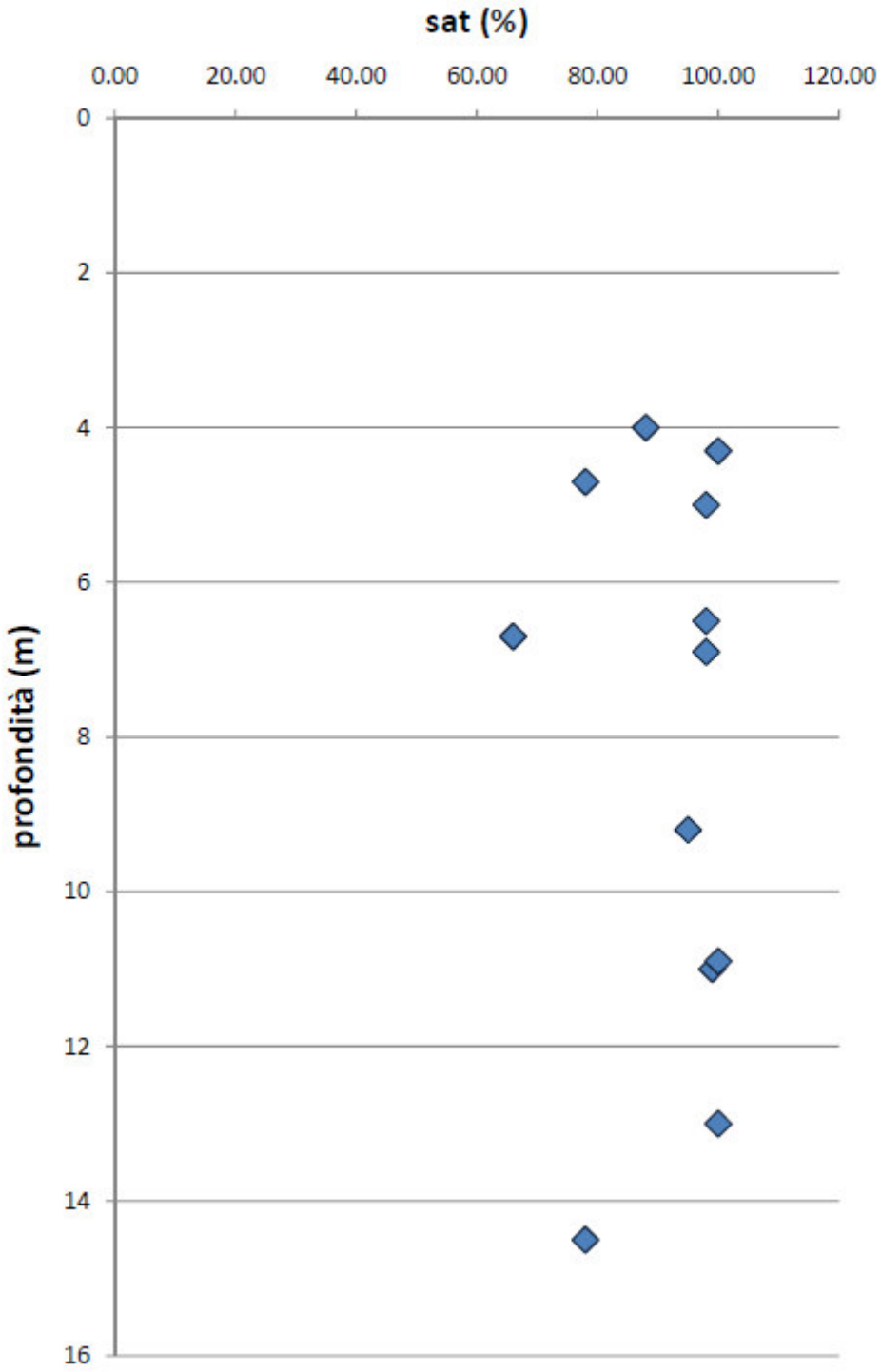


Figura 6.9 – Grado di saturazione nei materiali *LA*

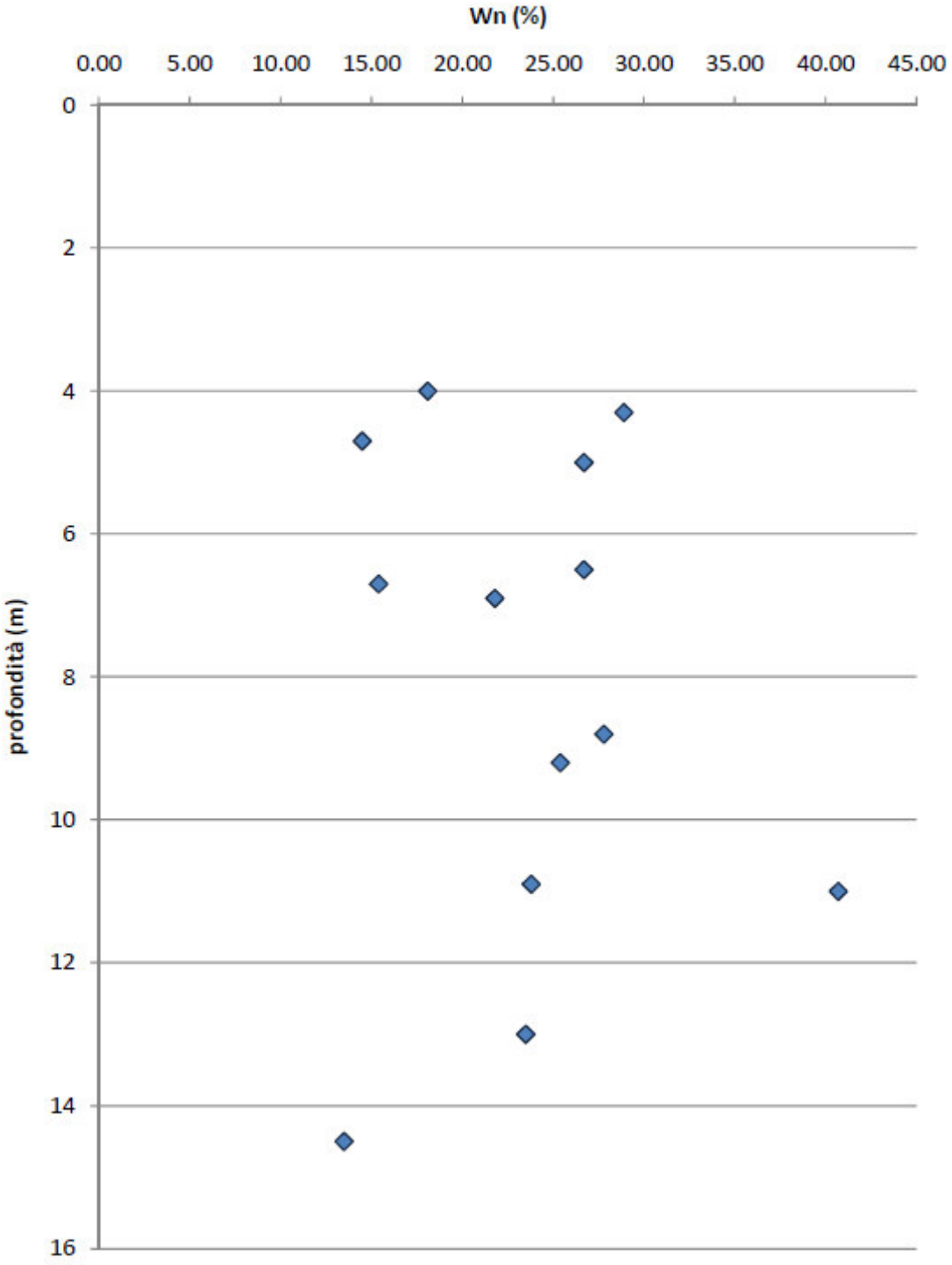


Figura 6.10 – Contenuto d'acqua nei materiali *LA*

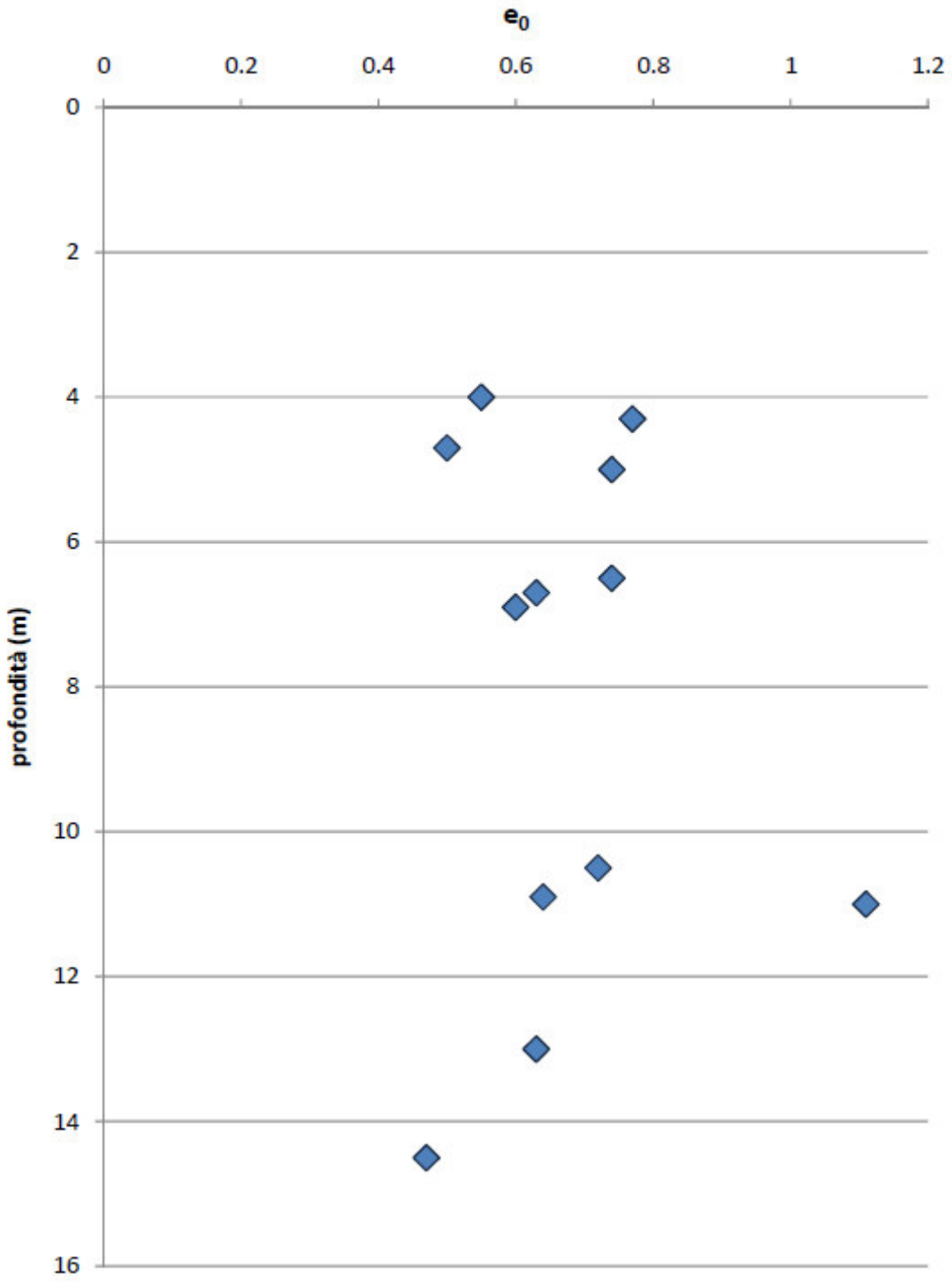


Figura 6.11 – Indice dei vuoti iniziale nei materiali *LA*

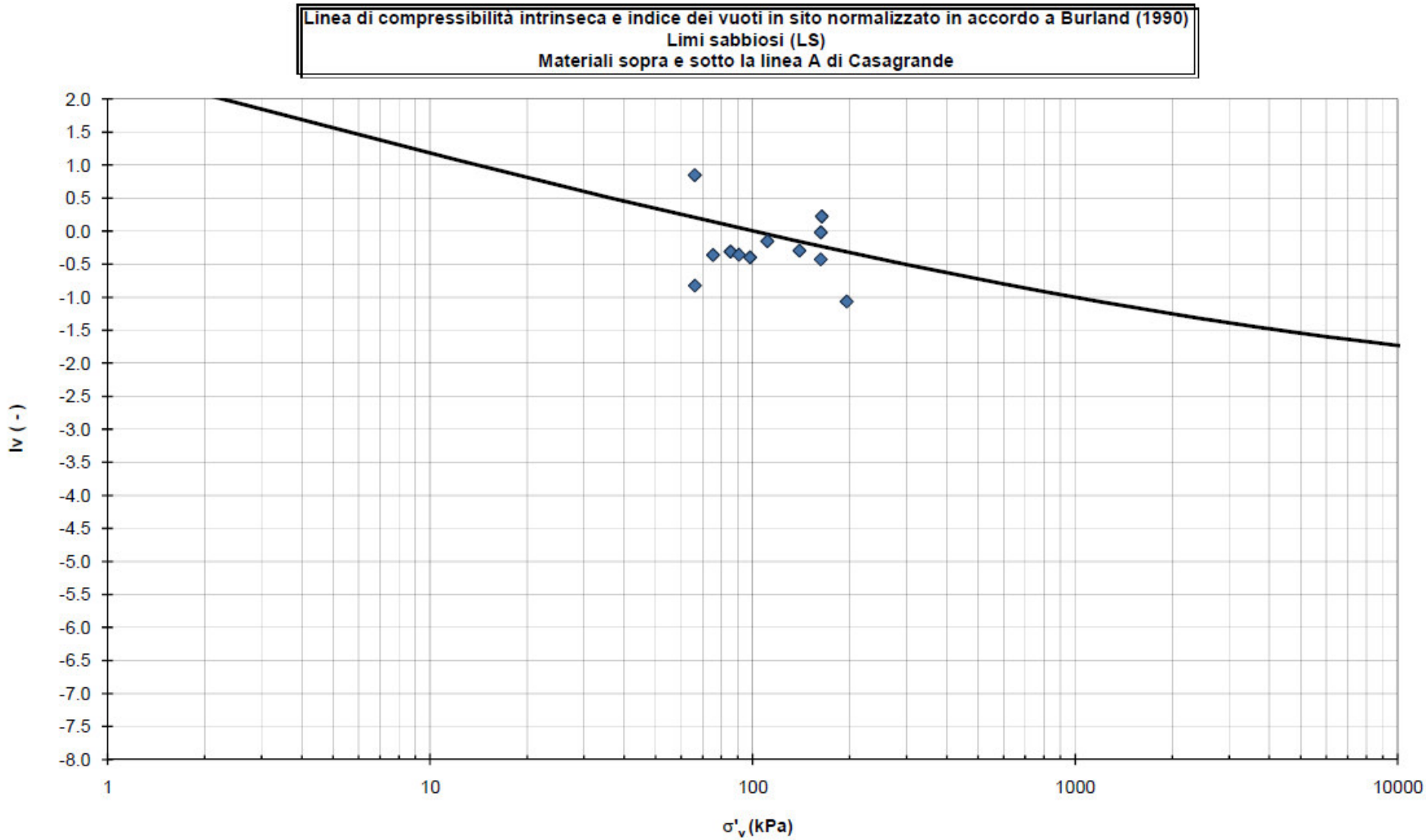


Figura 6.12 – Piano di Burland nei materiali *AL*

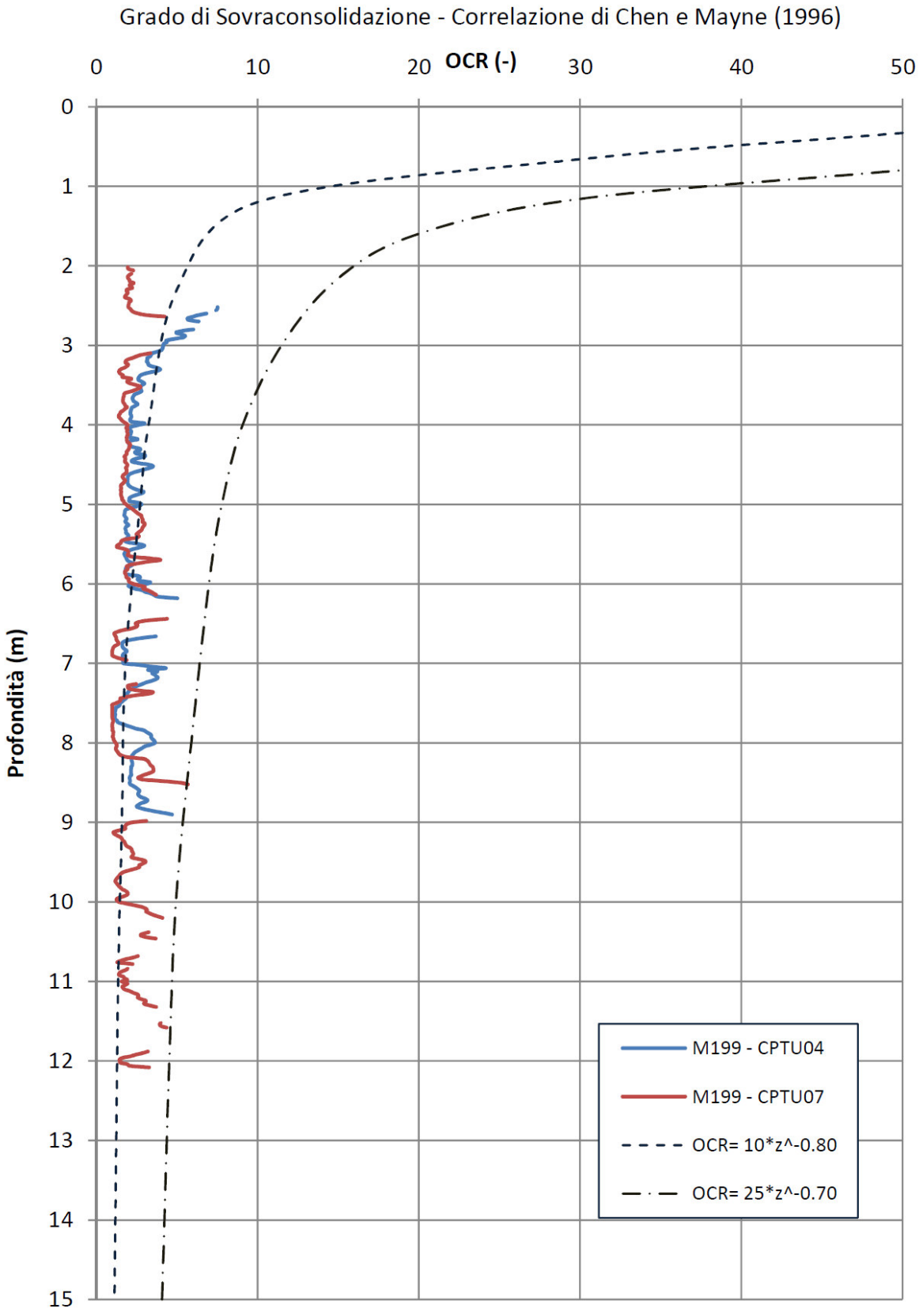


Figura 6.13 – Grado di sovraconsolidazione ricavato da CPT nei materiali *AL*

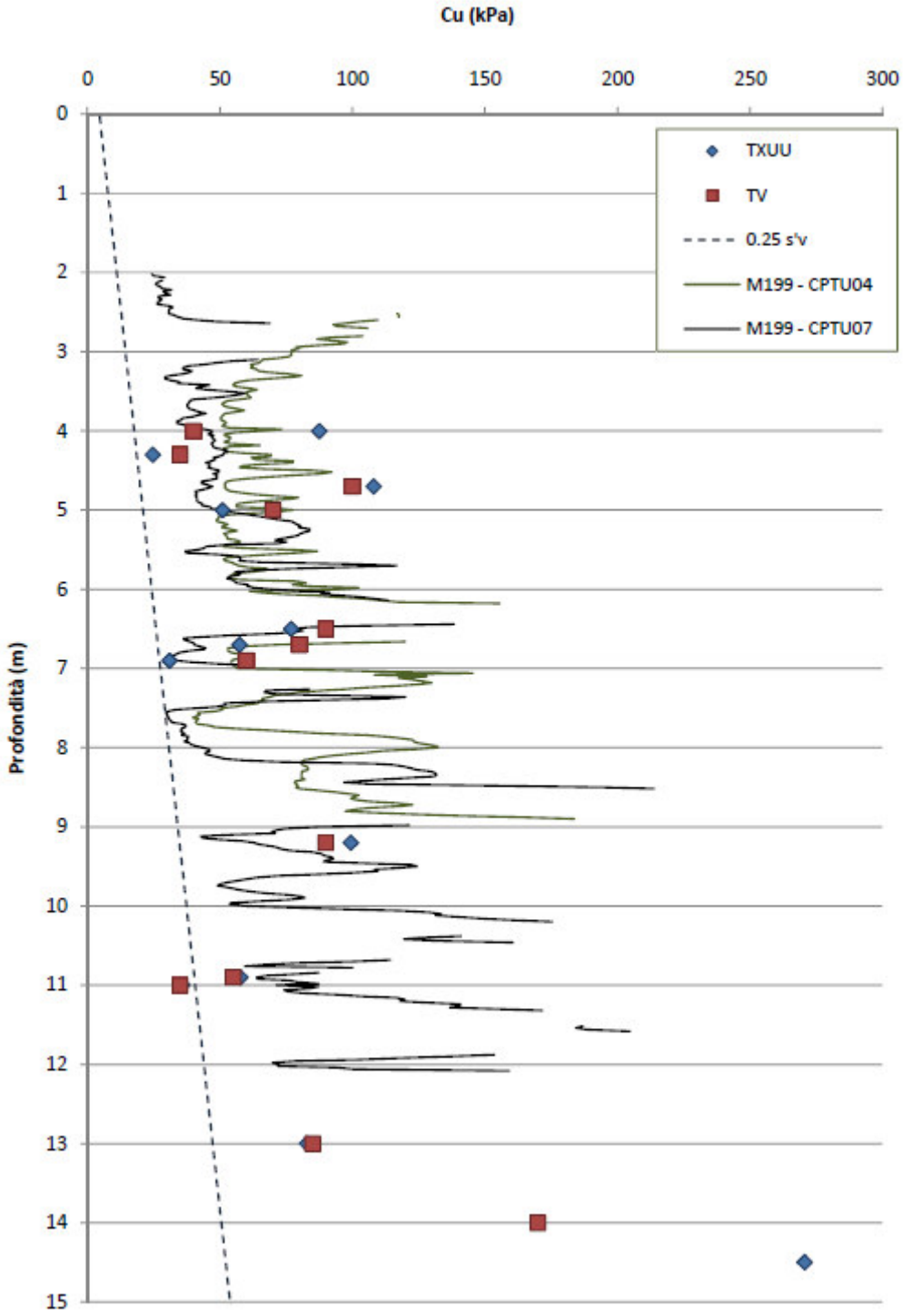


Figura 6.14 – Resistenza al taglio non drenata nei materiali *AL*

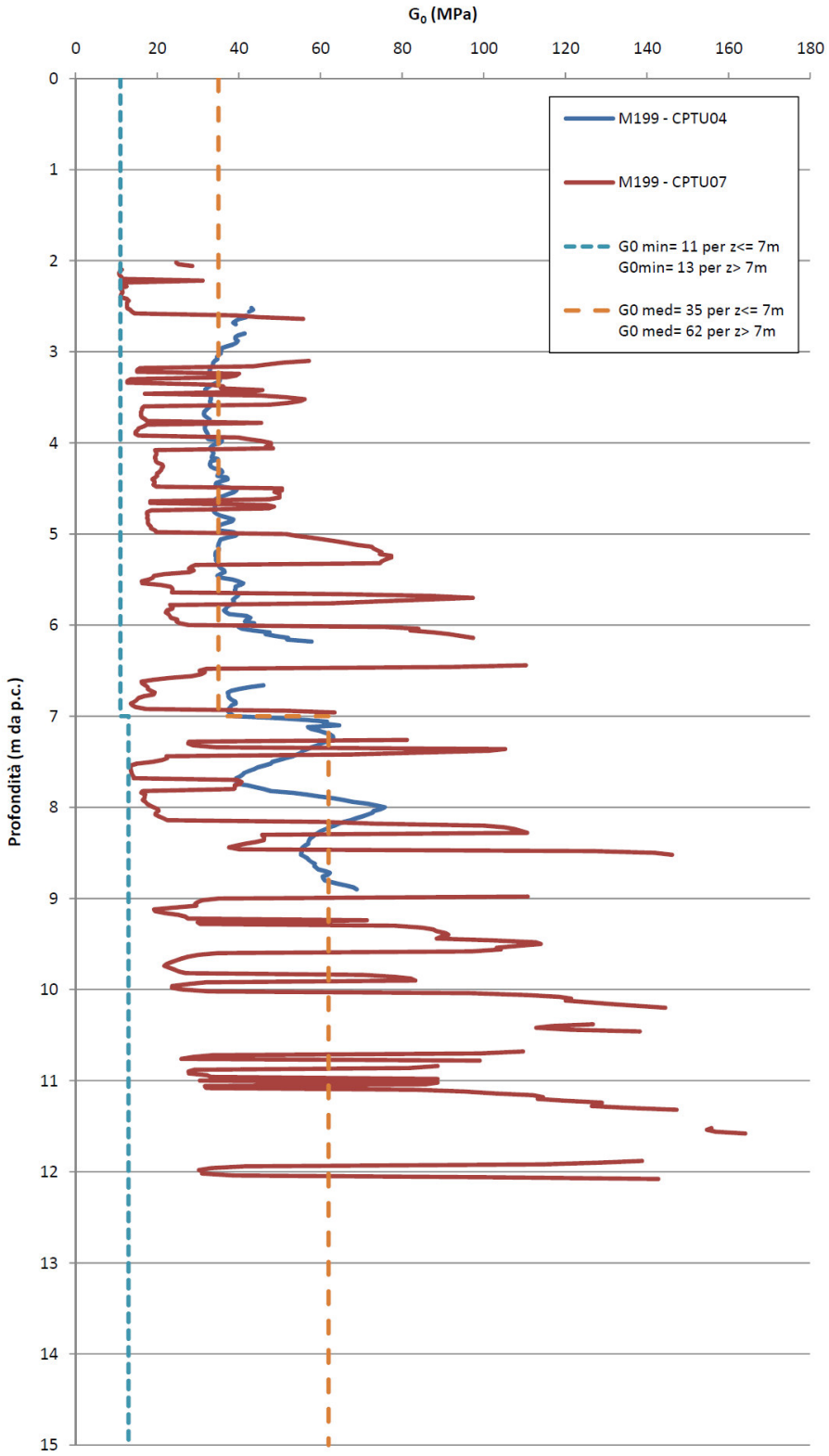


Figura 6.15 – Modulo di taglio iniziale nei materiali *LA*

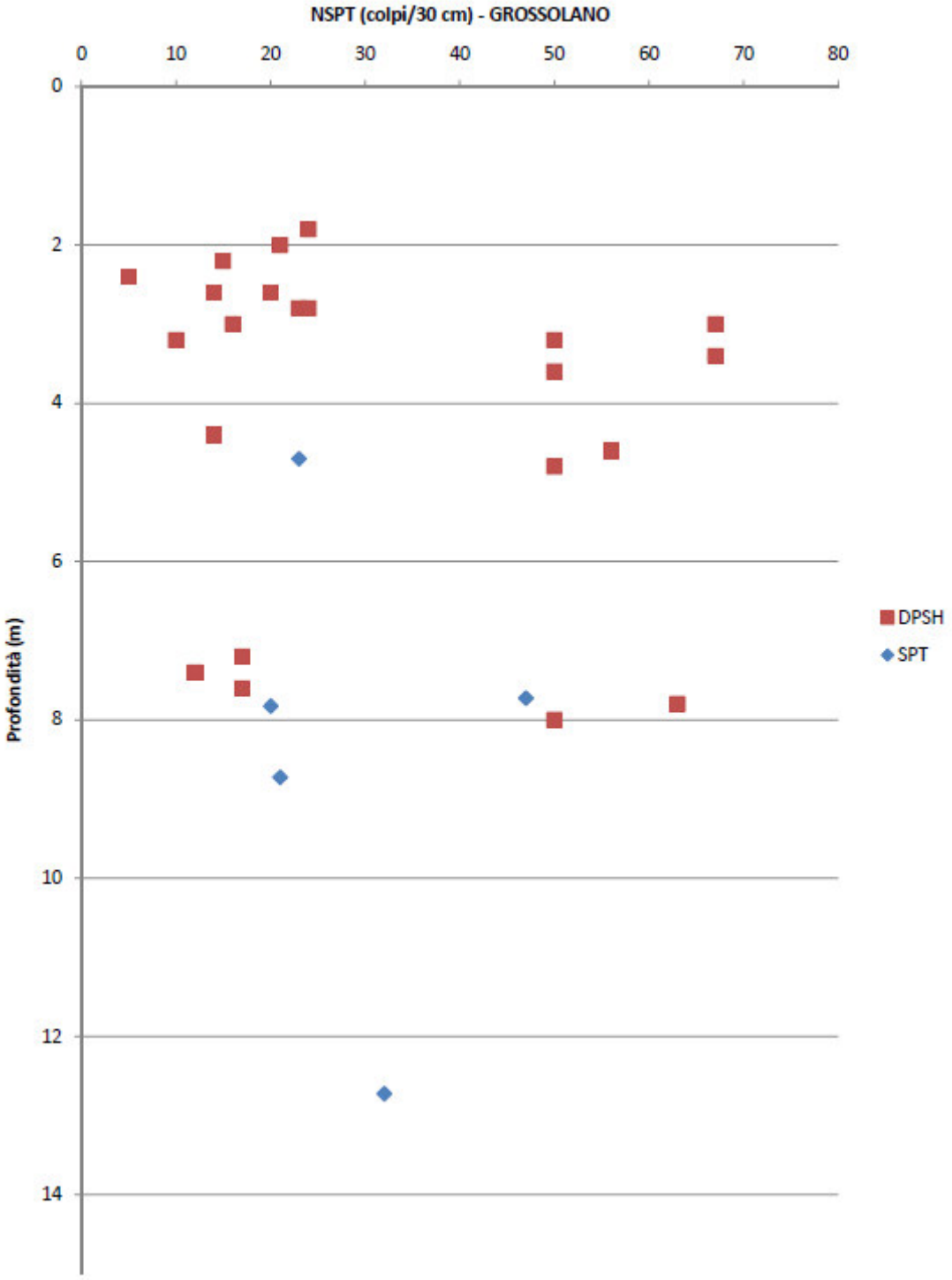


Figura 6.16 – NSPT nei materiali *SG*

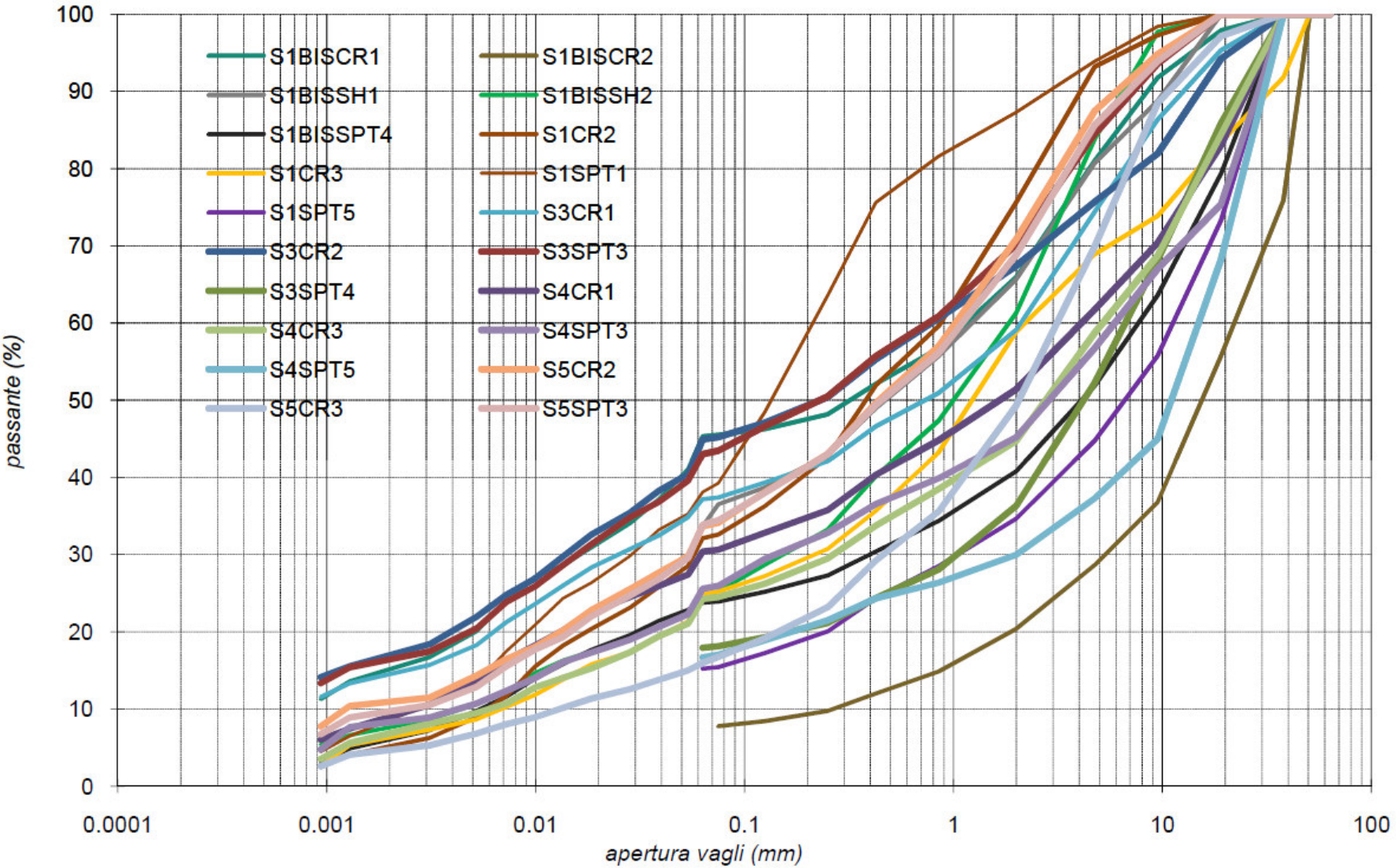


Figura 6.17 – Curve granulometriche relative ai materiali *GS*

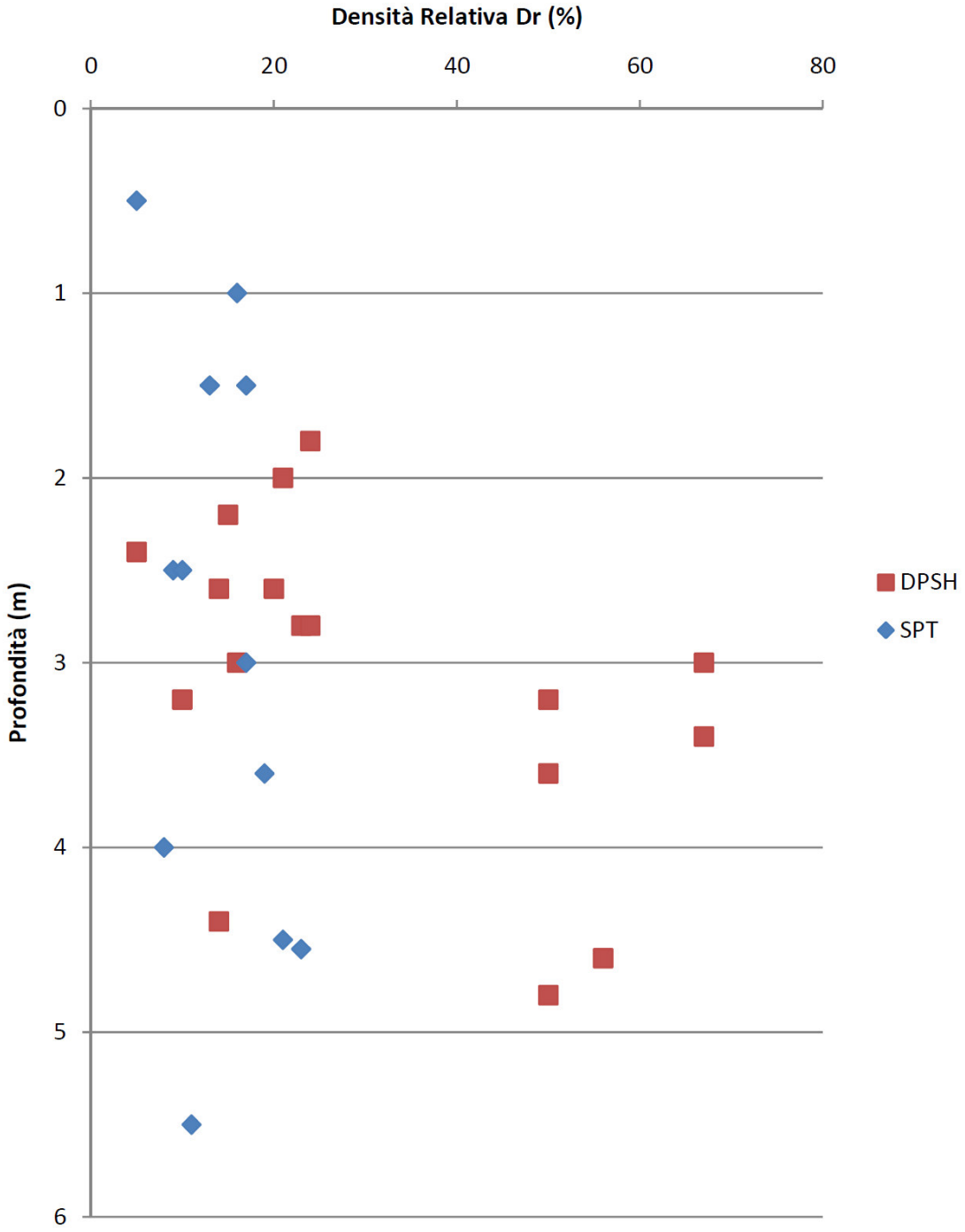


Figura 6.18 – Densità relativa da prove SPT nei materiali *GS*

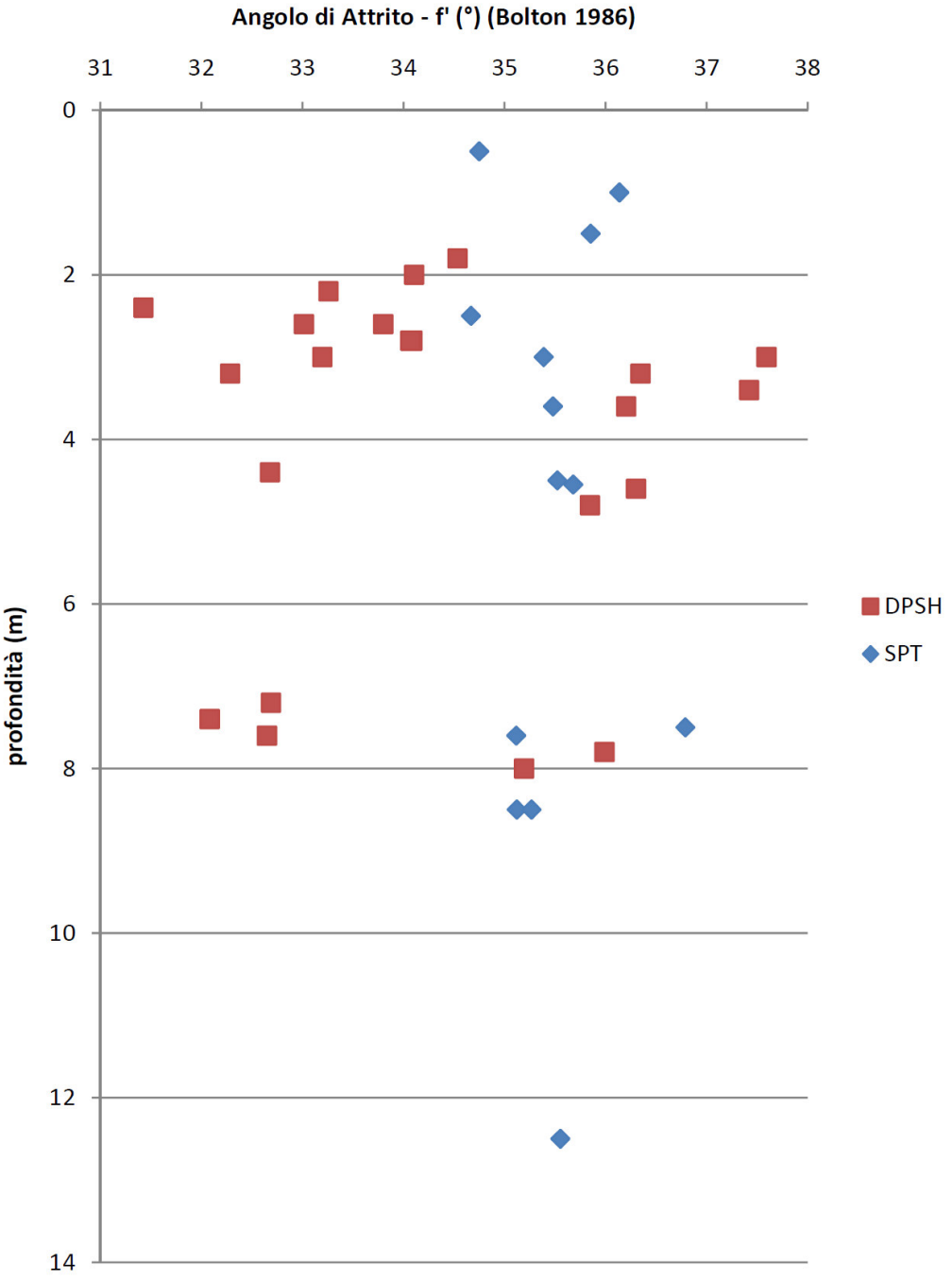


Figura 6.19 – Angolo di attrito da prove SPT nei materiali *GS*

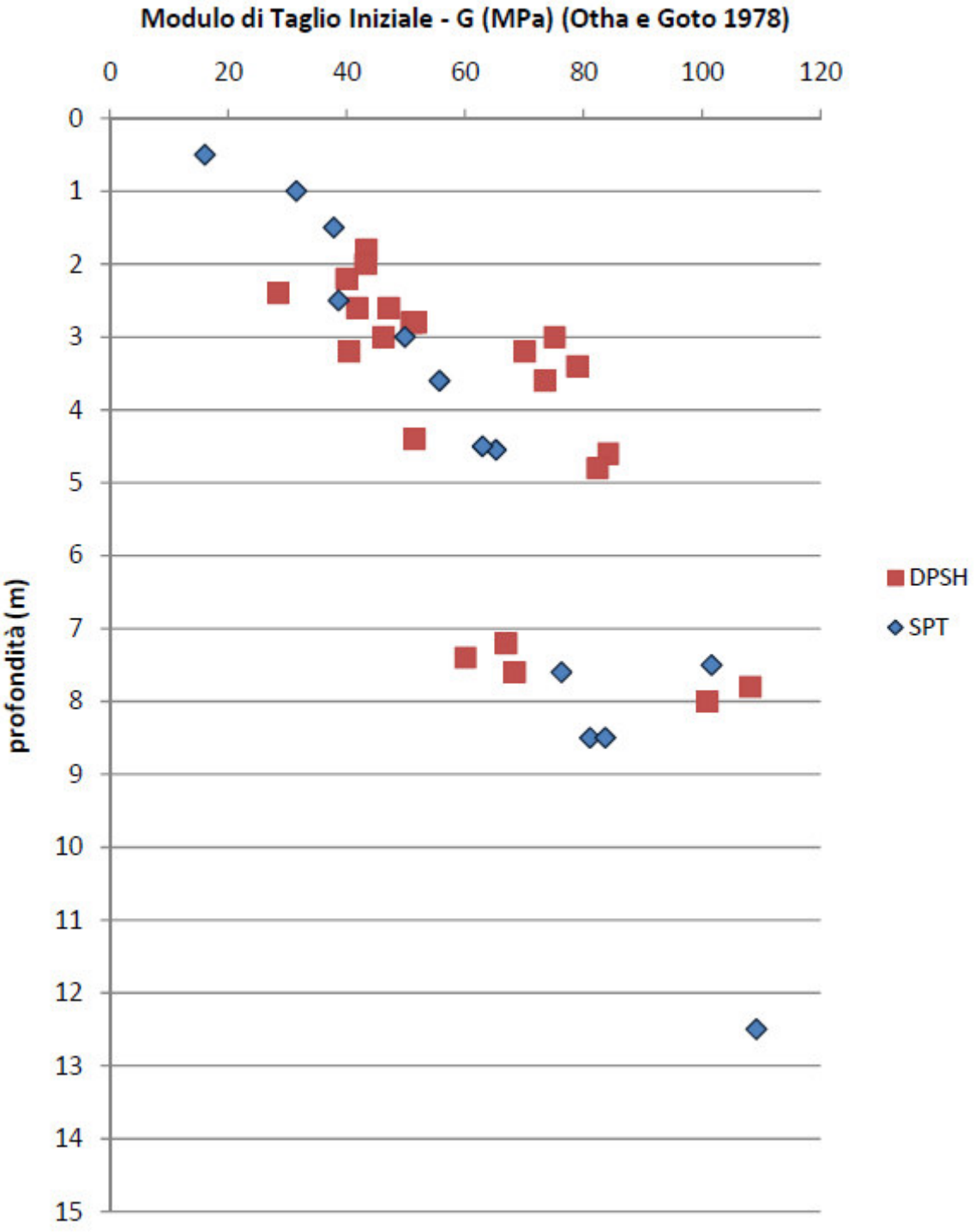


Figura 6.20 – Modulo di taglio iniziale da prove SPT nei materiali *GS*

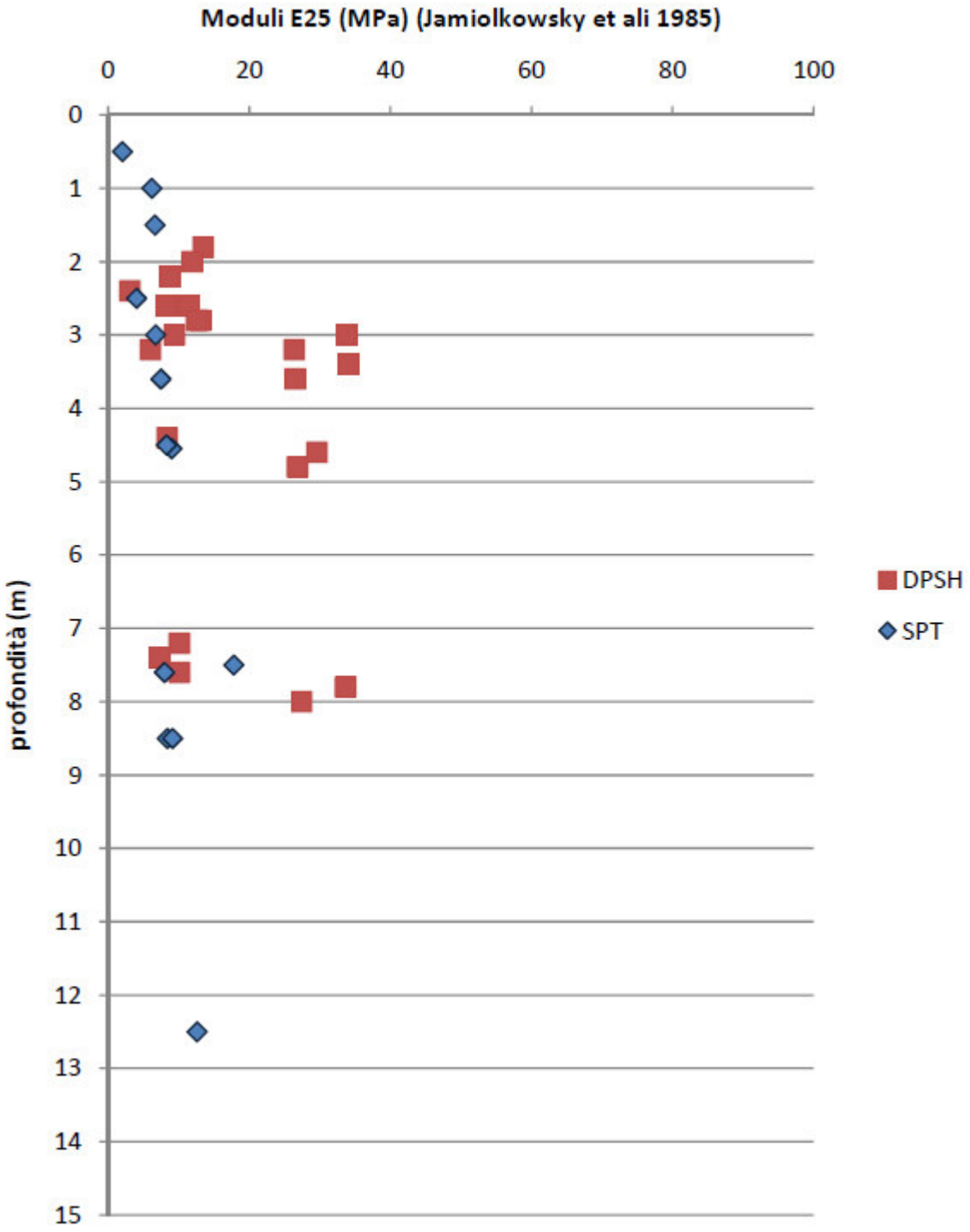


Figura 6.21 - Modulo di deformabilità operativo da prove SPT nei materiali *GS*

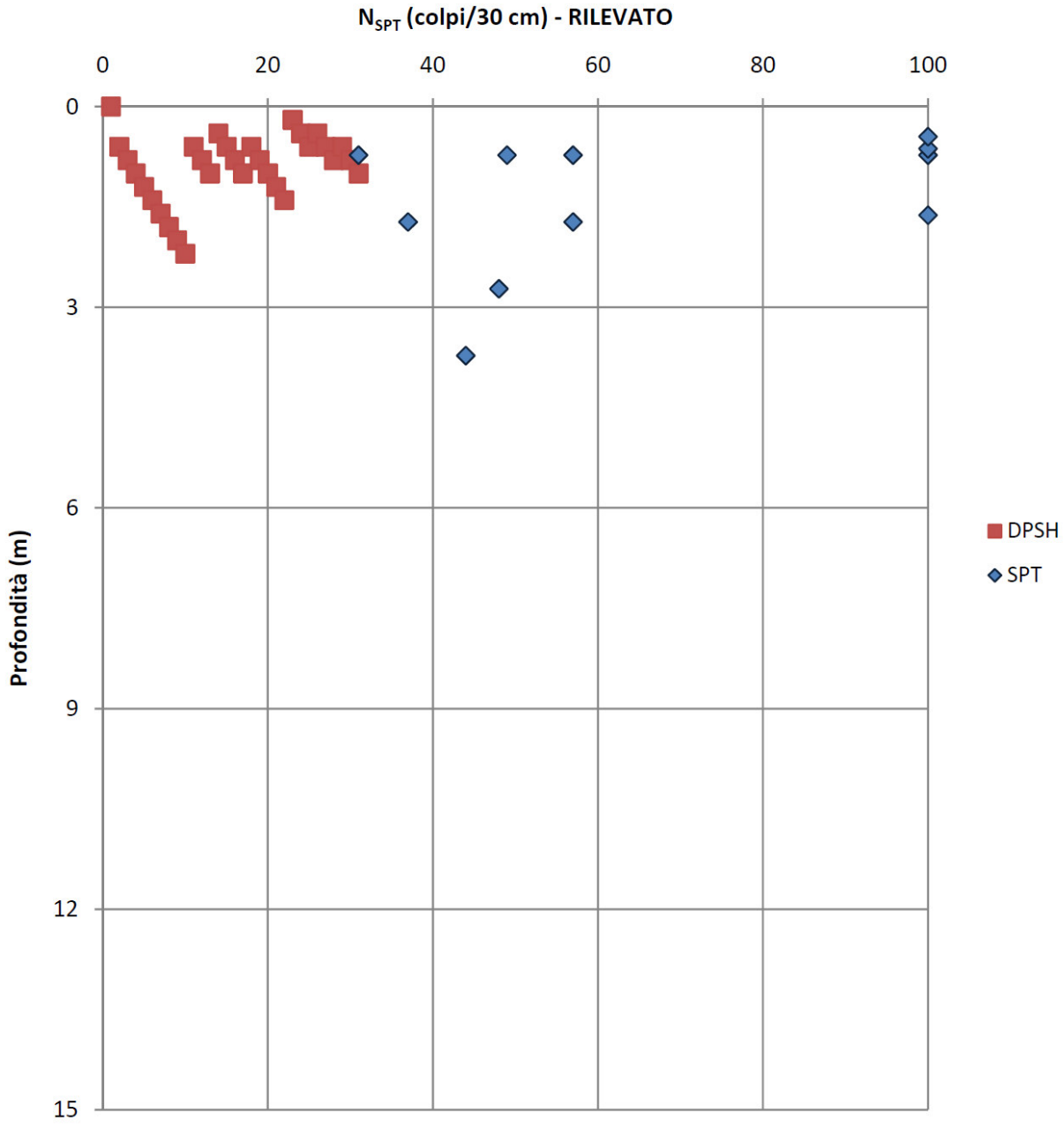


Figura 6.22 – NSPT nei materiali *Ri*

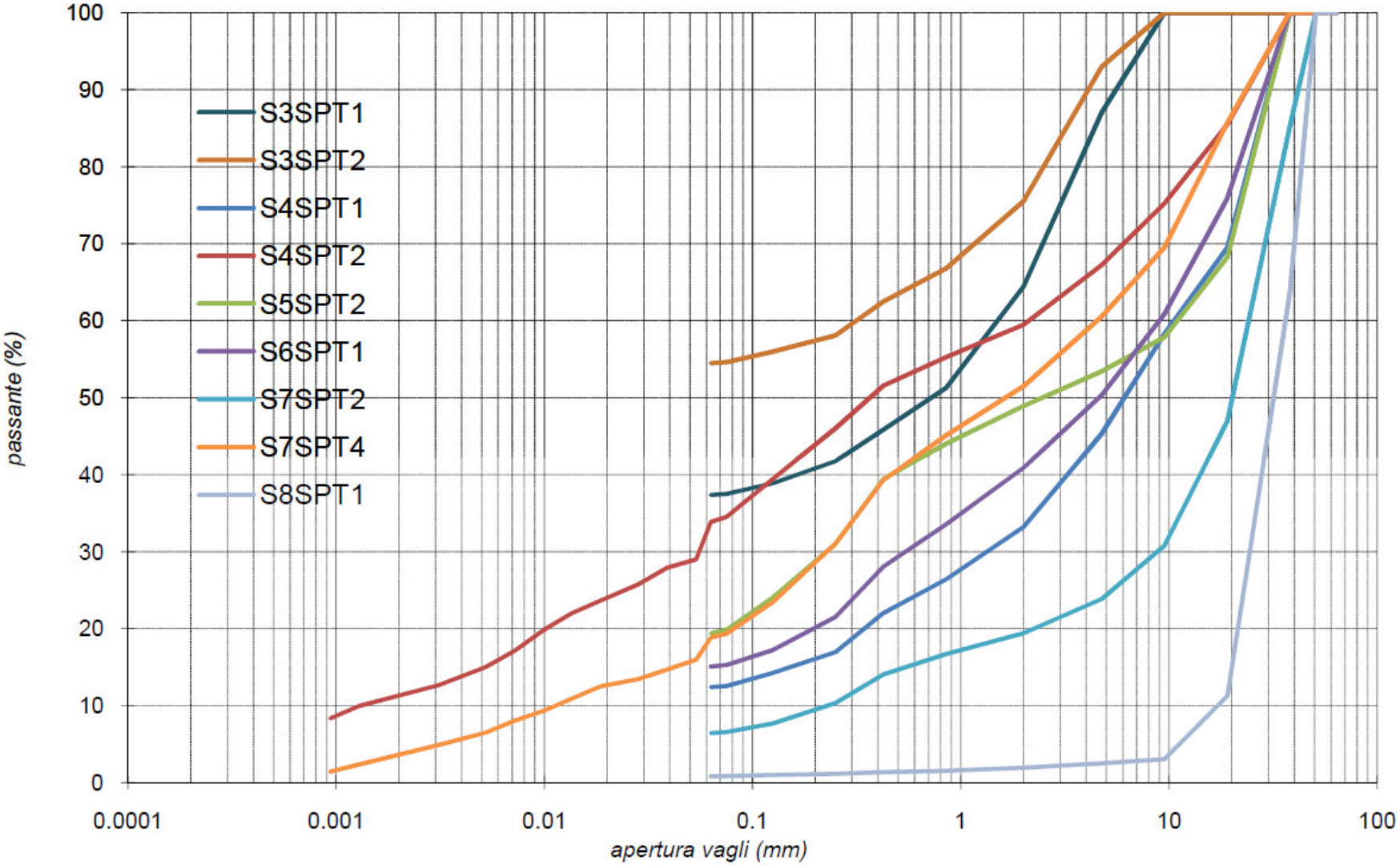


Figura 6.23 – Curve granulometriche relative ai materiali *Ri*

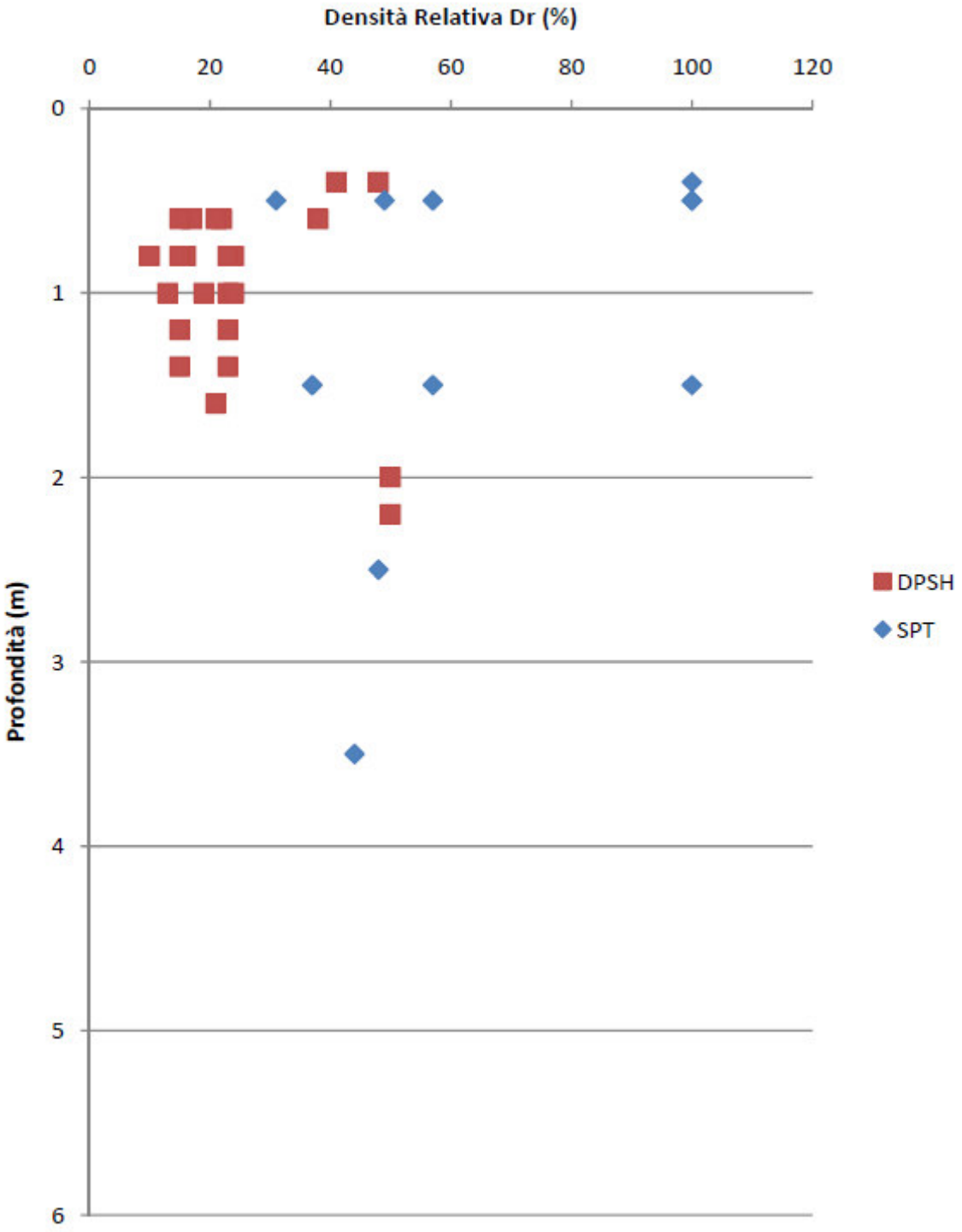


Figura 6.24 – Densità relativa da prove SPT nei materiali *Ri*

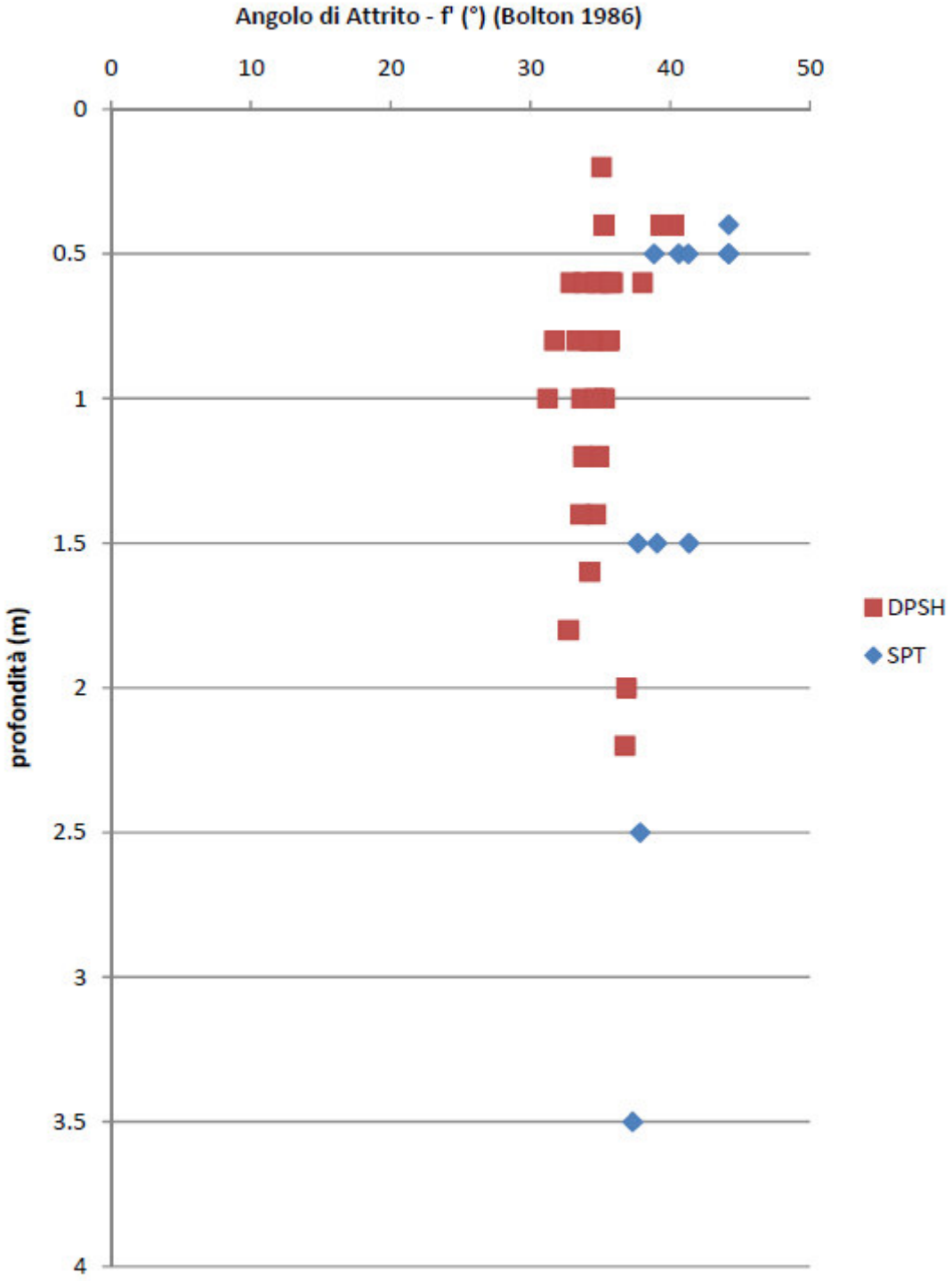


Figura 6.25 – Angolo di attrito da prove SPT nei materiali *Ri*

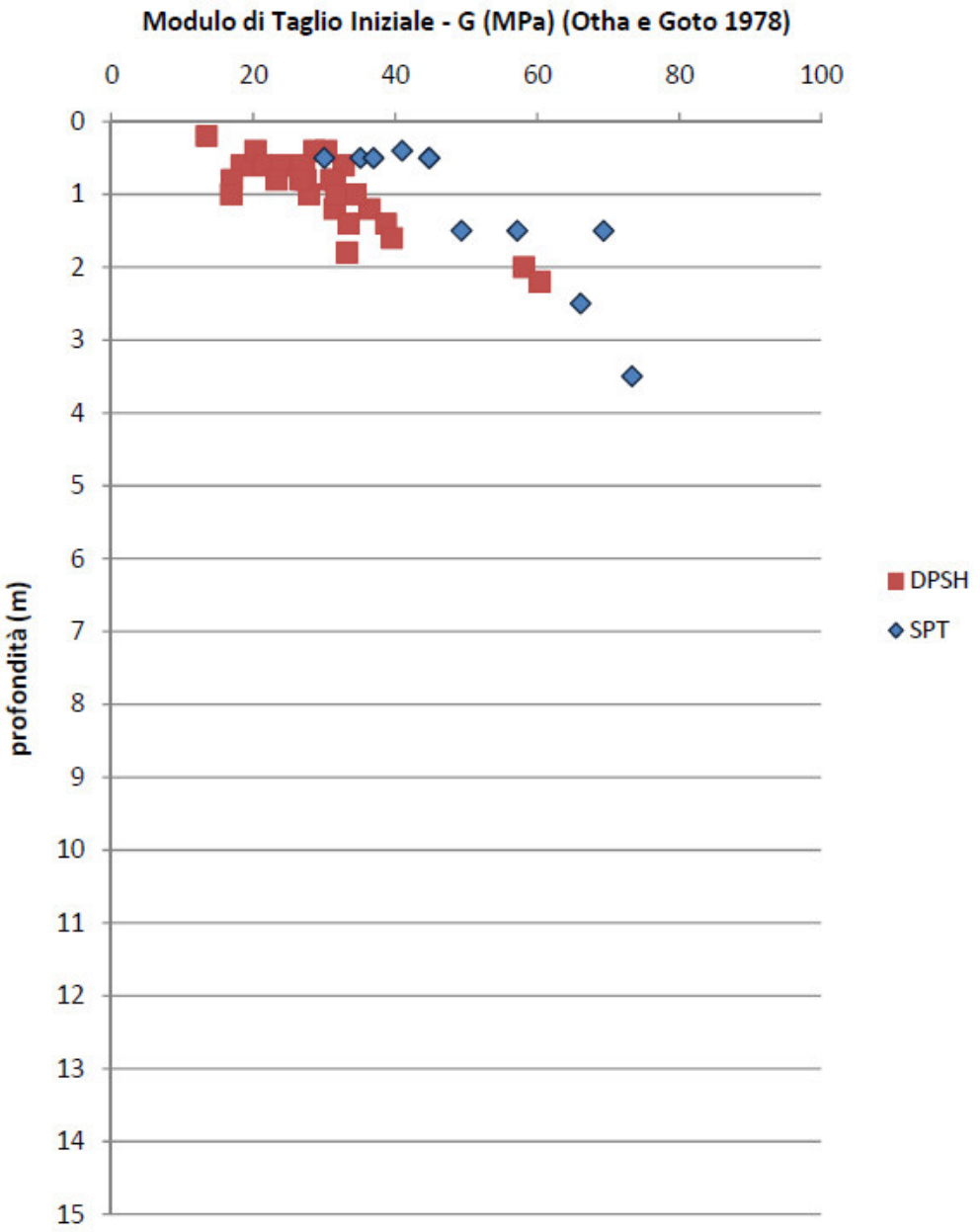


Figura 6.26 – Modulo di taglio iniziale da prove SPT nei materiali *Ri*

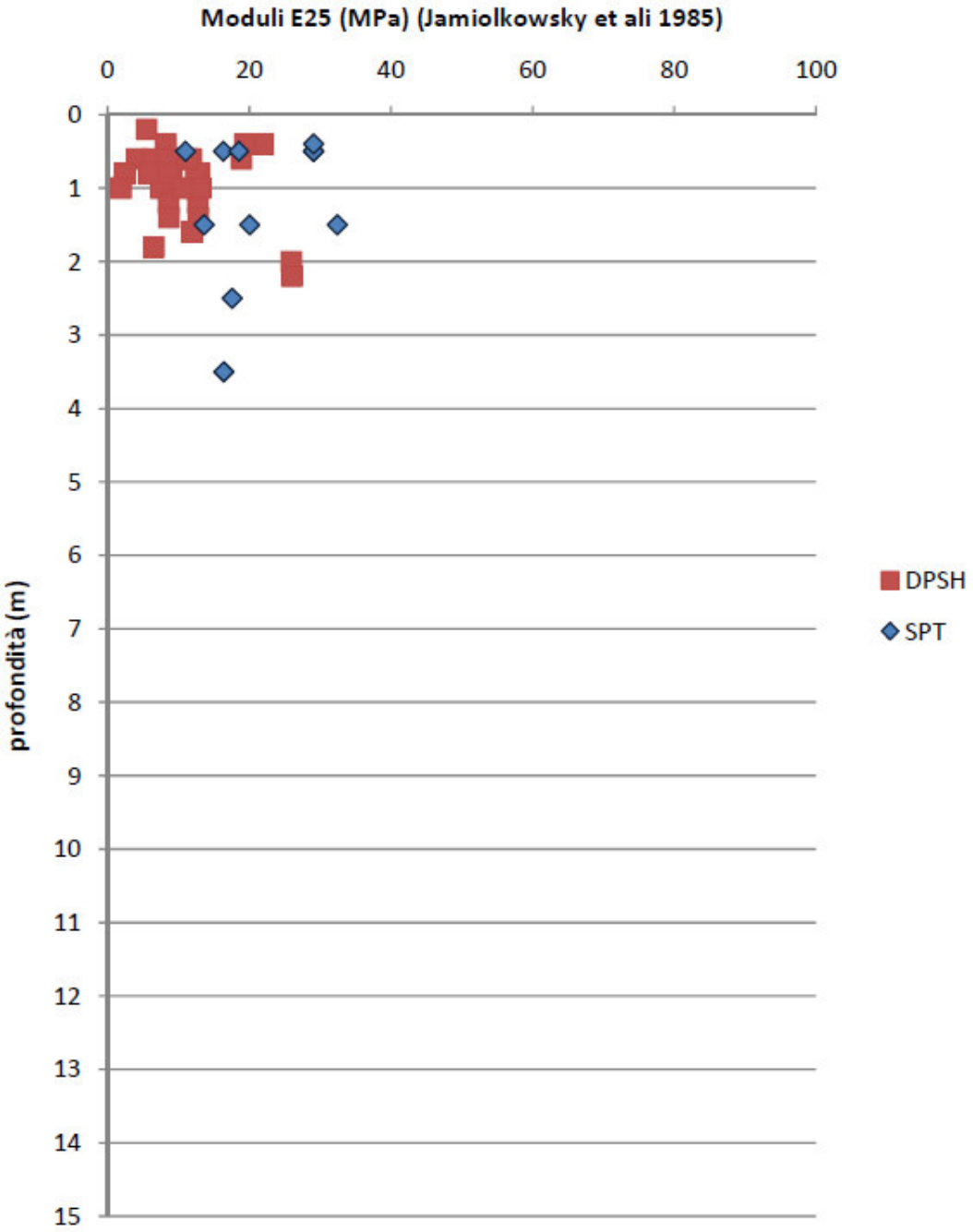


Figura 6.27 - Modulo di deformabilità operativo da prove SPT nei materiali *Ri*

APPENDICE B - TABELLA RIASSUNTIVA DELLE PROVE DI LABORATORIO

Prove di laboratorio Macrointervento 199

Sond.	S01					
Camp.	S1 CR1	S1 CR2	S1 CR3	S1 SPT1	S1 SPT3	S1 SPT5
Prof. (m da p.c.)	2.00 - 2.30 m	9.00 - 9.30 m	13.50 - 13.90 m	0.50 - 0.95 m	4.00 - 4.45 m	12.50 - 12.95 m
Descrizione	Sabbia ghiaiosa con limo argilloso marrone	Sabbia ghiaiosa limosa grigia	Ghiaia sabbioso limosa grigia	Sabbia ghiaiosa con limo argilloso marrone	Sabbia con limo argilloso grigio marrone	Ghiaia sabbiosa argillosa grigio marrone
UNI 11531	A 6			A 4		
USCS	SC	GM	GM	SC	SM	GW
ghiaia (> 2 mm)	17.2%	40.4%	56.8%	18.4%	13.1%	71.5%
sabbia (> 0.60 mm)	36.8%	27.5%	18.3%	43.5%	34.7%	13.3%
limo (> 2 μm)	34.5%	26.8%	18.5%	29.3%	34.4%	15.2%
argilla (< 2 μm)	11.5%	5.3%	6.5%	8.8%	17.8%	0.0%
Wn						
LL	28.9%			29.9%		
LP	17.8%			20.0%		
IP	11.1%			9.8%		
γnat (Mg/m^3)						
γsecco (Mg/m^3)						
γimm (Mg/m^3)						
n						
e						
sat						
Gs (Mg/m^3)	2.70	2.69	2.70	2.68	2.69	2.68
Taglio CD ø (°) c (Kpa)						

Sond.	S01bis						
Camp.	S1bis Sh1	S1bis Sh2	S1bis CR1	S1bis CR2	S1bis CR3	S1bis SPT2	S1bis SPT4
Prof. (m da p.c.)	4.20 - 4.70 m	6.30 - 6.70 m	2.40 - 2.80 m	8.10 - 8.40 m	12.00 - 12.30 m	1.50 - 1.95 m	7.50 - 7.95 m
Descrizione	Ghiaia con limo e sabbia, grigia	Ghiaia con limo e sabbia, grigia	Ghiaia con limo argilloso marrone	Ghiaia sabbioso limosa grigia	Ghiaia con limo argilloso marrone grigiastro	Ghiaia con limo argilloso marrone grigiastro	Ghiaia con limo argilloso marrone grigiastro
UNI 11531	A 4	A 2 - 4	A 6		A 6	A 7 - 6	A 2 - 6
USCS	SC	SC	GM	GW	GC	SC	GC
ghiaia (> 2 mm)	34.3%	38.7%	43.3%	85.1%	36.5%	42.2%	65.6%
sabbia (> 0.60 mm)	30.5%	37.3%	11.4%	7.2%	14.7%	21.7%	10.6%
limo (> 2 μm)	19.6%	16.2%	29.9%	7.7%	37.6%	25.4%	17.5%
argilla (< 2 μm)	15.6%	7.8%	15.5%	0.0%	11.2%	10.7%	6.2%
Wn	14.5%	15.4%					
LL	26.0%	29.6%	39.2%		33.6%	41.4%	36.0%
LP	17.0%	20.2%	28.3%		18.2%	23.3%	22.7%
IP	9.0%	9.4%	10.9%		15.4%	18.0%	13.3%
γnat (Mg/m^3)	2.04	1.903					
γsecco (Mg/m^3)	1.78	1.649					
γimm (Mg/m^3)	1.11	1.034					
n	33.2%	38.5%					
e	0.50	0.63					
sat	78%	66%					
Gs (Mg/m^3)	2.67	2.68	2.69	2.69	2.68	2.67	2.70
Triassiale UU Cu (kPa)	108.6	57.4					

Sond.	S03						
Camp.	S3 Sh1	S3 CR1	S3 CR2	S3 SPT1	S3 SPT2	S3 SPT3	S3 SPT4
Prof. (m da p.c.)	3.60 - 4.00 m	12.30 - 12.50 m	14.50 - 14.90 m	1.00 - 1.45 m	2.50 - 2.95 m	4.55 - 4.85 m	8.50 - 8.95 m
Descrizione	Sabbia ghiaiosa con limo e argilla, marrone grigiastro	Ghiaia con limo argilloso marrone grigiastro	Ghiaia con limo argilloso marrone grigiastro	Ghiaia con limo argilloso marrone grigiastro	Ghiaia con limo argilloso marrone grigiastro	Ghiaia con limo argilloso marrone grigiastro	Ghiaia con limo argilloso marrone grigiastro
UNI 11531	A 2 - 6			A 7 - 5	A 7 - 5		
USCS	SC	GM	GM	GM	MH o OH	GM	GM
ghiaia (> 2 mm)	30.5%	49.1%	39.4%	48.7%	33.2%	39.1%	71.9%
sabbia (> 0.60 mm)	36.0%	13.8%	15.7%	13.9%	12.3%	17.9%	10.2%
limo (> 2 μm)	20.3%	22.4%	27.6%	21.7%	30.2%	26.3%	17.9%
argilla (< 2 μm)	13.2%	14.8%	17.3%	15.6%	24.2%	16.7%	0.0%
Wn	18.1%						
LL	38.7%			53.6%	52.0%		
LP	21.8%			39.1%	33.2%		
IP	16.9%			14.4%	18.8%		
γnat (Mg/m^3)	2.04						
γsecco (Mg/m^3)	1.73						
γimm (Mg/m^3)	1.08						
n	35.5%						
e	0.55						
sat	88%						
Gs (Mg/m^3)	2.68	2.67	2.70	2.67	2.69	2.69	2.68
Triassiale UU Cu (kPa)	87.5						

Sond.	S04						
Camp.	S4 CR1	S4 CR2	S4 SPT1	S4 SPT2	S4 SPT3	S4 SPT4	S4 SPT5
Prof. (m da p.c.)	9.60 - 10.00 m	14.60 - 15.00 m	0.50 - 0.93 m	1.50 - 1.75 m	3.60 - 4.05 m	7.60 - 8.05 m	12.20 - 12.60 m
Descrizione	Ghiaia con limo grigio marrone	Ghiaia limoso sabbiosa marrone rosiccio	Ghiaia limosa marrone chiaro	Ghiaia con limo argilloso marrone grigiastro	Ghiaia limoso sabbiosa marrone rosiccio	Ghiaia con limo argilloso marrone grigiastro	Limo ghiaioso sabbioso argilloso marrone grigiastro
UNI 11531		A 2 - 4			A 2 - 6		A 6
USCS	GM	GC	GW	GM	GC	GM	CL
ghiaia (> 2 mm)	55.2%	61.5%	73.6%	44.7%	60.1%	73.6%	22.7%
sabbia (> 0.60 mm)	14.4%	14.2%	14.0%	21.4%	14.3%	9.7%	26.0%
limo (> 2 μm)	21.1%	17.2%	12.4%	22.3%	17.2%	16.7%	33.7%
argilla (< 2 μm)	9.3%	7.0%	0.0%	11.6%	8.4%	0.0%	17.5%
Wn							
LL		28.8%			32.6%		35.6%
LP		19.1%			20.2%		20.2%
IP		9.7%			12.5%		15.4%
γnat (Mg/m^3)							
γsecco (Mg/m^3)							
γimm (Mg/m^3)							
n							
e							
sat							
Gs (Mg/m^3)	2.69	2.68	2.68	2.68	2.70	2.66	2.68
Triassiale UU Cu (kPa)							

Sond.	S05							
Camp.	S5 Sh1	S5 Sh2	S5 Sh3	S5 CR1	S5 CR2	S5 CR3	S5 SPT2	S5 SPT3
Prof. (m da p.c.)	6.50 - 6.90 m	8.50 - 8.80 m	14.00 - 14.50 m	3.50 - 3.90 m	5.00 - 5.50 m	11.50 - 11.90 m	1.50 - 1.95 m	4.50 - 4.95 m
Descrizione	Ghiaia con limo e sabbia, grigia	Limo sabbioso ghiaioso marrone rossiccio	Sabbia ghiaiosa con argilla, marrone rossiccio	Ghiaia limoso sabbiosa marrone rosiccio	Ghiaia limoso sabbiosa marrone	Ghiaia limoso sabbiosa marrone scuro	Ghiaia sabbiosa marrone grigiastro	Ghiaia limoso sabbiosa marrone
UNI 11531	A 6	A 6	A 6	A 7 - 6	A 2 - 4	A 2 - 7		A 2 - 4
USCS	SC	SC	SC	GC	SC	GM	GM	SM
ghiaia (> 2 mm)	16.5%	23.7%	20.1%	42.9%	43.0%	64.4%	56.0%	43.9%
sabbia (> 0.60 mm)	40.7%	31.7%	40.6%	17.3%	23.3%	19.6%	24.6%	22.2%
limo (> 2 μm)	23.4%	31.1%	17.6%	23.1%	22.6%	11.2%	16.5%	24.0%
argilla (< 2 μm)	19.5%	13.4%	21.7%	16.7%	11.0%	4.8%	2.9%	9.8%
Wn	21.8%	27.8%	13.5%					
LL	31.6%	36.7%	35.2%	55.5%	30.0%	67.9%		29.8%
LP	17.0%	20.3%	18.1%	28.1%	20.1%	41.8%		23.0%
IP	14.6%	16.4%	17.1%	27.4%	9.9%	26.1%		6.8%
γnat (Mg/m^3)	2.06	-	2.084					
γsecco (Mg/m^3)	1.69	-	1.836					
γimm (Mg/m^3)	1.07	-	1.156					
n	37.7%	0.0%	32.0%					
e	0.60	-	0.47					
sat	98%	0%	78%					
Gs (Mg/m^3)	2.72	2.67	2.70	2.68	2.70	2.63	2.67	2.68
Triassiale UU Cu (kPa)	31.0		270.6					

Sond.	S06								
Camp.	S6 Sh1	S6 Sh2	S6 Sh3	S6 CR1	S6 CR2	S6 CR3	S6 SPT1	S6 SPT3	S6 SPT5
Prof. (m da p.c.)	4.50 - 5.00 m	6.00 - 6.50 m	12.50 - 13.00 m	9.10 - 9.50 m	11.20 - 11.70 m	14.50 - 14.85 m	0.50 - 0.95 m	2.10 - 2.65 m	10.50 - 10.95 m
Descrizione	Argilla con limo marrone rossiccio	Argilla con limo marrone rossiccio	Limo con argilla marrone grigiastro	Sabbia con limo argilloso marrone	Sabbia limosa grigia	Limo argilloso ghiaioso marrone	Ghiaia sabbioso limosa grigia	Limo argilloso con sabbia marrone	Argilla con limo grigia
UNI 11531	A 7 - 6	A 7 - 6	A 6	A 4		A 6		A 6	A 7 - 6
USCS	CL	CL	CL	SM	SM	CL	GW	CL	CL
ghiaia (> 2 mm)	1.8%	1.4%	7.8%	0.5%	0.1%	28.1%	66.4%	13.9%	1.5%
sabbia (> 0.60 mm)	9.9%	10.3%	24.2%	53.3%	71.5%	18.8%	18.5%	29.7%	13.2%
limo (> 2 μm)	41.3%	41.6%	36.5%	34.6%	21.0%	30.8%	9.4%	30.6%	41.3%
argilla (< 2 μm)	47.0%	46.6%	31.4%	11.6%	7.4%	22.3%	5.7%	25.8%	44.1%
Wn	26.7%	26.7%	23.5%						
LL	44.8%	45.1%	37.8%	29.2%		32.3%		35.0%	41.5%
LP	19.6%	26.1%	21.2%	24.3%		17.4%		20.0%	24.1%
IP	25.1%	19.0%	16.6%	4.9%		14.9%		15.0%	17.5%
γnat (Mg/m^3)	1.97	1.977	2.034						
γsecco (Mg/m^3)	1.56	1.561	1.646						
γimm (Mg/m^3)	0.98	0.984	1.032						
n	42.4%	42.4%	38.5%						
e	0.74	0.74	0.63						
sat	98%	98%	100%						
Gs (Mg/m^3)	2.70	2.71	2.68	2.69	2.68	2.68	2.67	2.68	2.68
Triassiale UU Cu (kPa)	51.0	76.9	82.8						

Sond.	S07						
Camp.	S7 Sh1	S7 Sh2	S7 CR1	S7 CR2	S7 CR3	S7 SPT2	S7 SPT4
Prof. (m da p.c.)	8.70 - 9.20 m	10.50 - 11.00 m	7.60 - 7.90 m	13.70 - 14.00 m	14.50 - 14.80 m	1.50 - 1.95 m	3.50 - 3.95 m
Descrizione	Limo con argilla grigio	Limo argilloso grigio	Sabbia limoso argillosa marrone scuro	Limo con argilla marrone grigiastro	Sabbia ghiaiosa con limo marrone	Ghiaia limosa grigia	Ghiaia sabbioso limosa grigia
UNI 11531	A 6	A 7 - 5	A 6	A 6	A 6		
USCS	CL	MH o OH	CL	CL	SC	GW	GM
ghiaia (> 2 mm)	1.2%	0.0%	11.6%	0.8%	27.4%	83.3%	54.9%
sabbia (> 0.60 mm)	16.2%	11.5%	32.5%	13.2%	36.1%	10.3%	26.3%
limo (> 2 μm)	53.2%	61.9%	32.4%	50.2%	25.0%	6.4%	15.1%
argilla (< 2 μm)	29.3%	26.6%	23.5%	35.9%	11.4%	0.0%	3.8%
Wn	25.4%	40.7%					
LL	37.8%	59.1%	30.0%	39.9%	35.1%		
LP	21.0%	33.2%	18.1%	18.1%	24.0%		
IP	16.8%	25.9%	11.9%	21.8%	11.1%		
γnat (Mg/m^3)	1.95	1.799					
γsecco (Mg/m^3)	1.56	1.278					
γimm (Mg/m^3)	0.98	0.805					
n	41.9%	52.7%					
e	0.72	1.11					
sat	95%	99%					
Gs (Mg/m^3)	2.68	2.70	2.66	2.69	2.69	2.67	2.66
Triassiale UU Cu (kPa)	99.4	35.9					

Sond.	S08									
Camp.	S8 Sh1	S8 Sh2	S8 CR1	S8 CR2	S8 CR3	S8 SPT1	S8 SPT2	S8 SPT3	S8 SPT4	S8 SPT5
Prof. (m da p.c.)	3.70 - 4.30 m	10.50 - 10.90 m	7.30 - 7.80 m	12.00 . 12.50 m	14.70 - 15.00 m	0.50 - 0.76 m	1.50 - 1.95 m	2.50 - 2.95 m	5.50 - 5.95 m	8.80 - 9.25 m
Descrizione	Limo argilloso grigio	Limo argilloso sabbioso marrone	Sabbia con limo grigio	Sabbia con limo grigio	Sabbia con limo grigio	Ghiaia debolmente sabbiosa	Sabbia con limo e ghiaia marrone	Limo sabbioso con argilla marrone	Limo sabbioso con argilla marrone grigiastro	Sabbia con limo grigio
UNI 11531	A 6	A 6					A 4	A 7 - 6	A 6	
USCS	CL	CL	SM	SM	SM	GP	SC	CL	CL	SM
ghiaia (> 2 mm)	0.3%	0.0%	1.3%	2.3%	2.1%	98.5%	18.3%	0.8%	2.2%	20.1%
sabbia (> 0.60 mm)	46.9%	35.3%	71.5%	58.1%	56.7%	0.7%	36.8%	16.7%	38.3%	51.6%
limo (> 2 μm)	33.2%	37.8%	21.7%	30.6%	32.5%	0.8%	33.1%	54.3%	36.4%	22.3%
argilla (< 2 μm)	19.6%	26.9%	5.6%	9.0%	8.7%	0.0%	11.8%	28.2%	23.1%	6.0%
Wn	28.9%	23.8%								
LL	31.2%	36.1%					25.0%	41.0%	28.8%	
LP	20.9%	20.2%					16.0%	23.1%	16.9%	
IP	10.2%	15.9%					9.0%	17.9%	11.9%	
γnat (Mg/m^3)	1.96	2.035								
γsecco (Mg/m^3)	1.52	1.643								
γimm (Mg/m^3)	0.96	1.033								
n	43.6%	39.0%								
e	0.77	0.64								
sat	100%	100%								
Gs (Mg/m^3)	2.70	2.69	2.69	2.68	2.67	2.65	2.69	2.70	2.71	2.69
Triassiale UU Cu (kPa)	24.7	57.7								