



Società Autostrada Tirrenica p.A.
GRUPPO AUTOSTRADALE PER L'ITALIA S.p.A.

AUTOSTRADA (A12) : ROSIGNANO – CIVITAVECCHIA
LOTTO 4

TRATTO: GROSSETO SUD – FONTEBLANDA
PROGETTO DEFINITIVO

INFRASTRUTTURA STRATEGICA DI PREMINENTE INTERESSE NAZIONALE

DOCUMENTAZIONE GENERALE

GEOTECNICA

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Marco D'Angelantonio
Ord. Ingg. Milano N. 20155

RESPONSABILE UFFICIO APE

**IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

Ing. Alessandro Alfì
Ord. Ingg. Milano N. 20015

CAPO PROGETTO

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Massimiliano Giacobbi
Ord. Ingg. Milano N. 20746

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO							DATA:	REVISIONE	
	DIRETTORIO			FILE					n.	data
—	codice	commessa	N.Prog.	unita'	ufficio argomento	n. progressivo	Rev.	OTTOBRE 2016		
—	12	12	14	10	—	—	APE	0001	—	—
								SCALA:		



COORDINATORE GENERALE INIZIATIVA SAT

Ing. Massimiliano Giacobbi
Ord. Ingg. Milano N. 20746

CAPO COMMESSA

CONSULENZA
A CURA DI :

ELABORAZIONE
GRAFICA
A CURA DI :

ELABORAZIONE
PROGETTUALE
A CURA DI :

IL RESPONSABILE
UNITA' :

VISTO DEL COMMITTENTE



VISTO DEL CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

6.4.4	Coefficiente di sito	61
7.	STABILITÀ DEL SITO NEI CONFRONTI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE	63
8.	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	79
8.1	Generalità	79
8.2	Materiali a grana grossa	79
8.2.1	Stato iniziale del deposito	80
8.2.2	Densità relativa D_r	81
8.2.3	Angolo di resistenza al taglio.....	83
8.2.4	Deformabilità	84
8.3	Materiali a grana fine	91
8.3.1	Classificazione	91
8.3.2	Stato iniziale del deposito	95
8.3.3	Resistenza al taglio in condizioni non drenate.....	96
8.3.4	Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.....	97
8.3.5	Deformabilità	98
8.4	Formazioni rocciose	103
8.4.1	Generalità	103
8.4.2	Valutazione del parametro RMR'_{89}	104
8.4.3	Criteri di rottura.....	106
8.4.4	Caratteristiche di deformabilità.....	111
9.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	114
9.1	Generalità	114
9.2	Principali successioni stratigrafiche.....	116
9.3	Depositi fluviali $Qt1d$	118
9.3.1	Caratteristiche fisiche	119
9.3.2	Scelta del modello geotecnico di calcolo per gli strati a grana fine	121
9.3.3	Resistenza al taglio.....	121
9.3.4	Deformabilità	122
9.3.5	Permeabilità.....	123
9.3.6	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	124

9.4	Depositi fluviali H1b	148
9.4.1	Caratteristiche fisiche	149
9.4.2	Resistenza al taglio	150
9.4.3	Deformabilità	150
9.4.4	Permeabilità	151
9.4.5	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	152
9.5	Depositi H1a, H1a1	173
9.5.1	Caratteristiche fisiche	174
9.5.2	Scelta del modello geotecnico di calcolo per gli strati a grana fine	175
9.5.3	Resistenza al taglio	175
9.5.4	Deformabilità	176
9.5.5	Permeabilità	177
9.5.6	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	177
9.6	Depositi a4.....	198
9.6.1	Caratteristiche fisiche	198
9.6.2	Resistenza al taglio	199
9.6.3	Deformabilità	199
9.6.4	Permeabilità	200
9.6.5	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	201
9.7	Depositi neogenici ACCa, STO3, MAC, MAS	209
10.	RILEVATI E TRINCEE AUTOSTRADALI	216
10.1	Materiali di rilevato esistenti.....	216
10.2	Materiali dei nuovi rilevati autostradali	216
10.3	Stabilità globale dei rilevati autostradali	217
10.4	Stabilità delle scarpate dei tagli autostradali	221
10.5	Stima dei cedimenti.....	225
10.5.1	Casi analizzati	225
10.5.2	Stratigrafie di calcolo	225
10.5.3	Metodo di calcolo	227
10.5.4	Parametri geotecnici di calcolo	228
10.5.5	Geometrie di calcolo	237

10.5.6	Risultati delle analisi.....	237
10.6	Trattamenti colonnari	246
11.	PIANI DI POSA DEI NUOVI RILEVATI AUTOSTRADALI.....	254
11.1	Scotico e bonifica	254
11.2	Trattamento dei terreni.....	3
11.3	Trattamenti dei terreni a calce	5
11.4	Trattamenti dei terreni a cemento	9
12.	CONCLUSIONI	13

1. INTRODUZIONE

In questa relazione vengono illustrati ed interpretati i risultati delle indagini geotecniche effettuate nella zona interessata dal Progetto Definitivo per la realizzazione del lotto autostradale della A12 (Rosignano-Civitavecchia) denominato 4, tra il km 0+000 (circa 1 km prima dello Svincolo di Montiano) ed il km 16+419.15, coincidenti rispettivamente con le progressive dell'attuale S.S. n.1 "Aurelia" Km 177+088.79 a Nord e Km 160+254.31 a Sud.

L'esame geotecnico è finalizzato principalmente alla caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni interessati dal tracciato in progetto, necessaria alla definizione:

- delle condizioni di realizzabilità dei rilevati e delle scarpate dei tagli stradali e alla verifica delle relative condizioni di stabilità
- delle condizioni di realizzabilità delle fondazioni delle opere d'arte principali in progetto, i cui dimensionamenti geotecnici sono riportati nelle rispettive relazioni di calcolo.

Lo studio si basa sull'esame visivo dei luoghi e sui risultati di diverse campagne di indagini geognostiche appositamente eseguite nel 2005 (SPEA, fasi A e B) e nel 2009 (SPEA, fase C) per il Progetto Preliminare e, più recentemente, nel 2010 (SPEA) per il Progetto Definitivo.

La relazione si articola come segue:

- il capitolo 2 elenca i documenti, le normative, le raccomandazioni e la bibliografia di riferimento;
- il capitolo 3 descrive le caratteristiche del tracciato stradale in progetto;
- il capitolo 4 riporta un riepilogo delle indagini geognostiche disponibili;
- il capitolo 5 riporta un breve inquadramento geologico, geomorfologico ed idrogeologico;
- il capitolo 6 riporta le indicazioni sui parametri sismici quali risultano dalla applicazione della normativa vigente;

- il capitolo 7 riporta le verifiche di stabilità del sito in termini di valutazione del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione sotto l'azione del terremoto di progetto definito al capitolo 6;
- il capitolo 8 descrive i criteri di interpretazione delle indagini geotecniche disponibili;
- il capitolo 9 riporta la caratterizzazione geotecnica delle principali formazioni incontrate, di interesse progettuale, 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;
- Il capitolo 10 riporta le verifiche di stabilità dei nuovi rilevati autostradali, le verifiche di stabilità delle scarpate dei nuovi tagli autostradali e la stima dei cedimenti indotti dai nuovi rilevati autostradali;
- Il capitolo 11 riporta la sintesi delle informazioni disponibili per la definizione dei piani di imposta dei rilevati autostradali;
- Il capitolo 12 riporta le conclusioni dello studio condotto nonché la sintesi dei principali aspetti geotecnici che andranno approfonditi in sede di Progetto Esecutivo.

2. DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

2.1 Documentazione di progetto

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

- [1] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5a – Tratto: Ansedonia – Pescia Romana, Relazione geologica e geomorfologica, elaborato GEO-001
- [2] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5a – Tratto: Ansedonia – Pescia Romana, Planimetria e profilo geologico, elaborati GEO-002, GEO-003, GEO-004 e GEO-005.
- [3] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5a – Tratto: Ansedonia – Pescia Romana, Planimetria geomorfologica, elaborati GEO-006 e GEO-007.
- [4] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5a – Tratto: Ansedonia – Pescia Romana, Planimetria di ubicazione indagini geognostiche, elaborati GEO-008 e GEO-009.
- [5] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5a – Tratto: Ansedonia – Pescia Romana, Relazione idrogeologica generale, elaborato GEO-010.
- [6] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5a – Tratto: Ansedonia – Pescia Romana, Planimetria e profilo idrogeologico, elaborati GEO-011, GEO-012, GEO-013 e GEO-014.
- [7] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5a – Tratto: Ansedonia – Pescia Romana, Planimetrie e profili geotecnici, elaborati APE-002, APE-003, APE-002, APE-005, APE-006, APE-007, APE-008, APE-009, APE-010 e APE-011.

- [8] Geotrivell s.n.c., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Monografie, Stratigrafie, prove SPT relative ai sondaggi: A1-S17, A1-S18 e A1-S19 (Progetto Preliminare - Fase A).
- [9] Intergeo group s.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Monografie, Stratigrafie, prove SPT, prove Lugeon relative ai sondaggi: B1-S20 e B1-S21 (Progetto Preliminare - Fase B).
- [10] Intergeo group s.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Monografie, Stratigrafie, prove SPT, prove Lefranc, prove Lugeon relative ai sondaggi: C-S20, C-S21 e C-S23 (Progetto Preliminare - Fase C).
- [11] Geoservice s.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Monografie, Stratigrafie, prove SPT, prove Lefranc, prove Lugeon relative ai sondaggi: 4/2-SD03, 4/2-SD04, 4/2-SD05, 4/2-SD06, 4/2-SD07, 4/2-SD08, 4/2-SD09, 4/2-SD10, 4/2-SD11, 4/2-SD12, 4/2-SD13, 4/2-SD14, 4/2-SD15, 4/2-SD16, 4/2-SD17, 4/2-SD18, 4/2-SD19, 4/2-SD20, 4/2-SD21, 4/2-SD22, 4/2-SD23, 4/2-SD24 (Progetto Definitivo).
- [12] Tecno In Servizi di Ingegneria, Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Monografie, Stratigrafie, prove SPT, prove Lefranc relative ai sondaggi: 4/1-SD01 e 4/1-SD02 (Progetto Definitivo).
- [13] Intergeo group s.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Stratigrafie, prove di densità in sito, prove di carico su piastra, relative ai pozzetti esplorativi: B2-PZ8 e B2-PZ9 (Progetto Preliminare – Fase B).
- [14] Intergeo group s.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Stratigrafie, prove di densità in sito, prove di carico su piastra, relative ai pozzetti esplorativi: C1-PZ13, C1-PZ14 e C1-PZ15 (Progetto Preliminare – Fase C).
- [15] Geoservice s.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Monografie, Stratigrafie, prove di densità in sito, prove di carico su piastra, relative ai pozzetti esplorativi: 4/2-PZD4, 4/2-PZD5, 4/2-PZD8, 4/2-PZD10, 4/2-PZD11, 4/2-PZD13, 4/2-PZD14, 4/2-PZD15, 4/2-PZD18, 4/2-PZD21, 4/2-PZD23, 4/2-PZD25, 4/2-PZD27 (Progetto Definitivo).

- [16] Tecno In Servizi di Ingegneria, Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Monografie, Stratigrafie, prove di densità in sito, prove di carico su piastra, relative ai pozzetti esplorativi: 4/1-PZD1, 4/1-PZD2, 4/1-PZD3, 4/1-PZD4 (Progetto Definitivo).
- [17] Studio di Geologia Applicata e Ingegneria s.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – prove di laboratorio sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati dai sondaggi: A1-S17, A1-S18 e A1-S19 (Progetto Preliminare – Fase A).
- [18] Labortec s.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – prove di laboratorio sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati dai sondaggi: B1-S20 e B1-S21 (Progetto Preliminare – Fase B).
- [19] Geostudi s.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – prove di laboratorio sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati dai sondaggi: C-S20, C-S21 e C-S23 (Progetto Preliminare – Fase C).
- [20] Geoplanning Laboratorio terre, Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – prove di laboratorio sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati dai sondaggi: 4/2-SD03, 4/2-SD04, 4/2-SD05, 4/2-SD06, 4/2-SD07, 4/2-SD08, 4/2-SD09, 4/2-SD10, 4/2-SD11, 4/2-SD12, 4/2-SD13, 4/2-SD14, 4/2-SD15, 4/2-SD16, 4/2-SD17, 4/2-SD18, 4/2-SD19, 4/2-SD20, 4/2-SD21, 4/2-SD22, 4/2-SD23, 4/2-SD24 (Progetto Definitivo).
- [21] Servizi Geotecnici Liguri – Laboratorio terre e rocce, Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – prove di laboratorio sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati dai sondaggi: 4/2-SD04, 4/2-SD05, 4/2-SD18, 4/2-SD19, 4/2-SD21, 4/2-SD22, 4/2-SD23 (Progetto Definitivo).
- [22] Geotechna, Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – prove di laboratorio sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati dai sondaggi: 4/1-SD01 e 4/1-SD02 (Progetto Definitivo).
- [23] CGG Laboratorio Geotecnico, Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – prove di laboratorio sui campioni rimaneggiati prelevati dai pozzetti: B2-PZ8, B2-PZ9 (Progetto Preliminare – Fase B).

- [24] Geostudi s.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – prove di laboratorio sui campioni rimaneggiati prelevati dai pozzetti: C1-PZ13, C1-PZ14 e C1-PZ15 (Progetto Preliminare – Fase C).
- [25] Geoservice s.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – prove di laboratorio sui campioni rimaneggiati prelevati dai pozzetti: 4/2-PZD4, 4/2-PZD5, 4/2-PZD8, 4/2-PZD10, 4/2-PZD11, 4/2-PZD13, 4/2-PZD14, 4/2-PZD15, 4/2-PZD18, 4/2-PZD21, 4/2-PZD23, 4/2-PZD25, 4/2-PZD27 (Progetto Definitivo).
- [26] Tecno In Servizi di Ingegneria, Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – prove di laboratorio sui campioni rimaneggiati prelevati dai pozzetti esplorativi: 4/1-PZD1, 4/1-PZD2, 4/1-PZD3, 4/1-PZD4 (Progetto Definitivo).

2.2 Normative nazionali

- [27] 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".
- [28] 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.
- [29] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: "Approvazione delle Nuove Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario
- [30] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

2.3 Normative internazionali

- [31] EN 1997 Eurocodice 7 "Geotechnical Design"

- Part 1: General rules
- Part 2: Standards for laboratory testing
- Part 3: Standards for field testing.

2.4 Raccomandazioni nazionali ed internazionali

- [32] AGI Associazione Geotecnica Italiana (1977) - Raccomandazioni sulla Programmazione ed Esecuzione delle Indagini Geotecniche
- [33] AGI Associazione Geotecnica Italiana (1994) - Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio
- [34] UNI EN ISO 14688-1:2003 – Indagini e prove geotecniche - Identificazione e classificazione dei terreni - Identificazione e descrizione.
- [35] UNI CEN ISO/TS 17892-1:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 1: Determinazione del contenuto in acqua.
- [36] UNI CEN ISO/TS 17892-2:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 2: Determinazione della massa volumica dei terreni a grana fine.
- [37] UNI CEN ISO/TS 17892-3:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 3: Determinazione della massa volumica dei granuli solidi – metodo del picnometro.
- [38] UNI CEN ISO/TS 17892-4:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 4: Determinazione della distribuzione granulometrica.
- [39] Norma Svizzera SNV 670 317a – Prova di carico su piastra.
- [40] CNR B.U. 22 - ASTM D1556 - ASTM D2937 - ASTM D 2167 - AASHTO T 191 - Prova di densità in sito.
- [41] British Standard Methods of test for “Soil for civil engineering purposes” – Part 9; In-situ tests, 4.3 determination of the in-situ California Bearing Ratio (CBR).

- [42] UNI EN 13242:2008 - Aggregati per materiali non legati e legati con leganti idraulici per l'impiego in opere di ingegneria civile e nella costruzione di strade.
- [43] UNI EN 13285:2004 - Miscele non legate – Specifiche.
- [44] UNI EN 13286-47:2006 – Miscele non legate e legate con leganti idraulici – Parte 47: metodo di prova per la determinazione dell'indice di portanza CBR, dell'indice di portanza immediata e del rigonfiamento.
- [45] UNI CEN ISO/TS 17892-12:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 12: Determinazione dei limiti di Atterberg.
- [46] UNI EN 1744-1:1999 - Prove per determinare le proprietà chimiche degli aggregati - Analisi chimica.
- [47] UNI EN 933-9:2009 - Prove per determinare le caratteristiche geometriche degli aggregati - Parte 9: Valutazione dei fini - Prova del blu di metilene.
- [48] CNR – Bollettino Ufficiale (Norme Tecniche) – Anno VII – N.36 – 21 febbraio 1973 - Stabilizzazione delle terre con calce.
- [49] UNI EN 459-2:2002 - Calci da costruzione - Metodi di prova.
- [50] ASTM C977-92 - Determinazione del Contenuto Iniziale di Calce – CIC.
- [51] ASTM D 2974 - Determinazione del tenore in sostanza organica (metodo C) o, in alternativa, << AFNOR NF 94-055 – Determinazione del tenore in sostanza organica (Détermination de la teneur pondérale en matière organique) >>
- [52] ASTM D 4373 - Determinazione rapida del tenore in carbonati.
- [53] AASHTO mod. T180 – Prova Proctor modificata.
- [54] AASHTO mod. T180 – Prova CBR.
- [55] ASTM D4253 - 00(2006) Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table.
- [56] ASTM D4254 - 00(2006)e1 Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density.

2.5 Bibliografia

- [57] Atkinson J.H., Bransby P.L. (1978) "The mechanics of soils – An Introduction to Critical State Soil Mechanics" Univ. Series in Civil Eng., Mc Graw-Hill.
- [58] 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.
- [59] Basili R., G. Valensise, P. Vannoli, P. Burrato, U. Fracassi, S. Mariano, M.M. Tiberti, E. Boschi (2008), The Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), version 3: summarizing 20 years of research on Italy's earthquake geology, Tectonophysics, doi:10.1016/j.tecto.2007.04.014
- [60] Bellotti R., Ghionna V., Jamiolkowski M., Robertson P.K. (1989) "Design parameters of cohesionless soils from in situ tests" Spec. Session of In Situ Testing of Soil Properties for Transportation Facilities, National Research Council, TRB, Washington.
- [61] Berardi R. (1999) "Non linear elastic approaches in foundation design" Pre-failure.
- [62] Bjerrum L. (1972) "Embankments on soft ground" Proc. of Spec. Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Lafayette.
- [63] Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique 36 , n° 1.
- [64] Boncio P. and Lavecchia G., 2000, A structural model for active extension in Central Italy. Geodyn., 29, 233-244
- [65] Burland J.B. (1990) "On the compressibility and shear strength of natural clays" Géotechnique 40, n° 3, pag. 329.
- [66] Burland J.B., Burbidge M.C. (1985) "Settlement of foundations on sand and gravel" Proc. ICE, Part 1, 78.

- [67] Camassi R., Bernardini F., Ercolani E. INGV-Milano, Rilievo macrosismico degli effetti prodotti dalla sequenza sismica iniziata il 14 settembre 2003 (Appennino Bolognese). <http://www.mi.ingv.it/eq/030914/sequenza.html>
- [68] Cestari F. (1996) "Prove geotecniche in sito" , II edizione, ed. GEO-GRAPH s.n.c., Segrate.
- [69] Charles J.A. (1989) "Geotechnical properties of coarse grained soils" General Report, Discussion Session 8, Proceedings XII ICSMFE, vol.4, Rio de Janeiro.
- [70] Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.
- [71] 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.
- [72] DISS Working Group (2010). Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), Version 3.1.1: A compilation of potential sources for earthquakes larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas. <http://diss.rm.ingv.it/diss/>, © INGV 2010 - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia - All rights reserved.
- [73] Duncan J.M., Buchignani A.L. (1976) "An engineering manual for settlement studies" Geotechnical Engineering, Dept. Of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- [74] Elson W.K. (1984) "Design of laterally-loaded piles" CIRIA Report 103.
- [75] Kokusho, T. and Tanaka, Y.: Dynamic properties of gravel layers investigated by in-situ freezing sampling, ASCE Geotechnical Eng. Div. Sessions, ASCE Convention (Atlanta), pp121-140, 1994.
- [76] Ishihara, K. and Yoshimine (1992) "Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes". Soils and Foundations Vol. 32, n°1, p. 173-188.

- [77] Feng, T.W. 1991. Compressibility and permeability of natural soft clays, and surcharging to reduce settlements. Ph.D. thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Ill.
- [78] Foti S., Lai C., Lancellotta R. (2002) "Porosity of fluid-saturated porous media from measured seismic wave velocities" *Géotechnique* 52, n° 5, pp. 359-373.
- [79] Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" *Proceedings In-situ 2001*, Bali.
- [80] Leroueil S., Vaughan P.R. (1990) "The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks" *Geotechnique*, 40, n. 3, pag. 467.
- [81] 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.
- [82] Ladd C.C., Foot R. (1974) "A new design procedure for stability of soft clays" *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, vol.100, n° 7.
- [83] 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*.
- [84] Leroueil S., Jamiolkowski M. (1991) "Exploration of soft soil and determination of design parameters" *Proceedings of GEOCOAST'91, General Report, Session 1*, Yokohama, Japan.
- [85] Li A. L., Rowe R.K. (2002) "Some design considerations for embankments on rate sensitive soils" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 128, n° 11, ASCE, pp. 885-887.
- [86] 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*.

- [87] Matlock, H., Reese, L.C. (1960). "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol.86, No.SM5, pp.63-91.
- [88] Meletti C., Montaldo V., 2007. Stime di pericolosità sismica per diverse probabilità di superamento in 50 anni: valori di ag. Progetto DPC-INGV S1, Deliverable D2, <http://esse1.mi.ingv.it/d2.html>
- [89] Mitchell J.K. (1976) "Fundamentals of soil behavior" John Wiley & Sons.
- [90] Nagaraj T.S., Miura N. (2001) "Soft clay behaviour – Analysis and assessment" Balkema, Rotterdam.
- [91] Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.
- [92] Powell, J.J.M. and Butcher, A.P. (1991) " Assessment of ground stiffness from field and laboratory tests". Proceedings of the 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Florence, 1, 153-6, Balkema Pub., Rotterdam.
- [93] 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.
- [94] 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.
- [95] 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.
- [96] Schofield A.N. & Wroth C.P. (1968) " Critical state soil mechanics" Mc Graw-Hill.
- [97] Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971) "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential". Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 97(9), p.1249-1273.

- [98] 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.
- [99] Scott R. F. (1989) "Consolidation of sensitive clay as phase change process" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115, n°10.
- [100] Simpson B., Calabresi G., Sommer H., Wallays M. (1979) "Design parameters for stiff clays" General Report, Proceedings VII ECSMFE, Brighton.
- [101] 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.
- [102] Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" CIRIA Report 113.
- [103] Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I.
- [104] Stroud M.A. (1988) "The Standard Penetration Test – Its application and interpretation" Penetration Testing in UK, Proceedings of the Geotechnical Conference organized by ICE, Birmingham.
- [105] Stucchi et alii. (2007). DBMI04, il database delle osservazioni macrosismiche dei terremoti italiani utilizzato per la compilazione del catalogo parametrico CPTI04. <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI04/> Quaderni di Geofisica, Vol 49, pp.38.
- [106] 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.
- [107] Tavenas F., Jean P., Leblond P., Leroueil S. (1983b) "The permeability of natural soft clays. Part II: Permeability characteristics" Canadian Geotechnical Journal, vol. 20.
- [108] Tokimatsu K., Yoshimi Y. (1983) "Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content" Soils and Foundations 23, n° 4.

- [109] Wood D.M. (1990) "Soil Behavior and critical state soil mechanics" Cambridge University Press.
- [110] Vucetic M., Dobry R. (1991) "Effect of soil plasticity on cyclic response" Journal of Geotechnical Engineering, vol. 117, n° 1, pp. 89-107.
- [111] Youd T.D. (1972) "Factors controlling maximum and minimum density of sands" Proceedings of Symposium on Eval. Dens., ASTM STP 523.
- [112] Youd T.L., and Idriss I.M. eds (1997), Proceeding of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Technical Report NCEER-97-022.
- [113] Youd T.L., Idriss I.M., Andrus R.D., Castro G., Christian J.T., Dobry R., Finn L.W.D., Harder L.F. Jr., Hynes M.H., Ishihara K., Koester J.P., Liao S.S.C., Marcuson W.F. III, Martin G.R., Mitchell J.K., Moriwaki Y., Power M.S., Robertson P.K., Seed R.B., Stokoe K.H. II (2001) "Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, vol. 127, n° 10, 817-833.

3. DESCRIZIONE DEL TRACCIATO

Il lotto 4 del tratto di autostrada A12 "Rosignano-Civitavecchia" si snoda tra Grosseto Sud e Fonteblanda, interessando i comuni di Grosseto, Magliano in Toscana ed Orbetello (provincia di Grosseto). Complessivamente il lotto in oggetto è lungo 16+419.15 Km; le progressive d'inizio e fine lotto corrispondenti all'attuale S.S. n.1 "Aurelia" sono il km 177+088.79 a Nord ed il Km 160+254.31 a Sud. Nella Figura 3.1 si riporta un inquadramento geografico del lotto di interesse, ripreso dal Doc.Rif.[1]; nella Figura 3.2 si riporta la vista satellitare del tratto di autostrada in oggetto, ripresa da [Google Earth®](#).

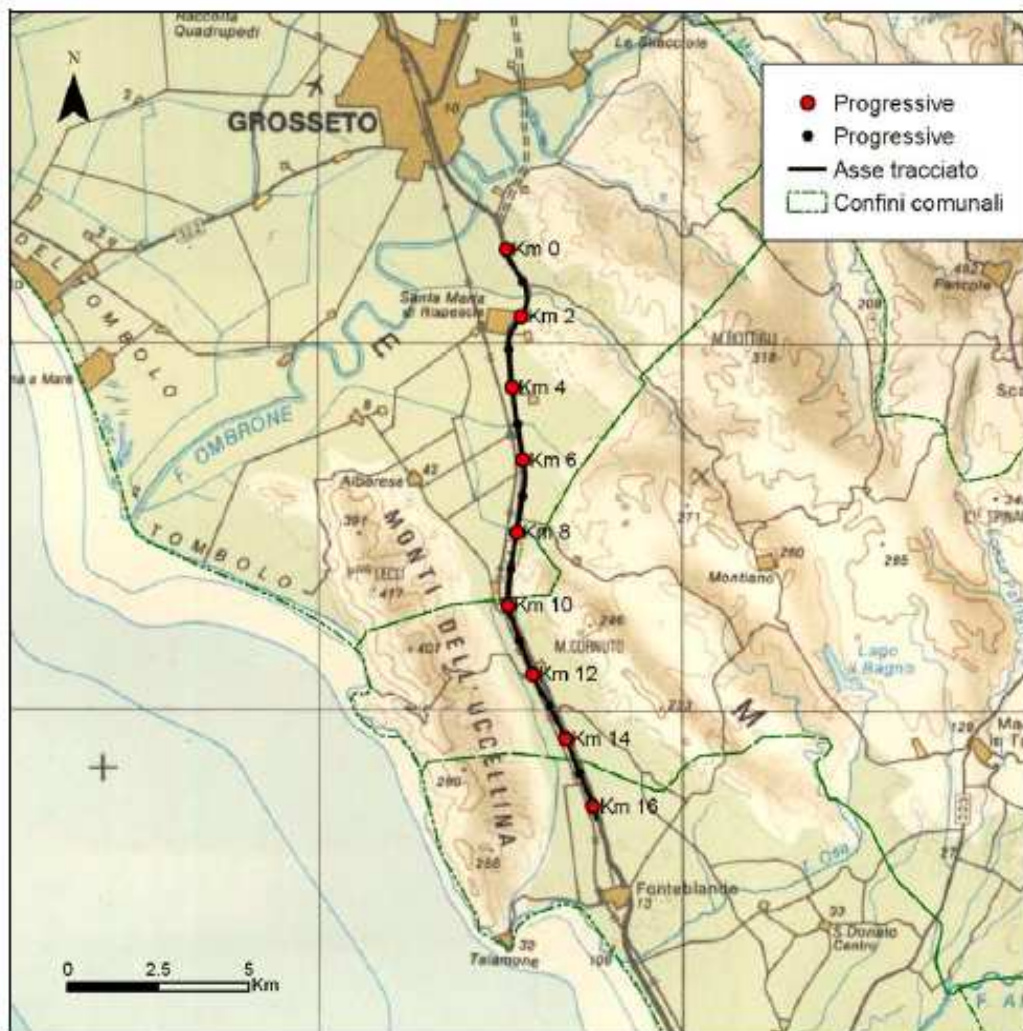


Figura 3.1: Inquadramento geografico del tracciato
(ripreso da [Doc.Rif.\[1\]](#))

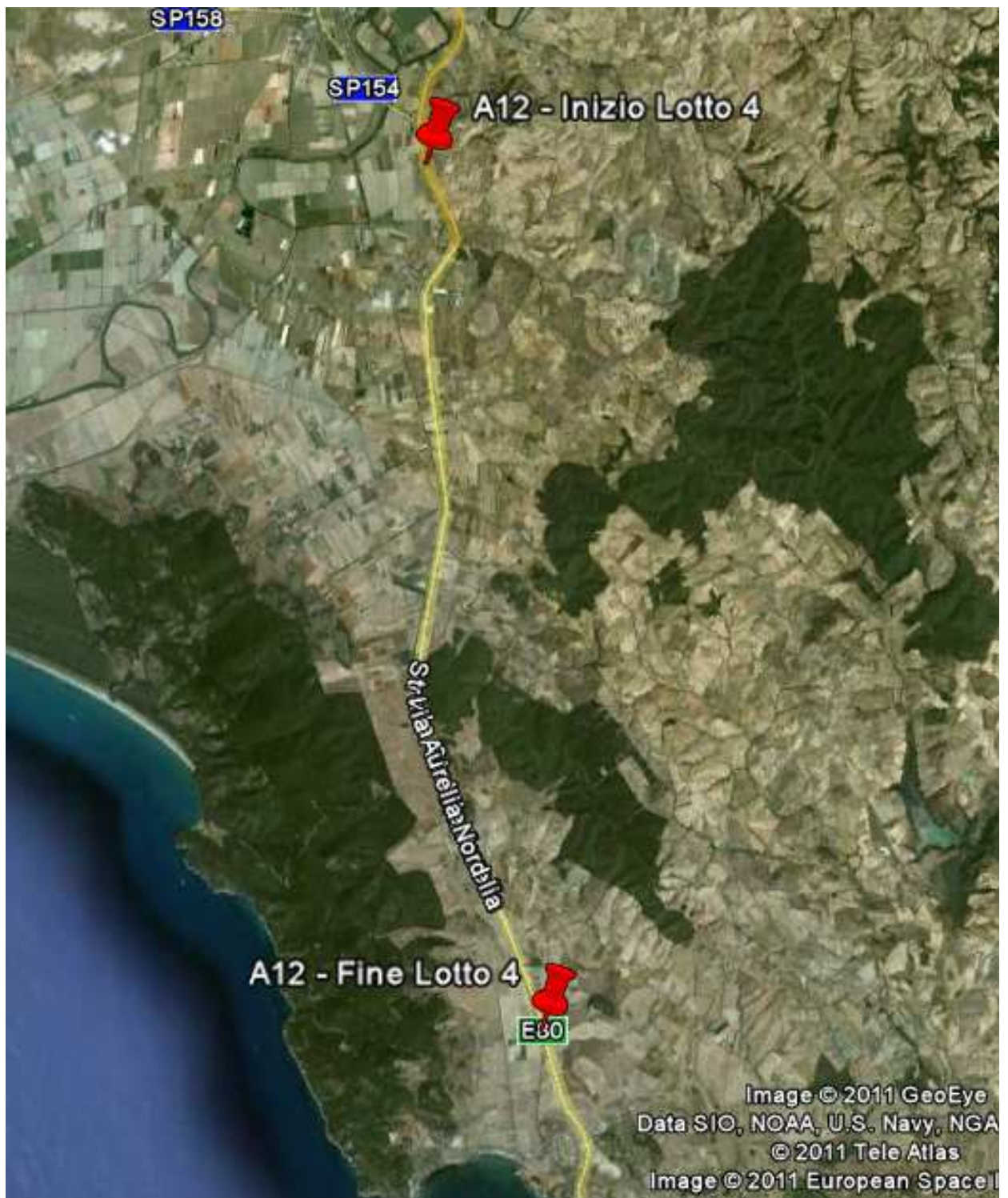


Figura 3.2: Vista satellitare dell'area interessata dal tracciato autostradale (*Google Earth*)

Il tratto autostradale in progetto si sviluppa in un contesto topografico caratterizzato da una serie pressoché continua di leggere ondulazioni del piano campagna, con quote assolute del piano campagna variabili tra +2 e +29 m s.l.m.m. ca.. Da un punto di vista topografico si possono riconoscere le seguenti tratte principali:

da inizio Lotto al Km.1+800 ca.	in cui la quota del piano campagna oscilla tra quote comprese tra +10 e +17 m s.l.m.m. ca.;
dal Km.1+800 al Km.3+300 ca.	in cui la quota del piano campagna oscilla tra quote comprese tra +13 e +18 m s.l.m.m. ca.;
dal Km.3+300 al Km.4+900 ca.	in cui la quota del piano campagna oscilla tra quote comprese tra +7 e +13 m s.l.m.m. ca.;
dal Km.4+900 al Km.6+500 ca.	in cui la quota del piano campagna oscilla tra quote comprese tra +5 e +17 m s.l.m.m. ca.;
dal Km.6+500 al Km.8+100 ca.	in cui la quota del piano campagna oscilla tra quote comprese tra +15 e +21 m s.l.m.m. ca.;
dal Km.8+100 al Km.11+300 ca.	in cui la quota del piano campagna oscilla tra quote comprese tra +15 e +29 m s.l.m.m. ca.;
dal Km.11+300 al Km.12+900 ca.	in cui la quota del piano campagna oscilla tra quote comprese tra +8 e +15 m s.l.m.m. ca.;
dal Km.12+900 al Km.14+500 ca.	in cui la quota del piano campagna oscilla tra quote comprese tra +4 e +9 m s.l.m.m. ca.;
dal Km.14+500 ca. a fine Lotto	in cui la quota del piano campagna aumenta progressivamente passando, sempre con leggere ondulazioni, da +2 a +4 m s.l.m.m. ca..

Il tracciato autostradale in progetto segue per gran parte del suo sviluppo il percorso dell'attuale S.S.1 Aurelia, prevedendo degli allargamenti, simmetrici (sia in destra che in sinistra) o asimmetrici (solo in destra o solo in sinistra), dell'attuale sede stradale per portarla alla larghezza di progetto. Esistono pertanto diverse situazioni di rilevati da eseguirsi a ridosso di quelli esistenti, talvolta prevedendo anche una ricarica dell'attuale livelletta stradale; in altri tratti è previsto invece un allargo della attuale sede stradale in trincea. Alcune tra le situazioni più rappresentative sono riportate nelle seguenti figure:

- Figura 3.3 Affiancamento in destra all'attuale strada statale con rilevato alto 4.5 m ca. (Km.5+150 ca.);
- Figura 3.4 Affiancamento in destra all'attuale strada statale con rilevato alto 5 m ca. (Km.7+250 ca.);
- Figura 3.5 Affiancamento in sinistra all'attuale strada statale con rilevato alto 4 m ca. (Km.12+350 ca.);
- Figura 3.6 Piazzale di esazione con ricarica del livello stradale attuale (Km.16+050 ca.);
- Figura 3.7 Affiancamento in destra all'attuale strada statale con trincea alta 2 m ca. (Km.5+200 ca.);
- Figura 3.8 Affiancamento in sinistra all'attuale strada statale con trincea alta 2.5 m ca. (Km.3+300 ca.).

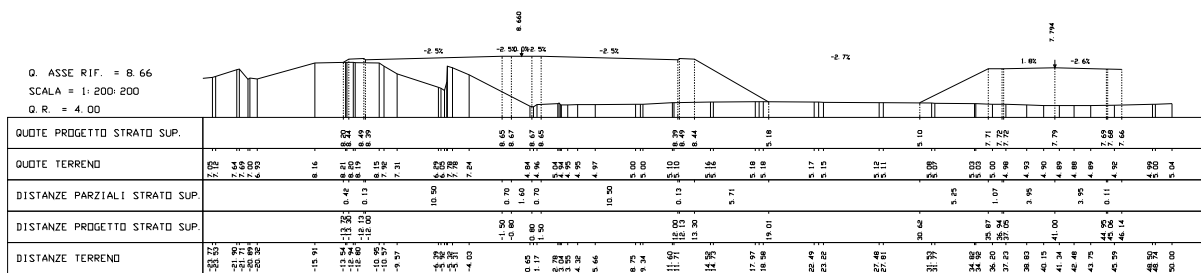
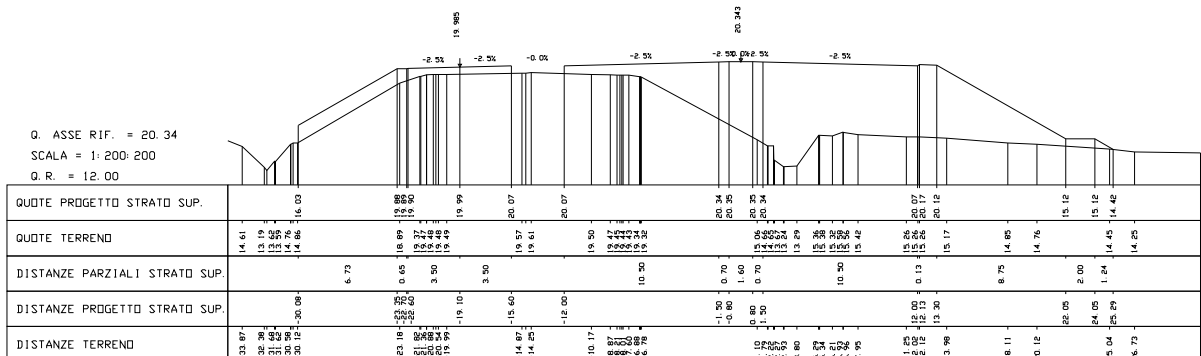


Figura 3.3: Affiancamento in rilevato al Km.5+150



dal Km.2+100 ca. al Km.2+400 ca.

la sede autostradale si sviluppa in trincea, raggiungendo altezze massime dell'ordine di 1÷2 m ca. (vedi Figura 3.11);

dal Km.2+400 ca. al Km.2+900 ca.

la sede autostradale ritorna a svilupparsi principalmente in rilevato fino a raggiungere altezze massime tipicamente non superiori ai 2÷3 m (vedi Figura 3.12);

dal Km.8+800 ca. al Km.9+600 ca.

il tracciato autostradale si sviluppa in rilevato raggiungendo altezze massime dell'ordine di 6 m ca. al Km.9+200 ca. (vedi Figura 3.13);

dal Km.9+600 ca. al Km.9+800 ca.

la sede autostradale si sviluppa quasi interamente in trincea, raggiungendo altezze massime dell'ordine di 2÷3 m ca. (vedi Figura 3.14);

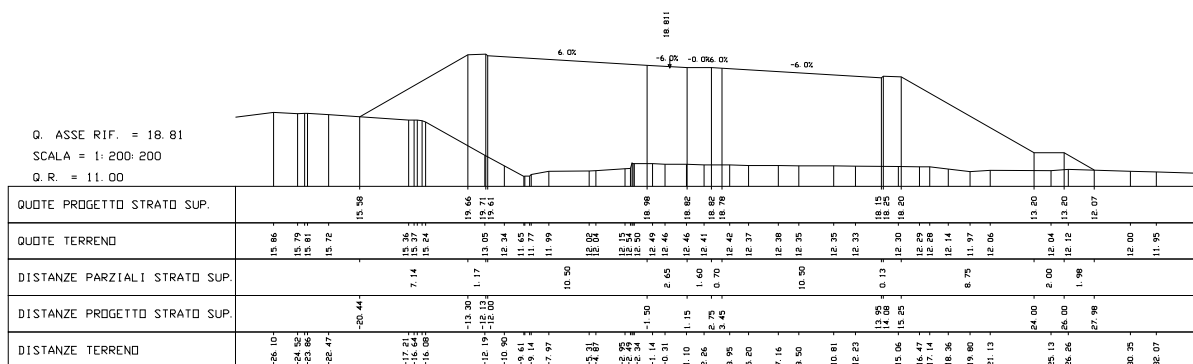


Figura 3.9: Rilevato in variante al Km.1+550

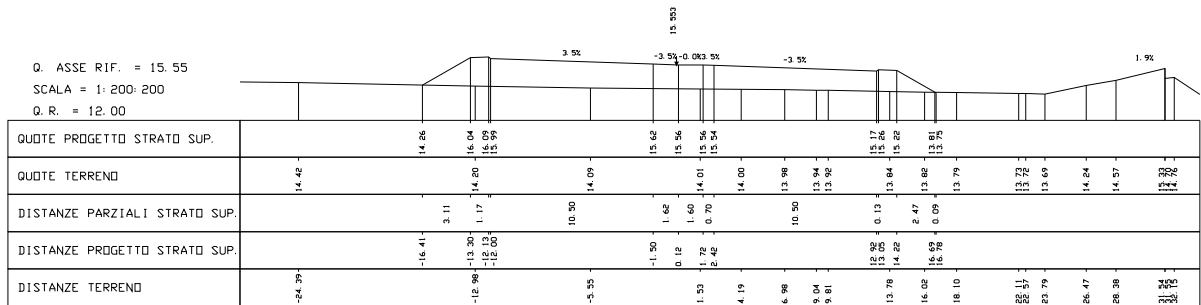


Figura 3.10: Rilevato in variante al Km.2+000

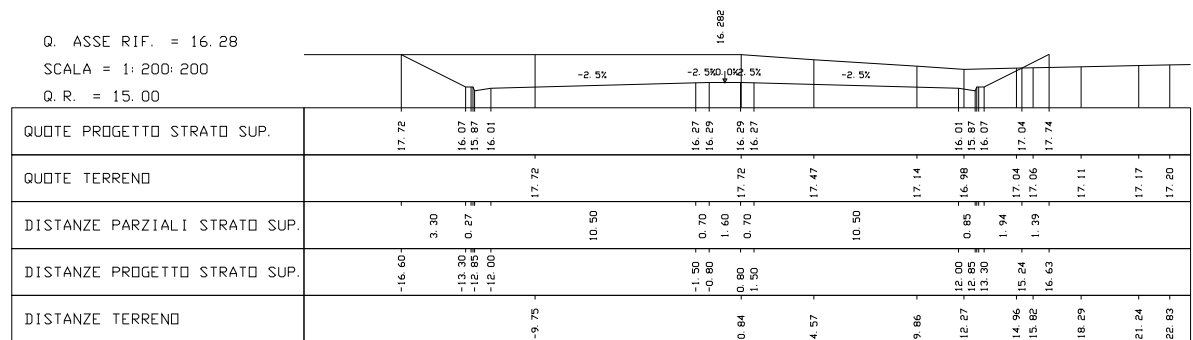


Figura 3.11: Trincea in variante al Km.2+200

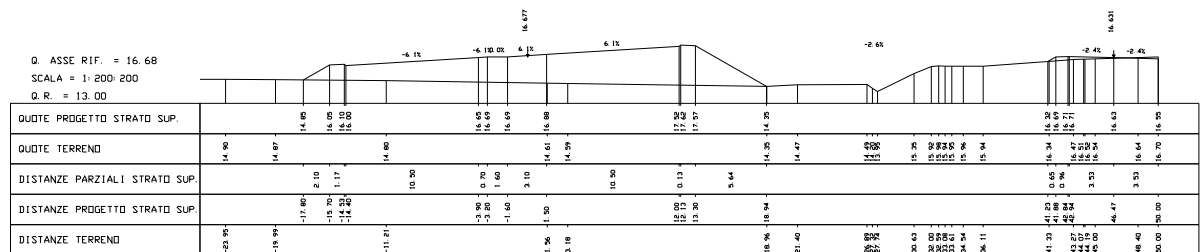


Figura 3.12: Rilevato in variante al Km.2+700

4. CAMPAGNE GEOGNOSTICHE DISPONIBILI

I dati stratigrafici e geotecnici riportati nella presente relazione e nei profili stratigrafico-geotecnici (vedi Doc.Rif.[7]) sono stati desunti dai risultati delle indagini geotecniche e di laboratorio condotte nell'area durante le campagne di indagine di Progetto Preliminare di fase A (2005), fase B (2005) e fase C (2009) e di Progetto Definitivo (2010).

4.1 Indagini del Progetto Preliminare – Fase A (2005)

L'indagine di fase A del Progetto Preliminare (2005), per il Lotto in oggetto, è consistita nell'esecuzione di:

- n.3 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo (A1-S17, A1-S18, A1-S19), all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
 - prove penetrometriche dinamiche SPT;
 - campioni indisturbati;
 - campioni rimaneggiati.

La Tabella 4.1 riassume le principali caratteristiche dei sondaggi, il numero di campioni prelevati, il numero di prove geotecniche eseguite in foro ed il tipo di strumentazione piezometrica installata.

I campioni indisturbati 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 di volume naturale;
 - peso di volume secco;
 - contenuto in acqua naturale.
- prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:
 - prove di taglio diretto (TD);
 - prova edometrica;

- prova di compressione triassiale CU.

Sui campioni rimaneggiati sono state eseguite le seguenti prove:

- analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- prove di taglio diretto (TD).

4.2 Indagini del Progetto Preliminare – Fase B (2005)

L'indagine di fase B del Progetto Preliminare (2005), per il Lotto in oggetto, è consistita nell'esecuzione di:

- n.2 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo (B1-S21, B1-S20) all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
 - prove penetrometriche dinamiche SPT;
 - prove di permeabilità tipo Lugeon;
 - campioni indisturbati;
 - campioni rimaneggiati.
- n.2 pozzetti esplorativi (B2-PZ8, B2-PZ9), all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
 - prove di densità in sito;
 - campioni rimaneggiati;
 - CBR.

La Tabella 4.2 riassume le principali caratteristiche dei sondaggi, il numero di campioni prelevati, il numero di prove geotecniche eseguite in foro ed il tipo di strumentazione piezometrica installata.

La Tabella 4.3 elenca le principali caratteristiche dei pozzetti esplorativi, delle prove di carico su piastra (PLT) e delle prove di densità in sito eseguite all'interno degli stessi.

I campioni indisturbati prelevati dai sondaggi 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);
- contenuto d'acqua;
- peso di volume naturale;
- peso specifico dei grani.
- prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:
 - prove di taglio diretto (TD);
 - prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU);
 - prove di compressione edometrica (ED-IL).

Sui campioni rimaneggiati prelevati dai sondaggi sono state eseguite le seguenti prove:

- analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico).

Sui campioni rimaneggiati prelevati dai pozzetti sono state eseguite le seguenti prove:

- prove di classificazione:
 - analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
 - limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
 - contenuto d'acqua;
 - contenuto di sostanze organiche.
- prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:
 - prove di costipazione con energia modificata;
 - prove CBR.

4.3 Indagini del Progetto Preliminare – Fase C (2009)

L'indagine di fase C del Progetto Preliminare (2009), per il Lotto in oggetto, è consistita nell'esecuzione di:

- n.3 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo (C1-S20, C1-S21, C1-S23) all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
 - prove penetrometriche dinamiche SPT;
 - prove di permeabilità tipo Lefranc;
 - prove di permeabilità tipo Lugeon;
 - campioni indisturbati;
 - campioni rimaneggiati.
- n.3 pozzetti esplorativi (C1-PZ13, C1-PZ14, C1-PZ15), all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
 - prove di carico su piastra;
 - prove di densità in sito;
 - campioni rimaneggiati.

La Tabella 4.4 riassume le principali caratteristiche dei sondaggi, il numero di campioni prelevati, il numero di prove geotecniche eseguite in foro ed il tipo di strumentazione piezometrica installata.

La Tabella 4.5 elenca le principali caratteristiche dei pozzetti esplorativi, delle prove di carico su piastra (PLT) e delle prove di densità in sito eseguite all'interno degli stessi.

I campioni indisturbati prelevati dai sondaggi 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);
 - contenuto d'acqua;
 - peso di volume naturale;
 - peso specifico dei grani.
- prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:
 - prove di taglio diretto (TD);
 - prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU);
 - prove di compressione edometrica (ED-IL);

➤ prove di compressione monoassiale non confinata (EL).

Sui campioni rimaneggiati prelevati dai sondaggi sono state eseguite le seguenti prove:

- analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- prove di taglio diretto (TD).

Sui campioni rimaneggiati prelevati dai pozzetti sono state eseguite le seguenti prove:

- analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- contenuto d'acqua.

Tabella 4.1: Riepilogo sondaggi dell'indagine di Progetto Preliminare (fase A)

Sigla	Prog. km	Quota (m s.l.m.m.)	Tipo	D	C.I.	C.R.	SPT	LEF	LUG	Strumentazione
A1-S19	~	12.24	C.C.	30	2	1	5	-	-	T.A.(12÷30) C.P.C.(9)
A1-S18	~ 5+960	10.44	C.C.	25	2	1	5	-	-	T.A.(6÷25)
A1-S17	~9+225	19.07	C.C.	25	-	2	-	-	-	T.A.(6÷25)
C.C.	=	perforazione a carotaggio continuo								
D.N.	=	perforazione a distruzione di nucleo								
D	=	profondità in metri da piano campagna								
C.I.	=	n. di campioni indisturbati								
C.R.	=	n. di campioni rimaneggiati								
SPT	=	n. prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio								
LEF.	=	n. prove Lefranc in foro di sondaggio								
LUG.	=	n. prove Lugeon in foro di sondaggio								
T.A.	=	piezometro a tubo aperto (tra parentesi il tratto finestrato, in metri da testa sondaggio)								
C.P.C.	=	cella piezometrica Casagrande (tra parentesi la profondità, in metri da testa sondaggio, della cella)								

Tabella 4.2: Riepilogo sondaggi dell'indagine di Progetto Preliminare (fase B)

Sigla	Prog. km	Quota (m s.l.m.m.)	Tipo	D	C.I.	C.R.	SPT	LEF	LUG	Strumentazione
B1-S21	~	36.773	C.C.	40	N.D.	N.D.	1	-	1	T.A.(3.0÷40.0)
B1-S20	~	18.228	C.C.	25	N.D.	N.D.	2	-	-	T.A.(0.5÷9.5) C.P.C.(24.5)

C.C. = perforazione a carotaggio continuo
 D.N. = perforazione a distruzione di nucleo
 D = profondità in metri da piano campagna
 C.I. = n. di campioni indisturbati
 C.R. = n. di campioni rimaneggiati
 SPT = n. prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio
 LEF. = n. prove Lefranc in foro di sondaggio
 LUG. = n. prove Lugeon in foro di sondaggio
 T.A. = piezometro a tubo aperto (tra parentesi il tratto finestrato, in metri da testa sondaggio)
 C.P.C. = cella piezometrica Casagrande (tra parentesi la profondità, in metri da testa sondaggio, della cella)

Tabella 4.3: Riepilogo pozzetti dell'indagine di Progetto Preliminare (fase B)

Sigla	Prog. Km	Quota (m s.l.m.m.)	D	D _w	PLT	γ _d	C.R.
B2-PZ9	~ 2+042	17.329	3.7	-	1.0	N.D.	1
B2-PZ8	~	12.229	3.3	3.25	1.0	N.D.	1

D = profondità del pozzetto, in metri da piano campagna
 D_w = profondità, in metri da piano campagna, a cui è stata osservata presenza d'acqua
 PLT = profondità, in metri da piano campagna, a cui sono state eseguite le prove di carico su piastra
 γ_d = profondità, in metri da piano campagna, a cui sono state eseguite le prove di densità in sito
 C.R. = profondità, in metri da piano campagna, a cui sono stati prelevati campioni rimaneggiati
 T.A. = piezometro a tubo aperto (tra parentesi il tratto finestrato, in metri da testa sondaggio)
 C.P.C. = cella piezometrica Casagrande (tra parentesi la profondità, in metri da testa sondaggio, della cella)

Tabella 4.4: Riepilogo sondaggi dell'indagine di Progetto Preliminare (fase C)

Sigla	Prog. km	Quota (m s.l.m.m.)	Tipo	D	C.I.	C.R.	SPT	LEF	LUG	Strumentazione
C1-S23	~ 1+460	10.8	C.C.	35	3	7	14	1	-	T.A.(3.0÷30.0)
C1-S21	~ 7+975	16.5	C.C.	35	5	4	14	-	-	T.A.(3.0÷35.0)
C1-S20	~ 12+065	8.7	C.C.	25	2	5	7	2	1	T.A.(3.0÷9.0); T.A.(13.0÷25.0)

C.C. = perforazione a carotaggio continuo
 D.N. = perforazione a distruzione di nucleo
 D = profondità in metri da piano campagna
 C.I. = n. di campioni indisturbati
 C.R. = n. di campioni rimaneggiati
 SPT = n. prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio
 LEF. = n. prove Lefranc in foro di sondaggio
 LUG. = n. prove Lugeon in foro di sondaggio
 T.A. = piezometro a tubo aperto (tra parentesi il tratto finestrato, in metri da testa sondaggio)
 C.P.C. = cella piezometrica Casagrande (tra parentesi la profondità, in metri da testa sondaggio, della cella)

Tabella 4.5: Riepilogo pozzetti dell'indagine di Progetto Preliminare (fase C)

Sigla	Prog. Km	Quota (m s.l.m.m.)	D	D _w	PLT	γ_d	C.R.
C1-PZ15	~ 7+825	15.67	4.0	3.0	0.5; 1.2	0.5	2
C1-PZ14	~	19.70	4.0	1.8	0.5	0.5	1
C1-PZ13		17.13	4.0	2.9	0.5; 1.2	0.5	1
D	=	profondità del pozzetto, in metri da piano campagna					
D _w	=	profondità, in metri da piano campagna, a cui è stata osservata presenza d'acqua					
PLT	=	profondità, in metri da piano campagna, a cui sono state eseguite le prove di carico su piastra					
γ_d	=	profondità, in metri da piano campagna, a cui sono state eseguite le prove di densità in sito					
C.R.	=	profondità, in metri da piano campagna, a cui sono stati prelevati campioni rimaneggiati					
T.A.	=	piezometro a tubo aperto (tra parentesi il tratto finestrato, in metri da testa sondaggio)					
C.P.C.	=	cella piezometrica Casagrande (tra parentesi la profondità, in metri da testa sondaggio, della cella)					

4.4 Indagini del Progetto Definitivo (2010)

L'indagine del Progetto Definitivo (2010), per il Lotto in oggetto, è consistita nell'esecuzione di:

- n.24 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo (4/2-SD03, 4/2-SD04, 4/2-SD05, 4/2-SD06, 4/2-SD07, 4/2-SD08, 4/2-SD09, 4/2-SD10, 4/2-SD11, 4/2-SD12, 4/2-SD13, 4/2-SD14, 4/2-SD15, 4/2-SD16, 4/2-SD17, 4/2-SD18, 4/2-SD19, 4/2-SD20, 4/2-SD21, 4/2-SD22, 4/2-SD23, 4/2-SD24, 4/1-SD01, 4/1-SD02) all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
 - n.194 prove penetrometriche dinamiche SPT;
 - n.21 prove di permeabilità tipo Lefranc;
 - n.2 prove di permeabilità tipo Lugeon;
 - n.70 campioni indisturbati;
 - n.137 campioni rimaneggiati;
- n.13 pozzetti esplorativi (4/2-PZD4, 4/2-PZD5, 4/2-PZD8, 4/2-PZD10, 4/2-PZD11, 4/2-PZD13, 4/2-PZD14, 4/2-PZD15, 4/2-PZD18, 4/2-PZD21, 4/2-PZD23, 4/2-PZD25, 4/2-PZD27), all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
 - n.16 prove di carico su piastra;
 - n.16 prove di densità in sito;
 - n.16 campioni rimaneggiati.

La Tabella 4.6 riassume le principali caratteristiche dei sondaggi, il numero di campioni prelevati, il numero di prove geotecniche eseguite in foro ed il tipo di strumentazione piezometrica installata.

La Tabella 4.6 elenca le principali caratteristiche dei pozzetti esplorativi, delle prove di carico su piastra (PLT) e delle prove di densità in sito eseguite all'interno degli stessi.

I campioni indisturbati prelevati dai sondaggi 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);
 - contenuto d'acqua;
 - peso di volume naturale;
 - peso specifico dei grani.

- prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:
 - prove di taglio diretto (TD);
 - prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU)
 - prova triassiale consolidata isotropicamente non drenata (TX_CIU);
 - prova triassiale consolidata isotropicamente drenata (TX_CID);
 - prove di compressione edometrica (ED-IL);
 - prove di compressione monoassiale non confinata (EL);
 - prove di compressione triassiale non confinata;
 - prova di trazione indiretta (brasiliiana);
 - determinazione della velocità sonica.

Sui campioni rimaneggiati prelevati dai sondaggi sono state eseguite le seguenti prove:

- analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);

Sui campioni rimaneggiati prelevati dai pozzetti sono state eseguite le seguenti prove:

- analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- contenuto d'acqua.

Tabella 4.6: Riepilogo sondaggi dell'indagine di Progetto Definitivo

Sigla	Prog. km	Quota (m s.l.m.m.)	Tipo	D	C.I.	C.R.	SPT	LEF	LUG	Strumentazione
4/2-SD03	~ 0+312	13.0	C.C	20	1	7	12	1	-	T.A.(3.0÷20.0)
4/2-SD04	~ 1+190	10.7	C.C	21	2	5	8	1	-	T.A.(3.0÷21.0)
4/2-SD05	~ 1+507	11.4	C.C	40	4	5	8	1	-	-
4/2-SD06	~ 1+592	14.6	C.C	25	2	6	10	1	-	T.A.(3.0÷25.0)
4/2-SD07	~ 1+925	13.3	C.C	29	2	8	13	1	-	T.A.(3.0÷29.0)
4/2-SD08	~ 3+190	14.8	C.C	30	3	6	10	1	-	T.A.(3.0÷30.0)
4/2-SD09	~ 3+710	7.7	C.C	20	3	6	8	1	-	C.P.C.(18.75)
4/2-SD10	~ 4+855	5.0	C.C	20	4	4	6	1	-	T.A.(3.0÷20.0)
4/2-SD11	~ 5+060	3.7	C.C	20	3	6	9	1	-	T.A.(4.0÷20.0)
4/2-SD12	~ 5+400	8.5	C.C	35	5	7	14	1	-	T.A.(3.0÷35.0)
4/2-SD13	~ 5+615	11.5	C.C	20	4	6	9	1	-	T.A.(3.0÷20.0)
4/2-SD14	~ 6+258	15.1	C.C	25	5	5	9	1	-	T.A.(4.0÷25.0)
4/2-SD15	~ 7+235	14.8	C.C	25	4	5	8	1	-	T.A.(3.0÷21.5)
4/2-SD16	~ 8+058	16.6	C.C	35	6	7	11	1	-	-
4/2-SD17	~ 9+125	18.1	C.C	20	2	6	6	1	-	T.A.(3.8÷9.8) C.P.C.(17.5)
4/2-SD18	~ 9+676	29.6	C.C	30	-	1	1	-	-	T.A.(3.0÷30.0)
4/2-SD19	~ 10+338	20.7	C.C	25	1	5	4	1	-	T.A.(3.0÷25.0)
4/2-SD20	~ 11+444	12.5	C.C	25	4	7	9	1	-	T.A.(3.0÷25.0)
4/2-SD21	~ 11+744	12.4	C.C	25	1	4	3	-	-	T.A.(3.0÷25.0)
4/2-SD22	~ 11+885	12.3	C.C	35	3	5	7	1	-	C.P.C.(32.5)
4/2-SD23	~ 12+611	19.8	C.C	20	-	4	3	-	-	-
4/2-SD24	~ 13+945	5.0	C.C	25	3	6	9	1	-	C.P.C.(14.0)
4/1-SD01	~ 14+620	2.3	C.C	20	4	9	10	1	-	T.A.(3.0÷20.0)
4/1-SD02	~ 15+935	0.5	C.C	20	4	7	7	1	-	T.A.(3.0÷8.5) T.A.(17.0÷20.0)

C.C. = perforazione a carotaggio continuo
D.N. = perforazione a distruzione di nucleo
D = profondità in metri da piano campagna
C.I. = n. di campioni indisturbati
C.R. = n. di campioni rimaneggiati
SPT = n. prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio
LEF. = n. prove Lefranc in foro di sondaggio
LUG. = n. prove Lugeon in foro di sondaggio
T.A. = piezometro a tubo aperto (tra parentesi il tratto finestrato, in metri da testa sondaggio)
C.P.C. = cella piezometrica Casagrande (tra parentesi la profondità, in metri da testa sondaggio, della cella)

Tabella 4.7: Riepilogo pozzetti dell'indagine di Progetto Definitivo

Sigla	Prog. Km	Quota (m s.l.m.m.)	D	D _w	PLT	γ_d	C.R.
4/2-PZD4	~ 1+226	11.18	0.6	0.6	0.5	0.5	1
4/2-PZD5	~ 1+355	10.98	1.5	1.5	0.6;1.0	0.6;1.0	2
4/2-PZD8	~ 2+572	16.68	1.7	1.7	0.5;1.0	0.5;1.0	2
4/2-PZD10	~ 2+930	12.98	1.6	1.6	0.5;1.0	0.5;1.0	2
4/2-PZD11	~ 3+580	7.79	1.0	1.0	0.5	0.5	1
4/2-PZD13	~ 4+130	10.55	2.1	2.1	-	-	-
4/2-PZD14	~ 5+430	8.57	1.8	1.8	0.6;1.0	0.5	2
4/2-PZD15	~ 5+775	9.88	0.5	0.5	-	-	-
4/2-PZD18	~ 8+105	16.08	1.6	1.6	0.5;1.0	0.5;1.0	2
4/2-PZD21	~ 10+660	17.56	0.5	0.5	-	-	-
4/2-PZD23	~ 11+535	11.22	2.3	2.3	0.5;1.0	0.5;1.0	2
4/2-PZD25	~ 13+010	7.69	1.0	1.0	0.5	0.5;1.0	1
4/2-PZD27	~ 13+945	4.90	1.0	1.0	0.5	0.5	1
4/1-PZD1	~ 14+255	4.86	4.0	1.4	0.5;1.0	0.5;1.0	2
4/1-PZD2	~ 14+960	0.99	4.0	1.0	0.5	0.5	2
4/1-PZD3	~ 15+225	0.68	4.0	1.0	0.5	0.5	2
4/1-PZD4	~ 15+630	0.55	2.6	1.0	0.5	0.5	2
D	=	profondità del pozzetto, in metri da piano campagna					
D _w	=	profondità, in metri da piano campagna, a cui è stata osservata presenza d'acqua					
PLT	=	profondità, in metri da piano campagna, a cui sono state eseguite le prove di carico su piastra					
γ_d	=	profondità, in metri da piano campagna, a cui sono state eseguite le prove di densità in sito					
C.R.	=	profondità, in metri da piano campagna, a cui sono stati prelevati campioni rimaneggiati					
T.A.	=	piezometro a tubo aperto (tra parentesi il tratto finestrato, in metri da testa sondaggio)					
C.P.C.	=	cella piezometrica Casagrande (tra parentesi la profondità, in metri da testa sondaggio, della cella)					

5. LINEAMENTI GEOLOGICI, GEOMORFOLOGICI ED IDROGEOLOGICI

5.1 Breve inquadramento geologico

Il presente paragrafo riporta un breve inquadramento geologico del tratto autostradale in esame sulla base delle informazioni presenti nel Doc.Rif.[1].

Il Lotto in oggetto si situa nella parte più interna dell'Appennino Settentrionale. Le caratteristiche geologiche e morfologiche di quest'area riflettono gli intensi processi endogeni legati alla collisione continentale tra le placche litosferiche europea ed africana che ha avuto inizio sin dall'era Cenozoica inferiore; questi processi hanno portato alla strutturazione della catena orogenetica appenninica sulla quale si sviluppa l'intero territorio toscano. Su questo principale imprinting strutturale e geodinamico, si sono sovrapposti fenomeni esogeni, determinati da cambiamenti climatici ed oscillazioni del livello marino, che negli ultimi milioni di anni hanno concorso a definirne le odierne caratteristiche fisiche.

Dal punto vista tettonico-sedimentario i rilievi montuosi presenti lungo la costa toscana, da Grosseto al Lazio, rappresentano porzioni crostali poste a livelli strutturali diversi che definiscono un complesso edificio tettonico a pieghe e sovrascorrimenti, risultante in larga parte dalla collisione continentale tra le placche litosferiche europea ed africana in corso dall'inizio dell'era Cenozoica; questi processi tettonici hanno portato ad un significativo raccorciamento crostale visibilmente espresso dalla sovrapposizione di rocce formatesi in domini paleogeografici e geodinamici originariamente separati da varie centinaia di chilometri. Si sovrappongono o si intercalano tettonicamente a queste rocce, riferibili ad un antico margine continentale toscano, rocce ignee (ofioliti) e terrigeno-carbonatiche pelagiche e di età compresa tra il Giurassico inferiore e il Paleogene; quest'ultime esprimono domini oceanici o di transizione al margine continentale coinvolti progressivamente nella

deformazione, inizialmente per effetto della subduzione oceanica e successivamente della collisione continentale.

Le aree di pianura alluvionale e costiera, topograficamente più basse, esprimono fenomeni tettonici ed erosivi che a partire dal Miocene medio-superiore hanno interrotto la continuità della catena generata durante l'acme della collisione continentale.

Da un punto di vista prettamente geologico si individuano tre principali successioni, in gran parte terrigene, rispettivamente di età miocenica media-superiore, pliocenica e quaternaria.

I sondaggi eseguiti lungo il Lotto in oggetto evidenziano come la di sopra del substrato roccioso, costituito dalle Unità Tettoniche Toscane e dell'Unità Subligure, siano presenti sedimenti alluvionali che sembrano indicare la coalescenza di apparati laterali di conoide fluviale pleistocenici. La zona situata all'altezza di Albarese Scalo costituisce un alto con un asse morfologica che determina il deflusso verso Nord e verso Sud dei corsi d'acqua. Negli assi vallivi i depositi olocenici sono costituiti da depositi palustri, caratterizzati da peliti o sabbie fini di ambiente mal drenato in condizioni riducenti e da depositi alluvionali.

Per una descrizione più dettagliata delle successioni litologiche lungo il tracciato in progetto si rimanda al Doc.Rif.[1]; qui si riprendono brevemente alcuni punti significativi per gli aspetti fondazionali:

- Da km.3+463 a Km.5+200 l'opera si sviluppa su depositi olocenici paludosi caratterizzati da prevalenti limi argillose e argille limose con locale presenza di materiale organico e sabbie limose.
- Nell'ambito della successione miocenica media-superiore, nell'area del Fiume Albegna, si è riscontrata la presenza di depositi riferibili ad ambienti fluvio-lacustri caratterizzati dalla deposizione di peliti spesso organiche nelle aree lacustri e di conglomerati ed arenarie in sistemi fluviali e deltizi;
- nell'ambito della successione quaternaria, nella fascia prossima all'attuale costa, si è riscontrata la presenza di depositi pelitici ed organici riferibili ad

ambienti paludosi retro-costieri tuttora esistenti come evidente dalla laguna di Burano. Intorno a rilievi e lungo i pendii si hanno sottili coltri di depositi colluviali talora fortemente arrossati.

5.2 Breve inquadramento geomorfologico

Il tracciato autostradale attraversa paesaggi morfologici riconducibili a rilievi montuosi di modesta elevazione costituiti da rocce litoidi ed a pianure alluvionali e costiere e contermini rilievi collinari, nell'insieme caratterizzati da sedimenti sciolti o poco litificati.

Gli elementi geomorfologici di maggiore impatto riguardano gli aspetti idraulici legati all'attraversamento dei corsi d'acqua con morfologie spesso favorevoli per il deflusso ed a rischio di allagamento.

Il tracciato nella parte iniziale si sviluppa su terreni di conoide pleistocenica a quote superiori rispetto alla pianura adiacente ove sono segnalate zone a Pericolosità idraulica molto elevata (P.I.M.E.) dalla cartografica del "Piano di Assetti Idrogeologico – Bacino Regionale Ombrone" (PAI) che non interferiscono con l'opera (vedi Doc.Rif.[1]).

Il Doc.Rif.[1] segnala zona a Pericolosità idraulica molto elevata dalla progressiva km.1+192 alla progressiva km.1+595 e dalla progressiva Km.13+997 a fine Lotto.

5.3 Breve inquadramento idrogeologico

Le informazioni sull'idrogeologia derivano essenzialmente dal monitoraggio dei piezometri installati nei fori di sondaggio eseguiti durante le campagne d'indagine di Progetto Definitivo (fasi A, B e C) e di Progetto Esecutivo, dalle osservazioni in fase di esecuzione dei pozzetti stratigrafici, nonché dagli studi riportati nel Doc.Rif.[5].

In particolare, sulla base di quanto riportato nel Doc.Rif.[5] risulta che la superficie piezometrica presenta una morfologia piuttosto variabile, con carichi massimi di +31 m s.l.m.m. nel settore nord-orientale e minimi di +1 m s.l.m.m. in quello

sud-occidentale; la morfologia della falda è caratterizzata dalla presenza di uno spartiacque piezometrico con quota +16-17 m s.l.m.m. nei pressi della progressiva km 10+000 circa, in corrispondenza della Stazione di Alberese. Lo spartiacque piezometrico divide due domini idrogeologici distinti: nella porzione settentrionale la falda ha una direzione media da Ovest verso Est (dai bordi verso il centro della pianura del Fiume Ombrone) e carichi variabili tra +31 e +1 m s.l.m.m., mentre a Sud la falda ha una direzione media da Nord-Est a Sud-Ovest e carichi variabili tra +17 e +1 m s.l.m.m.. L'andamento delle isopieze non evidenzia la presenza di coni di emungimento particolarmente pronunciati nonostante la presenza di numerosi pozzi in pompaggio. Il gradiente piezometrico è molto variabile e compreso tra lo 0.3% ed il 6%; le zone in cui la superficie piezometrica è più acclive sono quelle in prossimità dei rilievi in cui è presumibile che vi sia una maggiore alimentazione da parte dell'infiltrazione efficace.

Non sono segnalate sorgenti all'interno della fascia di censimento diretto, estesa per un 1 Km a cavallo dell'asse autostradale. Le formazioni geologiche oloceniche e pleistoceniche risultano unità permeabili per porosità a comportamento acquifero o acquitardo, mentre le formazioni mioceniche risultano unità permeabili per fatturazione a comportamento acquitardo o acquiclude.

Non è nota ad oggi l'entità delle oscillazioni stagionali.

Nella Tabella 5.1 sono riportati i risultati del monitoraggio piezometrico eseguito nel 2010 in corrispondenza delle verticali attrezzate in fase di Progetto Definitivo e Preliminare; in particolare risultano ad oggi disponibili due serie di letture relative al periodo Maggio-Giugno ed Ottobre. Nella Tabella 5.1 sono state evidenziate in grassetto le minime soggiacenze della falda registrate nei due periodi di lettura. Sui profili geotecnici si è deciso di indicare, per ciascun piezometro, la minima soggiacenza (profondità della falda dal piano campagna locale) derivante dalle due serie di letture di Maggio-Giugno 2010 ed Ottobre 2010. In relazione al fatto che ad oggi non sono note le escursioni stagionali della falda, i livelli riportati sui profili geotecnici non sono da assumersi come livelli di progetto; si suggerisce di adottare, di volta in volta, in relazione anche al tipo di problema geotecnico da affrontare,

valori più cautelativi di quelli derivanti dalle misure di Tabella 5.1 e riportati sui profili geotecnici.

Nella Tabella 5.2 si riportano i risultati delle prove di permeabilità Lefranc eseguite in foro di sondaggio, suddivise per formazioni geologiche e profondità di prova. Si evidenzia che le prove suddette sono state reinterpretate dagli scriventi sulla base delle registrazioni *tempo-altezza d'acqua* riportate sui certificati di prova; le permeabilità calcolate possono pertanto risultare leggermente diverse rispetto a quelle indicate nei certificati di prova. Nella Tabella 5.2 sono evidenziati in grassetto i valori di permeabilità minimi e massimi calcolati per ciascuna formazione.

La Tabella 5.3 riporta le Unità idrogeologiche e i relativi gradi di permeabilità ripresi dal Doc.Rif.[5]; la tabella riporta indicazioni di letteratura oltre che i risultati delle prove Lefranc.

In questa sede, ai fini dell'interpretazione delle prove in sito e di laboratorio, si farà orientativamente riferimento ai livelli di falda indicati nella Tabella 5.1.

Tabella 5.1: Misure piezometriche disponibili ai sondaggi 4/2-SD

Sigla	Fine realizzazione sondaggio	Soggiacenze		
		Letture del 11 Giugno 2010	Letture del 22 Aprile 2010	Letture del 13 Ottobre 2010
4/2-SD03	12-03-2010	4.82	-	5.07
4/2-SD04	16-03-2010	2.05	-	1.54
4/2-SD06	26-04-2010	8.13	-	5.31
4/2-SD07	30-03-2010	4.20	-	5.64
4/2-SD08	18-05-2010	9.22	-	9.60
4/2-SD09	13-05-2010	0.76	-	1.47
4/2-SD10	30-03-2010	2.25	-	1.44
4/2-SD11	08-04-2010	-0.02	-	0.15
4/2-SD12	20-03-2010	2.74	-	2.53
4/2-SD13	06-04-2010	1.45	-	4.08
4/2-SD14	18-03-2010	7.13	-	2.83
4/2-SD15	22-04-2010	7.65	-	3.25
4/2-SD17 (T.A.)	20-04-2010	1.97	-	1.60
4/2-SD17 (C.P.C.)	20-04-2010	2.06	-	1.30
4/2-SD18	04-05-2010	12.77	-	12.40
4/2-SD19	16-04-2010	6.69	-	7.67
4/2-SD20	06-05-2010	3.80	-	1.87
4/2-SD21	25-05-2010	5.60	-	3.85
4/2-SD22	14-04-2010	4.23	-	3.85
4/2-SD23	19-05-2010	13.56	-	12.87
4/2-SD24	15-04-2010	1.86	-	Non più esistente
4/1-SD01	16-03-2010	-	0.90	-1.09
4/1-SD02 (T.A.)	17-03-2010	-	0.50	Non misurato
4/1-SD02 (T.A.)	17-03-2010	-	-0.10	Non misurato
C-CS20	29-06-2009	-	-	-0.55
C-CS20	29-06-2009	-	-	-1.88

Tabella 5.2: prove di permeabilità Lefranc

Formazione (-)	Profondità (m)	Sondaggio (-)	Classificazione			Tipo di prova	Permeabilità (m/s)
			AGI	USCS	CNR UNI		
Qt1d	14.75	4/2-SD05	S(L)[A]	SM	-	CV	8.33E-07
	14.5	4/2-SD07	-	-	-	CV	2.93E-07
	12.5	4/2-SD10	G,S(L)	SC	A1-b	CV	2.93E-07
	13.75	4/2-SD12	S,L,A	CL	A6	CV	3.93E-07
	13.75	4/2-SD13	S,L(A)	SC	A6	CV	3.32E-07
	13.75	4/2-SD14	S,G(A)(L)	SC	A6	CV	3.09E-06
	14.75	4/2-SD15	S(A)(L)	SM	A2-4	CV	4.49E-06
	14.75	4/2-SD16	S(A)(L)	SC	A6	CV	6.33E-06
	9.75	4/2-SD20	A,S,L	CL	A6	CV	4.01E-06
	14.75	4/2-SD22	S,G(L)(A)	SM	A1-b	CV	1.06E-05
	10.5	C-CS20	A,L	CH	A-7-5	CV	8.16E-08
	13.75	4/2-SD24	S,A,L	CL	A6	CV	1.90E-06
	13.45	4/1-SD01	A,L(S)[G]	CL	A6	CV	2.40E-09
H1b	10.75	4/2-SD06	G,S(L)[A]	SC	-	CV	6.40E-06
	11.75	4/2-SD08	S(G)(L)(A)	SC	A2-6	CV	2.01E-06
	9.75	4/2-SD17	S(L)[A]	SM	A2-6	CV	1.25E-05
H1a/H1a1	10.5	C-CS23	S,L(A)[G]	-	-	CV	6.84E-07
	11.75	4/2-SD09	S,L(A)	SC	A4	CV	8.20E-06
	5.75	4/2-SD11	S,A,L	CL	A4	CV	2.21E-07
	8.25	4/1-SD02	L,A[S]	CL	A7-6	CV	6.10E-08
ACCa	12.75	4/2-SD04	S(L)(G)(A)	SC	A4	CV	2.45E-06
	13.25	4/2-SD03	-	-	-	CV	4.64E-08

MAS	6.75	4/2-SD19	G(S)[L]	-	-	CV	2.49E-06
	16	C-CS20	-	-	-	CC	1.32E-04

CV = Prova di permeabilità a carico variabile
CC= Prova di permeabilità a carico costante

Tabella 5.3: Unità idrogeologiche e gradi di permeabilità

Unità idrogeologiche	Unità geologiche	Grado di permeabilità	Grado di permeabilità					
			Medio alto-Alto	Medio	Basso	Molto Basso		
			1e-03 m/s 1e-02 m/s	1e-05 m/s 1e-04 m/s	1e-07 m/s 1e-06 m/s	1e-09 m/s 1e-08 m/s		
Unità permeabili per porosità a comportamento acquifero	a3, a4 (pp), H1b, Qt1d, VIL	I		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Unità permeabili per porosità a comportamento acquitardo	a4 (pp), H1a1	II		<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
Unità permeabili per porosità a comportamento acquiclude	H1a, FAA	III			<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
Unità permeabili per fratturazione a comportamento acquifero	STO3, MAS	IV	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
Unità permeabili per fratturazione a comportamento acquitardo	ACCb, MAC, CRA	V		<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	
Unità permeabili per fratturazione a comportamento acquiclude	ACCa, V3, DSD	VI			<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
Depositi antropici (riporti e rilevati, argini)			<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	

Figura 21 - Legenda idrogeologica; permeabilità molto bassa compresa tra 1E-09 e 1E07 m/s, permeabilità bassa tra 1E-07 e 1E-05 m/s, permeabilità media tra 1E-05 e 1E-03 m/s e permeabilità medio-alta tra 1E-03 e 1E-01 m/s.

Gradi di permeabilità:	Medio alto-Alto	$1 \cdot 10^{-3} < k < 1 \cdot 10^{-1} \text{ m/s}$
	Medio	$1 \cdot 10^{-5} < k < 1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$
	Basso	$1 \cdot 10^{-7} < k < 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$
	Molto basso	$k < 1 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$

6. INQUADRAMENTO SISMICO

L'inquadrimento sismico dell'area di interesse per il tracciato è redatto in accordo alle prescrizioni fornite dalle NTC2008, Doc.Rif.[29].

Il tracciato si snoda in un'area di sismicità generalmente bassa, governata principalmente dall'area sismogenetica di *Mugello – Città di Castello - Leonessa* (ITCS037) che marca il confine occidentale della catena Nord-Appenninica.

Nel seguito verranno evidenziate in dettaglio le strutture sismogenetiche di interesse, definendo successivamente la Magnitudo di riferimento e l'azione sismica di progetto in accordo alle NTC2008.

6.1 Strutture sismogenetiche

Nella Figura 6.1 si evidenziano le aree sismogenetiche più vicine al tracciato di progetto (poligoni di colore marrone), definite quale proiezioni in superficie dei sistemi di strutture sismogenetiche ritenuti attivi, caratterizzabili da un punto di vista geometrico e parametrico in maniera coerente con le sorgenti sismogenetiche incluse (poligoni gialli); le campiture in rosso indicano i sistemi di faglie, mentre le frecce gialle indicano la distanza del tracciato (evidenziato in verde) dalle zone sismo genetiche.

Nello specifico, si evidenziano due principali aree sismogenetiche di interesse:

- la *Mugello - Città di Castello – Leonessa*
- la Livorno Hills.

Data l'elevata distanza e la ridotta magnitudo associata, non si ritiene di includere tra le aree sismo genetiche di interesse la zona dei Castelli Romani.



Figura 6.1: Mappa delle aree sismogenetiche di interesse - vista complessiva

6.1.1 Area sismogenetica del Mugello – Città di Castello - Leonessa

L'area sismogenetica più vicina al tracciato nonché di maggiore interesse è la *Mugello - Città di Castello - Leonessa*, localizzata a 110 Km ca. ad Est del tracciato in progetto; essa risulta associabile a terremoti con profondità comprese tra 0.5 (superficiali) ed 8 Km e magnitudo (momento) $M_w=6.2$.

L'area sismogenetica del Mugello, che si sviluppa per una lunghezza di 200 km lungo il confine occidentale nord-appenninico, costituisce il nucleo del sistema di faglie Etrusco (EFS) (detto anche Altotiberino – vedi Figura 6.2), caratterizzato da

meccanismi di faglia di tipo estensionale con immersione a Ovest, responsabile primo dell'elevata sismicità della regione Umbria.

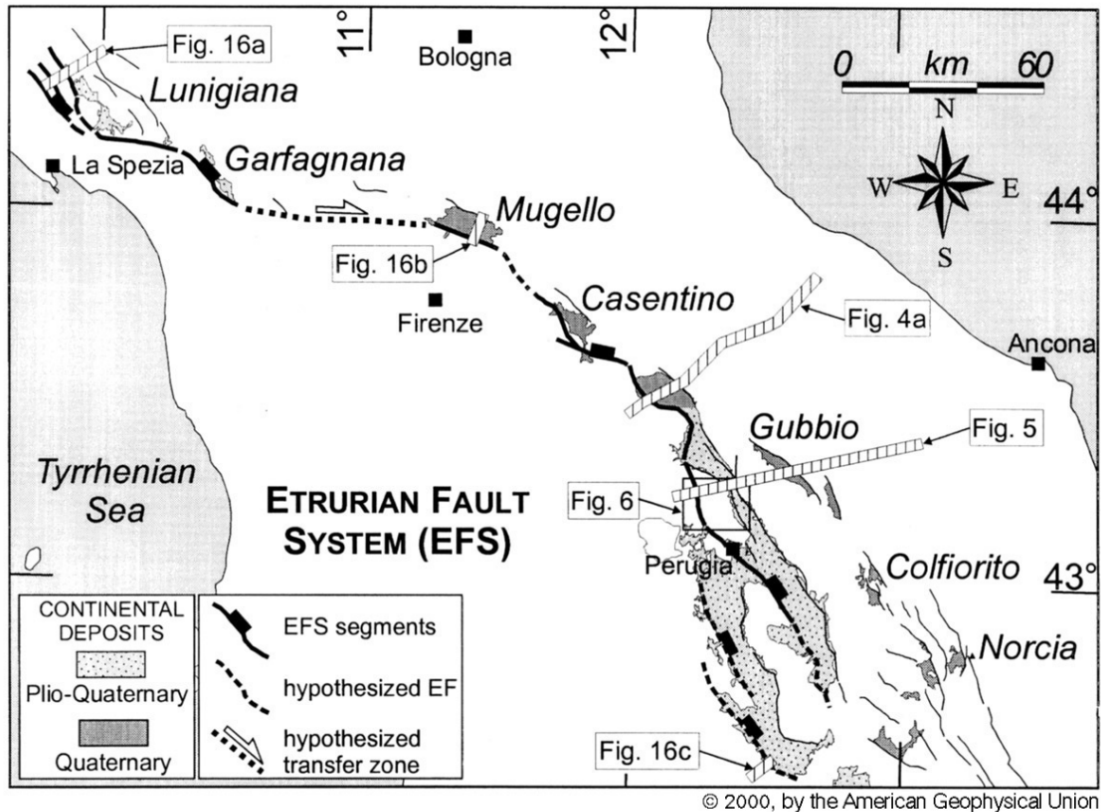


Figura 6.2: Assetto strutturale del sistema di faglie Etrusco o Altotiberino (da [Boncio et al., 2000](#))

Nel dettaglio, l'area sismogenetica del Mugello include, a sua volta, alcune sorgenti sismogenetiche tra le quali si riconoscono, rispetto al tracciato di progetto (vedi Figura 6.3):

- A Est, le strutture di:
 - Bastia (associata al terremoto del 1854 - Mw 5.4)
 - Foligno (associata al terremoto del 1832 - Mw=5.8)
 - Trevi (associata all'evento sismico del 1878 - Mw=5.5)
- A Nord-Est, le strutture di:
 - Monterchi (associata al terremoto del 1917 - Mw=5.8)
 - Anghiari e di Poppi (a cui è stata assegnata una magnitudo di riferimento pari a 5.8).

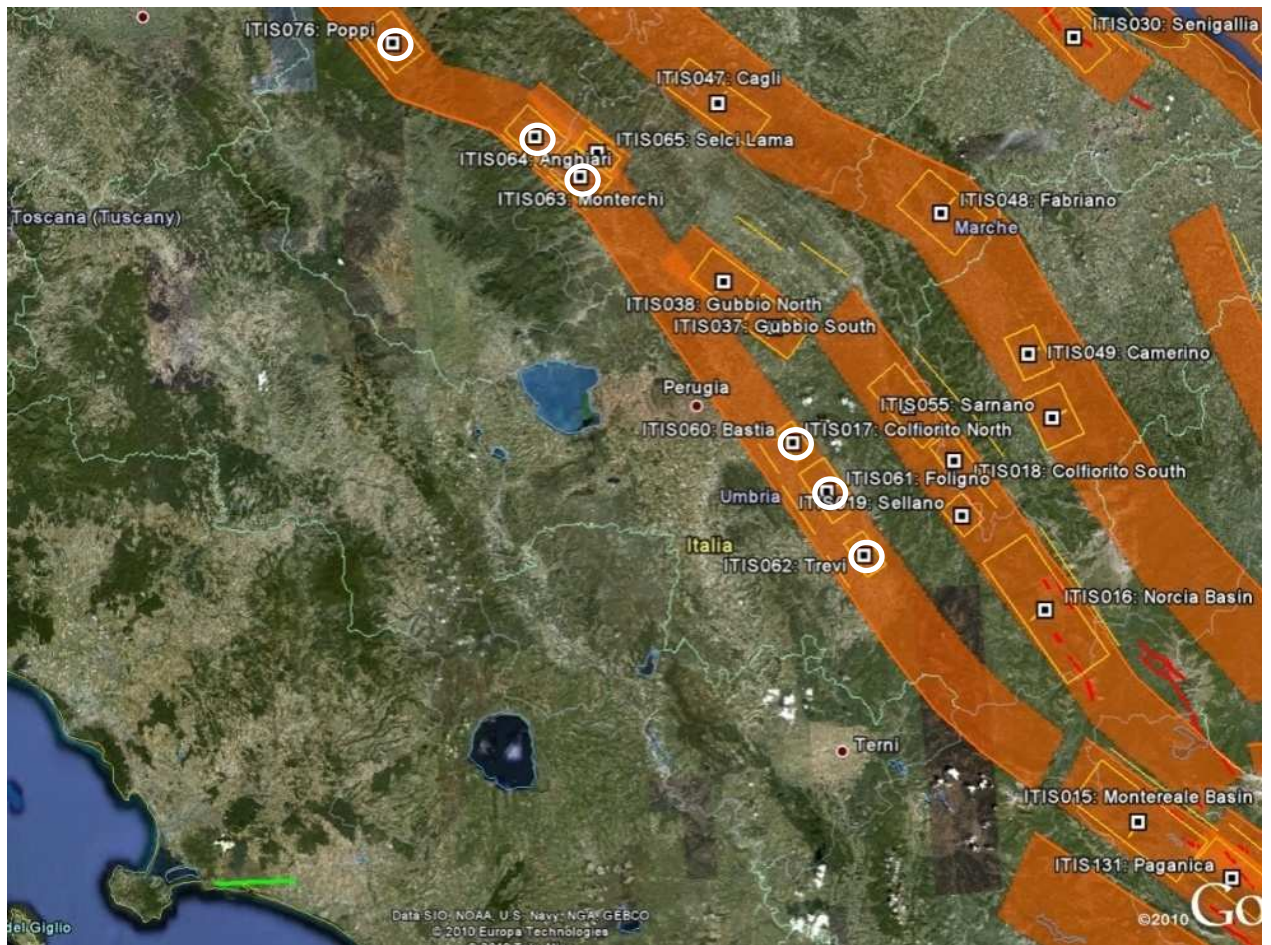


Figura 6.3: Mappa delle aree sismogenetiche di interesse - dettaglio dell'area del Mugello - Città di Castello – Leonessa (Fonte: Database of Individual Seismogenic Sources DISS 3.1.0 – Giugno 2009)

6.1.2 Area sismogenetica Livorno Hills

A distanza di circa 100 km, a Nord del tracciato, si evidenzia la seconda zona sismogenetica di interesse, denominata *Livorno Hills*, avente profondità compresa tra 1 e 7 Km ed associabile ad eventi sismici di magnitudo pari a 5.7. Tale zona comprende la sorgente di *Orciano Pisano* (ritenuta responsabile del terremoto del 1846 - Mw=5.7).

6.2 Magnitudo di riferimento

Dall'analisi di disaggregazione dei valori di pericolosità sismica ottenuta direttamente dai dati del Progetto S1 (Meletti et al., 2007), è stato possibile determinare la coppia magnitudo-distanza di riferimento per il periodo di ritorno pari a 975 anni (del tutto sovrapponibile a quello relativo allo stato limite SLV qui definito). In particolare, nelle Tabella 6.1, Tabella 6.2, Tabella 6.3 e Tabella 6.4, si riportano i valori percentuali di contributo delle coppie magnitudo-distanza ai valori di pericolosità sismica. Si evidenzia come il maggior contributo venga dalle sorgenti con magnitudo 4.5-5.5 poste a distanze di 30-50 Km dal sito di progetto.

Tuttavia, sulla base del quadro sismotettonico evidenziato nel paragrafo introduttivo, si ritiene ragionevole assumere in via cautelativa un valore di magnitudo $M=5.8$ quale riferimento per le verifiche; tale valore è associabile, come descritto meglio nel paragrafo 6.1.1, alle strutture sismogenetiche di Foligno, Monterchi, Anghiari e Poppi, tutte facenti parte dell'area sismogenetica *Mugello - Città di Castello - Leonessa* (vedi la Figura 6.3).

Tabella 6.1: Analisi di disaggregazione dei valori di pericolosità sismica per il punto 1

Distanza (km)	Magnitudo							
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5
10-20	0	9.27	15.2	6.79	1.98	0	0	0
20-30	0	8.34	17	9.93	3.59	0	0	0
30-40	0	2.03	6.72	5.55	2.51	0	0	0
40-50	0	0.043	1.77	2.72	1.53	0	0	0
50-60	0	0	0.189	1.18	0.886	0	0	0
60-70	0	0	0	0.361	0.42	0	0	0
70-80	0	0	0	0.06	0.143	0	0	0
80-90	0	0	0	0.002	0.047	0	0	0
90-100	0	0	0	0	0.007	0	0	0
100-110	0	0	0	0	0.001	0.008	0	0
110-120	0	0	0	0	0.003	0.133	0.002	0
120-130	0	0	0	0	0	0.108	0.009	0
130-140	0	0	0	0	0	0.063	0.071	0.07
140-150	0	0	0	0	0	0.045	0.13	0.154
150-160	0	0	0	0	0	0.019	0.13	0.18
160-170	0	0	0	0	0	0.005	0.103	0.173
170-180	0	0	0	0	0	0.001	0.058	0.125
180-190	0	0	0	0	0	0	0.031	0.087
190-200	0	0	0	0	0	0	0.015	0.061

Tabella 6.2: Analisi di disaggregazione dei valori di pericolosità sismica per il punto 2

Distanza (km)	Magnitudo							
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5
10-20	0	0	0	0	0	0	0	0
20-30	0	8.49	15.8	8.27	2.75	0	0	0
30-40	0	5.79	13.5	9.01	3.57	0	0	0
40-50	0	1.44	6.17	5.61	2.66	0	0	0
50-60	0	0.021	1.95	3.16	1.79	0	0	0
60-70	0	0	0.321	1.63	1.16	0	0	0
70-80	0	0	0.008	0.643	0.55	0	0	0
80-90	0	0	0	0.174	0.228	0	0	0
90-100	0	0	0	0.027	0.077	0	0	0
100-110	0	0	0	0	0.021	0	0	0
110-120	0	0	0	0	0.026	0.079	0	0
120-130	0	0	0	0	0.067	0.392	0.006	0
130-140	0	0	0	0	0.022	0.383	0.061	0.038
140-150	0	0	0	0	0.002	0.324	0.253	0.225
150-160	0	0	0	0	0.005	0.242	0.342	0.341
160-170	0	0	0	0	0	0.152	0.346	0.383
170-180	0	0	0	0	0	0.082	0.285	0.347
180-190	0	0	0	0	0	0.035	0.184	0.25
190-200	0	0	0	0	0	0.01	0.119	0.184

Tabella 6.3: Analisi di disaggregazione dei valori di pericolosità sismica per il punto 3

Distanza (km)	Magnitudo							
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5
10-20	0	0	0	0	0	0	0	0
20-30	0	4.12	7.6	3.95	1.3	0	0	0
30-40	0	7.15	15.5	9.63	3.64	0	0	0
40-50	0	2.69	8.48	6.86	3.06	0	0	0
50-60	0	0.248	3.5	4.21	2.21	0	0	0
60-70	0	0	0.888	2.39	1.51	0	0	0
70-80	0	0	0.101	1.19	0.884	0	0	0
80-90	0	0	0	0.422	0.361	0	0	0
90-100	0	0	0	0.096	0.114	0	0	0
100-110	0	0	0	0.014	0.047	0	0	0
110-120	0	0	0	0	0.019	0.004	0	0
120-130	0	0	0	0	0.144	0.47	0.001	0
130-140	0	0	0	0	0.097	0.575	0.068	0.045
140-150	0	0	0	0	0.034	0.553	0.348	0.297
150-160	0	0	0	0	0.017	0.467	0.493	0.451
160-170	0	0	0	0	0.009	0.327	0.513	0.513
170-180	0	0	0	0	0.002	0.208	0.447	0.486
180-190	0	0	0	0	0.001	0.115	0.302	0.355
190-200	0	0	0	0	0.003	0.052	0.206	0.265

Tabella 6.4: Analisi di disaggregazione dei valori di pericolosità sismica per il punto 4

Distanza (km)	Magnitudo							
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5
10-20	0	0	0	0	0	0	0	0
20-30	0	4.93	9.13	4.78	1.58	0	0	0
30-40	0	6.84	15.1	9.53	3.64	0	0	0
40-50	0	2.36	7.91	6.57	2.97	0	0	0
50-60	0	0.159	3.09	3.95	2.11	0	0	0
60-70	0	0	0.72	2.21	1.43	0	0	0
70-80	0	0	0.064	1.05	0.779	0	0	0
80-90	0	0	0	0.314	0.256	0	0	0
90-100	0	0	0	0.07	0.089	0	0	0
100-110	0	0	0	0.008	0.039	0	0	0
110-120	0	0	0	0	0.031	0.046	0	0
120-130	0	0	0	0	0.143	0.515	0	0
130-140	0	0	0	0	0.079	0.582	0.216	0.183
140-150	0	0	0	0	0.022	0.537	0.476	0.427
150-160	0	0	0	0	0.012	0.418	0.551	0.526
160-170	0	0	0	0	0.006	0.296	0.541	0.556
170-180	0	0	0	0	0.001	0.181	0.41	0.453
180-190	0	0	0	0	0	0.096	0.27	0.327
190-200	0	0	0	0	0.001	0.04	0.183	0.245

6.3 Definizione delle azioni sismiche di progetto

In accordo con le prescrizioni delle NTC2008, l'Azione Sismica di progetto, in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite nelle verifiche strutturali e geotecniche, è definita a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito, a sua volta espressa in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su suolo rigido, e superficie topografica orizzontale.

Inoltre, la definizione dell'azione sismica comprende la determinazione delle ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione, "ancorato" al valore $S_e(T=0) = a_g$, facendo riferimento a prefissate probabilità di eccedenza della stessa azione sismica nel periodo di riferimento V_R per la struttura. Tale periodo V_R è da definirsi a carico dei progettisti in funzione della vita nominale V_N dell'opera e della sua classe d'uso (vedi NTC2008, §2.4). Nel caso specifico per l'opera in progetto si assume $V_N=50$ anni (opera ordinaria), con classe d'uso IV ($C_U=2$). Di conseguenza:

$$V_R = V_N * C_U = 100 \text{ anni}$$

Nel par. 3.2.1 (NTC2008) la probabilità P di superamento nel periodo di riferimento V_R (P_{V_R}) a cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente per lo stato ultimo di salvaguardia della Vita (SLV), è pari a:

$$P_{V_R}=10\%$$

A partire dal periodo di riferimento V_R , e dalla suddetta probabilità, è possibile calcolare, seguendo le istruzioni in allegato alle NTC2008, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R come:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{V_R}) = 949 \text{ anni};$$

Avendo definito il periodo di ritorno, la forma dello spettro di risposta dipende dai seguenti parametri definiti per un sito rigido, con superficie topografica orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nelle tabelle in allegato al testo delle NTC2008, i suddetti valori vengono forniti, in funzione delle coordinate geografiche, per una griglia di punti prefissati sul territorio: i valori per luoghi geografici situati in punti intermedi della griglia si ottengono per interpolazione sui quattro punti adiacenti.

Per evidenziare la variazione dell'azione sismica di progetto lungo il tracciato, sono stati individuati 4 punti lungo di esso, equispaziati, aventi le seguenti coordinate geografiche (vedi Figura 6.4):

- Punto 1: N42.72459° E 11.13752°
- Punto 2: N42.677881° E 11.14067°
- Punto 3: N42.630003° E 11.13806°
- Punto 4: N42.58379° E 11.16279°

Per tali punti è stata condotta l'interpolazione dei valori di griglia NTC2008 tramite l'impiego del foglio di calcolo "Spettri di risposta – V. 1.0.3" fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. In Tabella 6.5 vengono evidenziati i risultati di tale elaborazione.

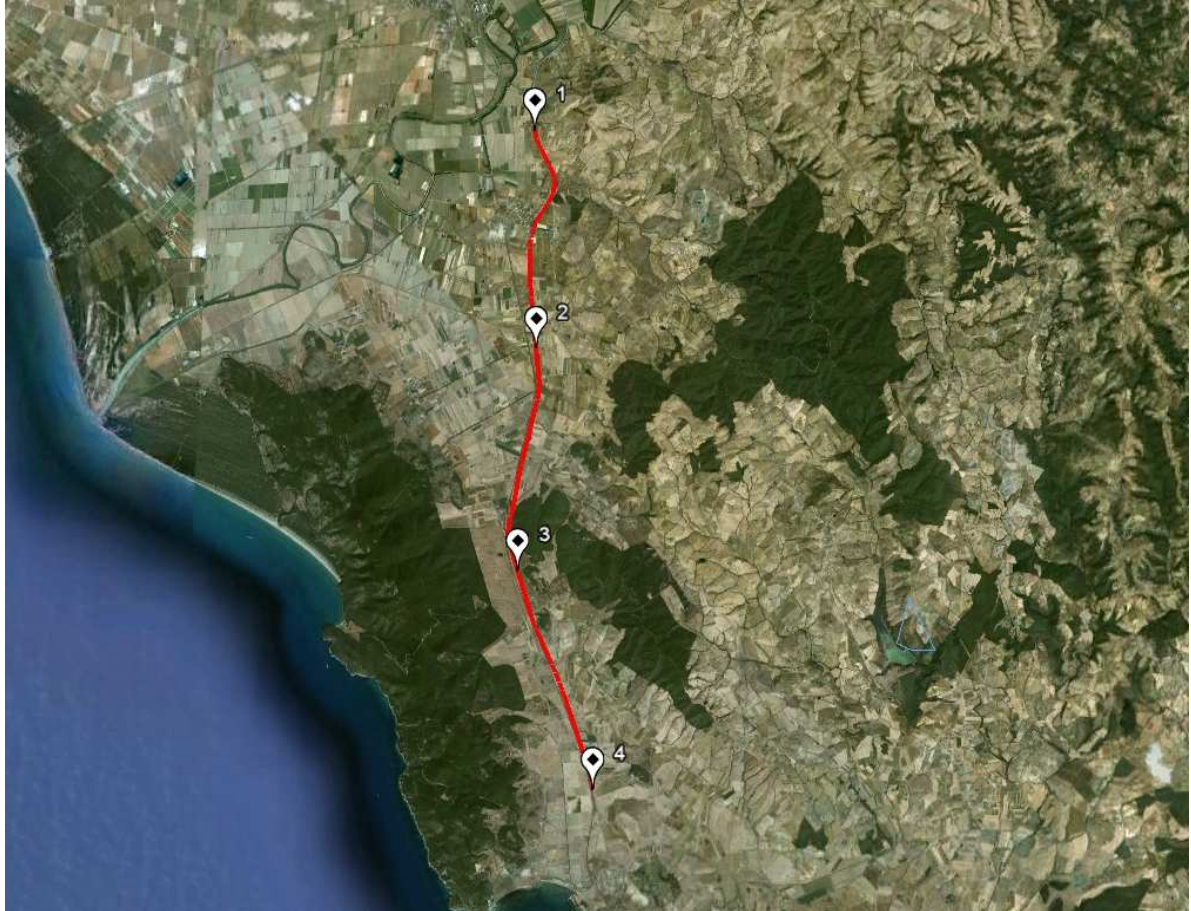


Figura 6.4: Localizzazione dei punti di definizione dell'azione sismica distribuiti lungo il tracciato.

Tabella 6.5: Valori dei parametri a_g , F_0 e T_c^* per suolo rigido per il periodo di ritorno dell'azione sismica $TR = 949$ anni (SLV), in corrispondenza di 4 punti scelti lungo il tracciato ottenuti per interpolazione dei valori di griglia da NTC2008.

ID Punto	Pk	a_g	F_0	T_c
		[g]	[-]	[s]
1	00+000	0.075	2.82	0.299
2	05+450	0.070	2.84	0.301
3	10+800	0.064	2.85	0.302
4	16+400	0.062	2.86	0.305

6.4 Risposta sismica locale

In accordo alle NTC2008, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale (ossia la modifica dell'azione sismica indotta dalle caratteristiche stratigrafiche locali e topografiche) mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento; in particolare, si possono adottare opportuni coefficienti moltiplicativi definiti dalle NTC2008 in funzione della categoria stratigrafica e topografica, riassunti nel fattore di sito S definito come:

$$S = S_s \cdot S_T$$

dove S_s tiene conto della categoria di suolo, e S_T dell'andamento della superficie topografica. Pertanto, fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo (parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso), ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità. Per le fondazioni dirette tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni profonde è riferita alla testa dei pali; nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera, mentre per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione. Sempre in accordo alle NTC2008, la misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio è fortemente raccomandata; nei casi in cui, tuttavia, tale determinazione non sia disponibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica (Standard Penetration Test) $N_{SPT,30}$ nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$ nei terreni prevalentemente a grana fine.

Infine, nel caso di sottosuoli costituiti da stratificazioni di terreni a grana grossa e a grana fine ricadenti nelle categorie da A ad E, quando non si disponga di misure dirette della velocità delle onde di taglio si può procedere come segue:

- determinare $N_{SPT,30}$ limitatamente agli strati di terreno a grana grossa compresi entro i primi 30 m di profondità;
- determinare $c_{U,30}$ limitatamente agli strati di terreno a grana fine compresi entro i primi 30 m di profondità;
- individuare le categorie corrispondenti singolarmente ai parametri $N_{SPT,30}$ e $c_{U,30}$;
- riferire il sottosuolo alla classe peggiore tra quelle individuate al punto precedente.

6.4.1 Dati a disposizione per la definizione della categoria di suolo

Per la definizione della categoria di sottosuolo lungo il Lotto in oggetto si hanno a disposizione i risultati di prove penetrometriche dinamiche (SPT) eseguite sia in terreni a grana grossa sia in terreni a grana fine, e prove di laboratorio del tipo triassiali non consolidate non drenate (TX-UU) su campioni di terreni a grana fine. Le prove SPT sono disponibili su tutta la lunghezza di ogni verticale indagata, sia in terreni a grana fine che in terreni a grana grossa, mentre i risultati delle prove TX-UU, espressi in termini di parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate (c_U), sono disponibili solo dove è stato possibile recuperare campioni indisturbati. Il numero e la frequenza delle prove TX-UU disponibili non permettono di ricostruire profili di c_U rappresentativi per ciascun tratto di verticale indagata che abbia interessato spessori significativi di terreni a grana fine; pertanto, confrontando la quantità di informazioni disponibili e tenuto conto che lungo il lotto in oggetto non sono disponibili prove sismiche, né Cross-Hole né Down-Hole, per la definizione della categoria di sottosuolo si è fatto riferimento essenzialmente alle prove SPT; queste ultime sono state considerate rappresentative anche dei terreni a grana fine.

6.4.2 Categoria di sottosuolo riferita a ciascuna verticale di indagine

La categoria di suolo lungo il Lotto in oggetto è stata definita puntualmente per ciascun sondaggio facendo riferimento al valore di $N_{s,30}$ (vedi la Tabella 6.6); in particolare il valore di $N_{SPT,30}$ è stato calcolato secondo la seguente procedura (vedi Tabella 6.6):

- attribuendo a ciascuno strato di terreno compreso tra le profondità di esecuzione di n.2 prove SPT consecutive (z_1 e z_2), il valore di N_{SPT} minimo derivante da tali prove ($\min = \min\{N_{SPT,1} ; N_{SPT,2}\}$); l'altezza dello strato h_i è pari alla differenza tra le profondità di esecuzione delle due prove ($h_i = z_2 - z_1$);
- attribuendo a ciascuno strato di terreno compreso tra le profondità di esecuzione di n.2 prove SPT consecutive (z_1 e z_2), il valore di N_{SPT} medio derivante da tali prove ($\text{media} = \text{media}\{N_{SPT,1} ; N_{SPT,2}\}$); l'altezza dello strato h_i è pari alla differenza tra le profondità di esecuzione delle due prove ($h_i = z_2 - z_1$);
- attribuendo a ciascuno strato di terreno compreso tra le profondità di esecuzione di n.2 prove SPT consecutive (z_1 e z_2), il valore di N_{SPT} massimo derivante da tali prove ($\max = \max\{N_{SPT,1} ; N_{SPT,2}\}$); l'altezza dello strato h_i è pari alla differenza tra le profondità di esecuzione delle due prove ($h_i = z_2 - z_1$);
- attribuendo a ciascuno strato di terreno compreso tra le profondità di esecuzione di n.3 prove SPT consecutive (z_1 , z_2 e z_3) il valore di N_{SPT} della seconda prova (centrale = $N_{SPT,2}$); l'altezza dello strato h_i è pari alla somma della semidifferenza tra le profondità di esecuzione della seconda e della prima prova ($(z_2 - z_1)/2$) più la semidifferenza tra le profondità di esecuzione della terza e della seconda prova ($(z_3 - z_2)/2$), ossia $h_i = (z_2 - z_1)/2 + (z_3 - z_2)/2 = (z_3 - z_1)/2$.

Nei calcoli si è tenuto conto inoltre di quanto segue:

- fino alla profondità di esecuzione della prima prova SPT si è assunto un valore di N_{SPT} pari a quello della prima prova disponibile ($N_{SPT,i}$);
- tra la profondità di esecuzione dell'ultima prova SPT disponibile nei 30 m di profondità considerati ($N_{SPT,U}$) ed i 30 m di calcolo si è assunto un valore di N_{SPT} costante pari a $N_{SPT,U}$.

L'attribuzione della categoria di sottosuolo è stata effettuata assumendo la minore tra le classi derivanti dai valori di $N_{SPT,30}$ calcolati nei quattro modi sopra esposti, con la sola eccezione di quando la classe di sottosuolo individuata da tutti e tre i metodi media, max e centrale è superiore a quella individuata dal metodo min; in questo caso si è fatto riferimento alla minore tra le classi derivanti dai tre metodi media, max e centrale.

Tabella 6.6: Categoria di sottosuolo da interpretazione delle prove SPT.

Sondaggio	N _{SPT,30} (colpi/30cm)				Classe di sottosuolo				
	min	media	max	centrale	min	media	max	centrale	Attribuita
4/2-SD03	19	25	28	23	C	C	C	C	C
4/2-SD04	15	22	25	22	D	C	C	C	C
C-CS23	7	9	10	9	D	D	D	D	D
4/2-SD05	8	10	11	9	D	D	D	D	D
4/2-SD06	13	21	25	20	D	C	C	C	C
4/2-SD07	21	26	30	28	C	C	C	C	C
A1-S19	30	35	40	34	C	C	C	C	C
4/2-SD08	16	20	23	19	C	C	C	C	C
4/2-SD09	18	21	23	19	C	C	C	C	C
4/2-SD10	12	20	25	17	D	C	C	C	C
4/2-SD11	10	12	14	14	D	D	D	D	D
4/2-SD12	17	21	23	18	C	C	C	C	C
4/2-SD13	13	17	18	16	D	C	C	C	C
A1-S18	31	52	69	52	C	B	B	B	B
4/2-SD14	14	18	21	15	D	C	C	C	C
4/2-SD15	11	15	18	12	D	D	C	D	D
C-CS21	12	14	16	13	D	D	C	D	D
4/2-SD16	12	17	21	10	D	C	C	D	D
B1-S21	67	67	67	79	B	B	B	B	B
4/2-SD17	15	17	18	17	C	C	C	C	C
4/2-SD18	48	48	48	50	C	C	C	B	C
4/2-SD19	41	49	53	52	C	C	B	B	C
4/2-SD20	23	25	27	25	C	C	C	C	C
4/2-SD21	19	21	22	20	C	C	C	C	C
4/2-SD22	24	35	45	38	C	C	C	C	C
4/2-SD23	21	22	22	23	C	C	C	C	C
B1-S20	24	25	27	21	C	C	C	C	C
4/2-SD24	17	20	22	20	C	C	C	C	C
4/1-SD01	8	12	14	11	D	D	D	D	D
4/1-SD02	3	4	4	4	D	D	D	D	D
C-CS20	12	35	40	38	D	C	C	C	C

Sulla base delle informazioni disponibili, l'area di intervento, dal punto di vista della risposta sismica locale, può essere assegnata, a seconda del tratto considerato, ad una delle tre seguenti categorie di sottosuolo (vedi Tabella 6.6):

- *Categoria B: "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{STP,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ nei terreni a grana fina)";*
- *Categoria C: "Depositati di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{STP,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ nei terreni a grana fina)";*
- *Categoria D: "Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{STP,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ nei terreni a grana fina)";*

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s del sito, per le tre suddette categorie di suolo B, C e D è esprimibile come segue (vedi §3.2.3.2.1 delle NTC 2008):

- categoria sottosuolo B: $1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.20$;
- categoria sottosuolo C: $1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.50$;
- categoria sottosuolo D: $1.00 \leq 2.40 - 1.5 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.80$.

6.4.3 Definizione della categoria topografica

In merito al coefficiente di amplificazione topografica, trattandosi di zone pianeggianti, caratterizzate da pendii con inclinazione inferiore a 15° , determinazione dell'accelerazione massima si è qui considerata la categoria topografica T1 (Tabb. 3.2.IV e 3.2.VI - NTC 2008, riportate per semplicità nella Figura 6.5). Qualora localmente si dovessero riscontrare condizioni topograficamente diverse da quelle qui ipotizzate bisognerà procedere all'assunzione della categoria topografica corrispondente, secondo quanto riportato nelle NTC2008.

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

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

Tabella 3.2.VI – *Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T*

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Figura 6.5: Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 - Tabelle 3.2.IV e 3.2.VI

6.4.4 Coefficiente di sito

Nella Tabella 6.7 è riportato il valore del coefficiente di sito $S = S_s \cdot S_T$ per le tre categorie di suolo sopra definite: il valore di accelerazione di riferimento al sito a_{max} è ottenuto come $S \cdot a_g$, essendo a_g il valore di accelerazione su suolo rigido determinato in precedenza (vedi Tabella 6.7). Il calcolo è stato condotto in corrispondenza dei 4 punti localizzati lungo il tracciato; in Figura 6.6 è riportato

l'andamento del parametro a_{max} in funzione delle progressive di progetto, sempre relativamente alle diverse condizioni stratigrafiche ipotizzate. Si osserva una variazione con la progressiva generalmente molto ridotta, sintomo di una sismicità uniforme dell'area attraversata dal tracciato.

Tabella 6.7: Valori di S e a_{max} lungo il tracciato per le categorie di sottosuolo B, C e D

Punto	Categoria di sottosuolo (NTC, 2008)					
	B		C		D	
	S [-]	a_{max} [-]	S [-]	a_{max} [-]	S [-]	a_{max} [-]
1	1.2	0.091	1.5	0.113	1.8	0.136
2	1.2	0.083	1.5	0.104	1.8	0.125
3	1.2	0.077	1.5	0.097	1.8	0.116
4	1.2	0.075	1.5	0.093	1.8	0.112

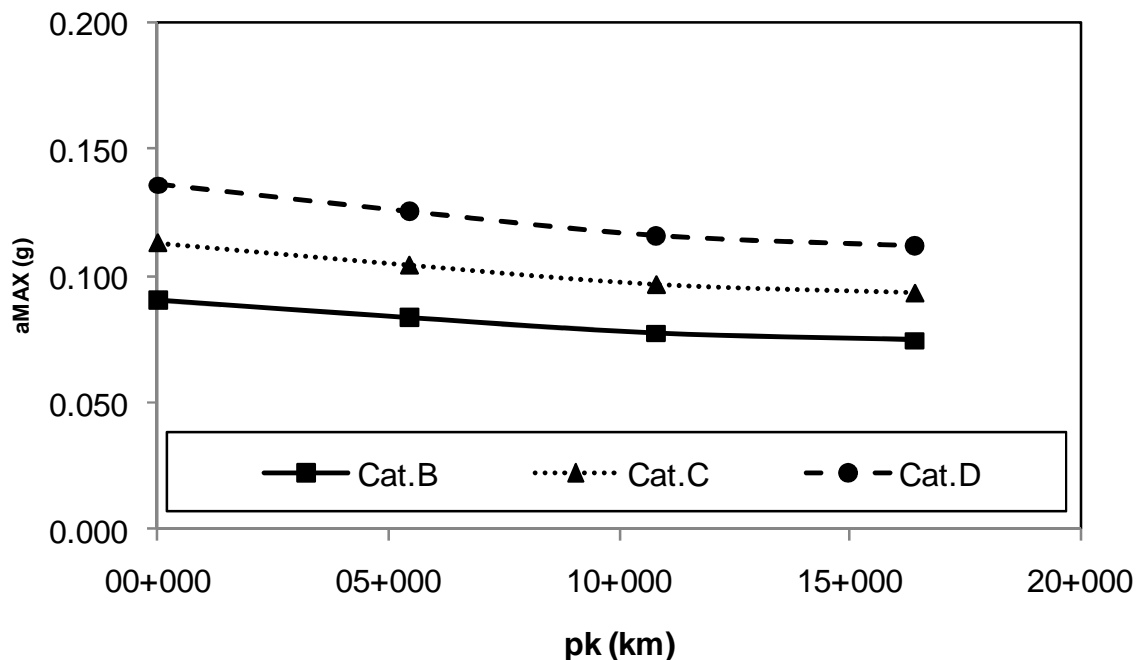


Figura 6.6 : Andamento di a_{max} lungo il tracciato per le categorie di sottosuolo B, C e D

7. STABILITÀ DEL SITO NEI CONFRONTI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE

Secondo la recente normativa, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0.1 \cdot g$;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. 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 100 kPa 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;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$ (vedi la Figura 7.1 che riporta per comodità le due figure di normativa).

Poiché nessuna delle condizioni suddette risulta verificata, viene condotta una valutazione del rischio stimando il coefficiente di sicurezza alla liquefazione, definito come rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto.

Tale stima viene condotta con il metodo semplificato NCEER 2001 (Youd et al., 2001), che valuta la resistenza disponibile attraverso i risultati di prove penetrometriche dinamiche SPT.

Nelle verifiche condotte sono stati esaminati tutti i valori di N_{SPT} disponibili nell'ambito delle profondità investigate da ciascun sondaggio, adottando livelli di falda 5 m più alti rispetto a quelli riportati nella Tabella 5.1, ovviamente con un limite posto al livello del piano campagna locale.

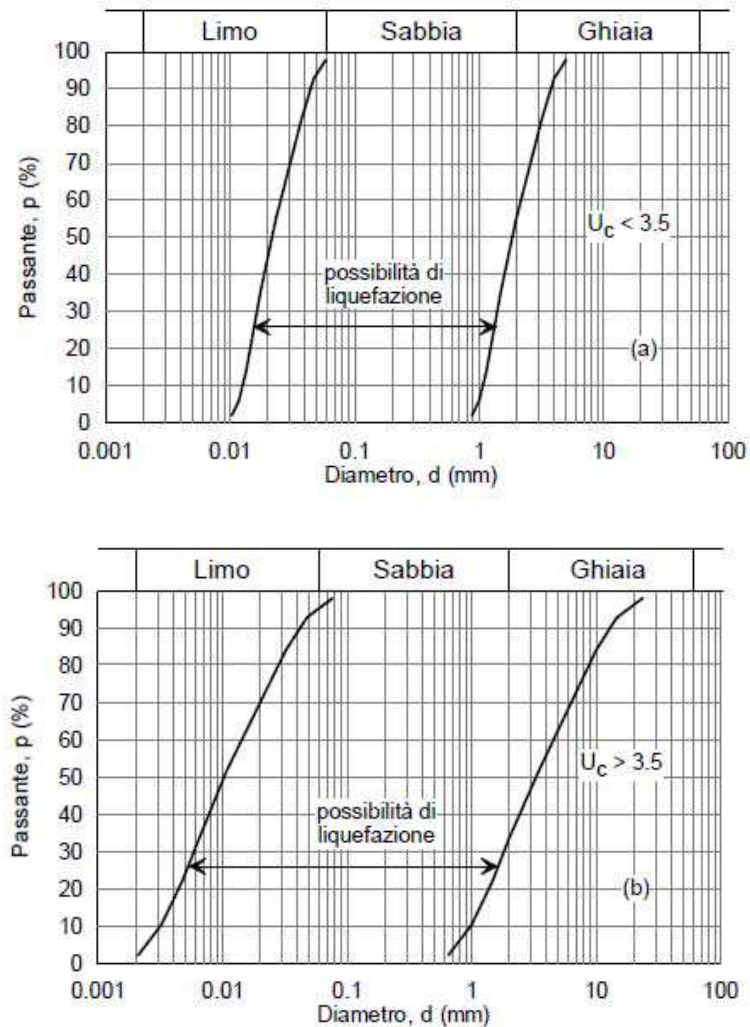


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Figura 7.1: Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 – Figura 7.11.1 (a) e (b)

Il fattore di sicurezza F_s nei confronti di potenziali fenomeni di liquefazione può essere espresso come:

$$F_s = CRR / CSR$$

essendo:

CRR = Cyclical Resistance Ratio

CSR = Cyclical Stress Ratio

Determinazione del Cyclical Stress Ratio (CSR)

Seguendo l'approccio convenzionale, la valutazione degli sforzi di taglio indotti dall'azione sismica di progetto può essere compiuta utilizzando la seguente relazione empirica (Seed & Idriss, 1971):

$$CSR = 0.65 \cdot a_{max}/g \cdot \sigma_{vo} / \sigma'_{vo} \cdot r_d$$

essendo r_d il fattore correttivo che tiene conto della profondità da piano campagna a cui viene valutato lo sforzo di taglio. In accordo a Youd et al., 2001, il fattore correttivo r_d può essere calcolato attraverso la seguente espressione:

$$r_d = \frac{1 - 0.4113 \cdot z^{0.5} + 0.04052 \cdot z + 0.001753 \cdot z^{1.5}}{1 - 0.4177 \cdot z^{0.5} + 0.05729 \cdot z - 0.006205 \cdot z^{1.5} + 0.00121 \cdot z^2}$$

Determinazione del Cyclical Resistance Ratio (CRR)

In letteratura sono disponibili numerosi approcci per valutare la curva soglia di liquefazione desunta a partire dai valori delle resistenze penetrometriche N_{SPT} . In questo studio è stata adottata la procedura messa a punto da Youd et al. (2001), la quale rappresenta una delle più affidabili procedure empiriche oggi disponibili per la valutazione della suscettibilità alla liquefazione dei depositi di terreno a grana grossa. Secondo questa procedura la curva di liquefazione soglia può essere calcolata mediante la seguente espressione:

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

essendo:

$CRR_{7.5}$ il Cyclical Resistance Ratio riferito ad un sisma di magnitudo 7.5.

$(N_1)_{60}$ l'indice N_{SPT} normalizzato rispetto ad una pressione nominale efficace di confinamento pari a 100 kPa e riferito ad un valore di riferimento dell'energia di infissione pari al 60%.

Risulta:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S$$

$$C_N = (P_a / \sigma'_{vo})^{0.5} \leq 1.304 \quad \text{con} \quad P_a / \sigma'_{vo} \leq 1.7$$

P_a = pressione atmosferica = 1.0 kg/cm²

σ_{vo} = tensione verticale totale alla profondità z da p.c. (espressa in kg/cm²)

σ'_{vo} = tensione verticale efficace alla profondità z da p.c. (espressa in kg/cm²)

C_E = coefficiente legato al rapporto energetico = 1.0 (assunto)

C_B = coefficiente legato al diametro del foro = 1.0 (assunto)

C_R = coefficiente legato alla lunghezza delle aste = 1.0 (assunto)

C_S = coefficiente legato al campionamento = 1.0 (assunto)

La relazione sopra riportata è stata ricavata per terreni granulari con contenuto di fine (FC) inferiore al 5%. Per terreni con FC > 5%, i valori di $(N_1)_{60}$ che entrano nel calcolo di CRR vengono corretti come segue:

$(N_1)_{60CS} = A + B \cdot (N_1)_{60}$ correzione per la percentuale di fine del materiale
(percentuale granulometrica inferiore a 0.075 mm)

per $FC \leq 5\%$ $A = 0$

$B = 1$

per $5\% < FC < 35\%$ $A = \exp[1.76 - (190/FC^2)]$

$B = 0.99 - (FC^{1.5}/1000)$

per $FC \geq 35\%$. $A = 5$

$B = 1.2$

Le percentuali FC sono state desunte localmente dai valori misurati in laboratorio sui campioni di terreno estratti con le prove SPT; ove non disponibili sono stati adottati, cautelativamente per i terreni in oggetto, percentuali di fine pari a FC=20%.

Il valore $CRR_{7.5}$, determinato mediante la relazione sopra esposta, consente di calcolare la curva di liquefazione soglia riferita ad un terremoto avente una magnitudo di riferimento pari a 7.5.

Per terremoti di magnitudo diversa (nel caso in esame 5.8), il valore corretto di CRR viene ottenuto moltiplicando il valore di $CRR_{7.5}$ per un adeguato fattore di scala MSF (*Magnitude Scaling Factor*), ossia

$$CRR = CRR_{7.5} \cdot MSF$$

avendo assunto nel caso in esame $MSF = 1.930$.

Infine, per tener conto dell'influenza della pressione di confinamento sul valore di resistenza ciclica del materiale, si introduce nell'espressione per il calcolo di CRR un fattore correttivo K_σ dato dalla seguente relazione:

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{vo}}{P_\alpha} \right)^{(f-1)} \leq 1$$

dove

σ'_0 = tensione verticale efficace;

P_α = pressione atmosferica;

$$f = \begin{cases} 0.8 & \text{per } Dr \leq 40\% \\ 0.7 & \text{per } Dr \approx 60\% \\ 0.6 & \text{per } Dr \geq 80\% \end{cases}$$

Dr = densità relativa.

Come valori di a_{max}/g si sono considerati i valori massimi relativi a ciascuno dei tratti in cui è stato suddiviso il tracciato del Lotto in oggetto (vedi Tabella 6.7).

I risultati delle verifiche condotte sono riportati nella Tabella 7.1; si evidenzia che dalle verifiche eseguite sono state escluse le prove penetrometriche dinamiche (N_{SPT}) che hanno fornito valori nulli.

I fattori di sicurezza nei confronti di fenomeni di liquefazione sotto l'azione del sisma di progetto risultano generalmente maggiori di 1.5. In 12 casi si sono ottenuti fattori di sicurezza compresi tra 1.50 e 1.25; di questi 12 casi, 6 sono relativi al solo sondaggio C-SD23 (km.12+611). Non si sono ottenuti fattori di sicurezza inferiori a 1.25.

Alla luce di quanto sopra il sito può ritenersi stabile nei confronti di eventuali fenomeni di liquefazione.

Dalla Tabella 7.1 sono state eliminate tutte le prove SPT che hanno fornito valori di $(N1)_{60cs} > 30$ colpi/30 cm e per le quali il metodo di analisi utilizzato esclude la possibilità di liquefazione; come detto non sono stati analizzati i valori di N_{SPT} nulli.

Tabella 7.1: Risultati delle verifiche alla liquefazione.

Sondaggio	Campione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
SD3	SPT1	1.75	12	20.4	0.989	20	3.615	1.079	21.78	0.239	1.930	0.461	0.113	0.140	3.295
SD3	SPT4	6.30	10	20.4	0.955	56	5.000	1.200	20.35	0.220	1.930	0.424	0.113	0.135	3.140
SD3	SPT5	7.60	9	20.4	0.942	20	3.615	1.079	14.93	0.159	1.930	0.308	0.113	0.133	2.308
SD3	SPT6	9.30	7	20.4	0.918	51	5.000	1.200	13.85	0.149	1.930	0.287	0.113	0.130	2.209
SD3	SPT7	10.85	8	20.4	0.886	20	3.615	1.079	12.50	0.136	1.930	0.262	0.113	0.129	2.032
SD3	SPT8	12.30	16	20.4	0.848	49	5.000	1.200	23.51	0.265	1.930	0.512	0.113	0.128	3.993
SD4	SPT1	1.45	5	20.4	0.991	20	3.615	1.079	10.50	0.118	1.930	0.227	0.113	0.140	1.617
SD4	SPT2	3.25	5	20.4	0.978	20	3.615	1.079	11.41	0.126	1.930	0.243	0.113	0.138	1.754
SD4	SPT3	4.65	3	20.4	0.968	51	5.000	1.200	9.38	0.108	1.930	0.208	0.113	0.137	1.518
C-SD23	SPT2	4.80	5	20.4	0.967	20	3.615	1.079	10.81	0.120	1.930	0.232	0.136	0.165	1.410
C-SD23	SPT3	6.30	5	20.4	0.955	20	3.615	1.079	9.89	0.112	1.930	0.216	0.136	0.163	1.331
C-SD23	SPT4	7.80	4	20.4	0.940	25	4.289	1.115	8.95	0.104	1.930	0.201	0.136	0.160	1.254
C-SD23	SPT5	9.30	3	20.4	0.918	41	5.000	1.200	8.63	0.101	1.930	0.195	0.136	0.156	1.250
C-SD23	SPT6	10.80	6	20.4	0.888	20	3.615	1.079	9.67	0.110	1.930	0.213	0.136	0.155	1.370

Sondaggio	Campione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
C-SD23	SPT7	12.30	8	20.4	0.848	20	3.615	1.079	11.18	0.124	1.930	0.239	0.136	0.152	1.568
C-SD23	SPT8	13.80	4	20.4	0.801	25	4.289	1.115	7.98	0.096	1.930	0.185	0.136	0.147	1.256
C-SD23	SPT10	18.30	20	20.4	0.659	20	3.615	1.079	19.12	0.205	1.930	0.395	0.136	0.128	3.080
SD5	SPT1	1.75	10	20.4	0.989	30	4.706	1.154	19.42	0.208	1.930	0.402	0.136	0.168	2.388
SD5	SPT2	3.15	6	20.4	0.978	20	3.615	1.079	12.97	0.140	1.930	0.271	0.136	0.167	1.625
SD5	SPT3	4.35	6	20.4	0.970	32	4.828	1.171	13.68	0.147	1.930	0.284	0.136	0.165	1.717
SD5	SPT4	7.95	5	20.4	0.938	20	3.615	1.079	9.22	0.106	1.930	0.205	0.136	0.160	1.284
SD5	SPT5	9.15	9	20.4	0.920	35	5.000	1.200	16.00	0.170	1.930	0.329	0.136	0.157	2.095
SD5	SPT6	11.15	8	20.4	0.879	20	3.615	1.079	11.58	0.127	1.930	0.246	0.136	0.155	1.587
SD5	SPT7	15.55	16	20.4	0.742	29	4.637	1.146	18.95	0.203	1.930	0.391	0.136	0.141	2.782
SD5	SPT8	23.75	9	20.4	0.556	5	0.003	1.001	5.69	0.077	1.930	0.149	0.136	0.114	1.310
SD6	SPT1	1.65	9	20.4	0.989	20	3.615	1.079	16.00	0.170	1.930	0.329	0.113	0.140	2.347
SD6	SPT2	2.25	15	20.4	0.985	20	3.615	1.079	25.64	0.305	1.930	0.589	0.113	0.139	4.223
SD6	SPT3	4.75	18	20.4	0.967	25	4.289	1.115	28.47	0.387	1.930	0.747	0.113	0.137	5.458
SD6	SPT4	6.25	17	20.4	0.956	20	3.615	1.079	25.13	0.294	1.930	0.568	0.113	0.135	4.201
SD6	SPT6	11.05	10	20.4	0.882	20	3.615	1.079	13.62	0.146	1.930	0.283	0.113	0.129	2.195

Sondaggio	Campione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
SD6	SPT7	14.30	8	20.4	0.784	25	4.289	1.115	11.54	0.127	1.930	0.245	0.113	0.121	2.032
SD6	SPT8	17.85	31	20.4	0.671	20	3.615	1.079	27.99	0.369	1.930	0.712	0.113	0.111	6.400
SD6	SPT9	20.15	23	20.4	0.615	24	4.179	1.108	21.64	0.237	1.930	0.457	0.113	0.102	4.475
SD7	SPT1	1.85	8	20.4	0.988	76	5.000	1.200	18.06	0.192	1.930	0.371	0.113	0.140	2.657
SD7	SPT2	3.15	9	20.4	0.978	20	3.615	1.079	17.65	0.188	1.930	0.363	0.113	0.138	2.619
SD7	SPT3	8.15	16	20.4	0.935	21	3.778	1.086	21.60	0.236	1.930	0.456	0.113	0.132	3.446
SD7	SPT4	10.60	19	20.4	0.892	20	3.615	1.079	22.97	0.257	1.930	0.495	0.113	0.130	3.808
A1-S19	SPT2	6.30	20	20.4	0.955	20	3.615	1.079	28.72	0.398	1.930	0.768	0.113	0.135	5.681
SD8	SPT3	6.15	12	20.4	0.956	20	3.615	1.079	18.93	0.202	1.930	0.391	0.113	0.135	2.886
SD8	SPT4	8.15	13	20.4	0.935	89	5.000	1.200	21.00	0.228	1.930	0.441	0.113	0.132	3.327
SD8	SPT5	11.15	12	20.4	0.879	20	3.615	1.079	15.56	0.166	1.930	0.320	0.113	0.129	2.484
SD8	SPT6	13.25	8	20.4	0.819	27	4.479	1.130	12.13	0.132	1.930	0.255	0.113	0.124	2.058
SD8	SPT7	16.15	21	20.4	0.723	20	3.615	1.079	20.97	0.228	1.930	0.440	0.113	0.115	3.818
SD8	SPT8	19.75	23	20.4	0.623	57	5.000	1.200	24.11	0.275	1.930	0.531	0.113	0.104	5.101
SD9	SPT4	9.25	21	20.4	0.919	20	3.615	1.079	26.58	0.327	1.930	0.631	0.113	0.130	4.853
SD9	SPT5	10.95	22	20.4	0.884	78	5.000	1.200	29.57	0.440	1.930	0.850	0.113	0.131	6.511

Sondaggio	Campione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
SD9	SPT6	13.70	16	20.4	0.804	20	3.615	1.079	17.95	0.191	1.930	0.369	0.113	0.123	3.000
SD9	SPT7	15.80	26	20.4	0.734	76	5.000	1.200	29.12	0.416	1.930	0.803	0.113	0.119	6.764
SD9	SPT8	18.70	18	20.4	0.648	49	5.000	1.200	20.35	0.220	1.930	0.424	0.113	0.106	4.011
SD10	SPT1	1.65	10	20.4	0.989	20	3.615	1.079	17.38	0.185	1.930	0.357	0.113	0.140	2.549
SD10	SPT2	4.95	15	20.4	0.966	93	5.000	1.200	28.74	0.398	1.930	0.769	0.113	0.137	5.624
SD10	SPT3	7.85	5	20.4	0.939	20	3.615	1.079	9.26	0.107	1.930	0.206	0.113	0.133	1.548
SD10	SPT4	12.15	21	20.4	0.852	15	2.498	1.048	21.94	0.241	1.930	0.465	0.113	0.128	3.630
SD11	SPT1	1.95	11	20.4	0.987	94	5.000	1.200	22.95	0.256	1.930	0.494	0.136	0.168	2.941
SD11	SPT2	3.40	12	20.4	0.977	20	3.615	1.079	22.24	0.245	1.930	0.474	0.136	0.166	2.846
SD11	SPT3	5.75	12	20.4	0.960	61	5.000	1.200	22.61	0.251	1.930	0.484	0.136	0.164	2.962
SD11	SPT4	8.65	11	20.4	0.928	20	3.615	1.079	15.43	0.164	1.930	0.317	0.136	0.158	2.006
SD11	SPT5	9.75	9	20.4	0.910	19	3.434	1.073	12.96	0.140	1.930	0.271	0.136	0.156	1.735
SD11	SPT6	11.15	8	20.4	0.879	20	3.615	1.079	11.58	0.127	1.930	0.246	0.136	0.155	1.587
SD11	SPT7	12.65	7	20.4	0.837	25	4.289	1.115	11.05	0.122	1.930	0.236	0.136	0.151	1.561
SD11	SPT8	14.45	11	20.4	0.779	20	3.615	1.079	13.23	0.143	1.930	0.275	0.136	0.145	1.904
SD11	SPT9	16.15	21	20.4	0.723	71	5.000	1.200	24.30	0.279	1.930	0.538	0.136	0.140	3.844

Sondaggio	Campione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
SD12	SPT3	7.65	16	20.4	0.941	20	3.615	1.079	21.90	0.241	1.930	0.464	0.113	0.133	3.484
SD12	SPT4	11.45	12	20.4	0.871	54	5.000	1.200	18.11	0.193	1.930	0.373	0.113	0.129	2.893
SD12	SPT5-CRE	13.65	14	20.4	0.806	20	3.615	1.079	16.21	0.172	1.930	0.333	0.113	0.123	2.707
SD12	SPT6	15.15	19	20.4	0.756	30	4.706	1.154	22.05	0.243	1.930	0.468	0.113	0.119	3.927
SD12	SPT7-CRG	16.75	11	20.4	0.704	20	3.615	1.079	12.54	0.136	1.930	0.263	0.113	0.112	2.351
SD12	SPT8	19.85	10	20.4	0.621	61	5.000	1.200	13.29	0.143	1.930	0.277	0.113	0.102	2.708
SD13	SPT15-CRR	1.45	8	20.4	0.991	42	5.000	1.200	17.24	0.183	1.930	0.354	0.104	0.129	2.743
SD13	SPT1	3.15	10	20.4	0.978	20	3.615	1.079	19.21	0.206	1.930	0.397	0.104	0.127	3.117
SD13	SPT2-CRB	5.75	8	20.4	0.960	74	5.000	1.200	16.74	0.178	1.930	0.344	0.104	0.125	2.748
SD13	SPT3	7.55	7	20.4	0.943	20	3.615	1.079	11.67	0.128	1.930	0.247	0.104	0.123	2.013
SD13	SPT4-CRD	10.15	10	20.4	0.902	46	5.000	1.200	16.60	0.177	1.930	0.341	0.104	0.119	2.856
SD13	SPT5	12.95	11	20.4	0.828	20	3.615	1.079	13.77	0.148	1.930	0.286	0.104	0.115	2.483
SD13	SPT6-CRF	14.75	8	20.4	0.769	45	5.000	1.200	12.69	0.138	1.930	0.266	0.104	0.110	2.423
A1-S18	SPT2	6.70	15	20.4	0.951	20	3.615	1.079	21.88	0.240	1.930	0.464	0.083	0.099	4.689
SD14	SPT1	1.65	13	20.4	0.989	20	3.615	1.079	21.51	0.235	1.930	0.454	0.104	0.129	3.521
SD14	SPT2	3.15	11	20.4	0.978	32	4.828	1.171	23.44	0.264	1.930	0.510	0.104	0.127	3.997

Sondaggio	Campione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
SD14	SPT3	6.15	14	20.4	0.956	20	3.615	1.079	21.48	0.235	1.930	0.453	0.104	0.125	3.635
SD14	SPT4	9.65	14	20.4	0.912	22	3.925	1.093	19.10	0.205	1.930	0.395	0.104	0.119	3.309
SD14	SPT5	11.05	16	20.4	0.882	20	3.615	1.079	19.62	0.211	1.930	0.407	0.104	0.119	3.414
SD14	SPT6	13.15	14	20.4	0.822	33	4.882	1.180	18.90	0.202	1.930	0.390	0.104	0.115	3.387
SD14	SPT8	17.75	24	20.4	0.674	58	5.000	1.200	26.04	0.314	1.930	0.606	0.104	0.102	5.930
SD14	SPT9	21.15	13	20.4	0.595	20	3.615	1.079	13.00	0.141	1.930	0.271	0.104	0.091	2.976
SD15	SPT1	1.65	8	20.4	0.989	20	3.615	1.079	14.62	0.156	1.930	0.302	0.125	0.155	1.948
SD15	SPT2	4.25	12	20.4	0.971	34	4.931	1.188	23.10	0.259	1.930	0.499	0.125	0.152	3.283
SD15	SPT3	5.95	12	20.4	0.958	20	3.615	1.079	19.18	0.205	1.930	0.397	0.125	0.150	2.643
SD15	SPT4	9.15	20	20.4	0.920	35	5.000	1.200	29.45	0.433	1.930	0.836	0.125	0.144	5.799
SD15	SPT5	12.15	20	20.4	0.852	20	3.615	1.079	22.69	0.252	1.930	0.487	0.125	0.142	3.427
SD15	SPT6	13.65	18	20.4	0.806	28	4.562	1.138	21.63	0.237	1.930	0.457	0.125	0.138	3.323
SD15	SPT7	16.85	23	20.4	0.701	20	3.615	1.079	22.23	0.245	1.930	0.473	0.125	0.125	3.787
SD15	SPT8	21.45	9	20.4	0.590	35	5.000	1.200	12.17	0.133	1.930	0.256	0.125	0.109	2.353
C-SD21	SPT1	1.80	6	20.4	0.988	20	3.615	1.079	12.42	0.135	1.930	0.261	0.125	0.155	1.685
C-SD21	SPT2	3.30	7	20.4	0.977	20	3.615	1.079	14.53	0.155	1.930	0.300	0.125	0.153	1.959

Sondaggio	Campione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
C-SD21	SPT3	4.80	14	20.4	0.967	20	3.615	1.079	23.75	0.269	1.930	0.519	0.125	0.151	3.432
C-SD21	SPT4	6.30	12	20.4	0.955	20	3.615	1.079	18.68	0.200	1.930	0.385	0.125	0.149	2.577
C-SD21	SPT6	9.30	11	20.4	0.918	20	3.615	1.079	15.58	0.166	1.930	0.320	0.125	0.144	2.229
C-SD21	SPT7	12.30	13	20.4	0.848	20	3.615	1.079	15.91	0.169	1.930	0.327	0.125	0.140	2.333
C-SD21	SPT8	15.30	17	20.4	0.751	20	3.615	1.079	18.03	0.192	1.930	0.371	0.125	0.130	2.858
C-SD21	SPT9	18.30	21	20.4	0.659	20	3.615	1.079	19.90	0.214	1.930	0.413	0.125	0.118	3.495
C-SD21	SPT10	21.30	18	20.4	0.593	20	3.615	1.079	16.58	0.176	1.930	0.340	0.125	0.109	3.113
C-SD21	SPT11	24.30	21	20.4	0.549	20	3.615	1.079	17.77	0.189	1.930	0.365	0.125	0.104	3.514
C-SD21	SPT12	27.30	36	20.4	0.520	20	3.615	1.079	26.51	0.325	1.930	0.628	0.125	0.103	6.126
C-SD21	SPT13	30.30	38	20.4	0.500	20	3.615	1.079	26.55	0.326	1.930	0.630	0.125	0.100	6.301
C-SD21	SPT14	33.3	42	20.4	0.5	20	3.615	1.079	27.79	0.362	1.93	0.700	0.125	0.102	6.859
SD16	SPT1	1.55	8	20.4	0.990	37	5.000	1.200	17.24	0.183	1.930	0.354	0.125	0.155	2.284
SD16	SPT3	6.15	14	20.4	0.956	74	5.000	1.200	24.86	0.289	1.930	0.558	0.125	0.150	3.725
SD16	SPT4	7.85	12	20.4	0.939	20	3.615	1.079	17.15	0.182	1.930	0.352	0.125	0.147	2.395
SD16	SPT5	10.95	15	20.4	0.884	78	5.000	1.200	21.75	0.239	1.930	0.460	0.125	0.144	3.207
SD16	SPT6	12.45	12	20.4	0.843	20	3.615	1.079	14.92	0.159	1.930	0.307	0.125	0.140	2.201

Sondaggio	Campione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ _n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
SD16	SPT7	19.15	21	20.4	0.637	27	4.479	1.130	21.17	0.230	1.930	0.445	0.125	0.116	3.836
SD16	SPT8	20.15	15	20.4	0.615	20	3.615	1.079	14.71	0.157	1.930	0.303	0.125	0.112	2.706
SD16	SPT9	23.15	27	20.4	0.564	14	2.205	1.042	20.20	0.218	1.930	0.421	0.125	0.106	3.981
SD16	SPT10	27.15	13	20.4	0.522	20	3.615	1.079	11.90	0.130	1.930	0.251	0.125	0.101	2.492
SD16	SPT11	32.15	17	20.4	0.500	55	5.000	1.200	16.06	0.171	1.930	0.330	0.125	0.100	3.300
SD17	SPT1	1.35	14	20.4	0.992	81	5.000	1.200	26.42	0.323	1.930	0.624	0.104	0.129	4.828
SD17	SPT3	4.65	13	20.4	0.968	0	0.000	1.000	15.83	0.169	1.930	0.325	0.104	0.126	2.579
SD17	SPT4	6.15	15	20.4	0.956	22	3.925	1.093	23.31	0.262	1.930	0.505	0.104	0.125	4.055
SD17	SPT5	8.15	16	20.4	0.935	20	3.615	1.079	21.33	0.233	1.930	0.449	0.104	0.122	3.685
SD17	SPT6	12.15	19	20.4	0.852	94	5.000	1.200	25.14	0.295	1.930	0.569	0.104	0.119	4.799
SD19	SPT1	1.65	12	20.4	0.989	62	5.000	1.200	23.36	0.263	1.930	0.507	0.104	0.129	3.934
SD20	SPT5	11.15	22	20.4	0.879	78	5.000	1.200	29.35	0.428	1.930	0.826	0.097	0.112	7.376
SD20	SPT8-CRI	19.50	24	20.4	0.629	86	5.000	1.200	25.09	0.294	1.930	0.567	0.097	0.090	6.268
SD20	SPT9	22.15	27	20.4	0.578	40	5.000	1.200	26.18	0.317	1.930	0.612	0.097	0.085	7.183
SD22	SPT6	12.30	21	20.4	0.848	29	4.637	1.146	25.73	0.307	1.930	0.592	0.097	0.110	5.371
C-SD20	SPT2	4.80	17	20.4	0.967	20	3.615	1.079	28.07	0.372	1.930	0.718	0.097	0.117	6.112

Sondaggio	Campione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
C-SD20	SPT3	6.30	9	20.4	0.955	20	3.615	1.079	14.91	0.159	1.930	0.307	0.097	0.116	2.648
C-SD20	SPT4	7.80	12	20.4	0.940	38	5.000	1.200	20.05	0.216	1.930	0.417	0.097	0.114	3.654
C-SD20	SPT5	9.80	13	20.4	0.909	20	3.615	1.079	17.39	0.185	1.930	0.357	0.097	0.111	3.209
C-SD20	SPT6	10.80	11	20.4	0.888	20	3.615	1.079	14.72	0.157	1.930	0.303	0.097	0.111	2.739
B1-S20	SPT2	8.80	23	20.4	0.926	20	3.615	1.079	29.33	0.427	1.930	0.824	0.097	0.112	7.327
SD24	SPT1-CRA	1.55	12	20.4	0.990	74	5.000	1.200	23.36	0.263	1.930	0.507	0.097	0.120	4.214
SD24	SPT4	7.65	22	20.4	0.941	20	3.615	1.079	28.76	0.399	1.930	0.771	0.097	0.114	6.737
SD24	SPT5-CRF	10.45	12	20.4	0.895	24	4.179	1.108	16.84	0.179	1.930	0.346	0.097	0.111	3.109
SD24	CRG - SPT6	14.15	22	20.4	0.789	20	3.615	1.079	23.05	0.258	1.930	0.497	0.097	0.106	4.707
SD24	SPT7	15.75	21	20.4	0.736	67	5.000	1.200	24.54	0.283	1.930	0.546	0.097	0.101	5.404
SD24	SPT8-CRI	19.65	24	20.4	0.626	20	3.615	1.079	21.60	0.236	1.930	0.456	0.097	0.089	5.132
SD24	SPT9	23.15	24	20.4	0.564	67	5.000	1.200	23.41	0.264	1.930	0.509	0.097	0.083	6.141
4/1 SD1	SPT1-CR1	1.80	5	20.4	0.988	88	5.000	1.200	13.16	0.142	1.930	0.274	0.116	0.144	1.909
4/1 SD1	SPT2	3.30	7	20.4	0.977	48	5.000	1.200	17.14	0.182	1.930	0.352	0.116	0.142	2.477
4/1 SD1	SPT4	6.30	8	20.4	0.955	83	5.000	1.200	16.17	0.172	1.930	0.332	0.116	0.139	2.393
4/1 SD1	SPT6	9.30	3	20.4	0.918	72	5.000	1.200	8.63	0.101	1.930	0.195	0.116	0.133	1.465

Sondaggio	Campione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
4/1 SD1	SPT7-CR7	10.80	17	20.4	0.888	67	5.000	1.200	24.08	0.275	1.930	0.530	0.116	0.133	3.972
4/1 SD1	SPT8	12.60	13	20.4	0.839	20	3.615	1.079	15.76	0.168	1.930	0.324	0.116	0.129	2.507
4/1 SD1	SPT9-CR9	15.30	23	20.4	0.751	79	5.000	1.200	26.68	0.330	1.930	0.637	0.116	0.123	5.173
4/1 SD1	SPT10	17.60	27	20.4	0.678	64	5.000	1.200	28.73	0.398	1.930	0.768	0.116	0.115	6.670
4/1 SD2	SPT1	1.80	2	20.4	0.988	97	5.000	1.200	8.26	0.098	1.930	0.189	0.116	0.144	1.319
4/1 SD2	SPT2	3.30	2	20.4	0.977	83	5.000	1.200	8.47	0.100	1.930	0.193	0.116	0.142	1.357
4/1 SD2	SPT3	5.30	15	20.4	0.963	94	5.000	1.200	27.82	0.364	1.930	0.702	0.116	0.140	5.015
4/1 SD2	SPT4	6.30	9	20.4	0.955	74	5.000	1.200	17.56	0.187	1.930	0.361	0.116	0.139	2.601
4/1 SD2	SPT5	7.80	4	20.4	0.940	30	4.706	1.154	9.53	0.109	1.930	0.210	0.116	0.136	1.542
4/1 SD2	SPT6	12.30	3	20.4	0.848	42	5.000	1.200	8.15	0.097	1.930	0.188	0.116	0.130	1.445
4/1 SD2	SPT7	18.30	5	20.4	0.659	91	5.000	1.200	9.31	0.107	1.930	0.207	0.116	0.109	1.892

8. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

8.1 Generalità

I criteri d'interpretazione delle indagini geotecniche, descritti nei paragrafi seguenti, tengono conto del fatto che lungo il tracciato autostradale in esame si rinvennero fondamentalmente depositi limoso-argillosi, limoso-sabbiosi e sabbiosi, olocenici (H1b), pleistocenici (Qt1d), argille limose e limi argillosi debolmente sabbiosi olocenici (H1a e H1a1), calcare paleocenico/eocenico (ACCa) e formazioni rocciose appartenenti alle unità tettoniche toscane (MAC, STO3, CRA, MAC) nell'ambito dei quali sono stati effettuati (vedi il capitolo 4):

- sondaggi geotecnici con prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati;
- prove penetrometriche dinamiche SPT in foro;
- prove di permeabilità Lefranc in foro, a carico variabile o costante;
- prove di permeabilità Lugeon in roccia
- pozzetti stratigrafici con misura delle densità in sito e prove di carico su piastra;
- prove di laboratorio di classificazione, di resistenza e di deformabilità sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati nei fori di sondaggio e nei pozzetti.

Nel paragrafo 8.2 vengono descritti i criteri per la caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana grossa; il paragrafo 8.3 riguarda invece i terreni a grana fine.

L'individuazione del tipo di terreno, e quindi la scelta del metodo di caratterizzazione geotecnica da utilizzarsi, viene fatta principalmente sulla base:

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

8.2 Materiali a grana grossa

Lungo il Lotto in oggetto i materiali a grana grossa sono essenzialmente costituiti da sabbie, sabbie limose e sabbie con limo (considerando tra i materiali a

grana grossa le sabbie con limo caratterizzate da percentuali di fine, Limo + Argilla, inferiori al 35%); solo localmente si sono incontrati livelli sabbiosi con percentuali di ghiaie superiori al 25%.

In conseguenza del fatto che nei terreni a grana grossa risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica di tali terreni è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in situ e delle prove di laboratorio di classificazione effettuate su campioni rimaneggiati.

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

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

8.2.1 Stato iniziale del deposito

Lo stato iniziale del deposito è definito in termini di:

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

Indicazioni sulle tensioni geostatiche e sulla storia tensionale possono essere ricavate dagli studi di carattere geologico.

In questa sede si faranno le seguenti ipotesi:

- I livelli prettamente sabbiosi non sono mai stati soggetti a pressioni litostatiche superiori a quelle attuali; essi verranno trattati pertanto come depositi normalmente consolidati, caratterizzati da un coefficiente di spinta a riposo $k_0 = (1 - \sin \phi') = 0.4 \pm 0.5$.

Va rilevato che in tali depositi una leggera sovraconsolidazione potrebbe essere stata generata dai prelievi idrici ad uso agricolo ed industriale. Tuttavia le implicazioni connesse col considerare o non considerare gli effetti di tale leggera sovraconsolidazione risultano relativamente contenute e confinate

nell'ambito delle approssimazioni insite nell'interpretazione delle prove geotecniche in sito.

- I livelli di sabbie limose e sabbie con limo hanno subito storie desumibili dall'interpretazione delle prove di laboratorio sui campioni indisturbati, in accordo a quanto riportato nel paragrafo 8.3.2.

Le pressioni interstiziali vengono ricavate sulla base dei risultati della strumentazione (piezometri) messa in opera, nonché delle risultanze degli studi di carattere idrogeologico. Come già anticipato, in questa sede, ai fini della caratterizzazione geotecnica si farà riferimento orientativamente ai livelli di falda indicati nella Tabella 5.1.

L'indice dei vuoti in sito (e_o) e la densità relativa (D_r) possono essere ricavate, con una certa approssimazione, dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT come riportato nel paragrafo 8.2.2.

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

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

essendo:

e_{\max} = indice dei vuoti massimo del materiale (-)

e_{\min} = indice dei vuoti minimo del materiale (-)

e_o = indice dei vuoti in sito del materiale (-)

La valutazione di e_{\max} ed e_{\min} è normalmente effettuata in laboratorio facendo riferimento alle seguenti procedure:

- ASTM D4253 e D4254 per i materiali sabbiosi (Doc.Rif.[55] e [56]);
- [Kokusho & Tanaka](#) per i materiali ghiaiosi (Doc.Rif.[75]).

8.2.2 Densità relativa D_r

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

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

essendo:

A, B = costanti empiriche indicate nella Tabella 8.1

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

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

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

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

GSC = grado di sovraconsolidazione meccanico (-)

Tabella 8.1: Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27.5	27.5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43.3	21.7
Sabbie sovraconsolidate	27.5÷43.3	$(21.7 \div 27.5) \cdot \frac{1 + 2 \cdot (k_o)_{sc}}{1 + 2 \cdot (k_o)_{nc}}$

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

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

- $N_{SPT} = \frac{50}{a} \cdot 30$ se il rifiuto viene raggiunto nel primo tratto di 15 cm
- $N_{SPT} = \frac{50}{b} \cdot 30$ se il rifiuto viene raggiunto nel secondo tratto di 15 cm
- $N_{SPT} = N_2 + \frac{50}{c} \cdot 15$ se il rifiuto viene raggiunto nel terzo tratto di 15 cm

essendo (a), (b) e (c) gli affondamenti misurati (in centimetri) per un numero di colpi pari a 50, rispettivamente nel primo, secondo e terzo tratto di 15 cm.

Vengono inoltre scartati i valori (troppo bassi o troppo alti) che si scostano decisamente dalla linea di tendenza caratteristica per ciascuna formazione e/o tratta significativa.

8.2.3 Angolo di resistenza al taglio

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 $\sigma_{ff}' = 272$ kPa (°)

Q = fattore che dipende dalla composizione mineralogica e dalla forma delle particelle di sabbia (valore consigliato per particelle silicee = 10)

p_f' = $1.4 \cdot \sigma_{ff}'$ (vedi 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 (vedi Tabella 8.2) (°)

D_r = densità relativa (-)

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 8.3 (vedi ad esempio Youd, 1972; Stroud, 1988).

Tabella 8.2: Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

Condizioni di rottura	m (·)
Tipo prova triassiale di compressione ($\sigma_2' = \sigma_3'$)	3
Tipo prova triassiale in estensione o di deformazione piana ($\sigma_2' \neq \sigma_3'$)	5

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

Tabella 8.3: Valori dell'angolo di attrito φ_{cv} per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)

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

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

In questa sede l'interpretazione è stata effettuata in accordo con il metodo di [Bolton \(1986\)](#), assumendo:

$\varphi_{cv}' = 30^\circ$ per le sabbie
 $\varphi_{cv}' = 35^\circ$ per le sabbie e ghiaie
 $m = 3$

8.2.4 Deformabilità

8.2.4.1 Moduli elastici iniziali

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

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

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

essendo:

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

ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0.15 ÷ 0.20

v_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s

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

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

essendo:

$$C = 67.3$$

z = profondità dal p.c. in metri

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi Tabella 8.4)

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi Tabella 8.5)

Tabella 8.4: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A
(funzione dell'epoca geologica del deposito)

f_A	Olocene	Pleistocene
	1.0	1.3

Tabella 8.5: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G
(funzione della composizione granulometrica del deposito)

f_G	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini
	1.45	1.15	1.14	1.09	1.07

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

$$G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5} \quad (\text{kPa})$$

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

8.2.4.2 Moduli elastici “operativi”

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 8.2.4.1;
- 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 nella Figura 8.1 e Figura 8.2.

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 $1/3 \div 1/5$ di quelli iniziali E_0 ; i valori di modulo suddetti sono associabili a deformazioni indotte rispettivamente pari a circa $1.0 \cdot 10^{-3} \div 5.0 \cdot 10^{-3}$;
- nel calcolo dei cedimenti delle fondazioni i moduli di Young "operativi" E_{op2} sono pari a circa $1/5$ di quelli iniziali E_0 ; i valori di modulo suddetti sono associabili a fondazioni caratterizzate da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura > 3 e da cedimenti inferiori a $0.01 \cdot B$, essendo B la dimensione minore della fondazione;
- nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young "operativi" E_{op3} sono pari a circa $1/10$ di quelli iniziali E_0 oppure pari a quelli desumibili dalla correlazione empirica ([Jamiolkowski et al., 1988](#)):

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

$$E'_{25} = (52.5 - 35 \cdot D_r) \cdot N_{SPT} / 10 \text{ MPa} \quad \text{nel caso dei terreni sovraconsolidati}$$

essendo:

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

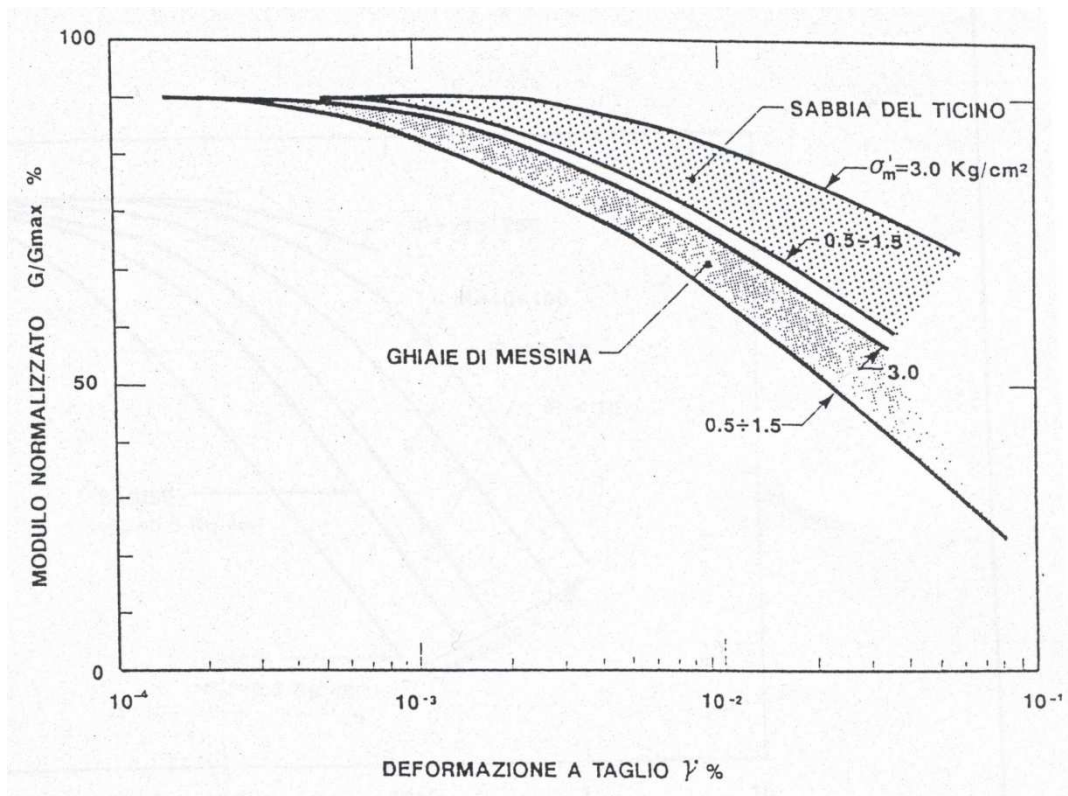
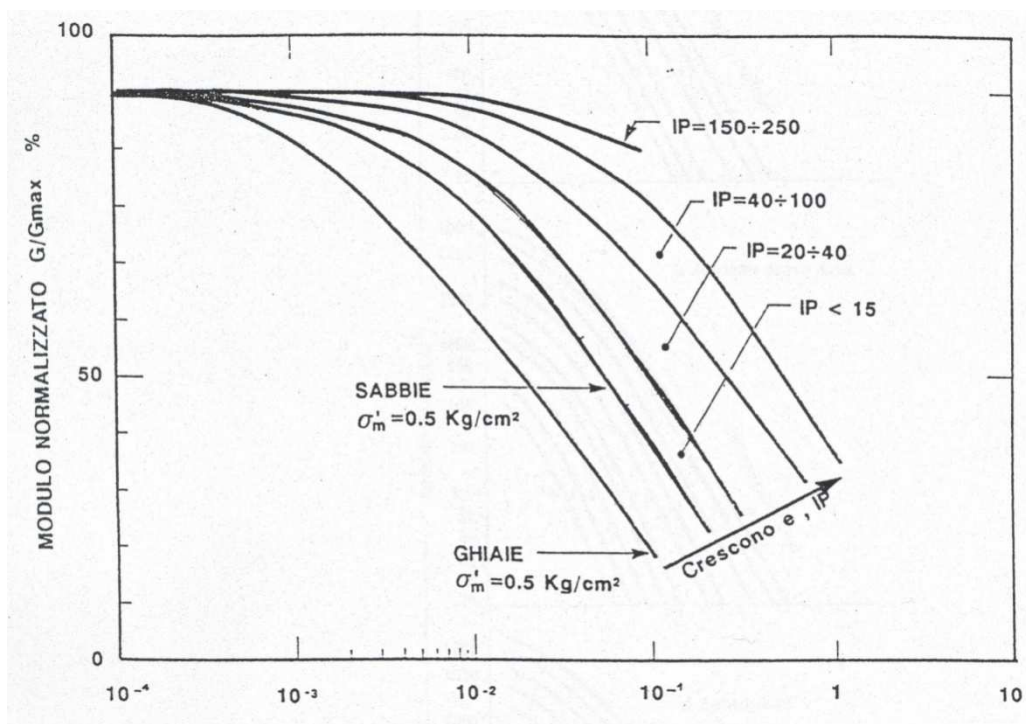
D_r = densità relativa espressa come frazione dell'unità;

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

Si rileva che:

- 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} .

Figura 8.1: Degrado del modulo G per terreni incoerentiFigura 8.2: Degrado del modulo G per vari tipi di terreno

8.2.4.3 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, possono essere valutati in accordo alla seguente espressione:

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

essendo:

k_{hi} = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale, riportato nella Tabella 8.6 (vedi [Reese et al, 1974](#) e [Elson, 1984](#)) (kN/m^3)

z = profondità dal piano campagna originario.

Tabella 8.6: Gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale secondo [Reese et al. \(1974\)](#) (vedi anche [Elson \(1984\)](#))

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

8.2.4.4 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità k sono determinabili dai risultati delle prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio; in alternativa possono essere stimati sulla base delle seguenti metodologie (vedi [Somerville, 1986](#)):

1. Utilizzo della Tabella 8.7.
2. Utilizzo della seguente procedura:
 - Valutazione del coefficiente di uniformità = D_{60}/D_{10} , essendo D_{60} il diametro corrispondente al 60% di passante e D_{10} il diametro corrispondente al 10% di passante;
 - Assegnazione del valore caratteristico di D_{50} , ovvero del diametro corrispondente al 50% di passante;
 - Utilizzo dei diagrammi riportati nella Figura 8.3.

Tabella 8.7: Stima dei coefficienti di permeabilità in base alla descrizione litologica

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

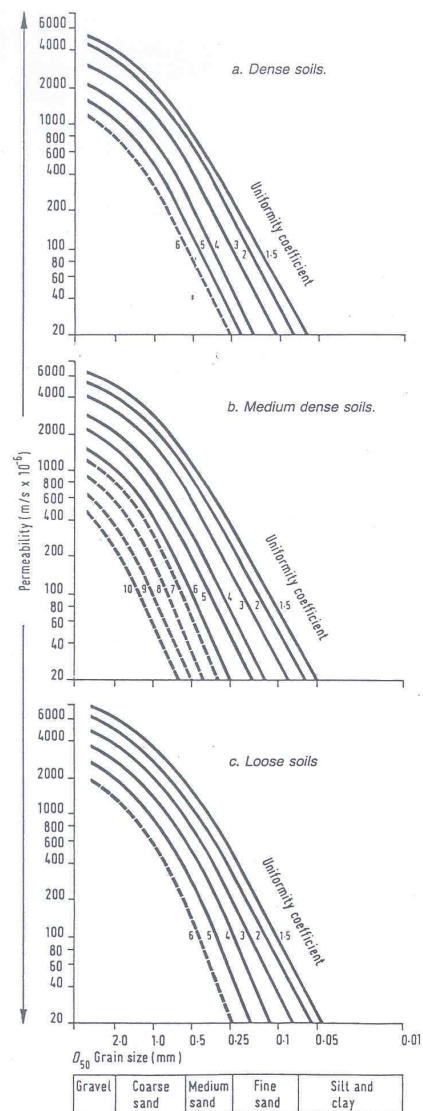


Figura 8.3: Coefficiente di permeabilità (k) in funzione del coefficiente di uniformità U ($U=D_{60}/D_{10}$) e del D_{50} (Sommerville, 1986)

8.3 Materiali a grana fine

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine è affidata sia all'interpretazione delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove in sito; sia le prove di laboratorio che le prove in sito sono state 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;
- i coefficienti di permeabilità.

8.3.1 **Classificazione**

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

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

Oltre alla classificazione convenzionale, sarà 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 l_{v_o} , e dalla pressione verticale efficace geostatica (σ'_{v_o}), rispetto alla curva di compressibilità intrinseca edometrica ($IC_{L_{oed}}$) definita da Burland (1990); quest'ultima è data dalla seguente equazione:

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

dove:

σ'_v = pressione verticale efficace corrente in kPa

L'indice dei vuoti normalizzato I_v può essere calcolato con la seguente equazione:

$$I_v = \frac{e^* - e_{100}^*}{C_c^*}$$

essendo:

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 $\sigma'_v = 100$ 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 $\sigma'_v = 1000$ kPa

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

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

$$I_{vo} = \frac{e_o - e_{100}^*}{C_c^*} = \text{indice dei vuoti iniziale normalizzato}$$

essendo:

e_o = rapporto dei vuoti iniziale del materiale.

Con riferimento anche a quanto indicato nella Figura 8.4 (vedi ad esempio anche [Nagaraj & Miura, 2001](#)) si ha che:

- Terreni caratterizzati da stati iniziali $(I_{vo})-(\sigma'_{vo})$ 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 $(I_{vo})-(\sigma'_{vo})$ 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 $(I_{vo})-(\sigma'_{vo})$ alla destra della curva ICL_{oed} (terreni tipo A) sono da considerare sottoconsolidati; 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:

1. I terreni tipo A, non appena vengono raggiunti determinati stati di sollecitazione di soglia critici, 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.
2. 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 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.
3. I terreni di tipo B1, non appena vengono raggiunti determinati stati di sollecitazione di soglia critici, 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.

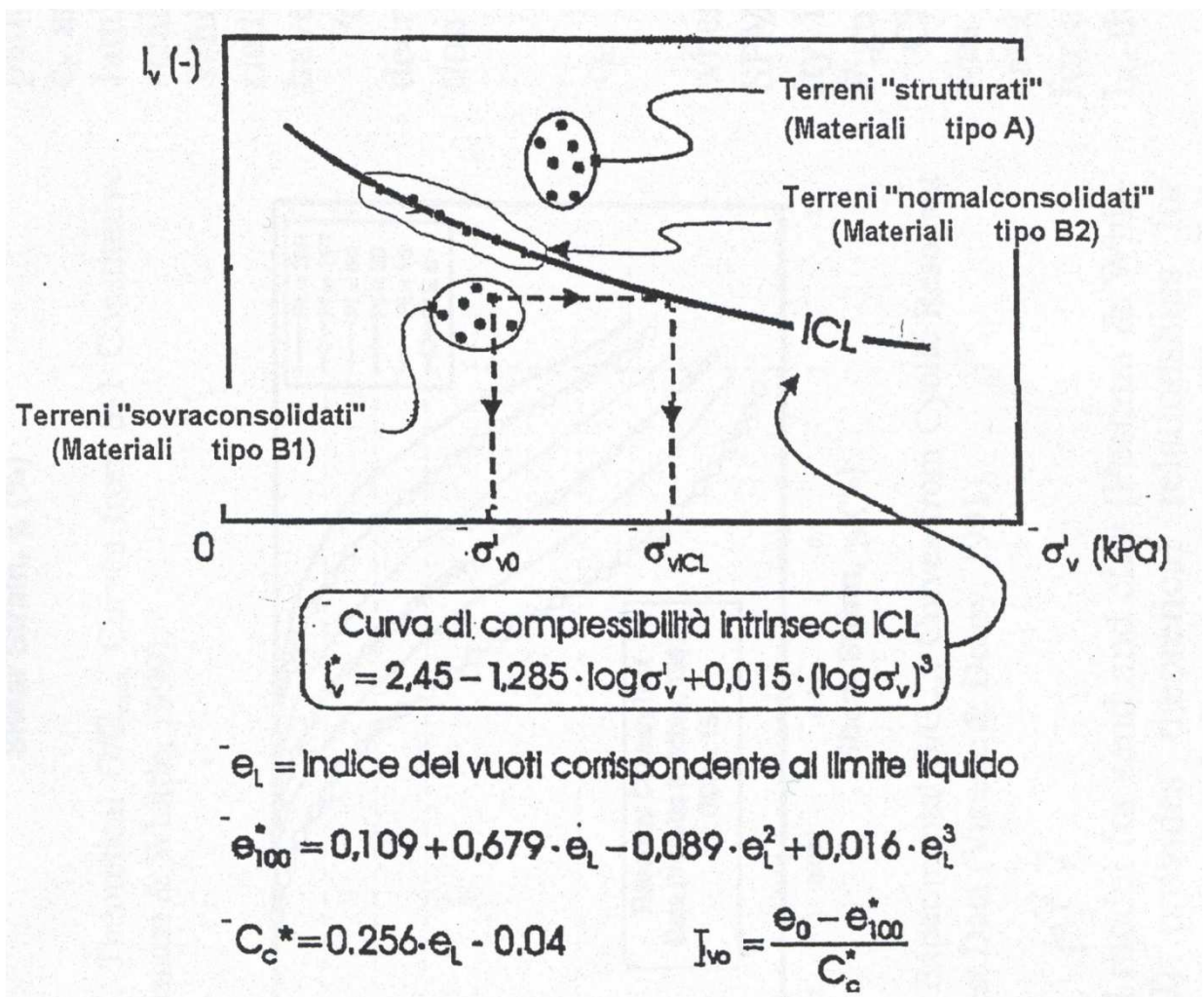


Figura 8.4: Diagramma di stato per i materiali a granulometria fine (limi e argille)

8.3.2 Stato iniziale del deposito

La valutazione dello stato tensionale iniziale sarà 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 paragrafo 8.3.1, lo stato tensionale in sito sarà stimato sulla base dei risultati in termini di grado di sovraconsolidazione meccanico ($GSC = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$) desumibili dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande.

Il coefficiente di spinta del terreno a riposo k_o sarà pertanto 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 $\sigma_{vp}' > \sigma_{vo}'$, 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:

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

8.3.3 Resistenza al taglio in condizioni non drenate

La resistenza al taglio non drenata c_u dei terreni limoso-argillosi saturi sarà valutata facendo riferimento sia ai risultati delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

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 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.

8.3.3.1 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.

8.3.3.2 Valutazione di c_u da prove SPT

Nel caso dei terreni limoso-argillosi a grana fine poco compatti 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 8.5 (NAVFAC, 1971). Nel caso di terreni a grana fine compatti, la resistenza al taglio non drenata c_u , associabile a quella di prove triassiali di compressione e carico, consolidate alle

tensioni efficaci geostatiche, sarà stimata adottando la correlazione empirica proposta da [Stroud \(1974\)](#) (vedi anche [Clayton, 1995](#)). In base a tale correlazione risulta quanto segue (vedi anche Figura 8.5):

$$c_u \cong (5.0 \div 5.5) \cdot N_{SPT} \quad (\text{kPa})$$

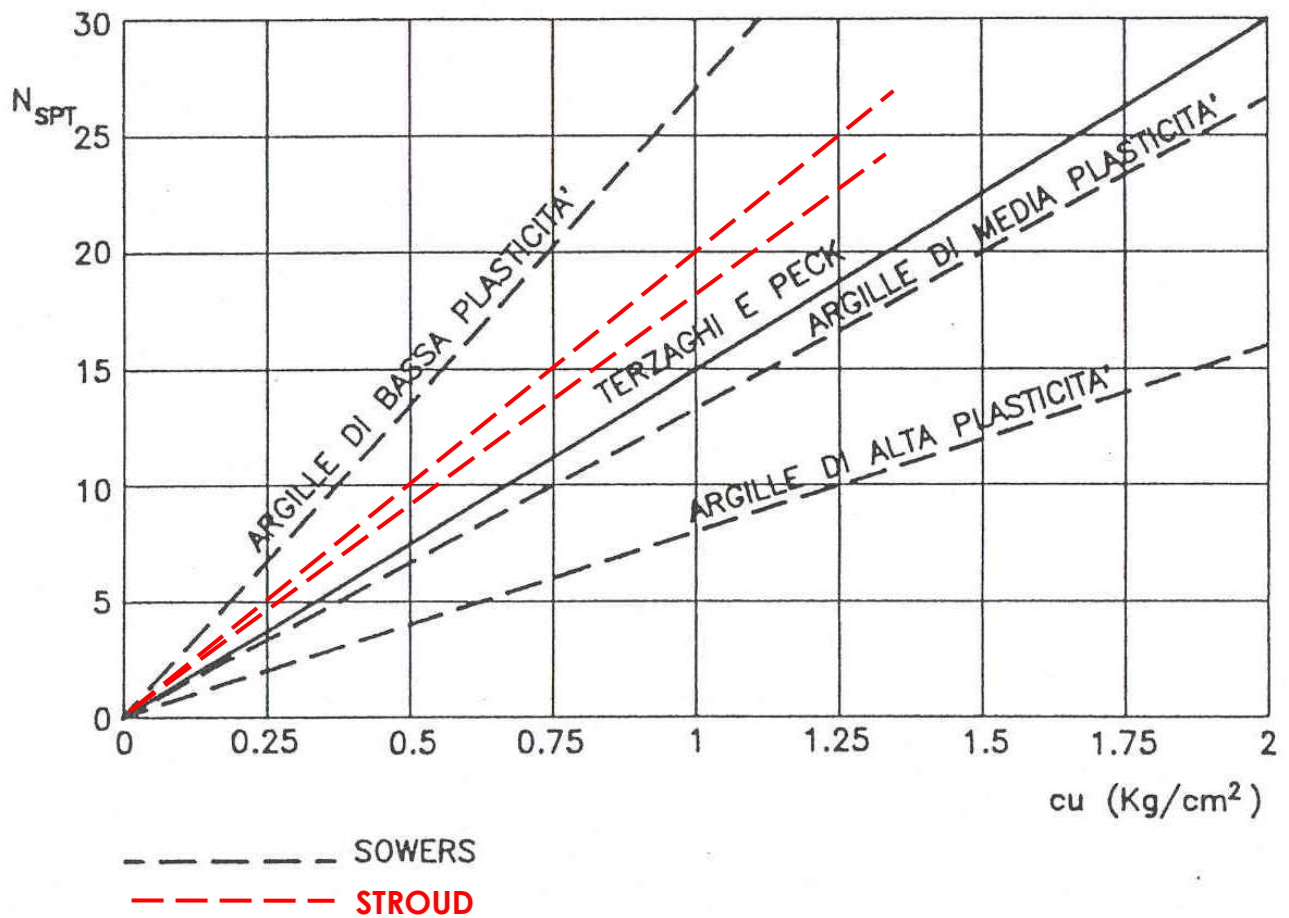


Figura 8.5: Correlazione N_{SPT} - c_u ([Navfac, 1971](#) e [Stroud, 1974](#))

8.3.4 Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

I parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci verranno determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio di taglio diretto (TD) e triassiali consolidate non drenate (TX-CIU) e drenate (TX-CID).

8.3.5 Deformabilità

8.3.5.1 Moduli elastici iniziali

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

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

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

essendo:

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

ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0.15 ÷ 0.20

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

La velocità di propagazione delle onde di taglio v_s può essere ricavata direttamente dalle prove geofisiche Cross-Hole; in assenza di misure dirette della velocità v_s si può comunque ricorrere alla correlazione di [Ohta e Goto \(1978\)](#) (vedi paragrafo 8.2.4), assumendo $f_G = 1.00$.

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

$$G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5} \quad (\text{kPa})$$

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

8.3.5.2 Moduli elastici “operativi” in condizioni drenate

Il comportamento dei terreni a grana fine risulta non lineare; i moduli elastici operativi equivalenti risultano infatti 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 8.3.5.1.
- 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 8.6.

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 $1/3 \div 1/5$ di quello iniziale E_0 .

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 necessariamente riferimento a modelli costitutivi elasto-plastici e/o elasto-visco-plastici ed ai risultati delle prove edometriche ad incremento di carico (ED-IL) in termini di coefficienti di compressione (C_c e C_r) e di coefficienti di consolidazione secondaria ($c_{\alpha\epsilon}$).

Per gli strati a grana fine tipo B1 e B2 (vedi Figura 8.4), qualora non fossero disponibili prove udometriche, gli indici di compressione (c_c e c_r) e di consolidazione secondaria (c_{α}), tutti parametri definiti in termini di variazione dell'indice dei vuoti, verranno stimati in questa fase progettuale sulla base delle seguenti espressioni:

- $c_c = 0.009 \cdot (LL-10)$ argille tenere (Terzaghi e Peck, 1967)
- $c_c = 0.010 \cdot (w_n-5)$ argille inorganiche (Azzouz et al., 1976)
- $c_c = 0.40 \cdot (e_0-0.25)$ argille inorganiche (Azzouz et al., 1976)
- $c_r = 0.2 \cdot c_c$
- $c_\alpha = (0.04 \pm 0.01) \cdot c_c$ argille inorganiche (Mesri e Choi, 1985)
- $c_\alpha = (0.05 \pm 0.01) \cdot c_c$ argille organiche (Mesri e Choi, 1985)

In sede di Progetto Esecutivo i valori ricavati in accordo alle espressioni di cui sopra dovranno essere verificati attraverso l'esecuzione di prove edometriche su campioni indisturbati che verranno prelevati dai sondaggi della campagna di indagine integrativa.

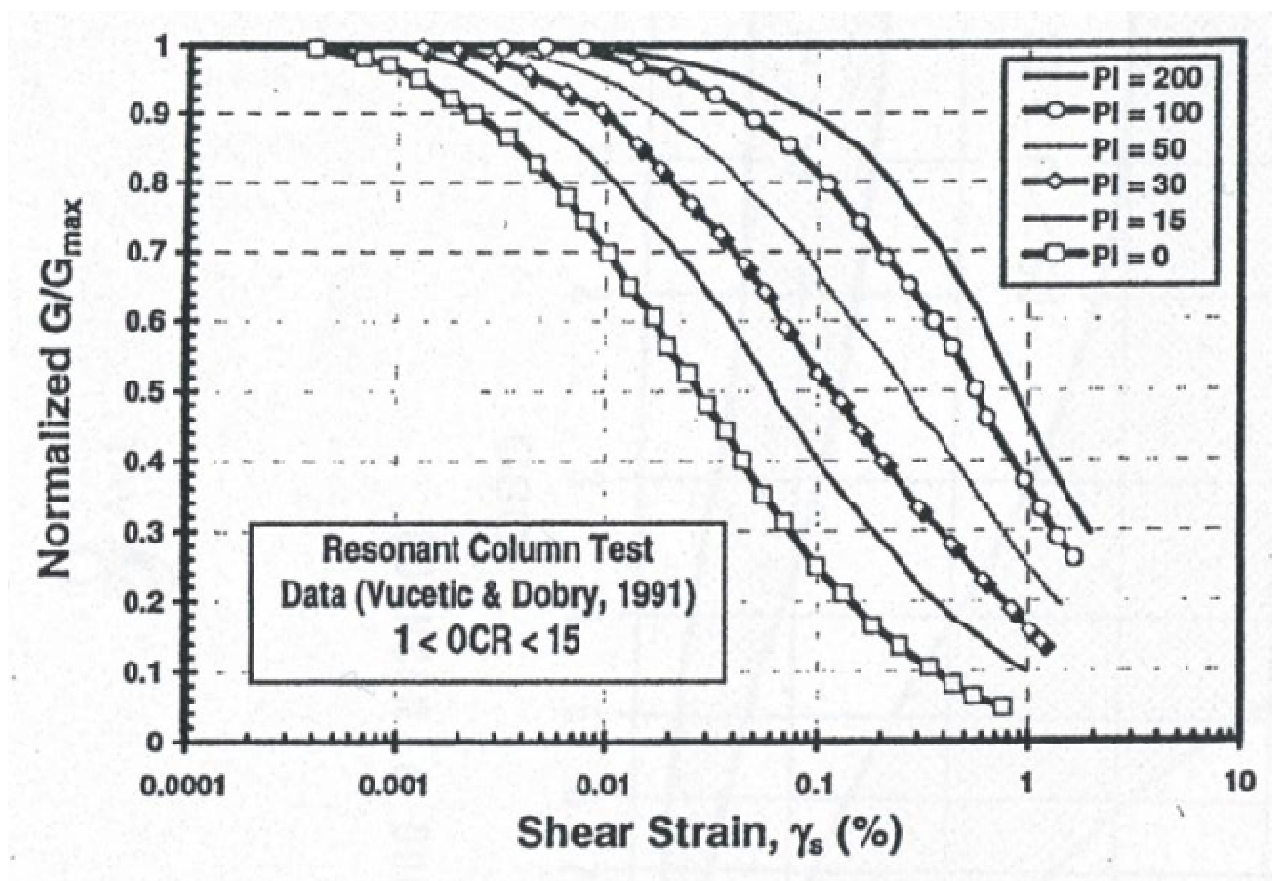


Figura 8.6: Curve sperimentali del rapporto G/G_{max} da prove di colonna risonante ciclica (Vucetic & Dobry, 1991)

8.3.5.3 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 \(1984\)](#)):

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

essendo:

c_u = resistenza al taglio non drenata determinata secondo i criteri di cui al paragrafo 8.3.3.

8.3.5.4 Coefficienti di permeabilità e di consolidazione primaria

Nella definizione delle caratteristiche di permeabilità si farà riferimento ai risultati delle prove di laboratorio (edometri), in corrispondenza di pressioni verticali efficaci pari a quella geostatica, ovvero in corrispondenza di indici dei vuoti pari a quelli iniziali e_o .

Volendo ricorrere a teorie di consolidazione non lineari, ove il coefficiente di permeabilità varia con l'indice dei vuoti corrente, potrà essere adottata la seguente espressione ([Tavenas et al., 1983a](#); [Tavenas et al., 1983b](#)):

$$\log k = \log k_o - \frac{e_o - e}{C_k}$$

essendo:

k = coefficiente di permeabilità corrente

k_o = coefficiente di permeabilità corrispondente all'indice dei vuoti iniziale e_o

e = indice dei vuoti corrente

$$C_k \approx 0.5 \cdot e_o$$

e_o = indice dei vuoti iniziale

Si rileva che:

- i valori ricavabili dalle prove edometriche si riferiscono a direzioni di flusso verticali, ovvero i coefficienti di permeabilità k sono quelli verticali k_v ;

- i coefficienti di permeabilità riportati nei certificati delle prove edometriche sono ottenuti applicando la teoria di consolidazione di Terzaghi; nel caso dei terreni tipo A (vedi Figura 8.4) l'applicazione della teoria di consolidazione di Terzaghi può condurre a risultati non corretti. In tali casi i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dall'applicazione della teoria di consolidazione di Terzaghi verranno confrontati con quelli ricavabili dalle seguenti correlazioni empiriche:

- **Rocchi, 2003:**

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

ossia:

$$k_v = 10^{\frac{\left(\log \frac{e}{e_L} - 1.22\right)}{0.19}}$$

essendo:

e = indice dei vuoti corrente

e_L = indice dei vuoti corrispondente al limite liquido

k_v = coefficiente di permeabilità verticale corrente in cm/s.

- **Feng, 1991:**

$$k_{v,o} = 6.54 \cdot 10^{-11} \cdot \left(\frac{e_o \cdot A}{A+1} \right)^4 \text{ m/s}$$

essendo:

e_0 = indice dei vuoti iniziale

$A = IP/CA =$ attività

$CA =$ contenuto di argilla

$IP =$ indice di plasticità

I coefficienti di consolidazione primaria c_v , applicabili a problemi di flusso in direzione verticale, utilizzabili, ove appropriato, nell'ambito di teorie di consolidazione convenzionali, saranno ricavati dalle prove di laboratorio (edometri).

8.4 **Formazioni rocciose**

8.4.1 **Generalità**

Lungo il lotto in oggetto si incontrano delle formazioni rocciose la maggior parte delle quali non sono affioranti. L'unico tratto di roccia affiorante, che potrebbe quindi interessare direttamente le opere d'arte in progetto, si trova in corrispondenza delle trincee TR03 e TR04 e viene denominata STO3, roccia calcarea appartenente alla Scaglia Toscana. Le altre formazioni rocciose sono arenarie quarzoso-feldspatiche, micacee e siltiti (MAC), calcare e calcare marnoso (CRA e MAS), argilliti e siltiti alternate a calcari e calcareniti (ACCa).

La caratterizzazione geotecnica di tali formazioni verrà fatta facendo tendenzialmente riferimento alla classificazione dell'ammasso roccioso proposta da Bieniawski (1989), allo schema concettuale di mezzo continuo (omogeneo o stratificato) e ai criteri di rottura proposti e aggiornati da Hoek & Brown a partire dal 1980.

In particolare:

1. Il parametro **RMR** "Rock Mass Rating" verrà stimato sulla base di quanto descritto nel paragrafo 8.4.2; il parametro **GSI** (Geological Strength Index) verrà valutato con la seguente espressione (vedi Sjoberg, 1997):
$$GSI = RMR_{89} - 5$$
2. L'involuppo delle resistenze dell'ammasso roccioso in condizioni "undisturbed" o "disturbed" verrà valutato sulla base di quanto riportato in Brown & Hoek (1988), Hoek & Brown (1988), Hoek, Kaiser & Bawden (1995), Hoek et al (2002) (vedi il paragrafo 8.4.3).

3. Le caratteristiche di deformabilità dell'ammasso roccioso verranno stimate sulla base di quanto riportato nel paragrafo 8.4.4.

8.4.2 Valutazione del parametro RMR_{89}

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

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

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

- Qualità della roccia RQD (**I2**)

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

- Spaziatura delle discontinuità (**I3**)

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

- Lunghezza delle discontinuità **(14)**

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

- Apertura delle discontinuità **(15)**

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

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

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

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

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

- Condizioni delle superfici di discontinuità in termini di alterazione **(18)**

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

Tendenzialmente nella valutazione di RMR_{189} :

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

8.4.3 Criteri di rottura

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

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

essendo:

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

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

D = coefficiente di disturbo

D = 0 per "undisturbed rock masses"

D = 1 per "disturbed rock masses"

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

$$GSI = RMR'_{89} - 5$$

RMR'89 = vedi il paragrafo 8.4.2

m_i = coefficiente relativo alla roccia intatta

σ_1' = tensione principale efficace maggiore

σ_3' = tensione principale efficace minore

σ_c = resistenza alla compressione semplice della roccia intatta.

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

1. In generale, per ogni litotipo il coefficiente m_i verrà valutato sulla base dei risultati di prove triassiali su provini di roccia intatta e di un criterio di rottura analogo a quello dell'ammasso roccioso, con GSI = 100, ossia

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \cdot \left(m_i \cdot \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^{0.5}$$

In mancanza di dati sperimentali si farà riferimento a quanto riportato nella Tabella 8.8.

Tabella 8.8: Coefficiente m_i relativo alla roccia intatta (Hoek, Kaiser e Bawden, 1995)Table 8.3: Values of the constant m_i for intact rock, by rock group. Note that values in parenthesis are estimates.

Rock type	Class	Group	Texture			
			Course	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerate (22)	Sandstone 19	Siltstone 9	Claystone 4
			← Greywacke (18) →			
	Non-Clastic	Organic	← Chalk 7 →			
			← Coal (8-21) →			
	Carbonate	Breccia (20)	Sparitic Limestone (10)	Micritic Limestone 8		
	Chemical		Gypstone 16	Anhydrite 13		
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9	Hornfels (19)	Quartzite 24	
	Slightly foliated		Migmatite (30)	Amphibolite 31	Mylonites (6)	
	Foliated*		Gneiss 33	Schists (10)	Phyllites (10)	Slate 9
IGNEOUS	Light		Granite 33		Rhyolite (16)	Obsidian (19)
			Granodiorite (30)		Dacite (17)	
	Dark		Diorite (28)		Andesite 19	
			Gabbro 27	Dolerite (19)	Basalt (17)	
		Norite 22				
	Extrusive pyroclastic type		Agglomerate (20)	Breccia (18)	Tuff (15)	

*These values are for intact rock specimens tested normal to foliation. The value of m_i will be significantly different if failure occurs along a foliation plane (Hoek, 1983).

- L'applicazione di criteri di rottura analoghi per la roccia intatta e per l'ammasso roccioso, ove l'unica differenza è rappresentata dal valore di GSI, implica che, per $m_i = 10$, il rapporto tra la resistenza a trazione e la resistenza a compressione semplice della roccia intatta, è pari a $\cong 1/m_i$.
- In presenza di ammassi rocciosi caratterizzati da marcata eterogeneità, ovvero da alternanza di strati competenti e di strati con caratteristiche geotecniche più scadenti, il valore di GSI valutato sulla base di RMR_{89} verrà messo a confronto anche con quello stimabile sulla base della carta proposta da Hoek et al. (1998) e da Marinos & Hoek (2000) per formazioni flyshoidi (vedi la Figura 8.7).

Alla resistenza alla compressione semplice σ_c ed al coefficiente m_i della roccia intatta verranno inoltre assegnati valori "pesati" in base a quanto riportato nella Tabella 8.9.

Tabella 8.9: Ammassi rocciosi eterogenei – Criteri di valutazione di σ_c e di m_i
(Hoek et al., 1998; Marinos & Hoek, 2000)

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

4. In accordo a Sjöberg (1997), ai termini "undisturbed" e "disturbed" verrà attribuito un significato legato anche alle modalità di utilizzo dei parametri di resistenza nelle analisi ingegneristiche; in particolare:

- Il criterio di rottura relativo alle "undisturbed rock masses" rappresenta la resistenza di picco dell'ammasso roccioso quando esso si trova in condizioni di pre-rottura.
- Il criterio di rottura relativo alle "disturbed rock masses" rappresenta la resistenza media disponibile lungo superfici di scivolamento critiche in condizioni di incipiente rottura; ricorrendo a terminologie proprie della meccanica dei terreni tale resistenza può essere denominata "softened".

Sotto tali presupposti, nei casi rappresentati da situazioni non caratterizzate da superfici di scivolamento di dissesti pregressi, si opererà come segue:

- In analisi di stabilità o di interazione terreno-struttura eseguite con metodi ove non è possibile riprodurre il comportamento "strain softening" si farà riferimento ai parametri dell'ammasso relativi alle condizioni "disturbed";

- In analisi di stabilità o di interazione terreno-struttura condotte con metodi in grado di riprodurre la caduta di resistenza tra condizioni di picco e condizioni "softened" verranno presi come riferimento sia il criterio di rottura relativo alle condizioni "undisturbed" che quello relativo alle condizioni "disturbed". Verranno inoltre ipotizzate diverse leggi di degrado dei parametri di resistenza, fra cui quella che contempla una repentina caduta di resistenza dalle condizioni di picco a quelle "softened".
5. I criteri di rottura espressi in termini di tensioni efficaci principali σ_1' e σ_3' possono essere trasformati in termini di tensioni di taglio τ e di tensioni efficaci normali alla superficie di rottura σ_n' . A tale proposito valgono le seguenti equazioni:

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

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

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

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

8.4.4 Caratteristiche di deformabilità

8.4.4.1 Moduli iniziali

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

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

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

essendo:

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

ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0.15 ÷ 0.20

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

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata direttamente dalle prove geofisiche in foro (down hole e cross hole).

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

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

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

8.4.4.2 Moduli "operativi"

I moduli di Young "operativi" E_{op} dell'ammasso roccioso, utilizzabili in analisi con modelli costitutivi elastico-lineari o elastico-lineari-plastici, possono essere

stimati sulla base delle seguenti espressioni (Bieniawski, 1978; Serafim & Pereira, 1983; Hoek et al., 2002):

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

$$E_{op} = 1000 \cdot \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{(GSI-10)/40} \quad \text{per } 10 < GSI < 50 \text{ e per } \sigma_c < 100 \text{ MPa.}$$

essendo:

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

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

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

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

Table 12. GSI estimates for heterogeneous rock masses such as flysch.

GSI FOR HETEROGENEOUS ROCK MASSES SUCH AS FLYSCH (Marinos, P and Hoek, E. 2000)		SURFACE CONDITIONS OF DISCONTINUITIES (Predominantly bedding planes)				
<p>From a description of the lithology, structure and surface conditions (particularly of the bedding planes), choose a box in the chart. Locate the position in the box that corresponds to the condition of the discontinuities and estimate the average value of GSI from the contours. Do not attempt to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than giving GSI = 35. Note that the Hoek-Brown criterion does not apply to structurally controlled failures. Where unfavourably oriented continuous weak planar discontinuities are present, these will dominate the behaviour of the rock mass. The strength of some rock masses is reduced by the presence of groundwater and this can be allowed for by a slight shift to the right in the columns for fair, poor and very poor conditions. Water pressure does not change the value of GSI and it is dealt with by using effective stress analysis.</p> <p>COMPOSITION AND STRUCTURE</p> <p>A. Thick bedded, very blocky sandstone. The effect of pelitic coatings on the bedding planes is minimized by the confinement of the rock mass. In shallow tunnels or slopes these bedding planes may cause structurally controlled instability.</p> <p>B. Sandstone with thin inter-layers of siltstone</p> <p>C. Sandstone and siltstone in similar amounts</p> <p>D. Siltstone or silty shale with sandstone layers</p> <p>E. Weak siltstone or clayey shale with sandstone layers</p> <p>F. Tectonically deformed, intensively folded/faulted, sheared clayey shale or siltstone with broken and deformed sandstone layers forming an almost chaotic structure</p> <p>G. Undisturbed silty or clayey shale with or without a few very thin sandstone layers</p> <p>H. Tectonically deformed silty or clayey shale forming a chaotic structure with pockets of clay. Thin layers of sandstone are transformed into small rock pieces.</p> <p>C, D, E and G - may be more or less folded than illustrated but this does not change the strength. Tectonic deformation, faulting and loss of continuity moves these categories to F and H.</p> <p>↑ : Means deformation after tectonic disturbance</p>		<p>VERY GOOD - Very rough, fresh unweathered surfaces</p> <p>GOOD - Rough, slightly weathered surfaces</p> <p>FAIR - Smooth, moderately weathered and altered surfaces</p> <p>POOR - Very smooth, occasionally slickensided surfaces with compact coatings or fillings with angular fragments</p> <p>VERY POOR - Very smooth slickensided or highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings</p>	<p>70</p> <p>60</p> <p>30</p> <p>20</p> <p>10</p>	<p>A</p> <p>B</p> <p>C</p> <p>D</p> <p>E</p> <p>F</p> <p>G</p> <p>H</p>		

Figura 8.7: Classificazione di ammassi rocciosi flyschoidi secondo Marinos & Hoek (2002)

9. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

9.1 Generalità

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

- degli studi geologici e geomorfologici (Doc.Rif.[1], [2], [3], [5] e [6]);
- dei profili longitudinali geotecnici (Doc.Rif.[7]);
- delle indagini geognostiche eseguite (Doc.Rif. [8], [9], [10], [11], [12], [13], [14], [15], [17], [18], [19], [19], [21], [22], [23], [23], [24], [25] e [26]);
- dell'interpretazione delle indagini in accordo ai criteri descritti nel capitolo 8.

Le formazioni individuate lungo il tracciato sono le seguenti:

- Qt1d → geologicamente ascrivibile a depositi fluviali, risalenti al Pleistocene superiore. I depositi in oggetto risultano costituiti da limi con argilla e/o sabbia, intercalati a livelli sabbioso-limosi e rari livelli sabbioso-ghiaiosi (ghiaie sotto forma di clasti tondeggianti millimetrici o centimetrici). É segnalata a livello geologico la presenza di calcinelli e concrezioni manganesifere nei suoli..
- H1a → geologicamente ascrivibile a depositi lagunari, risalenti all'Olocene. I depositi in oggetto risultano costituiti da argille limose, limi argillosi debolmente sabbiosi, di colori bruni e grigi, con possibili interlivelli sabbioso-limosi. Presenza locale di malacofaune di ambiente salmastro.
- H1a1 → geologicamente ascrivibile a depositi palustri, risalenti all'Olocene. I depositi in oggetto risultano costituiti da limi con argilla nerastra e grigi, talora sabbiosi, con elementi scuri e radici. Possibili intercalazioni di sabbie fini grigie con limi.
- H1b → geologicamente ascrivibile a depositi fluviali risalenti all'Olocene. I depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie fini limose, sabbie con limo,

sabbie con argilla, limi argillosi e/o sabbiosi, talora con clasti arrotondati eterogenei e ghiaie.

- a4 → geologicamente ascrivibile a depositi eluvio-colluviali, risalenti all'Olocene. I depositi in oggetto risultano costituiti da limi, limi argillosi talora debolmente sabbiosi e sabbie spesso limose talora con ghiaie minute e clasti millimetrici eterogenei. Colori frequentemente rossastri.
- ACCa → geologicamente ascrivibile alle Unità Tettoniche Sub-Liguri - Argille e calcari di Canetolo, risalenti al Paleocene-Eocene. I depositi in oggetto risultano costituiti da argilliti e siltiti alternate a calcari e calcareniti. Si distingue una litofacies argillitico calcarea (ACCa) con alternanza di argilliti prevalenti, siltiti e calcari micritici in strati per lo più sottili e medi.
- STO3 → geologicamente ascrivibile alle Unità Tettoniche Toscane - Unità di Collelungo - Scaglia Toscana (membro delle Calcareniti di Montegrossi, calcareniti a nummuliti), risalente al Cretaceo superiore-Eocene inferiore. I depositi in oggetto risultano costituiti da calcari con noduli e liste di selce, grigi, stratificati con interstrati pelitici, bancate calcarenitiche grossolane a macroforaminiferi. Livelli di brecciole con clasti di quarzo e selce
- MAC → geologicamente ascrivibile alle Unità Tettoniche Toscane - Unità di Collelungo - Macigno, risalenti all' Oligocene superiore - Miocene inferiore. I depositi in oggetto risultano costituiti da areniti quarzoso-feldspatiche, micacee e siltiti in strati da sottili a spessi, talora molto spessi, con granulometria da fine a medio-grossolana. Possibili fasce di alterazione caratterizzate da limi sabbiosi con trovanti arenitici beige e livelletti di siltiti alterate (4/2SD3)..
- CRA → geologicamente ascrivibile alle Unità Tettoniche Toscane - Unità dei monti dell'Uccellina - Calcarea rosso ammonitico, risalenti al Lias. I depositi in oggetto risultano costituiti da calcari e calcari marnosi stratificati alternati a sottili strati di marne, talora intercalato in filoni sedimentari all'interno di MAS.
- MAS → geologicamente ascrivibile alle Unità Tettoniche Toscane - Unità dei monti dell'Uccellina - Calcarea massiccio, risalenti al Lias. I depositi in oggetto

risultano costituiti da calcare massiccio grigio chiaro a grana fine e finissima, con una stratificazione per lo più indistinta

- VIL → geologicamente ascrivibile a depositi continentali, risalenti al Pliocene inferiore-medio. I depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie e sabbie co ciottoli poligenici alternate a conglomerati poligenici.
- V3 → geologicamente ascrivibile alle Unità Tettoniche Toscane - Unità della Valcareggia - Verrucano, risalente al pre-Retico. I depositi in oggetto risultano costituiti da quarzoareniti e quarzoruditi con livelli subordinati di peliti talora con colori violacei, con locali livelli carbonatici.

9.2 Principali successioni stratigrafiche

La successione stratigrafica con cui si rinvencono le formazioni descritte al precedente paragrafo è variabile lungo il tracciato del lotto in oggetto; di seguito si riportano i principali profili stratigrafici rappresentativi, rimandando ai profili geologici per i dettagli relativi alle singole situazioni locali che possono interessare:

- Da inizio Lotto al Km.1+200 ca.
Si rinvencono nell'ordine: H1b in spessori da 12 a 15 m ca. dal p.c.;
MAC fino alle massime profondità investigate.
- Dal Km.1+200 al Km.1+550 ca.
Si rinvencono nell'ordine: H1b in spessori da 10 a 13 m ca. dal p.c.;
Qt1d in spessori da 10 a 16 m;
ACCa in spessori da 3 a 5 m;
MAC fino alle massime profondità investigate.
In questa zona, il profilo geologico individua inoltre una faglia.
- Dal Km.1+550 al Km.2+600 ca.
Si rinvencono nell'ordine: H1b in spessori da 13 a 15 m ca. dal p.c. ⁽¹⁾;
Qt1d in spessori da 6 a 8 m;
ACCa fino alle massime profondità investigate.

⁽¹⁾ *Intorno al Km.2+600 si rinviene una lente di H1a a circa 5 m di profondità da piano campagna.*

- Dal Km.2+600 al Km.3+600 ca.

Si rinvengono nell'ordine: Qt1d fino alle massime profondità investigate;

- Dal Km.3+600 al Km.5+200 ca.

Si rinvengono nell'ordine: H1a1 in spessori da 10 a 15 m ca. dal p.c. ⁽²⁾;

Qt1d fino alle massime profondità investigate.

- Dal Km.5+200 al Km.6+250 ca.

Si rinvengono nell'ordine: Qt1d fino alle massime profondità investigate ⁽¹⁾.

⁽¹⁾ *Presenza locale della formazione STO3 oltre i 25 m da piano campagna intorno al Km.5+400 ca.*

- Dal Km.6+250 al Km.9+300 ca.

Si rinvengono nell'ordine: H1b in spessori da 5 a 10 m ca. dal p.c. ⁽¹⁾;

Qt1d fino alle massime profondità investigate ⁽²⁾.

⁽¹⁾ *Presenza locale della formazione H1a tra 10 m e 13 m da p.c. e della formazione CRA sotto i 15 m da p.c. al km. 9+150 ca.;*

⁽²⁾ *Presenza locale della formazione MAS sotto i 15 m da p.c. al km. 9+250 ca.;*

Rilevata la presenza di una faglia al km. 9+300 ca.

- Dal Km.9+300 al Km.9+850 ca.

Si rinvengono nell'ordine: a4 in spessori da 0 a 8 m ca. dal p.c.;

STO3 fino alle massime profondità investigate.

Rilevata la presenza di una faglia al km. 9+850 ca.

- Dal Km.9+850 al Km.10+900 ca.

Si rinvengono nell'ordine: a4 in spessori da 0 a 8 m ca. dal p.c.;

MAS fino alle massime profondità investigate ⁽¹⁾.

⁽¹⁾ *Presenza locale della formazione CRA tra 20 m e 25 m da p.c. al km. 10+350 ca.*

- Dal Km.10+900 al Km.11+600 ca.

Si rinvengono nell'ordine: Qt1d fino alle massime profondità investigate.

- Dal Km.11+600 al Km.12+050 ca.

Si rinvengono nell'ordine: Qt1d in spessori da 5 a 15 m ca. dal p.c.;
CRA fino alle massime profondità investigate.

Rilevata la presenza di una faglia al km. 12+050 ca.

- Dal Km.12+050 al Km.12+650 ca.

Si rinvengono nell'ordine: Qt1d in spessori da 0 a 15 m ca. dal p.c.;
STO3 fino alle massime profondità investigate.

Rilevata la presenza di una faglia al km. 12+650 ca.

- Dal Km.12+650 al Km.14+100 ca.

Si rinvengono nell'ordine: Qt1d fino alle massime profondità investigate ⁽¹⁾.

(1) Presenza locale delle formazioni ACCa, VILa e FAA nella zona vicino alla faglia a profondità variabili tra 5 e 25 m tra il km. 12+600 e il km. 13+300 ca.

- Dal Km.14+100 al Km.15+400 ca.

Si rinvengono nell'ordine: H1a1 in spessori da 10 a 20 m ca. dal p.c.;
Qt1d fino alle massime profondità investigate.

- Dal Km.15+400 ca. a fine lotto

Si rinvengono nell'ordine: H1a fino alle massime profondità investigate ⁽¹⁾.

(1) Il passaggio dalla formazione H1a1 alla H1a non è ben identificato.

9.3 Depositi fluviali Qt1d

La formazione Qt1d è un deposito quaternario e risulta geologicamente ascrivibile a depositi fluviali risalenti al Pleistocene superiore. Sulla base delle informazioni geologiche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie limose, limi sabbiosi, sabbie con ghiaia (ghiaia sotto forma di clasti tondeggianti millimetrici o centimetrici), ghiaia con sabbia.

La caratterizzazione geotecnica dei materiali a prevalente grana fine Qt1d è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione delle:

- prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati ed indisturbati prelevati dai sondaggi dell'indagine di Progetto Preliminare (fase A e fase C) e da quelli dell'indagine di Progetto Definitivo, i cui risultati sono sintetizzati nella Tabella 9.1;
- prove penetrometriche dinamiche SPT delle indagini di Progetto Preliminare (fase A, fase B e fase C) e di Progetto Definitivo;
- prove di permeabilità Lefranc delle indagini di Progetto Preliminare (fase C) e di Progetto Definitivo.

L'interpretazione delle prove in sito è stata effettuata considerando orientativamente i livelli di falda riportati in Tabella 5.1.

Il contenuto di fine dei materiali in oggetto (FC) è riportato nella Figura 9.33; l'analisi di tale figura conferma l'esistenza di una stratificazione dei depositi in oggetto, con strati a grana grossa ($FC < 35\%$) e strati a grana fine ($FC \geq 35\%$). L'effettiva presenza di strati a grana fine e/o grossa nell'ambito della formazione in oggetto dovrà essere verificata puntualmente in corrispondenza dei sondaggi di interesse

Nella Figura 9.34 sono riportate le resistenze N_{SPT} registrate nelle varie verticali di interesse, suddivise a seconda che il contenuto di fine ($FC = \% \text{ Limo} + \% \text{ Argilla}$) sia inferiore o superiore al 35%. I valori di N_{SPT} risultano variabili tra un valore minimo di 7 colpi/30 cm e valori massimi di 50 colpi/30cm; come intervallo caratteristico della formazione in oggetto si può assumere $10 \leq N_{SPT} \leq 25$ colpi/30 cm.

9.3.1 Caratteristiche fisiche

La formazione Qt1d in oggetto, per quanto attiene ai livelli limoso-argillosi, caratterizzati da percentuali di fine superiori al 35%, presenta la seguente composizione:

- sabbia = 2 ÷ 65%, mediamente 35%
- argilla = 13 ÷ 79%, mediamente 32%
- limo = 9 ÷ 50%, mediamente 30%

- ghiaia = 0 ÷ 24%, mediamente 3%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 35% ÷ 98%, mediamente 62%

Gli strati più sabbioso-limosi, aventi una percentuale di fine inferiore al 35%, presentano la seguente composizione:

- sabbia = 37 ÷ 74%, mediamente 56%
- ghiaia = 2 ÷ 36%, mediamente 19%
- limo = 6 ÷ 26%, mediamente 15%
- argilla = 0 ÷ 18%, mediamente 10%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 14% ÷ 34%, mediamente 25%

Il peso di volume naturale può essere assunto pari a $\gamma_n = 19\div 21.5 \text{ kN/m}^3$ (vedi Figura 9.3).

Le caratteristiche fisiche dei campioni di terreno indisturbati caratterizzati da una percentuale di fine maggiore del 35% sono riportate nelle seguenti figure:

- Figura 9.4: contenuto d'acqua
- Figura 9.6: limite liquido
- Figura 9.7: limite plastico
- Figura 9.10: indice dei vuoti
- Figura 9.8: carta di plasticità di Casagrande

Nella Figura 9.9 si riporta, sul piano di Burland (1990) $I_v\text{-}\log\sigma_{vo}'$, lo stato iniziale dei campioni di terreno indisturbati caratterizzati da una percentuale di fine maggiore del 35% e Limite Liquido superiore al 35%; nella stessa figura è tracciata anche la linea di compressibilità intrinseca edometrica IC_{Loed} . I terreni appartenenti alla formazione Qt1d, in accordo alla classificazione di Figura 8.4, risultano ascrivibili a terreni tipo B1, ossia risultano sovraconsolidati meccanicamente.

La densità relativa (D_r) degli strati sabbioso limosi, determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT risulta generalmente compresa nell'intervallo $D_r=35\div 70\%$ (vedi Figura 9.43). Si rileva che in presenza di sabbie con limo aventi

percentuale di fine inferiore al 35%, l'interpretazione delle prove SPT è stata effettuata facendo riferimento ai coefficienti empirici delle sabbie fini; le sabbie con limo e i limi argillosi o sabbiosi, ossia aventi percentuale di fine superiore al 35%, sono stati considerati come materiali coesivi.

9.3.2 Scelta del modello geotecnico di calcolo per gli strati a grana fine

Lo stato iniziale dei campioni di terreno indisturbati aventi $FC \geq 35\%$ ed $LL \geq 35\%$, rappresentato sul piano di Burland (1990) I_v - $\log \sigma_{vo}'$, si colloca al di sotto della linea di compressibilità intrinseca edometrica ICL_{oed} (Figura 8.4). I terreni a grana fine della formazione Qt1d risultano pertanto ascrivibili a terreni tipo B1 (Figura 9.9), ossia risultano sovraconsolidati meccanicamente.

In ragione di quanto sopra i calcoli geotecnici potranno essere effettuati utilizzando modelli geotecnici elasto-plastici.

9.3.3 Resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito (φ'), determinata dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT e dei valori di D_r sopra calcolati ed attribuibile ai livelli sabbiosi o sabbioso-limosi aventi $FC < 35\%$, ha fornito valori variabili nel range $\varphi' = 31^\circ \div 36^\circ$ (vedi la Figura 9.44), mentre l'angolo di attrito determinato da prove di taglio diretto eseguite su un campioni di sabbie argillose hanno fornito valori pari a $\varphi' = 34^\circ \div 39^\circ$; va precisato che angoli di attrito prossimi al limite superiore dell'intervallo sono dovuti a materiali con una rilevante percentuale di ghiaia.

Prove di taglio diretto su campioni di sabbie con argille fino ad argille limose hanno fornito valori pari a $c' = 5 \div 15$ kPa e $\varphi' = 21^\circ \div 26^\circ$ (vedi Figura 9.13).

Sulla base di quanto sopra, alla formazione Qt1d possono essere assegnati valori caratteristici dell'angolo di attrito nei range:

- $\varphi' = 32^\circ \div 36^\circ$ per le sabbie limose e sabbie con limo aventi $CF < 35\%$
- $\varphi' = 21^\circ \div 26^\circ$ e $c' = 5 \div 15$ kPa per le argille, argille limose e le sabbie con limo aventi $CF \geq 35\%$ e limi argillosi

I valori del parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate, determinati su campioni di limi argillosi e limi con sabbie aventi $FC > 35\%$, sono riportati nella Figura 9.16; nella stessa figura si riportano anche i valori di resistenza ricavati da prove di laboratorio del tipo TX-UU.

9.3.4 Deformabilità

Le velocità delle onde di taglio ricavate dall'interpretazione delle prove penetrometriche SPT sono riportati nella Figura 9.46.

I moduli di taglio iniziale (G_{01}), determinati a partire delle velocità calcolate in precedenza sono riportati nella Figura 9.47. In questa sede, a titolo cautelativo, i valori di G_{01} dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

$$G_{01} = 70000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.6} \quad \text{in kPa}$$

essendo:

p_a = pressione atmosferica di riferimento;

σ'_{v0} = pressione verticale efficace geostatica.

Con i presupposti indicati nel paragrafo 8.2.4, i moduli di Young operativi (E_{op1} ed E_{op2}), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di $(1/3 \div 1/5) \cdot E_0$, con E_0 calcolato in accordo al legame che intercorre tra E_0 e G_0 ed essendo:

$$G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0'} \right)^{0.5} \quad \text{in kPa}$$

dove p' è la pressione efficace media corrente e p_0' la pressione efficace media geostatica.

I moduli di Young operativi (E_{op1} , E_{op2} ed E_{op3}), possono essere valutati in accordo a quanto descritto nel paragrafo 8.2.4 a seconda del problema geotecnico da affrontare.

Per i livelli prettamente argillosi limosi il modulo iniziale G_0 può essere determinato anche sulla base di quanto riportato in Simpson et al. (1979), assumendo $G_0=500\div 700\cdot c_u$, essendo c_u il parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate in condizioni di compressione e carico. Si evidenzia che tale correlazione fornisce valori di G_0 inferiori a quelli desumibili dall'interpretazione delle prove SPT tramite la relazione di Ohta e Goto; si suggerisce pertanto di utilizzare, cautelativamente, la relazione di Simpson et al. (1979) in presenza di spessori metrici di terreni prettamente limoso-argillosi.

9.3.5 Permeabilità

Sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc (vedi **Tabella 5.2** e **Tabella 5.3**), ai livelli sabbiosi e sabbioso-limosi possono essere assegnati coefficienti di permeabilità dell'ordine $1\cdot 10^{-6}\div 3\cdot 10^{-7}$ m/s. Sulla base di quanto riportato nella **Tabella 5.3** le permeabilità dei livelli limoso-argillosi possono arrivare a valori di $1\cdot 10^{-8}$ m/s.

I valori di permeabilità da assumersi in Progetto dipenderanno dal tipo di problema geotecnico e/o idraulico da affrontare, scegliendo di volta in volta valori ragionevolmente cautelativi tra quelli sopra esposti.

9.3.6 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali sabbiosi della formazione Qt1d.

Tabella 9.1: Formazione Qt1d – Parametri geotecnici medi caratteristici

Parametro	Sabbie, Sabbie limose	Sabbie con limi, Limi sabbiosi	Limi ed Argille ⁽¹⁾
γ (kN/m ³)	20÷21		19÷20
N _{SPT} (colpi/30 cm)	5+0.8·z ≥ 10		
D _r (%)	40÷60		-
c' (kPa)	0	0	5÷10
φ' (°)	32÷36	30÷32	21÷27
c _u (kPa)	-		50÷100 ⁽²⁾ 100÷150 ⁽³⁾
GSC = $\sigma'_{v,max} / \sigma'_{v,0}$ (-)			
k ₀ (-)	$(1 - \text{sen} \phi') \sqrt{GSC}$		
v _s (m/sec)	140 · z ^{0.2}		
G ₀₁ (kPa)	$G_{01} = 80000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.6}$		G ₀₁ =(700·c _u)
E _{op1} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / (3 \div 5)$ ⁽⁵⁾		
E _{op2} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 5$ ⁽⁵⁾		
E _{op3} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 10$ ⁽⁵⁾		
c _c (-)	-	-	0.10÷0.30
c _r (-)	-	-	0.02÷0.09
c _v (cm ² /s)	-	-	
c _{αe} (%)	-	-	0.11÷0.21

Simbologia:

γ = peso di volume naturale;

N_{SPT}	= resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;
D_r	= densità relativa;
c'	= intercetta di coesione;
ϕ'	= angolo di attrito operativo;
GSC	= grado di sovraconsolidazione meccanico;
$\sigma'_{v,max}$	= tensione verticale efficace massima subita nel passato;
$\sigma'_{v,0}$	= tensione verticale efficace attuale (geostatica);
k_0	= coefficiente di spinta del terreno a riposo;
v_s	= velocità di propagazione delle onde di taglio;
z	= profondità dal piano campagna locale in metri;
G_{01}	= modulo di taglio iniziale riferito alla tensione verticale efficace geostatica;
p_a	= pressione atmosferica di riferimento = 100 kPa;
E_{op1}	= modulo di Young secante per l'analisi di opere di sostegno con metodi elastici lineari e non lineari;
E_{op2}	= modulo di Young secante per l'analisi di fondazioni (cedimenti delle fondazioni inferiori a $0.01 \cdot B$) con metodi elastici lineari e non lineari;
E_{op3}	= modulo di Young secante per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari e non lineari;
B	= dimensione minore della fondazione (m);
C_c	= indice di compressione (nel piano dell'indice dei vuoti "e");
C_r	= indice di ricomprensione (nel piano dell'indice dei vuoti "e");
C_v	= coefficiente di consolidazione primaria in direzione verticale;
$C_{\alpha e}$	= coefficiente di consolidazione secondaria nel piano dell'indice dei vuoti "e"; $C_{\alpha e} = \Delta e / \Delta \log t$.

Note:

- (1) = parametri geotecnici da utilizzarsi in presenza di strati metrici costituiti da terreni prettamente limoso argillosi.
- (2) = valori di riferimento per i primi 14 m di profondità dal p.c. locale.
- (3) = valori di riferimento al di sotto dei primi 14 m di profondità dal p.c. locale.
- (4) = valori da riverificare in sede di Progetto Esecutivo attraverso nuove prove edometriche.

(5) $= G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5}$ (kPa), essendo p' la pressione efficace media corrente
e p_0' la pressione efficace media geostatica.

Tabella 9.2: Formazione Qt1d – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

Sondaggio	Quota	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			PROPRIETÀ FISICHE					LABORATORIO
			Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	γ_n (kN/m ³)	Gs (-)	e (-)	S (-)	
4/2-SD5	11.40	CI3	17.40	17.90	0.00	56.00	27.00	17.00	-	-	-	SM	A4	S,L(A)	15.80	21.03	2.66	0.42	0.90	TD
4/2-SD5	11.40	CI4	21.40	22.00	0.00	49.00	32.00	19.00	29.00	18.00	11.00	CL	A6	S,L(A)	22.30	20.10	2.62	0.59	0.98	-
4/2-SD5	11.40	CI5	25.30	25.90	0.00	53.00	26.00	21.00	26.00	21.00	5.00	CL-ML	A4	S,L(A)	19.60	20.41	2.62	0.51	0.96	CU
4/2-SD5	11.40	SPT7	15.40	16.05	2.00	69.00	22.00	7.00	-	-	-	SM	-3	S(L)[A]	-	-	-	-	-	-
4/2-SD6	14.60	SPT9	20.00	20.45	17.00	59.00	16.00	8.00	-	-	-	SM	-	S(G)(L)[A]	-	-	-	-	-	-
4/2-SD7	13.30	SPT7	15.20	15.20	44.00	39.00	11.00	6.00	43.00	25.00	18.00	SC	A1-b	G,S(L)[A]	-	-	-	-	-	-
4/2-SD8	14.80	CI2	9.00	9.60	0.00	21.00	50.00	29.00	35.00	19.00	16.00	CL	A6	L,A(S)	19.10	20.65	2.67	0.51	0.95	UU
4/2-SD8	14.80	CI3	14.50	15.00	0.00	28.00	36.00	36.00	38.00	20.00	18.00	CL	A6	L,A,S	22.60	20.06	2.69	0.61	0.95	CU
4/2-SD8	14.80	CI5	24.30	24.70	0.00	23.00	35.00	42.00	43.00	20.00	23.00	CL	A7-6	A,L(S)	15.10	20.99	2.68	0.40	0.86	TD
4/2-SD8	14.80	CR0	0.40	0.70	2.00	24.00	31.00	43.00	34.00	18.00	16.00	CL	A6	A,L(S)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD8	14.80	SPT2	3.00	3.00	0.00	17.00	36.00	47.00	44.00	23.00	21.00	CL	A7-6	A,L(S)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD8	14.80	SPT4	8.00	8.00	0.00	11.00	32.00	57.00	77.00	34.00	43.00	CH-OH	A7-5	A,L(S)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD8	14.80	SPT6	13.10	13.10	23.00	50.00	16.00	11.00	29.00	17.00	12.00	SC	A2-6	S(G)(L)(A)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD8	14.80	SPT8	19.60	19.60	1.00	42.00	33.00	24.00	30.00	19.00	11.00	CL	A6	S,L(A)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD8	14.80	SPT10	28.00	28.00	2.00	10.00	9.00	79.00	68.00	27.00	41.00	CH	A7-6	A(S)[L]	-	-	-	-	-	-
4/2-SD9	7.70	CI4	17.00	17.60	2.00	20.00	33.00	45.00	54.00	27.00	27.00	CH	A7-6	A,L(S)	20.80	20.15	2.62	0.55	0.95	-
4/2-SD9	7.70	SPT6	16.55	16.55	0.00	24.00	39.00	37.00	44.00	22.00	22.00	CL	A7-6	L,A(S)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD9	7.70	SPT8	18.55	18.55	0.00	51.00	28.00	21.00	28.00	20.00	8.00	CL	A4	S,L(A)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD10	5.00	CI4	14.80	15.40	0.00	32.00	36.00	32.00	33.00	17.00	16.00	CL	A6	L,S,A	17.30	21.05	2.62	0.45	0.99	-
4/2-SD10	5.00	SPT4	12.00	12.65	50.00	35.00	11.00	4.00	27.00	15.00	12.00	SC	A1-b	G,S(L)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD10	5.00	SPT6	16.30	16.75	4.00	35.00	31.00	30.00	35.00	17.00	18.00	CL	A6	S,L,A	-	-	-	-	-	-

Sondaggio	Quota	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			PROPRIETÀ FISICHE					LABORATORIO
			Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	γ_n (kN/m ³)	G _s (-)	e (-)	S (-)	
4/2-SD11	3.70	CI3	18.20	18.60	0.00	28.00	30.00	42.00	45.00	19.00	26.00	CL	A7-6	A,L,S	16.80	21.10	2.61	0.44	0.98	UU
4/2-SD11	3.70	SPT9	16.00	16.65	0.00	29.00	32.00	39.00	39.00	19.00	20.00	CL	A6	A,L,S	-	-	-	-	-	-
4/2-SD12	8.50	CI1	3.20	3.80	0.00	45.00	27.00	28.00	35.00	23.00	12.00	CL	A6	S,A,L	20.90	20.51	2.63	0.55	1.00	ED
4/2-SD12	8.50	CI2	6.30	6.80	0.00	38.00	34.00	28.00	36.00	20.00	16.00	CL	A6	S,L,A	19.40	20.35	2.65	0.51	0.93	UU
4/2-SD12	8.50	CI3	9.50	10.10	0.00	45.00	29.00	26.00	28.00	19.00	9.00	CL	A4	S,L,A	17.40	20.70	2.59	0.45	0.96	UU
4/2-SD12	8.50	CI4	12.40	12.90	0.00	40.00	34.00	26.00	36.00	14.00	22.00	CL	A6	S,L,A	18.10	20.97	2.59	0.47	1.02	UU
4/2-SD12	8.50	CI5	18.00	18.60	1.00	42.00	35.00	22.00	28.00	20.00	8.00	CL	A4	S,L(A)	20.80	20.32	2.63	0.55	0.97	CU
4/2-SD12	8.50	SPT2	4.60	5.20	2.00	38.00	25.00	35.00	39.00	17.00	22.00	CL	A6	S,A,L	-	-	-	-	-	-
4/2-SD12	8.50	SPT4	11.30	11.80	0.00	46.00	29.00	25.00	28.00	19.00	9.00	CL	A4	S,L,A	-	-	-	-	-	-
4/2-SD12	8.50	SPT5	15.00	15.70	20.00	50.00	17.00	13.00	30.00	18.00	12.00	SC	A2-6	S(G)(L)(A)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD12	8.50	SPT7	19.70	20.20	0.00	39.00	44.00	17.00	30.00	18.00	12.00	CL	A6	L,S(A)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD13	11.50	CI1	4.50	5.00	12.00	38.00	23.00	27.00	34.00	16.00	18.00	CL	A6	S,A(L)(G)	16.90	20.83	2.62	0.44	0.94	ED
4/2-SD13	11.50	CI2	8.50	9.00	0.00	12.00	33.00	55.00	60.00	35.00	25.00	MH	A7-5	A,L(S)	36.00	18.91	2.58	0.93	1.09	ED
4/2-SD13	11.50	CI3	12.00	12.60	0.00	44.00	24.00	32.00	36.00	23.00	13.00	CL	A6	S,A(L)	16.40	21.08	2.63	0.43	0.95	UU
4/2-SD13	11.50	CI4	15.50	16.00	1.00	51.00	24.00	24.00	39.00	33.00	6.00	ML	A4	S(L)(A)	12.60	21.02	2.66	0.34	0.79	UU
4/2-SD13	11.50	CR0	0.40	0.60	5.00	61.00	22.00	12.00	19.00	15.00	4.00	SM-SC	A4	S(L)(A)[G]	-	-	-	-	-	-
4/2-SD13	11.50	SPT1	1.30	1.80	1.00	57.00	15.00	27.00	23.00	15.00	8.00	SC	A4	S,A(L)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD13	11.50	SPT3	5.60	6.20	0.00	26.00	32.00	42.00	48.00	24.00	24.00	CL	A7-6	A,L,S	-	-	-	-	-	-
4/2-SD13	11.50	SPT5	10.00	10.70	0.00	54.00	25.00	21.00	25.00	18.00	7.00	SM-SC	A4	S,L(A)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD13	11.50	SPT7	14.60	15.20	3.00	52.00	25.00	20.00	29.00	18.00	11.00	SC	A6	S,L(A)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD14	15.10	CI1	4.50	5.00	1.00	56.00	19.00	24.00	26.00	15.00	11.00	SC	A6	S(A)(L)	16.30	21.54	2.60	0.42	1.05	ED
4/2-SD14	15.10	CI2	7.50	8.00	15.00	61.00	10.00	14.00	-	-	-	SM	A2-4	S(G)(A)(L)	13.00	21.01	2.65	0.34	0.81	TD

Sondaggio	Quota	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			PROPRIETÀ FISICHE					LABORATORIO
			Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	γ_n (kN/m ³)	G _s (-)	e (-)	S (-)	
4/2-SD14	15.10	CI3	15.50	16.00	0.00	40.00	37.00	23.00	32.00	22.00	10.00	CL	A4	S,L(A)	19.40	20.57	2.69	0.52	0.93	CU
4/2-SD14	15.10	CI4	19.10	19.70	0.00	38.00	36.00	26.00	31.00	16.00	15.00	CL	A6	S,L,A	20.50	20.49	2.69	0.55	0.95	UU
4/2-SD14	15.10	CI5	22.50	22.90	0.00	47.00	29.00	24.00	25.00	17.00	8.00	CL	A4	S,L(A)	18.50	21.03	2.62	0.48	1.02	UU
4/2-SD14	15.10	SPT4	9.50	10.10	32.00	46.00	11.00	11.00	-	-	-	SM	A2-4	S,G(L)(A)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD14	15.10	SPT6	13.00	13.60	29.00	38.00	16.00	17.00	32.00	14.00	18.00	SC	A6	S,G(A)(L)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD14	15.10	SPT8	17.60	18.20	1.00	41.00	32.00	26.00	27.00	16.00	11.00	CL	A6	S,L,A	-	-	-	-	-	-
4/2-SD15	14.80	CI2	10.50	11.00	0.00	33.00	35.00	32.00	37.00	20.00	17.00	CL	A6	L,S,A	14.90	21.21	2.66	0.40	0.90	TD
4/2-SD15	14.80	CI4	19.80	20.00	27.00	50.00	14.00	9.00	-	-	-	SM	A2-4	S,G(L)[A]	15.20	21.20	2.68	0.41	0.90	TD
4/2-SD15	14.80	CI5	23.05	23.65	0.00	42.00	32.00	28.00	36.00	21.00	15.00	CL	A6	S,L,A	20.60	20.52	2.73	0.56	0.93	UU
4/2-SD15	14.80	SPT6	13.50	14.15	3.00	69.00	11.00	17.00	-	-	-	SM	A2-4	S(A)(L)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD15	14.80	SPT8	21.30	21.95	5.00	60.00	22.00	13.00	-	-	-	-	-	S(L)(A)[G]	-	-	-	-	-	-
4/2-SD16	16.60	CI3	14.50	15.00	0.00	65.00	15.00	20.00	25.00	13.00	12.00	SC	A6	S(A)(L)	19.60	20.37	2.64	0.52	0.94	CU
4/2-SD16	16.60	CI5	21.00	21.60	0.00	43.00	33.00	24.00	29.00	21.00	8.00	CL	A4	S,L(A)	19.00	20.52	2.68	0.51	0.92	CU
4/2-SD16	16.60	CI6	24.40	25.00	0.00	43.00	29.00	28.00	30.00	17.00	13.00	CL	A6	S,L,A	18.00	20.84	2.62	0.47	0.97	UU
4/2-SD16	16.60	CI7	30.00	30.50	10.00	62.00	17.00	11.00	-	-	-	SM	A2-4	S(L)(A)(G)	18.80	21.20	2.65	0.50	1.03	TD
4/2-SD16	16.60	SPT7	19.00	19.70	4.00	69.00	9.00	18.00	-	-	-	SM	A2-4	S(A)[L]	-	-	-	-	-	-
4/2-SD16	16.60	SPT9	23.00	23.70	33.00	53.00	6.00	8.00	-	-	-	-	-	S,G[A][L]	-	-	-	-	-	-
4/2-SD16	16.60	SPT11	32.00	32.70	0.00	45.00	28.00	27.00	27.00	14.00	13.00	CL	A6	S,L,A	-	-	-	-	-	-
4/2-SD17	18.10	CI2	13.80	14.40	1.00	26.00	38.00	35.00	40.00	19.00	21.00	CL	A6	L,A,S	21.80	19.77	2.62	0.57	0.93	UU
4/2-SD20	20.70	CI1	4.10	4.60	1.00	38.00	26.00	35.00	41.00	15.00	26.00	CL	A7-6	S,A,L	16.70	21.30	2.60	0.43	1.02	ED
4/2-SD20	12.50	CI2	9.00	9.50	1.00	33.00	32.00	34.00	36.00	16.00	20.00	CL	A6	A,S,L	18.50	20.59	2.62	0.48	0.96	UU
4/2-SD20	12.50	CI3	12.50	13.00	0.00	27.00	34.00	39.00	33.00	17.00	16.00	CL	A6	A,L,S	16.70	21.00	2.62	0.44	0.96	CU

Sondaggio	Quota	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			PROPRIETÀ FISICHE					LABORATORIO
			Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	γ_n (kN/m ³)	G _s (-)	e (-)	S (-)	
4/2-SD20	12.50	CI5	23.80	24.30	1.00	26.00	36.00	37.00	38.00	18.00	20.00	CL	A6	A,L,S	15.40	21.28	2.64	0.41	0.95	TD
4/2-SD20	12.50	CR0	0.40	0.60	36.00	31.00	14.00	19.00	33.00	20.00	13.00	SC	A6	G,S(A)(L)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD20	12.50	SPT2	3.00	3.00	1.00	34.00	30.00	35.00	41.00	16.00	25.00	CL	A7-6	A,S,L	-	-	-	-	-	-
4/2-SD20	12.50	SPT4	7.50	7.50	0.00	26.00	33.00	41.00	38.00	17.00	21.00	CL	A6	A,L,S	-	-	-	-	-	-
4/2-SD20	12.50	SPT5	11.00	11.00	0.00	22.00	38.00	40.00	47.00	19.00	28.00	CL	A7-6	A,L(S)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD20	12.50	SPT7	15.40	15.40	32.00	43.00	11.00	14.00	41.00	21.00	20.00	SC	A1-b	S,G(A)(L)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD20	12.50	SPT8	19.35	19.35	0.00	14.00	45.00	41.00	38.00	18.00	20.00	CL	A6	L,A(S)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD20	12.50	SPT9	22.60	22.60	13.00	47.00	17.00	23.00	31.00	18.00	13.00	SC	A6	S(A)(L)(G)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD21	12.40	CI1	4.60	5.00	16.00	41.00	16.00	27.00	40.00	18.00	22.00	SC	A6	S,A(G)(L)	16.00	21.49	2.66	0.42	0.98	TD
4/2-SD21	12.40	SPT1	1.60	1.60	10.00	35.00	21.00	34.00	44.00	19.00	25.00	CL	A7-6	S,A(L)(G)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD21	12.40	SPT2	3.00	3.00	2.00	34.00	25.00	39.00	38.00	16.00	22.00	CL	A6	A,S,L	-	-	-	-	-	-
4/2-SD21	12.40	SPT3	6.00	6.00	16.00	40.00	22.00	22.00	34.00	20.00	14.00	CL	A6	S(L)(A)(G)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD22	12.30	CI1	4.50	5.00	6.00	37.00	25.00	32.00	48.00	31.00	17.00	ML	A7-5	S,A,L[G]	22.90	20.20	2.71	0.62	0.96	ED
4/2-SD22	12.30	CI2	9.50	10.00	48.00	28.00	14.00	10.00	35.00	20.00	15.00	SC	A1-b	G,S(L)(A)	20.60	20.49	2.69	0.55	0.95	-
4/2-SD22	12.30	CI3	14.50	15.00	36.00	37.00	16.00	11.00	-	-	-	SM	A1-b	S,G(L)(A)	16.50	21.38	2.62	0.43	1.01	TD
4/2-SD22	12.30	SPT1	1.35	1.80	24.00	26.00	17.00	33.00	46.00	26.00	20.00	CL	A7-6	A,S(G)(L)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD22	12.30	SPT3	6.55	7.20	29.00	51.00	10.00	10.00	28.00	19.00	9.00	SC	A1-b	S,G(L)(A)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD22	12.30	SPT6	12.15	12.65	28.00	43.00	20.00	9.00	43.00	25.00	18.00	SC	A2-7	S,G(L)[A]	-	-	-	-	-	-
4/2-SD24	5.00	CI1	4.45	4.95	10.00	28.00	22.00	40.00	54.00	27.00	27.00	CH	A7-6	A,S(L)(G)	20.00	20.19	2.63	0.53	0.93	ED
4/2-SD24	5.00	CI3	12.10	12.70	1.00	42.00	27.00	30.00	32.00	15.00	17.00	CL	A6	S,A,L	15.80	21.22	2.60	0.41	0.98	UU
4/2-SD24	5.00	CI5	21.70	22.30	19.00	52.00	14.00	15.00	29.00	19.00	10.00	SC	A2-4	S(G)(A)(L)	17.80	20.07	2.70	0.48	0.82	UU
4/2-SD24	5.00	SPT1	1.40	2.05	1.00	25.00	41.00	33.00	44.00	22.00	22.00	CL	A7-6	L,A,S	-	-	-	-	-	-

Sondaggio	Quota	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			PROPRIETÀ FISICHE					LABORATORIO
			Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	γ_n (kN/m ³)	G _s (-)	e (-)	S (-)	
4/2-SD24	5.00	SPT3	5.50	6.15	0.00	17.00	39.00	44.00	40.00	18.00	22.00	CL	A6	A,L(S)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD24	5.00	SPT5	10.30	10.95	2.00	74.00	7.00	17.00	-	-	-	SM	A2-6	S(A)[L]	-	-	-	-	-	-
4/2-SD24	5.00	SPT7	15.60	26.25	0.00	33.00	35.00	32.00	42.00	22.00	20.00	CL	A7-6	L,S,A	-	-	-	-	-	-
4/2-SD24	5.00	SPT9	23.00	23.65	0.00	33.00	36.00	31.00	31.00	17.00	14.00	CL	A6	L,S,A	-	-	-	-	-	-
4/1_SD1	2.30	CI4	17	17.30	1.00	34.00	29.00	36.00	39.00	18.00	21.00	CL	A6	A,S,L	18.00	-	2.64	-	-	-
4/1_SD1	2.30	9	15	15.45	5.00	16.00	39.00	40.00	53.00	22.00	31.00	CH	A7-6	A,L(S)[G]	-	-	-	-	-	-
4/1_SD1	2.30	RIM1	0.40	0.60	4.00	32.00	40.00	24.00	42.00	19.00	23.00	CL	A7-6	L,S(A)	-	-	-	-	-	-
A1_S18	10.44	CI1	6.30	6.70	6.87	68.22	14.98	9.94	28.37	16.07	12.30	-	-	S(L)[A][G]	15.04	19.10	2.60	0.39	0.69	TD
A1_S18	10.44	CI2	11.50	11.90	0.45	43.87	43.14	12.55	30.53	19.63	10.90	-	-	SeL(A)	16.23	20.08	2.60	0.42	0.84	TD
A1_S18	10.44	R2	17.10	17.40	13.08	42.56	24.79	19.57	30.81	19.73	11.08	-	-	S(L)(A)(G)	-	-	-	-	-	-
A1_S19	12.24	CI1	7.50	8.00	16.50	61.46	21.74	0.30	21.57	18.55	3.02	-	-	S(L)(G)	8.31	-	2.64	-	-	-
A1_S19	12.24	CI2	11.50	12.00	1.30	30.80	38.89	29.01	44.35	23.34	21.01	-	-	L,S,A	17.28	20.68	2.61	0.45	0.94	ED-CU
C_CS20	8.70	CR2	2.70	3.00	4.70	25.60	37.10	32.60	27.00	16.00	11.00	CL	A-6	-	-	-	-	-	-	-
C_CS20	8.70	CI1	4.00	4.50	3.30	29.80	33.80	33.10	31.00	19.00	12.00	CL	A-6	-	17.00	21.22	2.73	0.46	0.92	UU
C_CS20	8.70	CR3	5.40	5.85	0.20	22.20	41.60	36.00	35.00	21.00	14.00	CL	A-6	-	16.30	19.38	2.74	0.45	0.69	TD
C_CS20	8.70	SPT4	7.50	7.95	2.10	60.00	17.00	20.90	25.00	15.00	10.00	SC	A-4	-	-	-	-	-	-	-
C_CS20	8.70	CI2	9.00	9.50	0.00	1.50	35.60	62.90	70.00	30.00	40.00	CH	A-7-5	-	39.90	17.10	2.64	1.05	0.91	UU
C_CS20	8.70	CR4	12.55	12.80	0.00	2.90	32.10	65.00	66.00	32.00	34.00	CH	A-7-5	-	56.30	15.46	2.64	1.49	0.89	-
C_CS21	16.50	CI2	11.00	11.50	10.20	35.20	28.50	26.10	31.00	18.00	13.00	CL	A-6	-	18.40	20.82	2.72	0.50	0.92	-
C_CS21	16.50	CI3	14.50	15.00	0.30	14.50	46.80	38.40	36.00	23.00	13.00	CL	A-6	-	20.10	20.30	2.64	0.53	0.94	UU
C_CS21	16.50	CR5	16.00	16.30	0.10	41.20	30.90	27.80	25.00	17.00	8.00	CL	A-4	-	-	-	-	-	-	-
C_CS21	16.50	CI4	20.50	21.00	5.70	37.50	30.90	25.90	28.00	19.00	9.00	CL	A-4	-	18.10	20.52	2.64	0.48	0.92	UU

Sondaggio	Quota	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			PROPRIETÀ FISICHE					LABORATORIO
			Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	γ_n (kN/m ³)	G _s (-)	e (-)	S (-)	
C_CS21	16.50	CI5	26.50	27.00	15.90	51.60	25.40	7.10	26.00	21.00	5.00	SC-SM	A-4	-	17.40	20.50	2.72	0.47	0.85	TD
C_CS21	16.50	CR8	31.70	32.00	25.90	52.70	13.80	7.60	22.00	18.00	4.00	SC-SM	A-2-4	-	-	-	-	-	-	-
C_CS23	10.80	CR3	14.00	14.30	0.80	42.80	39.00	17.40	23.00	18.00	5.00	CL-ML	A-4	S,L(A)	-	-	-	-	-	-
C_CS23	10.80	CI3	16.00	16.50	1.40	42.30	39.90	17.00	22.00	16.00	6.00	CL-ML	A-4	S,L(A)	-	-	-	-	-	ED-UU

Simbologia:

w = contenuto in acqua

 γ_n = peso di volume naturaleG_s = gravità specifica dei grani

e = indice dei vuoti

S = grado di saturazione

ED = prova edometrica

UU = prova triassiale di compressione TX-UU

CU = prova triassiale di compressione TX-CU

TD = taglio diretto

CM = prova di compressione monoassiale non confinata

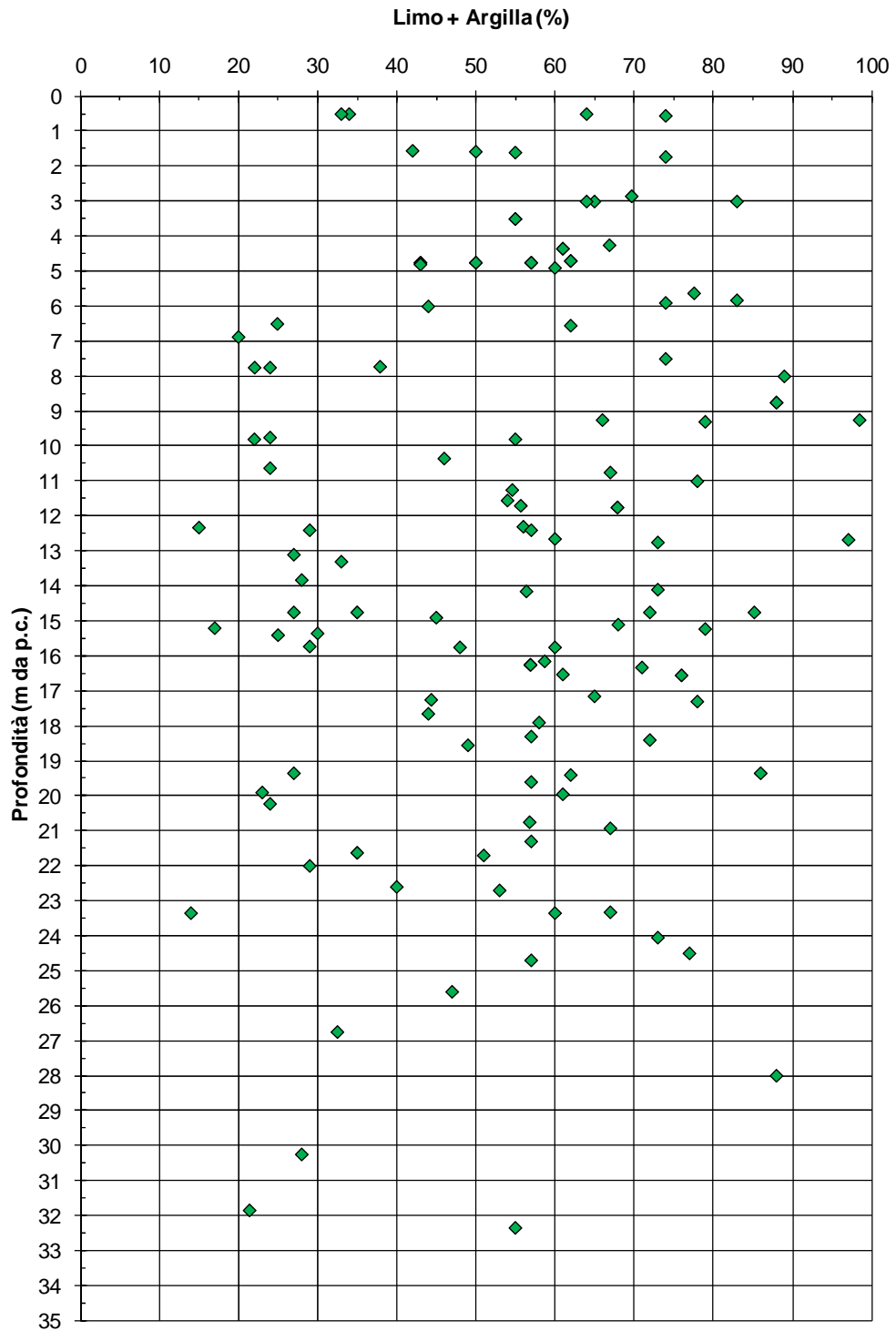


Figura 9.1: Formazione Qt1d – Contenuti di fine (CF)

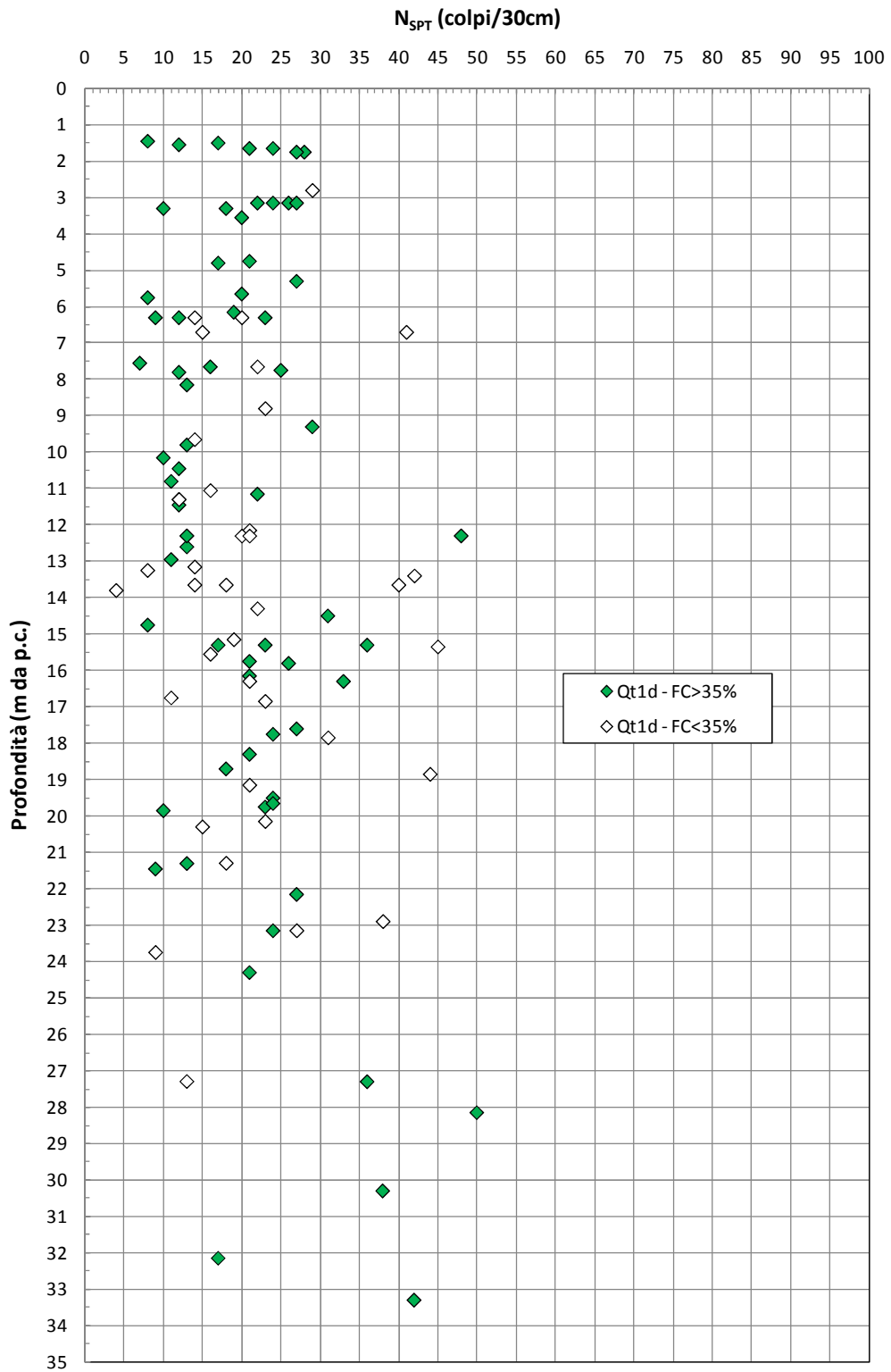


Figura 9.2: Formazione Qt1d – Valori di N_{SPT}

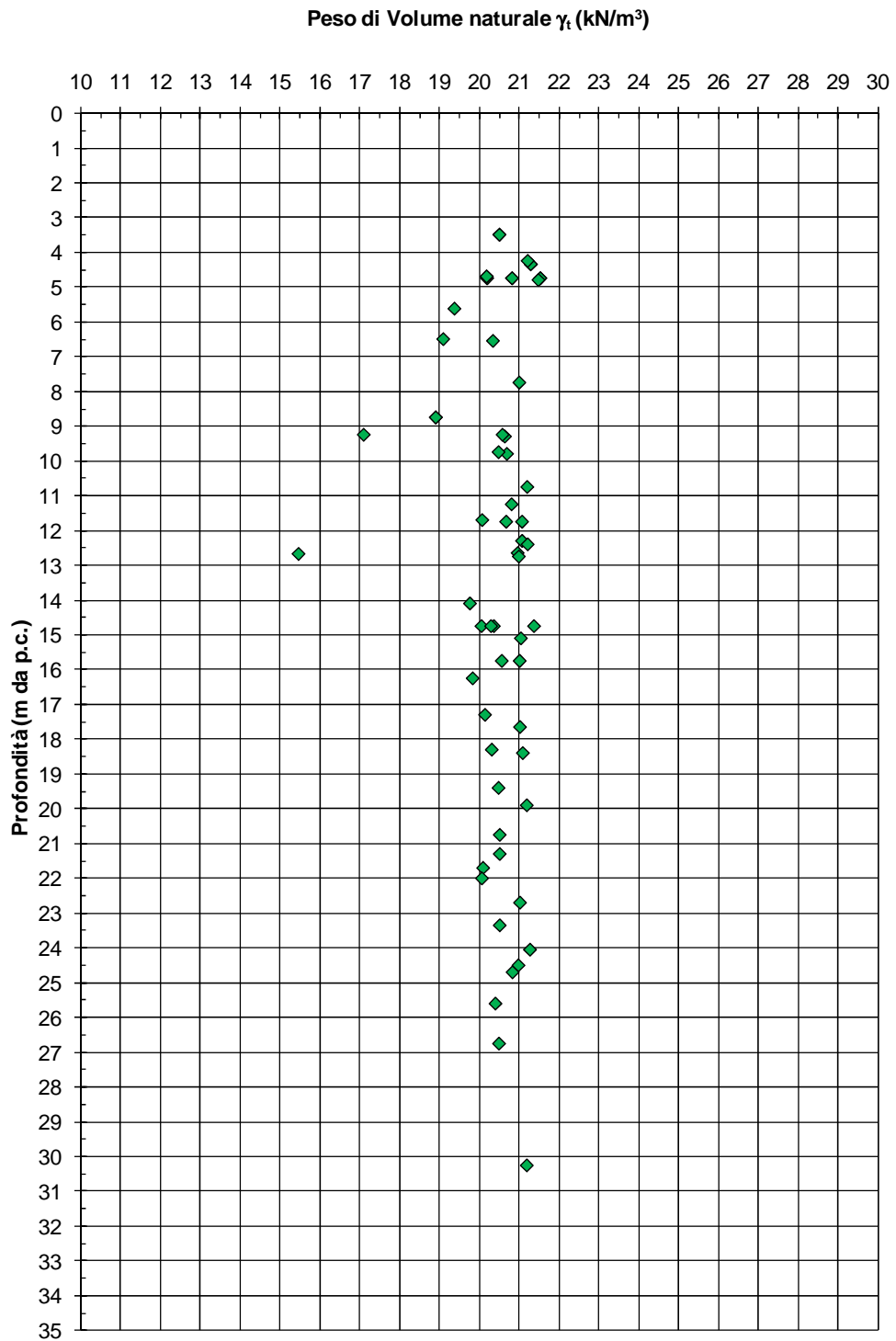


Figura 9.3: Formazione Qt1d – Pesì di volume naturale γ_d

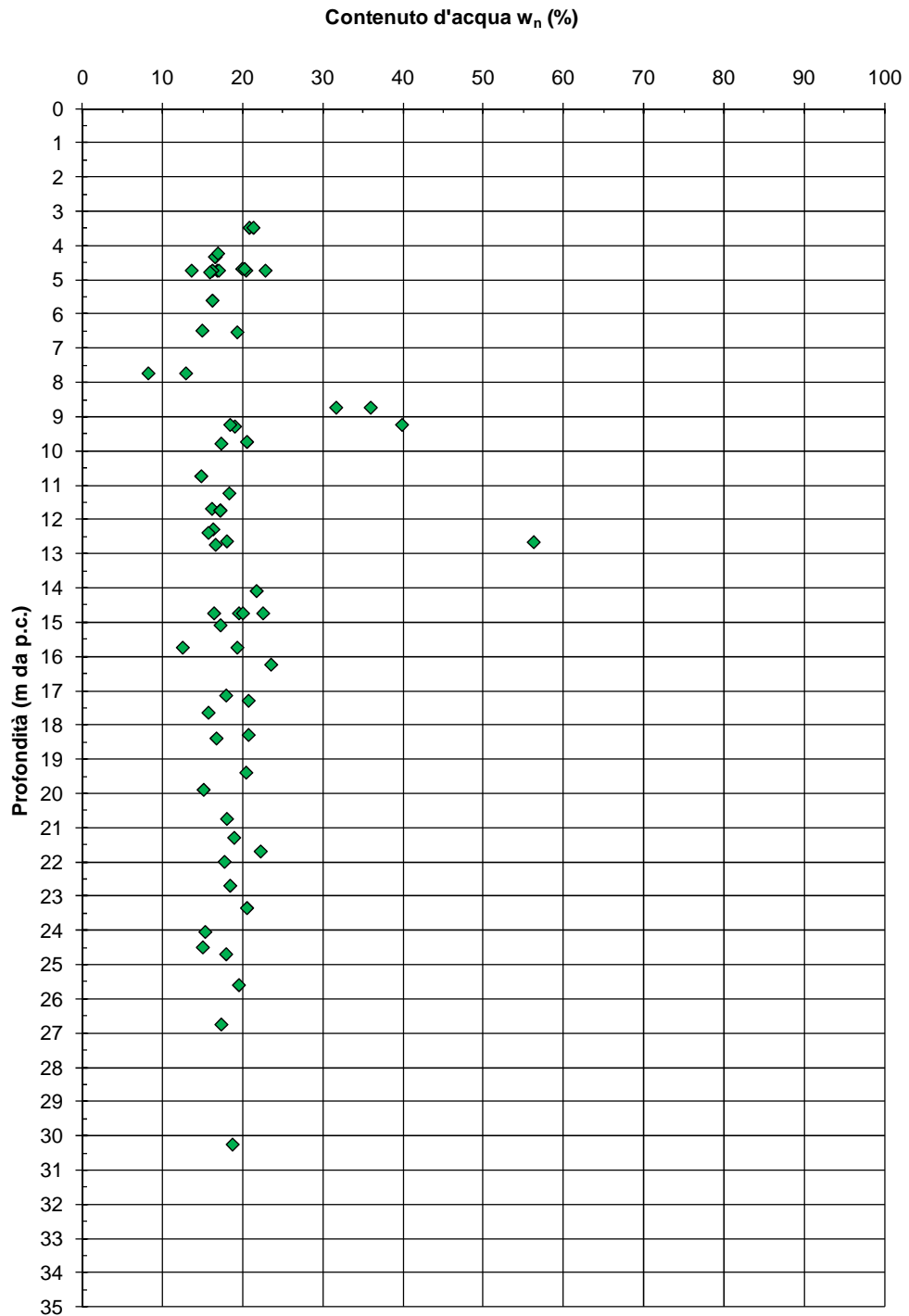


Figura 9.4: Formazione Qt1d – Contenuto d'acqua naturale w_n

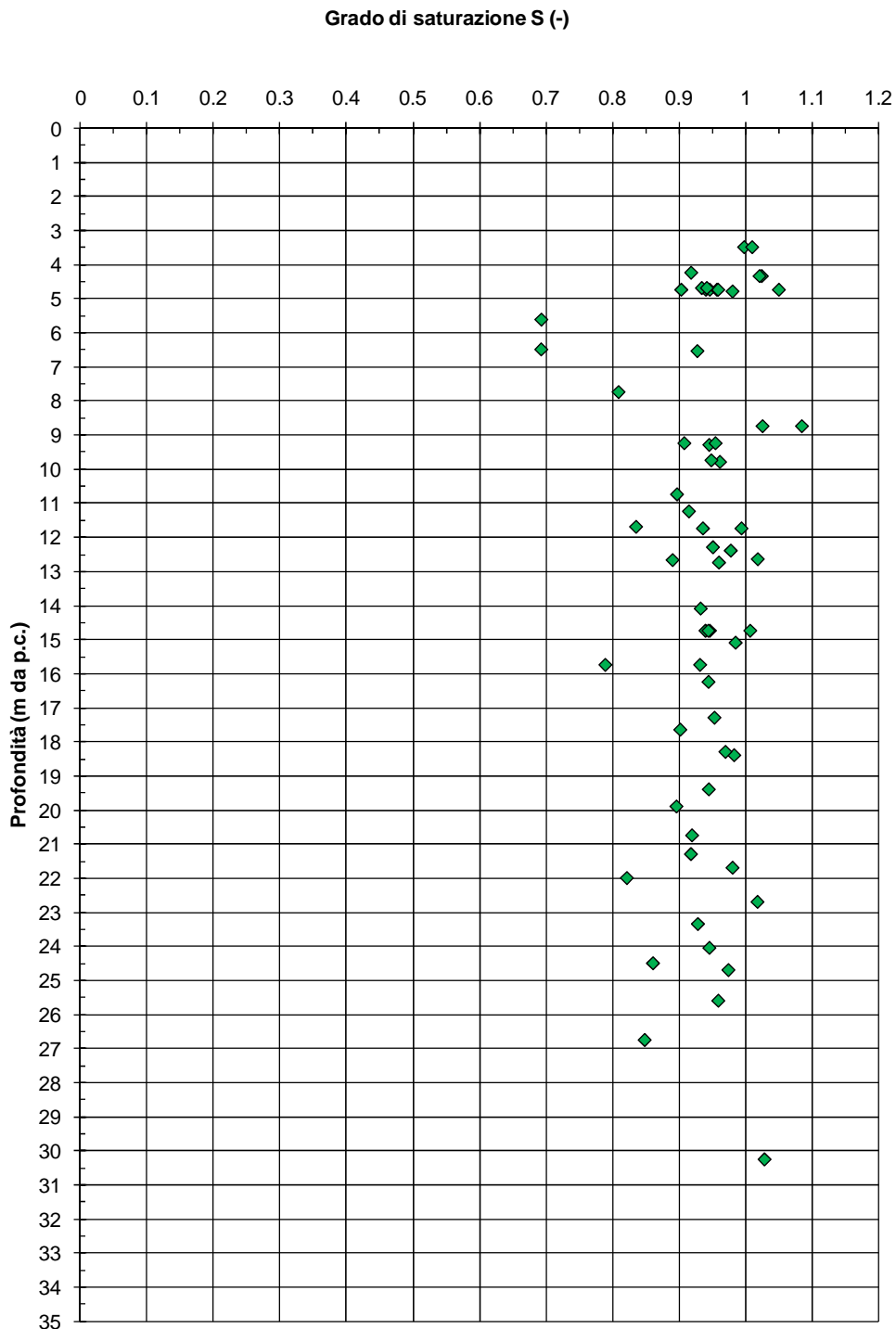


Figura 9.5: Formazione Qt1d – Grado di saturazione

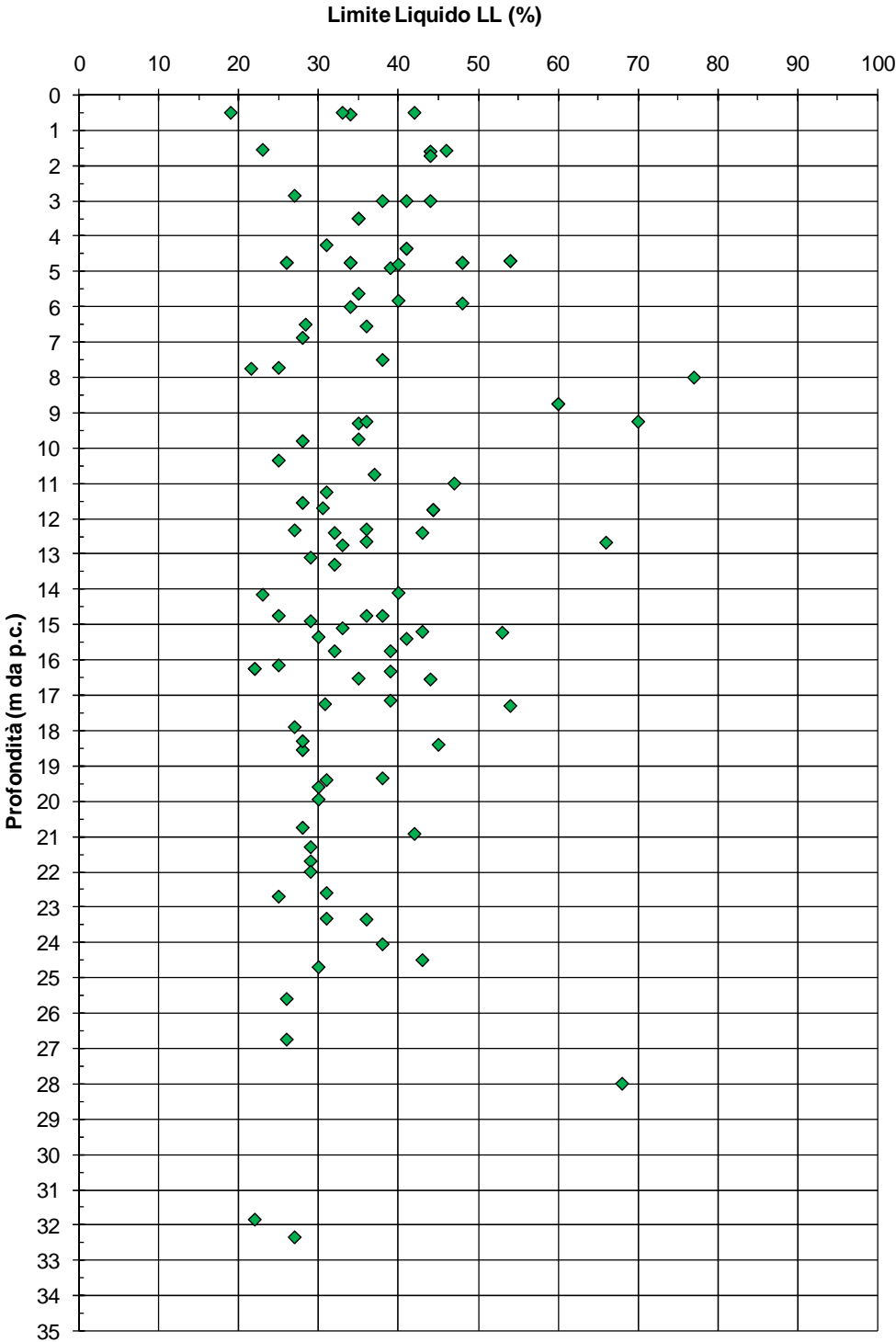


Figura 9.6: Formazione Qt1d – Limite Liquido

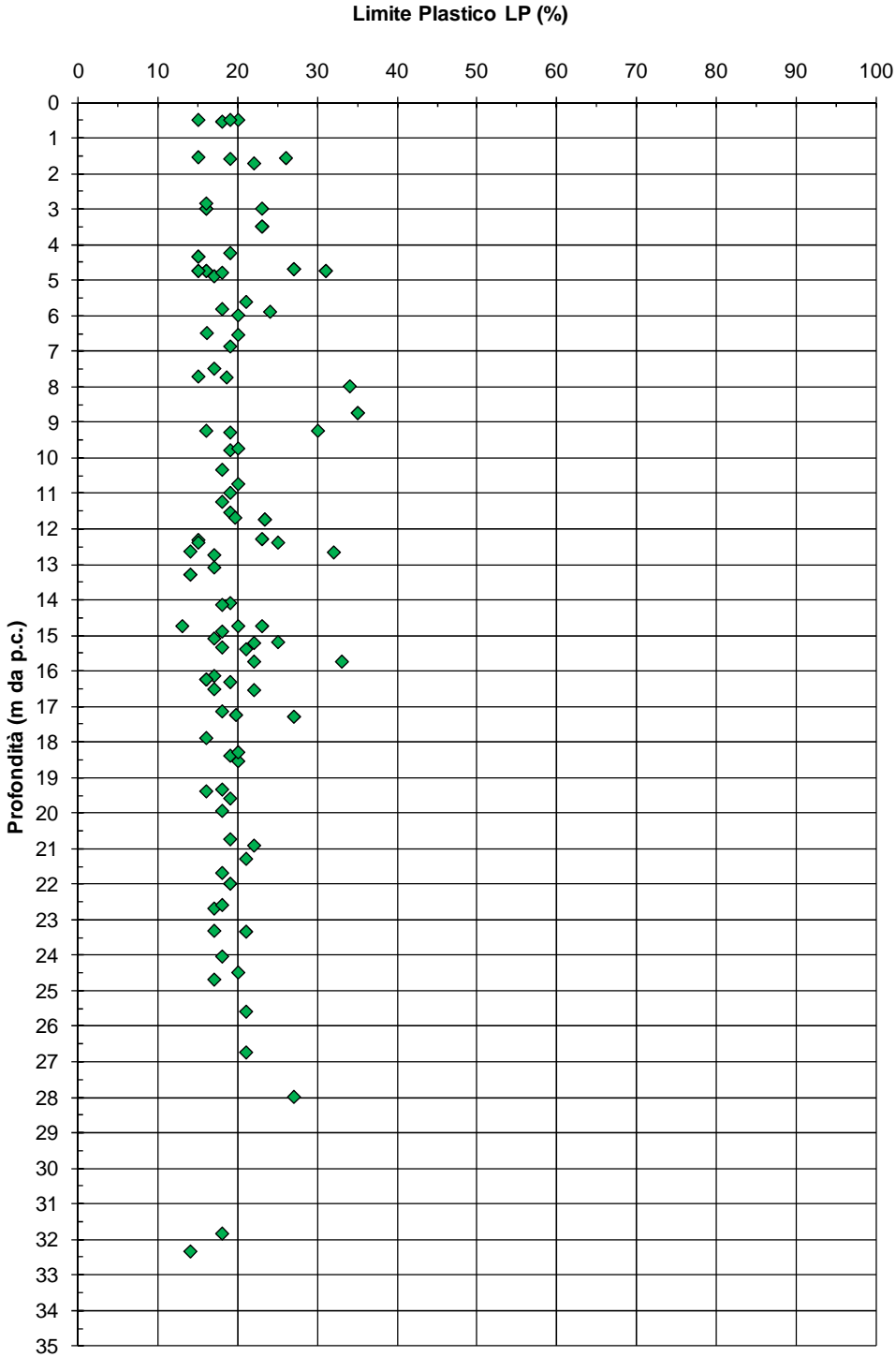


Figura 9.7: Formazione Qt1d – Limite Plastico

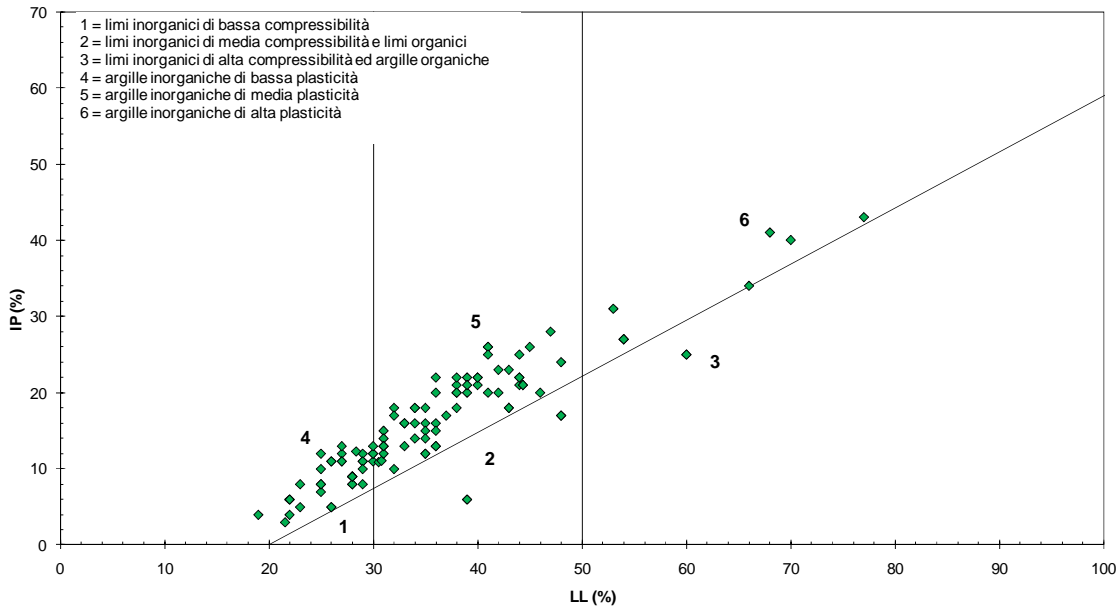


Figura 9.8: Formazione Qt1d – Carta di plasticità di Casagrande

Linea di compressibilità intrinseca e stati iniziali in sito
 normalizzati in accordo a Burland (1990)
 per campioni di terreni caratterizzati da $FC=L+A > 35\%$ ed $LL > 35\%$

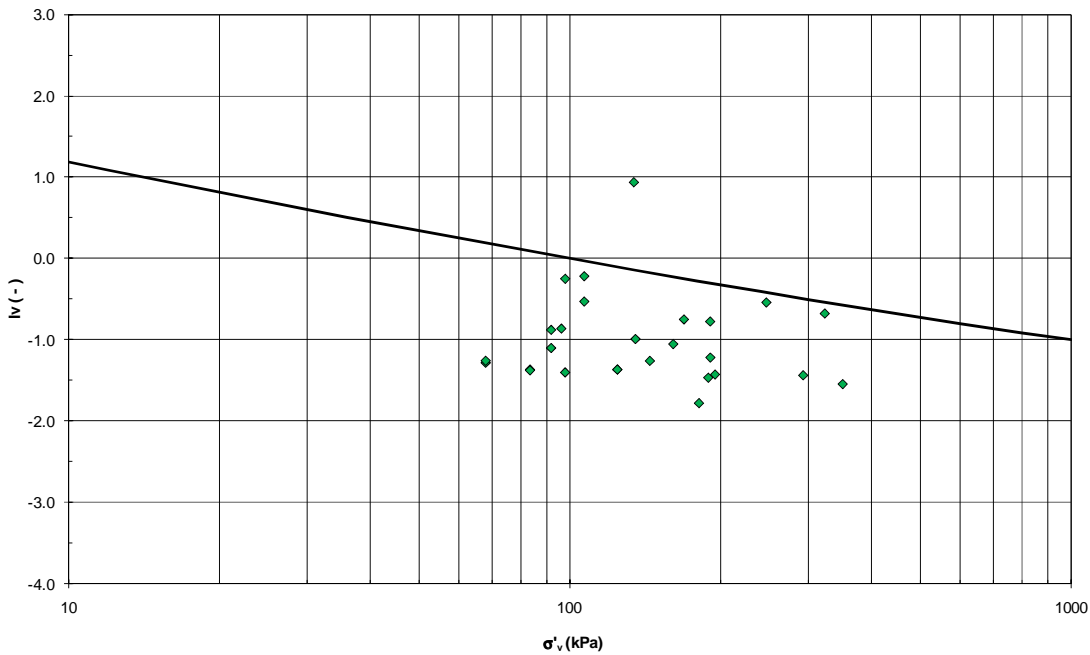


Figura 9.9: Formazione Qt1d – Burland

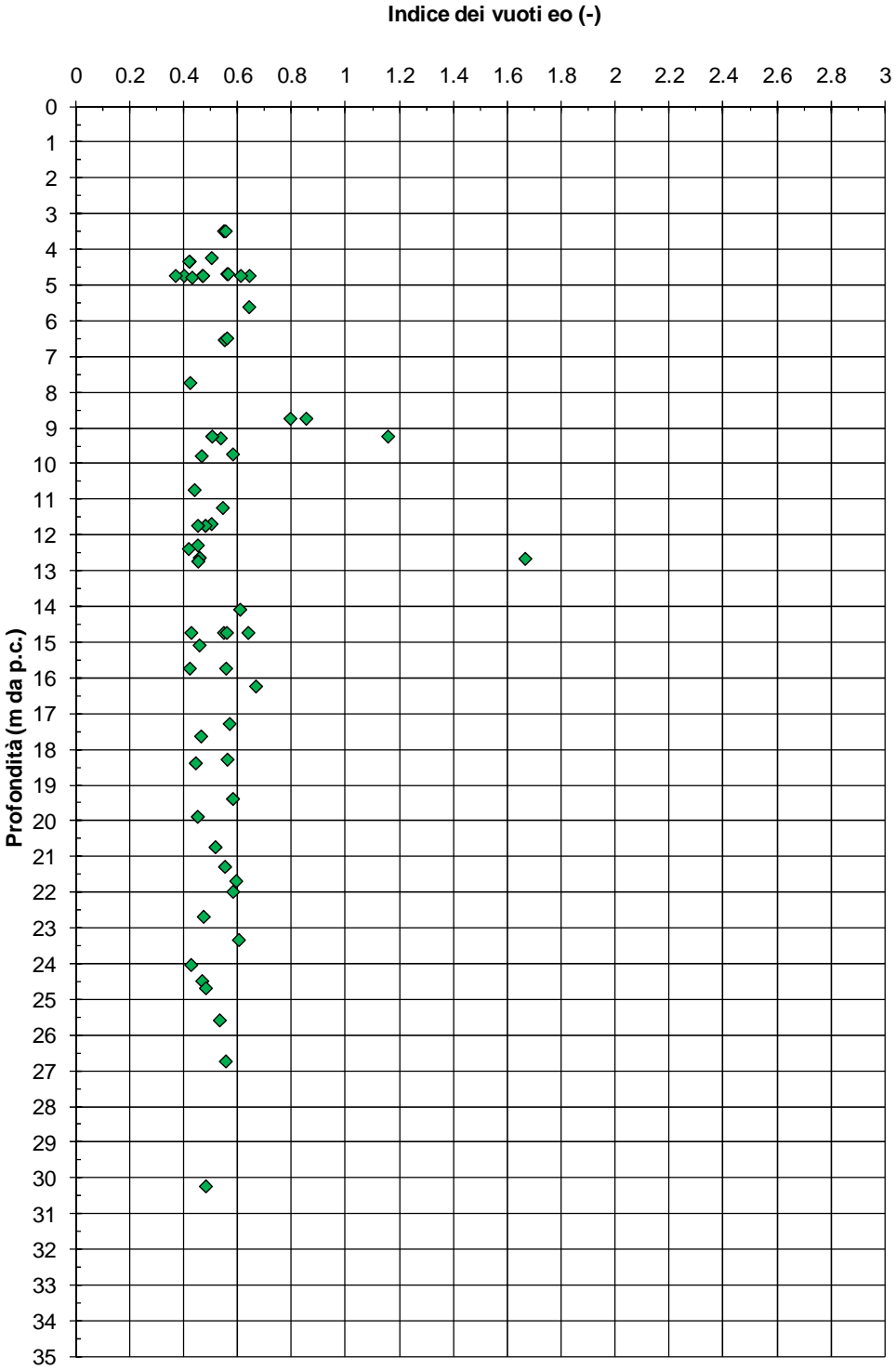


Figura 9.10: Formazione Qt1d – Indice dei vuoti

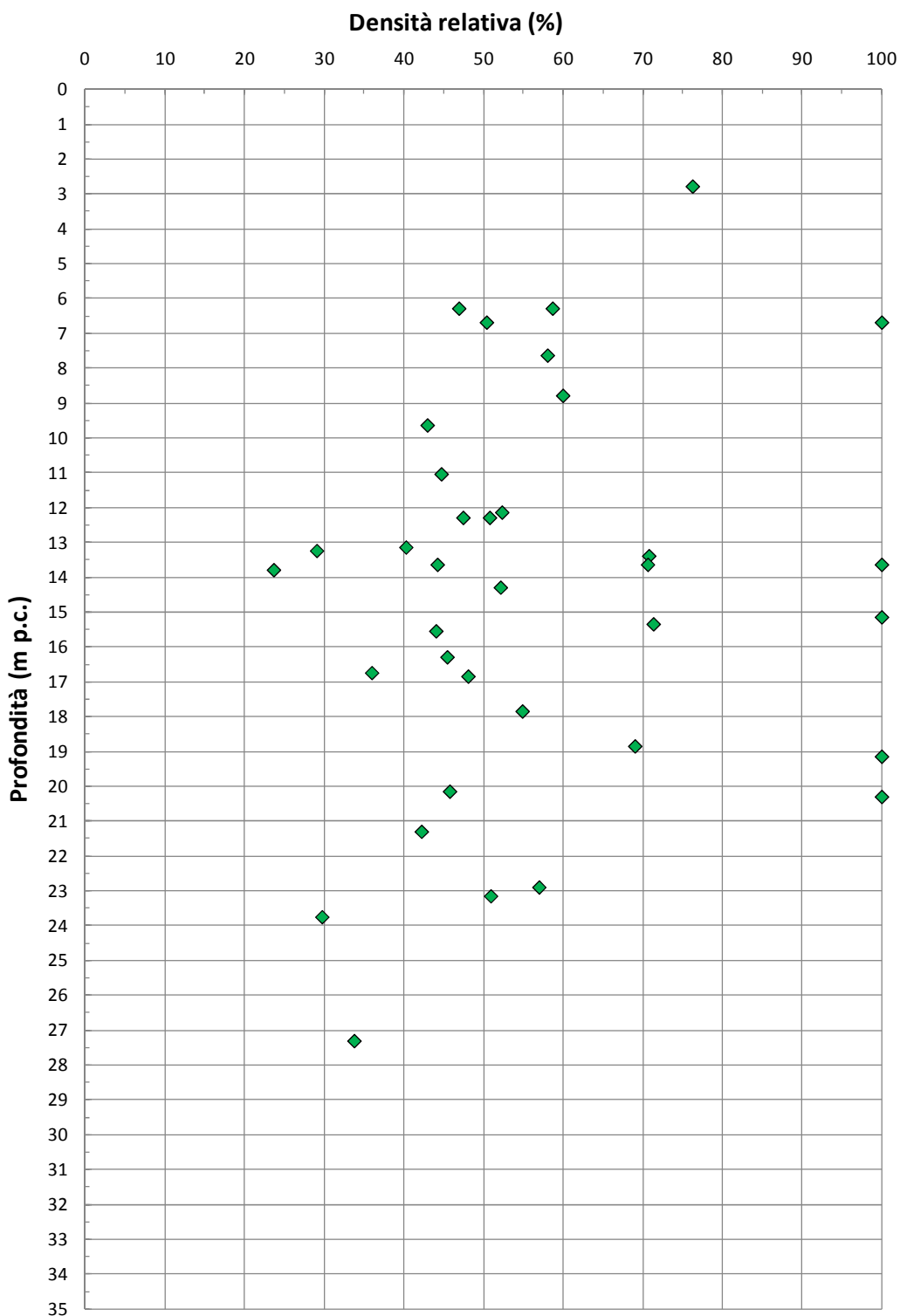


Figura 9.11: Formazione Qt1d – Valori di DR

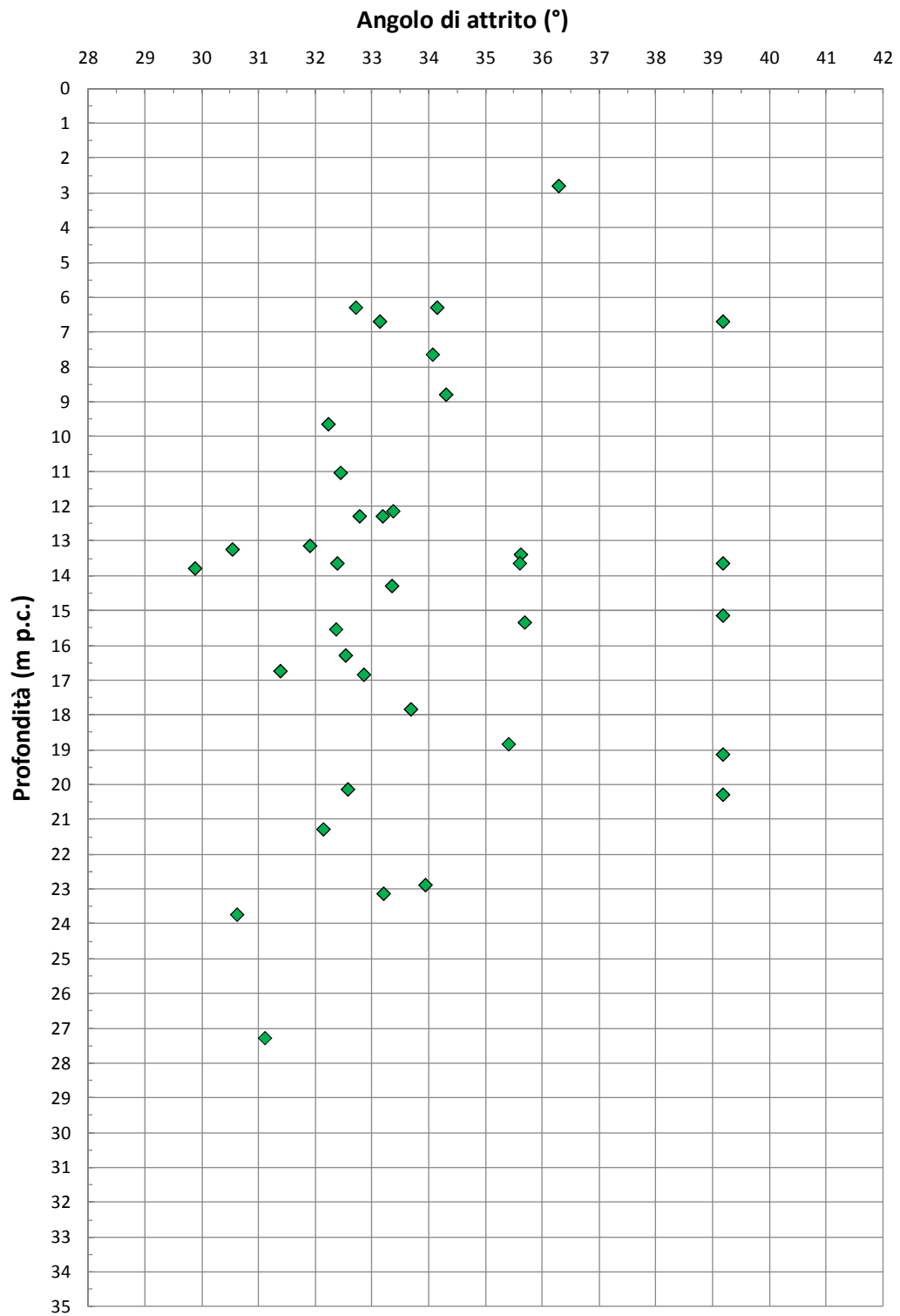


Figura 9.12: Formazione Qt1d – Valori di ϕ' da prove SPT

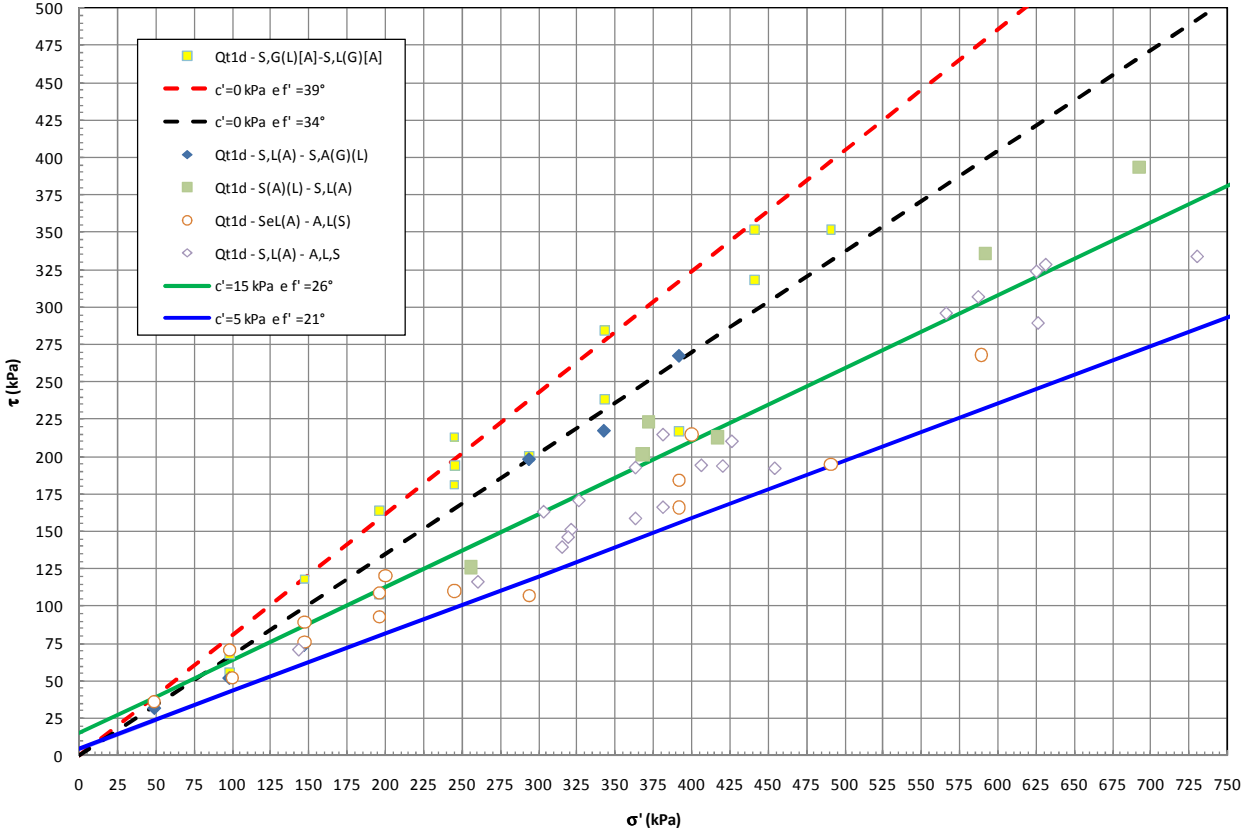


Figura 9.13: Formazione Qt1d – Valori di ϕ' da prove di Taglio Diretto

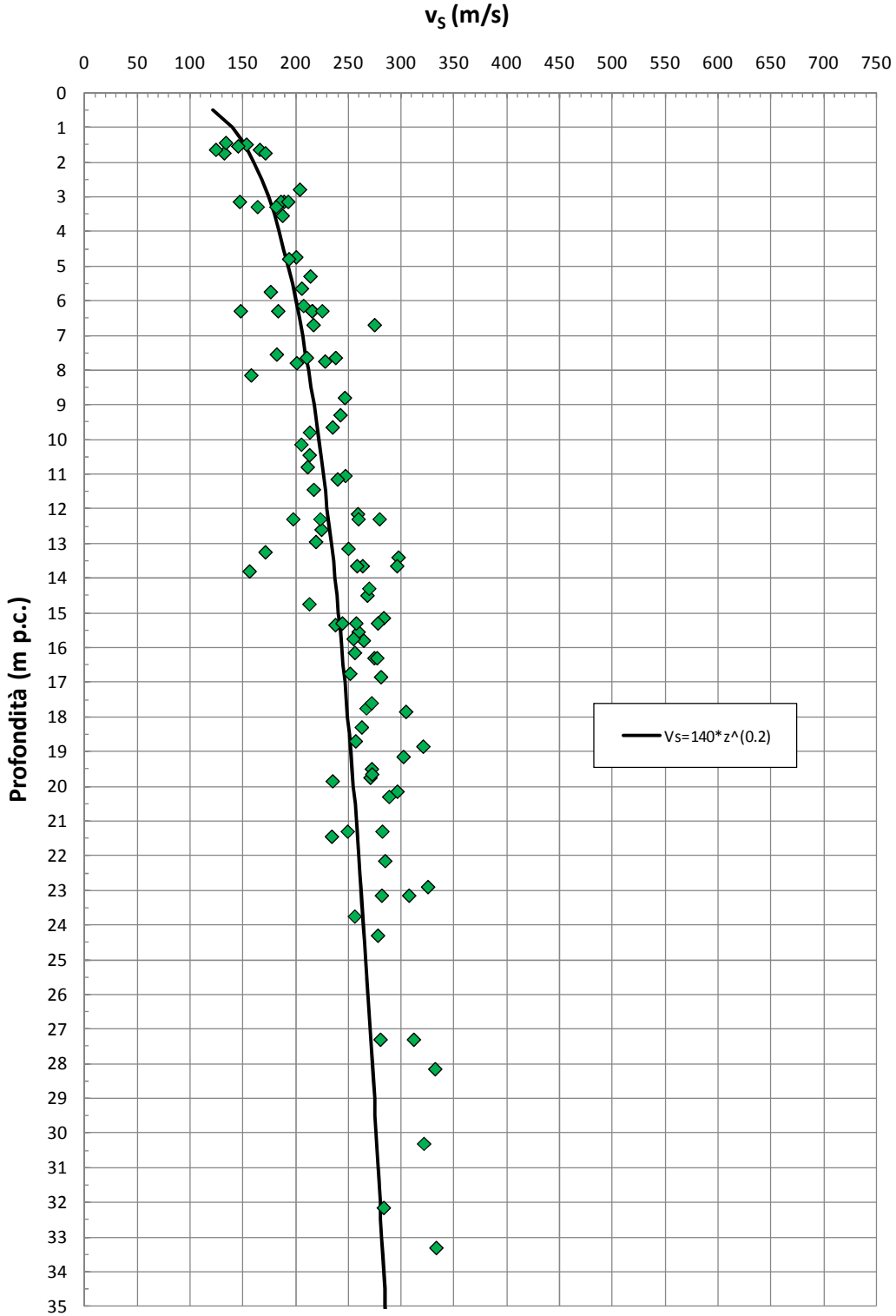


Figura 9.14: Formazione Qt1d – Valori di v_s

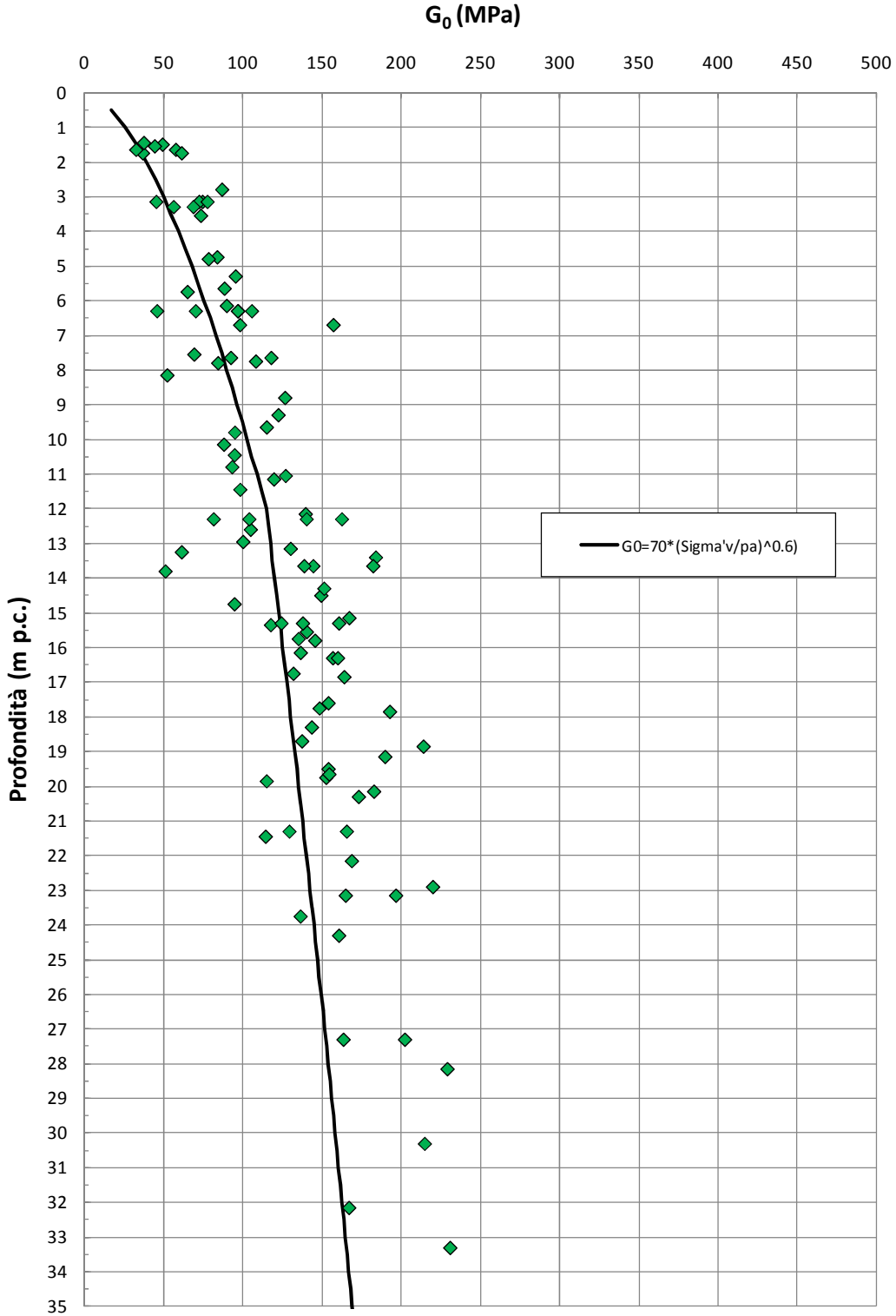


Figura 9.15: Formazione Qt1d – Valori di G_0

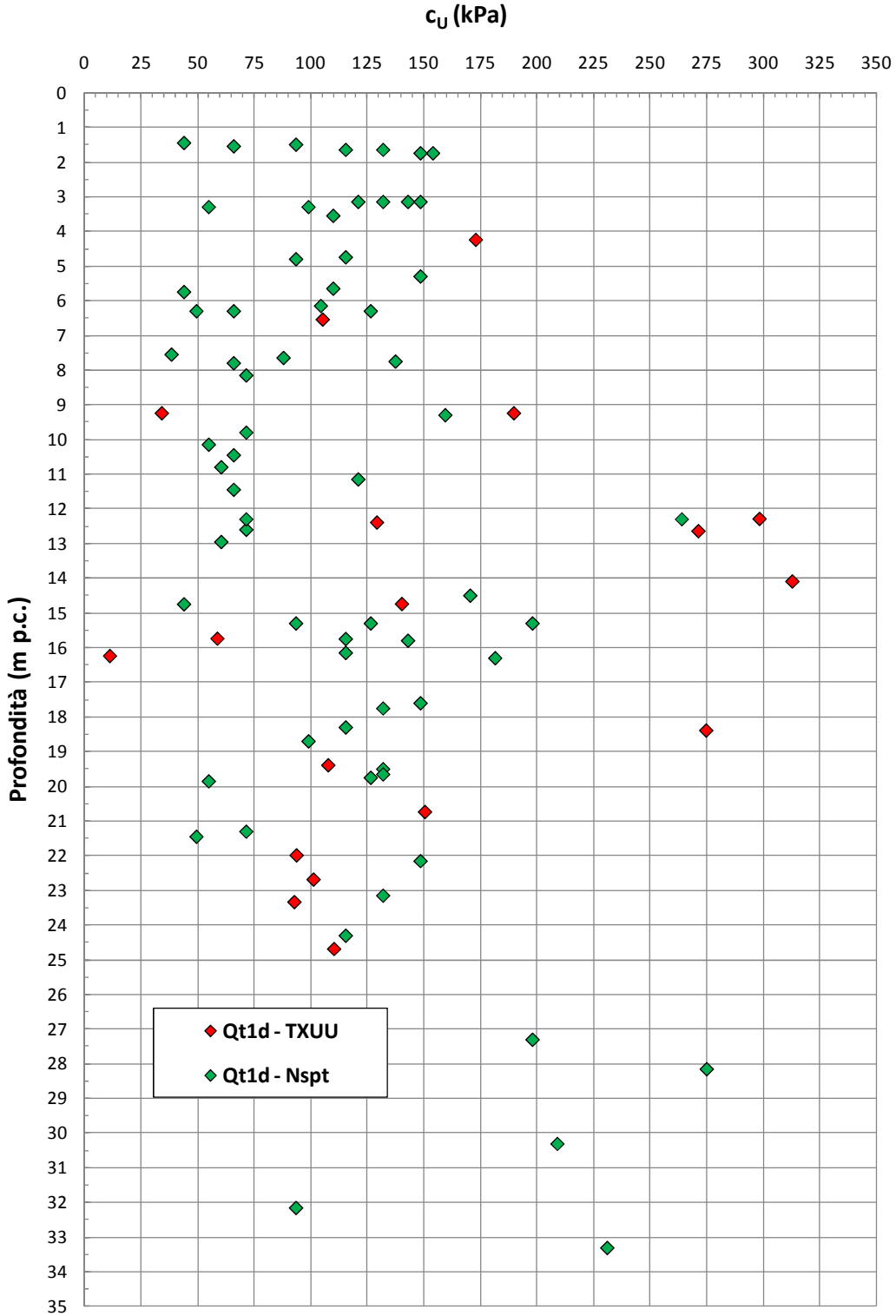


Figura 9.16: Formazione Qt1d – Coesione non drenata

9.4 **Depositi fluviali H1b**

La formazione H1b è un deposito quaternario geologicamente ascrivibile a depositi fluviali risalenti all'Olocene. Sulla base delle informazioni geologiche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie, sabbie fini limose, limi, limi sabbiosi e limi argillosi talora con clasti arrotondati eterogenei millimetrici e ghiaie. Talora presenza di elementi millimetrici nerastri di manganese. La caratterizzazione geotecnica dei materiali a grana fine H1b è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione delle:

- prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati ed indisturbati prelevati dai sondaggi dell'indagine di Progetto Preliminare (fase A, fase B e fase C) e da quelli dell'indagine di Progetto Definitivo, i cui risultati sono sintetizzati nella **Tabella 9.3**;
- prove penetrometriche dinamiche SPT delle indagini di Progetto Preliminare (fase A e fase C) e di Progetto Definitivo;
- prove di permeabilità Lefranc delle indagini di Progetto Preliminare (fase C) e di Progetto Definitivo.

L'interpretazione delle prove in sito è stata effettuata considerando orientativamente i livelli di falda riportati in Tabella 5.1.

Il contenuto di fine dei materiali in oggetto (FC) è riportato nella Figura 9.17; esso risulta variabile tra il 20% ed il 85%.

Nella Figura 9.18 sono riportate le resistenze N_{SPT} registrate nelle varie verticali di interesse, suddivise a seconda che il contenuto di fine (FC = % Limo + % Argilla) sia inferiore o superiore al 35%. I valori di N_{SPT} risultano variabili tra un valore minimo di 3 colpi/30 cm e valori massimi di 30 colpi/30cm; come intervallo caratteristico della formazione in oggetto si può assumere $5 \leq N_{SPT} \leq 20$ colpi/30 cm.

9.4.1 Caratteristiche fisiche

La formazione H1b in oggetto, per quanto attiene ai livelli limoso-argillosi, caratterizzati da percentuali di fine superiori al 35%, presenta la seguente composizione:

- limo = 14 ÷ 51%, mediamente 32%
- argilla = 11 ÷ 57%, mediamente 26%
- sabbia = 11 ÷ 65%, mediamente 39%
- ghiaia = 0 ÷ 14%, mediamente 3%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 35% ÷ 89%, mediamente 58%

Gli strati più sabbioso-limosi, aventi una percentuale di fine inferiore al 35%, presentano la seguente composizione:

- sabbia = 25 ÷ 78%, mediamente 50%
- ghiaia = 0 ÷ 43%, mediamente 23.5%
- limo = 9 ÷ 23%, mediamente 16%
- argilla = 6 ÷ 15%, mediamente 10%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 18% ÷ 34%, mediamente 26%

Il peso di volume naturale risulta dell'ordine di 20÷21.5 kN/m³.

Le caratteristiche fisiche dei campioni di terreno indisturbati caratterizzati da una percentuale di fine maggiore del 35% sono riportate nelle seguenti figure:

- Figura 9.20: contenuto d'acqua
- Figura 9.22: limite liquido
- Figura 9.23: limite plastico
- Figura 9.26: indice dei vuoti
- Figura 9.24: carta di plasticità di Casagrande

Nella Figura 9.25 si riporta, sul piano di Burland (1990) I_v - $\log \sigma_{vo}'$, lo stato iniziale dei campioni di terreno indisturbati caratterizzati da una percentuale di fine maggiore

del 35% e Limite Liquido superiore al 35%; nella stessa figura è tracciata anche la linea di compressibilità intrinseca edometrica $IC_{L_{oed}}$. I terreni appartenenti alla formazione H1b, in accordo alla classificazione di Figura 8.4, risultano ascrivibili a terreni tipo B1, ossia risultano sovraconsolidati meccanicamente.

La densità relativa (D_r) degli strati sabbioso limosi, determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT risulta generalmente compresa nell'intervallo $D_r=30\div 50\%$ (vedi Figura 9.43). Si rileva che in presenza di sabbie con limo aventi percentuale di fine inferiore al 35%, l'interpretazione delle prove SPT è stata effettuata facendo riferimento ai coefficienti empirici delle sabbie fini; le sabbie con limo e i limi argillosi o sabbiosi, ossia aventi percentuale di fine superiore al 35%, sono stati considerati come materiali coesivi.

9.4.2 Resistenza al taglio

Non si hanno a disposizione dati per determinare la resistenza al taglio in termini di angolo di attrito (φ').

I valori del parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate, determinati sulla base dei valori misurati di N_{SPT} in strati limoso argillosi e limoso sabbiosi aventi $FC > 35\%$, sono riportati nella Figura 9.29; risultano valori di c_u variabili tra 25 kPa e 150 kPa. Non risultano disponibili per la formazione in oggetto prove di laboratorio del tipo TX-UU.

9.4.3 Deformabilità

Le velocità delle onde di taglio ricavate dall'interpretazione delle prove penetrometriche SPT sono riportati nella Figura 9.30. I moduli di taglio iniziale (G_{01}), determinati a partire delle velocità calcolate in precedenza sono riportati nella Figura 9.31. In questa sede, a titolo cautelativo, i valori di G_{01} dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

$$G_{01} = 40000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.45} \text{ in kPa}$$

essendo:

p_a = pressione atmosferica di riferimento;

σ_{v0}' = pressione verticale efficace geostatica.

Con i presupposti indicati nel paragrafo 8.2.4, i moduli di Young operativi (E_{op1}), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di $(1/3 \div 1/5) \cdot E_0$, con E_0 calcolato in accordo al legame che intercorre tra E_0 e G_0 ed essendo:

$$G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5} \quad \text{in kPa}$$

dove p' è la pressione efficace media corrente e p_0' la pressione efficace media geostatica.

I moduli di Young operativi (E_{op1} , E_{op2} e E_{op3}), possono essere valutati in accordo a quanto descritto nel paragrafo 8.2.4 a seconda del problema geotecnico da affrontare.

Per i livelli prettamente argillosi limosi il modulo iniziale G_0 può essere determinato anche sulla base di quanto riportato in Simpson et al. (1979), assumendo $G_0 = 500 \div 700 \cdot c_u$, essendo c_u il parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate in condizioni di compressione e carico. Si evidenzia che tale correlazione fornisce valori di G_0 inferiori a quelli desumibili dall'interpretazione delle prove SPT tramite la relazione di Ohta e Goto; si suggerisce pertanto di utilizzare, cautelativamente, la relazione di Simpson et al. (1979) in presenza di spessori metrici di terreni prettamente limoso-argillosi.

9.4.4 Permeabilità

Sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc (vedi Tabella 5.2 e Tabella 5.3), ai livelli sabbiosi e sabbioso-limosi possono essere assegnati coefficienti di permeabilità dell'ordine $1 \cdot 10^{-5} \div 5 \cdot 10^{-6}$ m/s. Sulla base di quanto riportato nella

Tabella 5.3 le permeabilità dei livelli limoso-argillosi possono arrivare a valori di $1 \cdot 10^{-8}$ m/s.

I valori di permeabilità da assumersi in Progetto dipenderanno dal tipo di problema geotecnico e/o idraulico da affrontare, scegliendo di volta in volta valori ragionevolmente cautelativi tra quelli sopra esposti.

9.4.5 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali sabbiosi della formazione H1b.

Tabella 9.3: Formazione H1b – Parametri geotecnici medi caratteristici

Parametro	Sabbie, Sabbie limose	Sabbie con limi, Limi sabbiosi	Limi ed Argille ⁽¹⁾
γ_t (kN/m ³)	-		19÷21
N _{SPT} (colpi/30 cm)	5÷20		
D _r (%)	30÷50		-
c' (kPa)	0	0	0
ϕ' (°)	31÷33	28÷31	26
c _u (kPa)	-		24÷150
GSC = $\sigma'_{v,max} / \sigma'_{v,0}$ (-)			
k ₀ (-)	$(1 - \sin \phi') \sqrt{GSC}$		
v _s (m/sec)	100 · z ^{0.20}		
G ₀₁ (kPa)	$G_{01} = 35000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v,0}}{P_a} \right)^{0.25}$		G ₀₁ =(700·c _u)
E _{op1} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / (3 \div 5)$ ⁽³⁾		
E _{op2} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 5$ ⁽³⁾		
E _{op3} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 10$ ⁽³⁾		
c _c (-)	-	-	0.14÷0.17
c _r (-)	-	-	0.02÷0.04
c _v (cm ² /s)	-	-	
c _{αe} (%)	-	-	0.1÷0.21

Simbologia:

- γ_t = peso di volume naturale;
N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;
D_r = densità relativa;
c' = intercetta di coesione;
 ϕ' = angolo di attrito operativo;
GSC = grado di sovraconsolidazione meccanico;
 $\sigma'_{v,max}$ = tensione verticale efficace massima subita nel passato;
 $\sigma'_{v,0}$ = tensione verticale efficace attuale (geostatica);
k₀ = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

v_s	= velocità di propagazione delle onde di taglio;
z	= profondità dal piano campagna locale in metri;
G_{01}	= modulo di taglio iniziale riferito alla tensione verticale efficace geostatica;
p_a	= pressione atmosferica di riferimento = 100 kPa;
E_{op1}	= modulo di Young secante per l'analisi di opere di sostegno con metodi elastici lineari e non lineari;
E_{op2}	= modulo di Young secante per l'analisi di fondazioni (cedimenti delle fondazioni inferiori a $0.01 \cdot B$) con metodi elastici lineari e non lineari;
E_{op3}	= modulo di Young secante per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari e non lineari;
B	= dimensione minore della fondazione (m);
C_c	= indice di compressione (nel piano indice dei vuoti "e");
C_r	= indice di ricomprensione (nel piano indice dei vuoti "e");
C_v	= coefficiente di consolidazione primaria in direzione verticale;
$C_{\alpha e}$	= coefficiente di consolidazione secondaria nel piano dell'indice dei vuoti "e"; $C_{\alpha e} = \Delta e / \Delta \log t$.

Note:

- (1) = parametri geotecnici da utilizzarsi in presenza di strati metrici costituiti da terreni prettamente limoso argillosi.
- (2) = valori ipotizzati in assenza di dati.
- (5) = $G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5}$ (kPa), essendo p' la pressione efficace media corrente e p_0' la pressione efficace media geostatica.

Tabella 9.4: Formazione H1b – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

Sondaggio	Quota	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			PROPRIETÀ FISICHE					LABORATORIO
			Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	γ_n (kN/m ³)	Gs (-)	e (-)	S (-)	
4/2-SD3	13.00	CI1	6.80	7.00	0.00	30.00	40.00	30.00	31.00	16.00	15.00	CL	A6	L,S,A	22.10	20.89	2.63	0.58	1.08	-
4/2-SD3	13.00	CR1bis	0.40	0.60	0.00	32.00	34.00	34.00	34.00	14.00	20.00	CL	A6	L,A,S	-	-	-	-	-	-
4/2-SD3	13.00	SPT2	3.00	3.00	9.00	49.00	21.00	21.00	0.00	-	-	-	-	S(L)(A)[G]	-	-	-	-	-	-
4/2-SD3	13.00	SPT4	6.00	6.00	2.00	42.00	31.00	25.00	28.00	15.00	13.00	CL	A6	S,L,A	-	-	-	-	-	-
4/2-SD3	13.00	SPT6	9.00	9.00	4.00	45.00	27.00	24.00	28.00	15.00	13.00	CL	A6	S,L(A)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD3	13.00	SPT8	12.00	12.00	11.00	40.00	27.00	22.00	23.00	16.00	7.00	CL-ML	A4	S,L(A)(G)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD4	10.70	CI1	4.00	4.50	2.00	41.00	34.00	23.00	31.00	15.00	16.00	CL	A6	S,L(A)	25.40	20.18	2.60	0.66	1.07	ED
4/2-SD4	10.70	CR1bis	0.40	0.60	4.00	44.00	32.00	20.00	30.00	15.00	15.00	CL	A6	S,L(A)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD4	10.70	SPT1	1.30	1.30	4.00	49.00	28.00	19.00	27.00	16.00	11.00	CL	A6	S,L(A)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD4	10.70	SPT3	4.50	4.50	8.00	41.00	31.00	20.00	22.00	14.00	8.00	CL	A4	S,L(A)[G]	-	-	-	-	-	-
4/2-SD5	11.40	CI1	6.15	6.75	0.00	17.00	51.00	32.00	32.00	16.00	16.00	CL	A6	L,A(S)	26.20	19.55	2.60	0.68	1.00	UU
4/2-SD5	11.40	CR0	0.40	0.60	7.00	41.00	34.00	18.00	29.00	21.00	8.00	CL	A4	S,L(A)[G]	-	-	-	-	-	-
4/2-SD5	11.40	SPT1	1.60	2.25	35.00	35.00	23.00	7.00	-	-	-	-	-	G,S(L)[A]	-	-	-	-	-	-
4/2-SD5	11.40	SPT3	4.20	4.85	43.00	25.00	20.00	12.00	23.00	17.00	6.00	SC	0	G,S(L)(A)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD5	11.40	SPT5	9.00	9.65	12.00	53.00	24.00	11.00	22.00	16.00	6.00	SM-SC	-1	S(L)(G)(A)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD6	14.60	CI1	8.00	8.50	0.00	23.00	43.00	34.00	37.00	21.00	16.00	CL	A6	L,A(S)	18.90	20.69	2.66	0.50	0.95	ED- UU
4/2-SD6	14.60	CI2	12.50	13.00	0.00	38.00	41.00	21.00	31.00	20.00	11.00	CL	A6	L,S(A)	20.50	20.47	2.64	0.54	0.98	ED- TD
4/2-SD6	14.60	CR1bis	0.40	0.60	35.00	43.00	12.00	10.00	30.00	18.00	12.00	SC	A1a	S,G(L)(A)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD6	14.60	SPT1	1.50	2.15	38.00	--	--	--	-	-	-	-	-	G	-	-	-	-	-	-
4/2-SD6	14.60	SPT3	4.60	5.25	32.00	43.00	17.00	8.00	29.00	18.00	11.00	SC	-	S,G(L)[A]	-	-	-	-	-	-

Sondaggio	Quota	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			PROPRIETÀ FISICHE					LABORATORIO
			Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	γ_n (kN/m ³)	G _s (-)	e (-)	S (-)	
4/2-SD6	14.60	SPT5	9.00	9.65	39.00	38.00	16.00	7.00	28.00	20.00	8.00	SC	-	G,S(L)[A]	-	-	-	-	-	-
4/2-SD6	14.60	SPT7	14.15	14.80	3.00	72.00	17.00	8.00	-	-	-	SM	-	S(L)[A]	-	-	-	-	-	-
4/2-SD7	13.30	CI1	4.30	4.80	14.00	45.00	20.00	21.00	28.00	15.00	13.00	SC	A6	S(A)(L)(G)	18.80	20.12	2.63	0.49	0.90	ED
4/2-SD7	13.30	CI2	6.00	6.80	11.00	52.00	24.00	13.00	25.00	17.00	8.00	SC	A4	S(L)(A)(G)	18.50	20.72	2.65	0.49	0.95	TD
4/2-SD7	13.30	CR1bis	0.40	0.60	4.00	45.00	32.00	19.00	23.00	16.00	7.00	CL-ML	A4	S,L(A)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD7	13.30	SPT1	1.70	1.70	0.00	24.00	50.00	26.00	24.00	15.00	9.00	CL	A4	L,A(S)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD7	13.30	SPT3	8.00	8.00	23.00	56.00	9.00	12.00	23.00	13.00	10.00	SC	A1-b	S(G)(A)[L]	-	-	-	-	-	-
4/2-SD7	13.30	SPT5	12.00	12.00	36.00	33.00	16.00	15.00	46.00	22.00	24.00	SC	A2-7	G,S(L)(A)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD10	5.00	CI3	10.00	10.50	0.00	44.00	32.00	24.00	26.00	17.00	9.00	CL	A4	S,L(A)	18.50	20.56	2.63	0.49	0.95	CD
4/2-SD14	15.10	CR0	0.40	0.60	0.00	61.00	25.00	14.00	-	-	-	SM	A4	S,L(A)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD14	15.10	SPT2	3.00	3.65	13.00	55.00	19.00	13.00	-	-	-	SM	A4	S(L)(G)(A)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD15	14.80	CI1	7.00	7.50	1.00	53.00	20.00	26.00	26.00	15.00	11.00	CL	A6	S,A(L)	14.90	21.44	2.64	0.39	0.95	UU
4/2-SD15	14.80	CR0	0.40	0.60	0.00	61.00	24.00	15.00	0.00	#N/D	#N/D	SM	A4	S(L)(A)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD15	14.80	SPT2	4.10	4.75	2.00	64.00	19.00	15.00	19.00	14.00	5.00	SM-SC	A4	S(L)(A)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD15	14.80	SPT4	9.00	9.65	0.00	65.00	14.00	21.00	25.00	15.00	10.00	SC	A4	S(A)(L)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD16	16.60	CI1	4.50	5.00	1.00	56.00	21.00	22.00	35.00	17.00	18.00	SC	A6	S(A)(L)	14.10	21.47	2.59	0.37	0.97	ED
4/2-SD16	16.60	CI2	9.50	10.00	0.00	27.00	36.00	37.00	38.00	17.00	21.00	CL	A6	A,L,S	20.60	20.60	2.65	0.55	0.99	ED-UU
4/2-SD16	16.60	CR0	0.40	0.60	0.00	74.00	16.00	10.00	-	-	-	SM	A2-4	S(L)(A)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD16	16.60	SPT1	1.40	2.00	0.00	63.00	25.00	12.00	-	-	-	SM	A4	S,L(A)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD16	16.60	SPT3	6.00	6.70	0.00	26.00	44.00	30.00	31.00	22.00	9.00	CL	A4	L,A,S	-	-	-	-	-	-
4/2-SD16	16.60	SPT5	10.80	11.40	0.00	22.00	38.00	40.00	41.00	25.00	16.00	CL	A7-6	A,L(S)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD17	18.10	CR0	0.40	0.60	1.00	33.00	35.00	30.00	29.00	12.00	17.00	CL	A6	L,S,A	-	-	-	-	-	-

Sondaggio	Quota	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			PROPRIETÀ FISICHE					LABORATORIO
			Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	γ_n (kN/m ³)	G _s (-)	e (-)	S (-)	
4/2-SD17	18.10	SPT1	1.20	1.85	1.00	18.00	31.00	50.00	46.00	16.00	30.00	CL	A7-6	A,L(S)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD17	18.10	SPT2	3.00	3.65	0.00	48.00	17.00	35.00	28.00	12.00	16.00	CL	A6	S,A(L)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD17	18.10	SPT3	4.50	5.15	0.00	100.00	0.00	0.00	-	-	-	SP	A3	S	-	-	-	-	-	-
4/2-SD17	18.10	SPT4	6.00	6.65	0.00	78.00	15.00	7.00	-	-	-	SM	A2-6	S(L)[A]	-	-	-	-	-	-
A1_S17	19.07	R1	4.70	5.00	4.24	60.65	23.97	11.14	21.01	12.41	8.60	-	-	-	-	-	-	-	-	TD
C_CS21	16.50	CR2	2.70	3.00	0.50	43.50	41.40	14.60	19.00	16.00	3.00	ML	A-4	-	-	-	-	-	-	-
C_CS21	16.50	CI1	4.00	4.50	7.10	43.70	32.90	16.30	19.00	-	-	ML	A-4	-	18.60	20.45	2.71	0.50	0.88	TD
C_CS21	16.50	SPT5	7.50	7.95	24.20	57.40	11.90	6.50	-	-	-	SM	A-1-b	-	-	-	-	-	-	-
C_CS23	10.80	CR1	4.00	4.25	0.50	42.20	40.10	17.20	24.00	17.00	7.00	CL	A-4	S,L(A)	22.00	19.98	2.72	0.60	0.91	-
C_CS23	10.80	CI1	5.20	5.60	1.40	28.60	41.00	29.00	26.00	18.00	8.00	CL	A-4	L,A,S	-	-	-	-	-	UU
C_CS23	10.80	SPT5	9.00	9.45	8.90	50.30	25.20	15.60	-	-	-	-	-	S,L(A)[G]	-	-	-	-	-	-
C_CS23	10.80	CI2	11.00	11.50	0.20	37.80	42.10	19.90	22.00	17.00	5.00	CL-ML	A-4	L,S(A)	-	-	-	-	-	TD

Simbologia:

w = contenuto in acqua
 γ_n = peso di volume naturale
G_s = gravità specifica dei grani
e = indice dei vuoti
S = grado di saturazione

ED = prova edometrica
UU = prova triassiale di compressione TX-UU
CU = prova triassiale di compressione TX-CU
TD = taglio diretto
CD = prova triassiale di compressione TX-CD

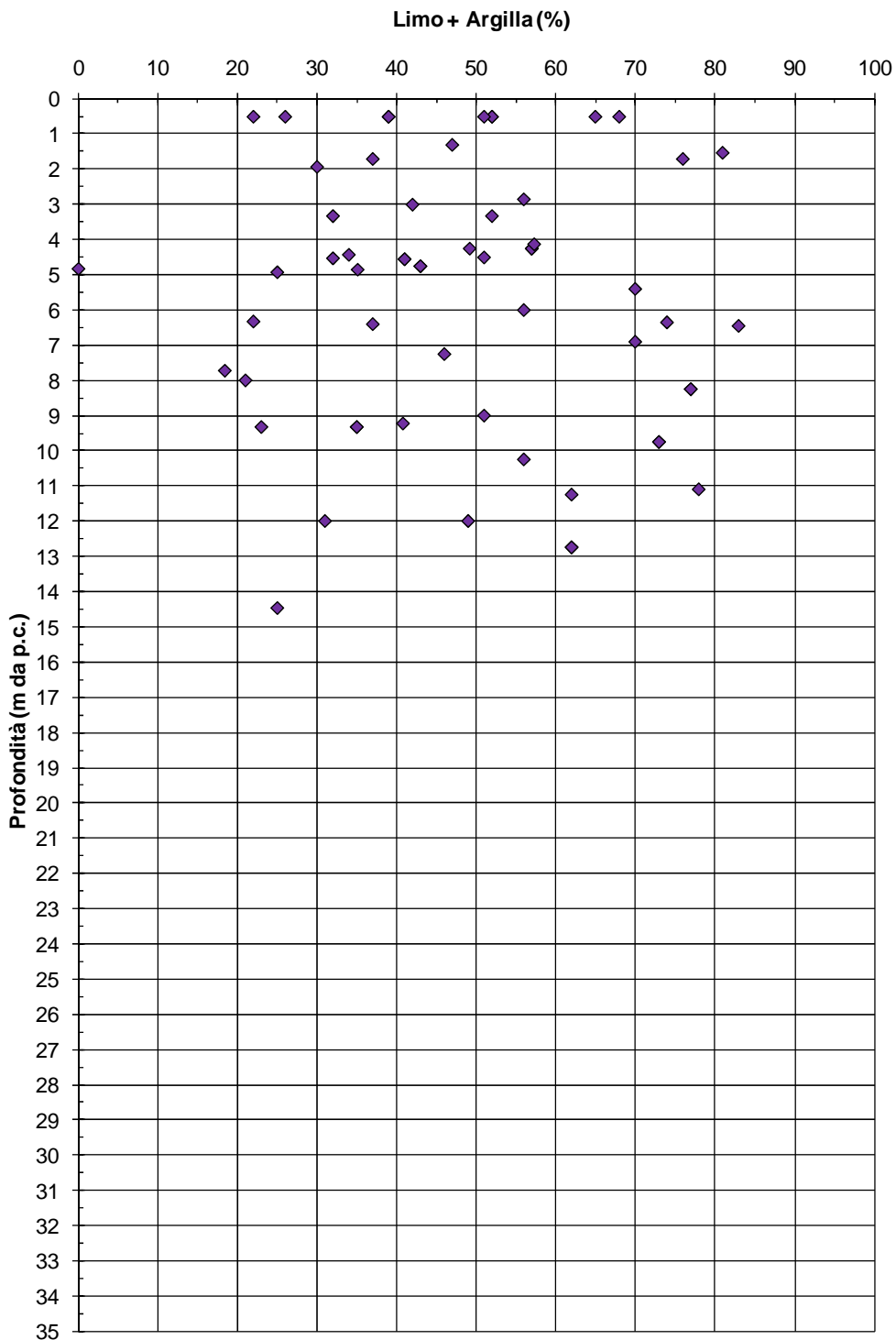


Figura 9.17: Formazione H1b – Contenuti di fine (CF)

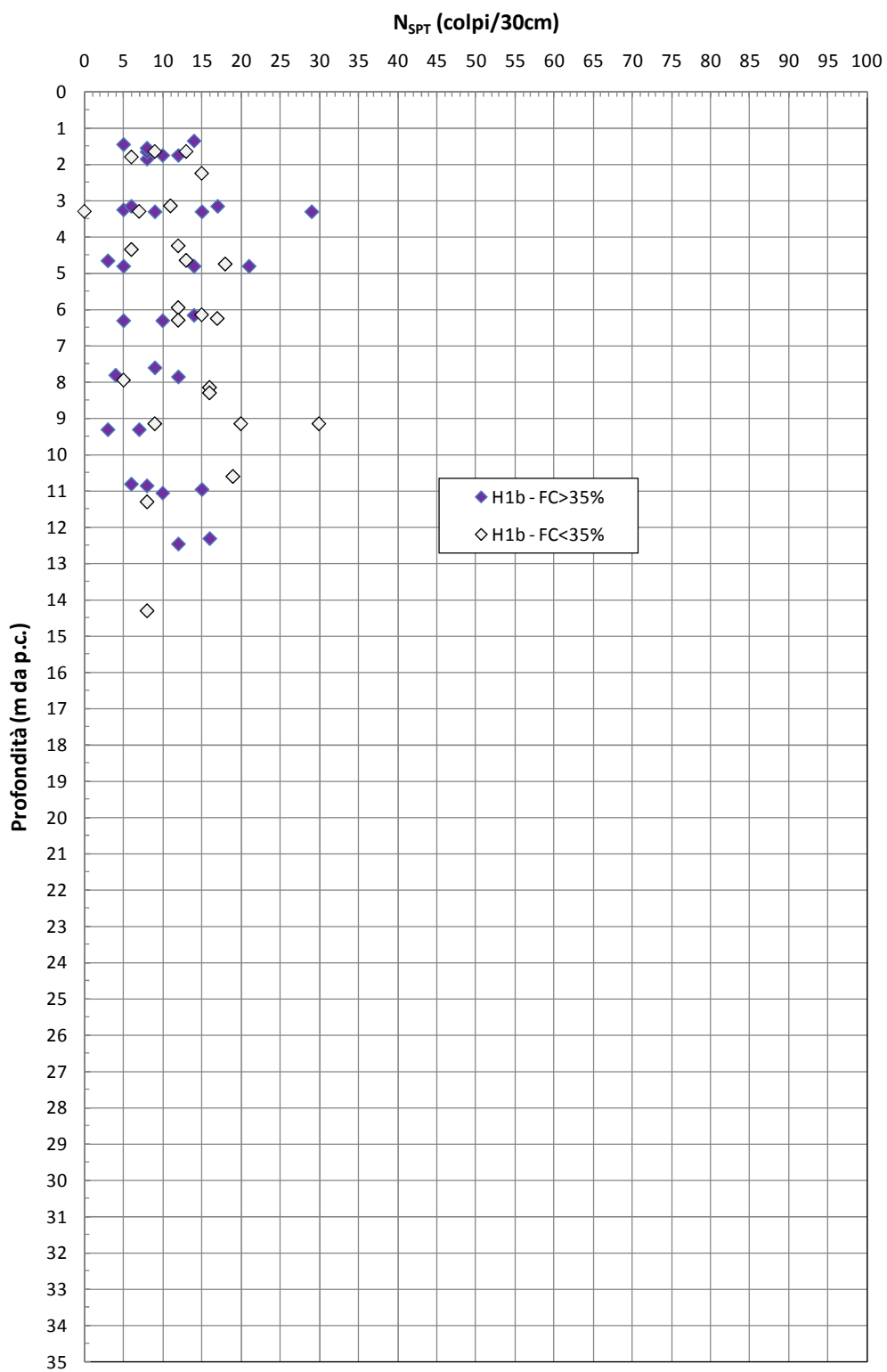


Figura 9.18: Formazione H1b – Valori di N_{SPT}

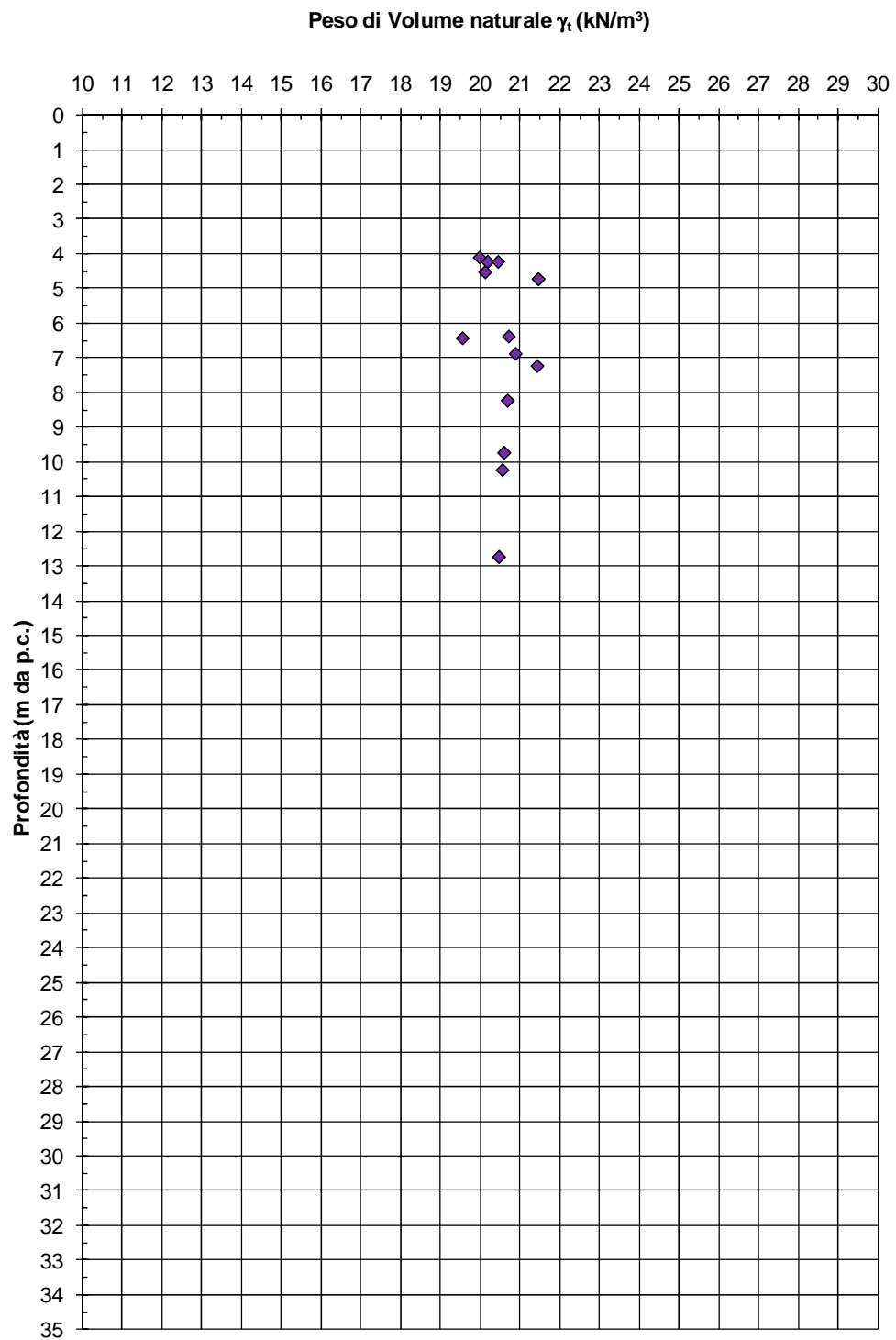


Figura 9.19: Formazione H1b – Pesi di volume naturale γ_d

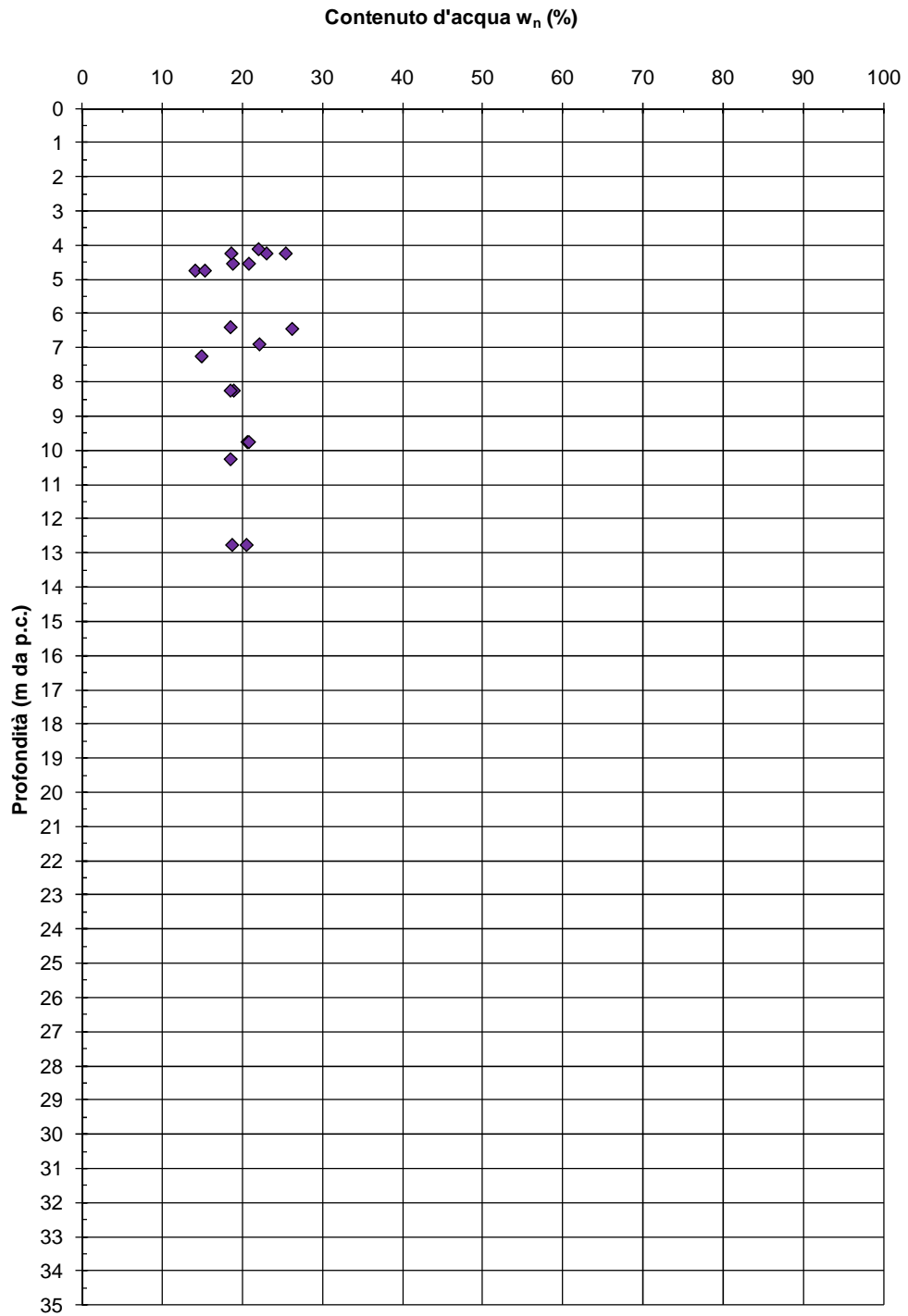


Figura 9.20: Formazione H1b – Contenuto d'acqua naturale w_n

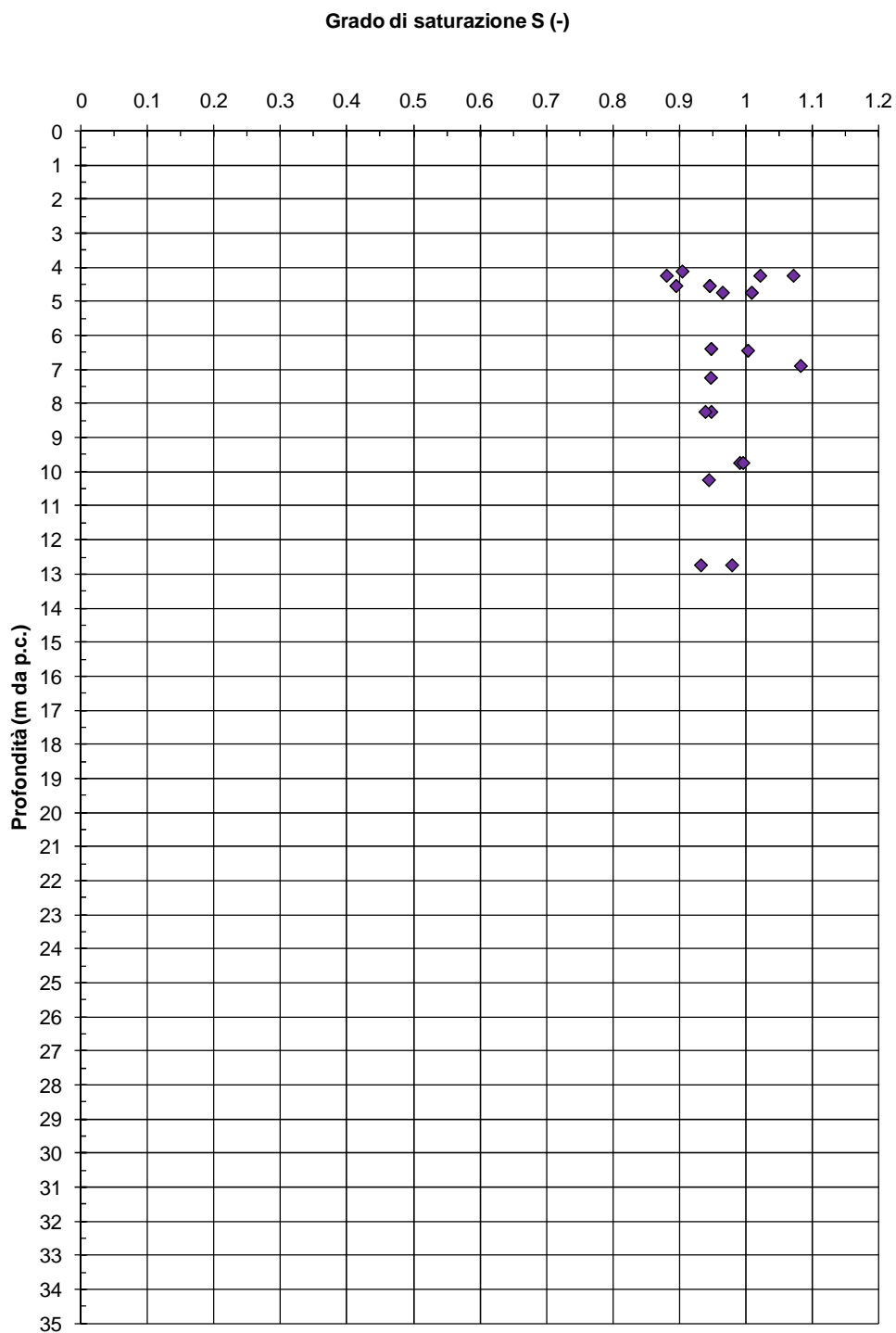


Figura 9.21: Formazione H1b – Grado di saturazione

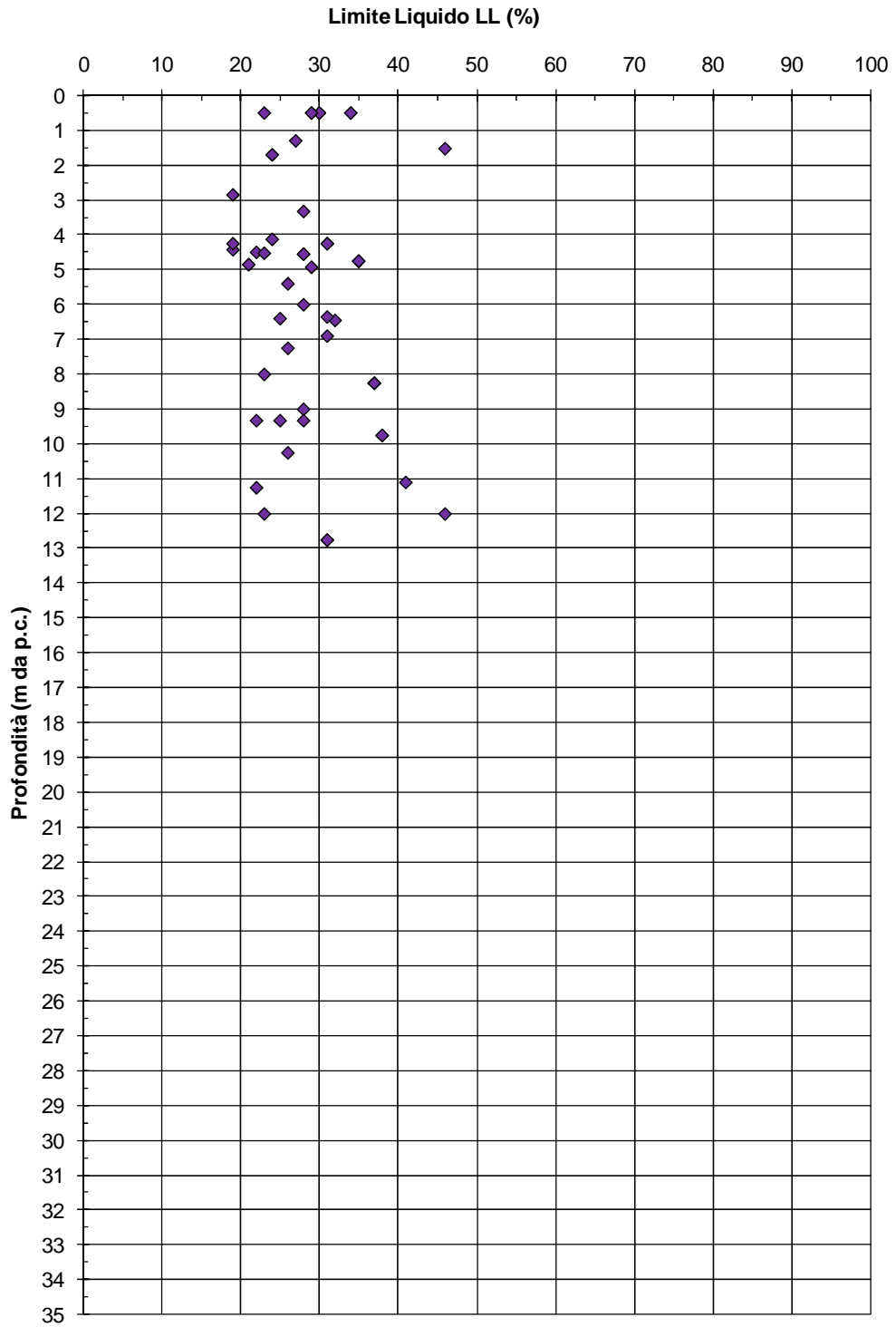
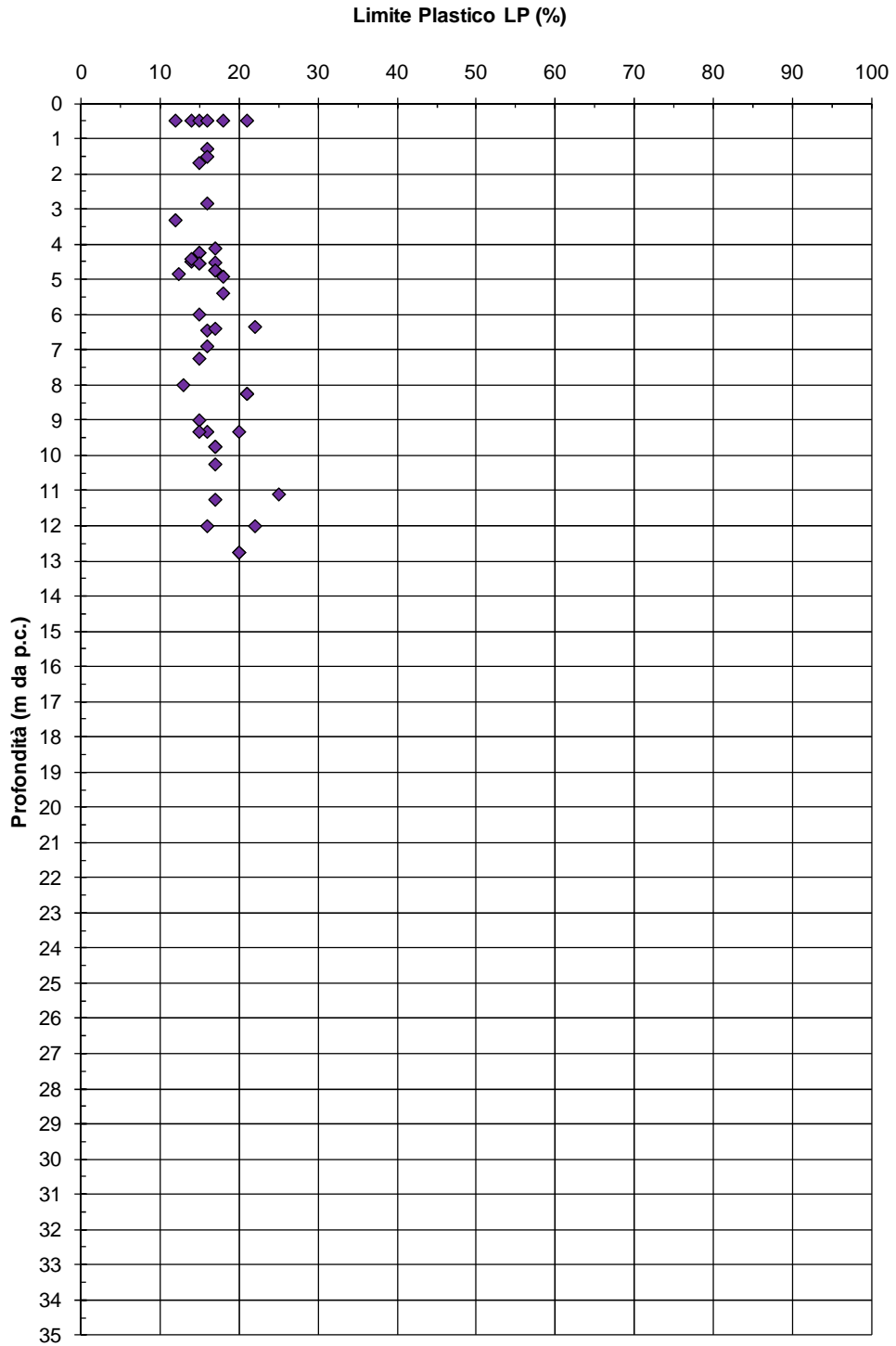


Figura 9.22: Formazione H1b – Limite Liquido



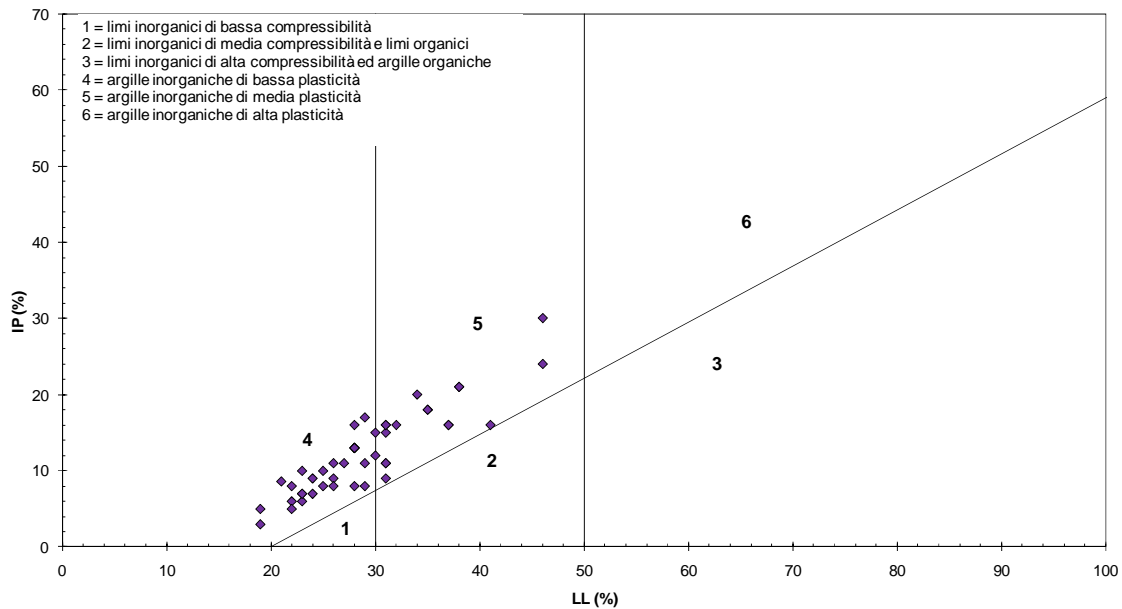


Figura 9.24: Formazione H1b – Carta di plasticità di Casagrande

Linea di compressibilità intrinseca e stati iniziali in sito
 normalizzati in accordo a Burland (1990)
 per campioni di terreni caratterizzati da $FC=L+A > 35\%$ ed $LL > 35\%$

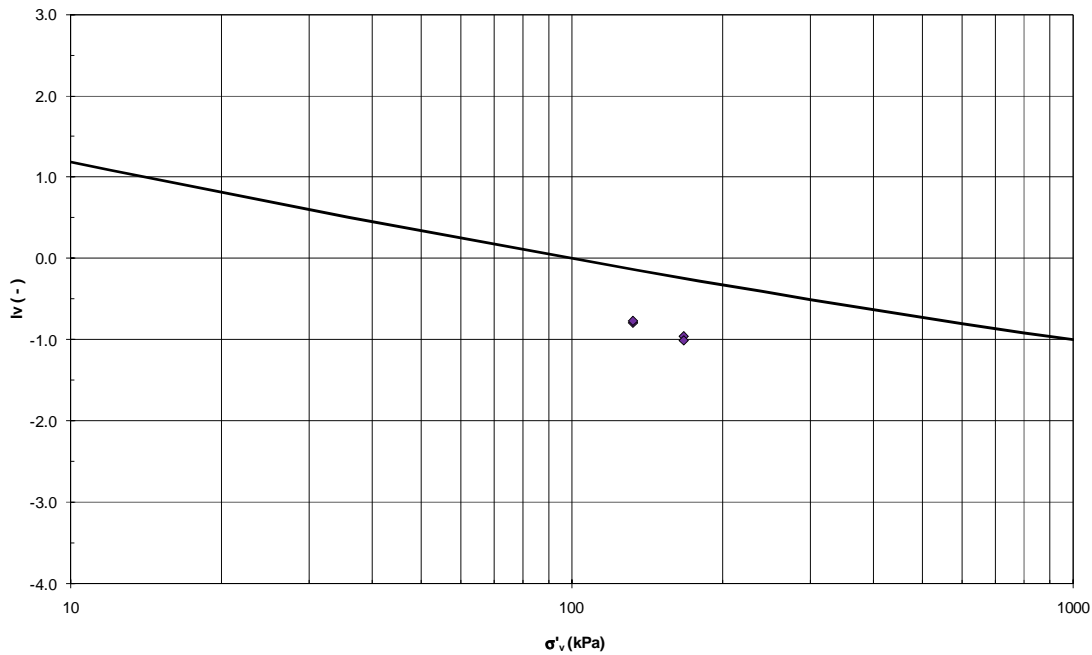


Figura 9.25: Formazione H1b – Burland

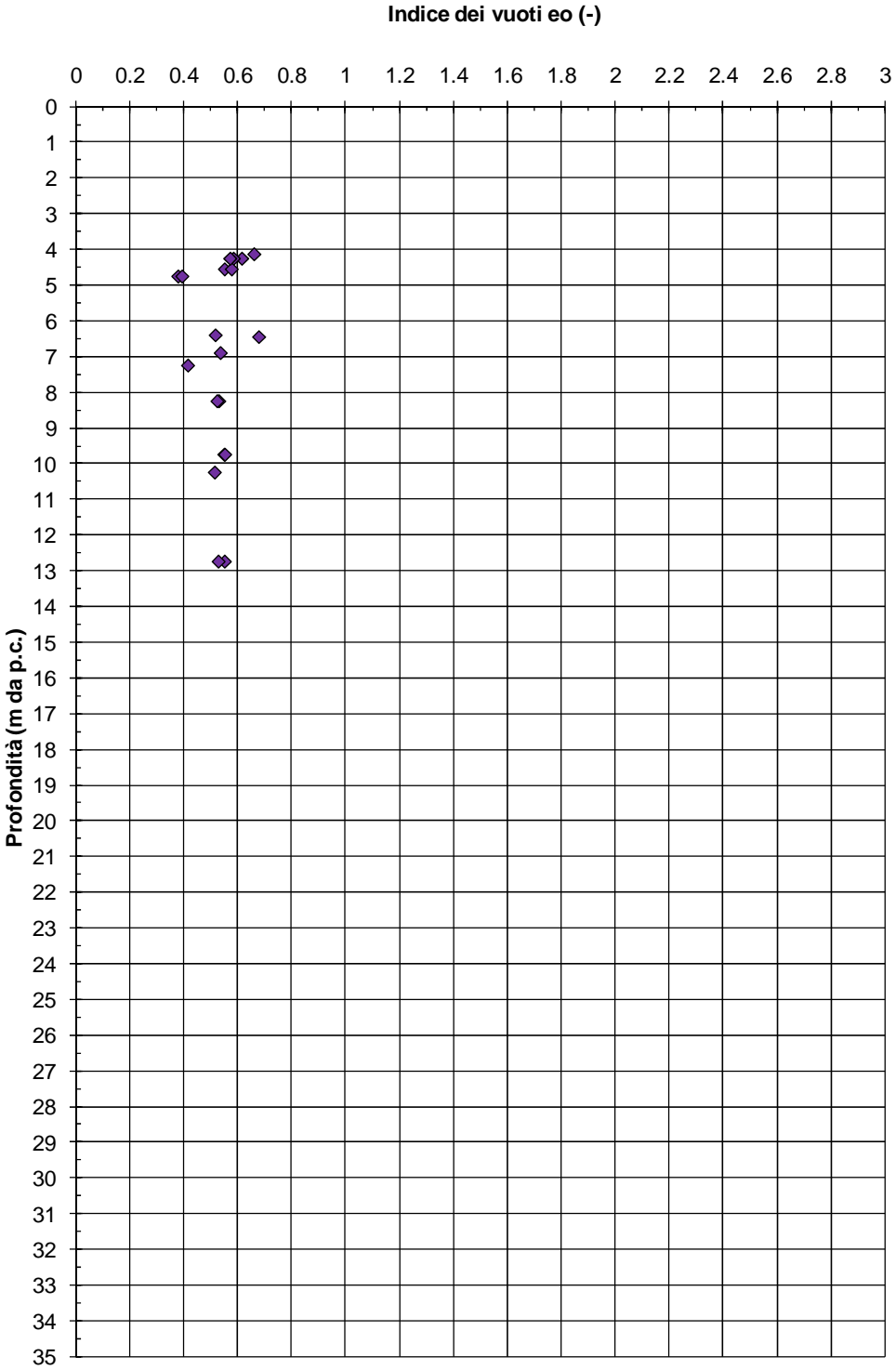


Figura 9.26: Formazione H1b – Indice dei vuoti

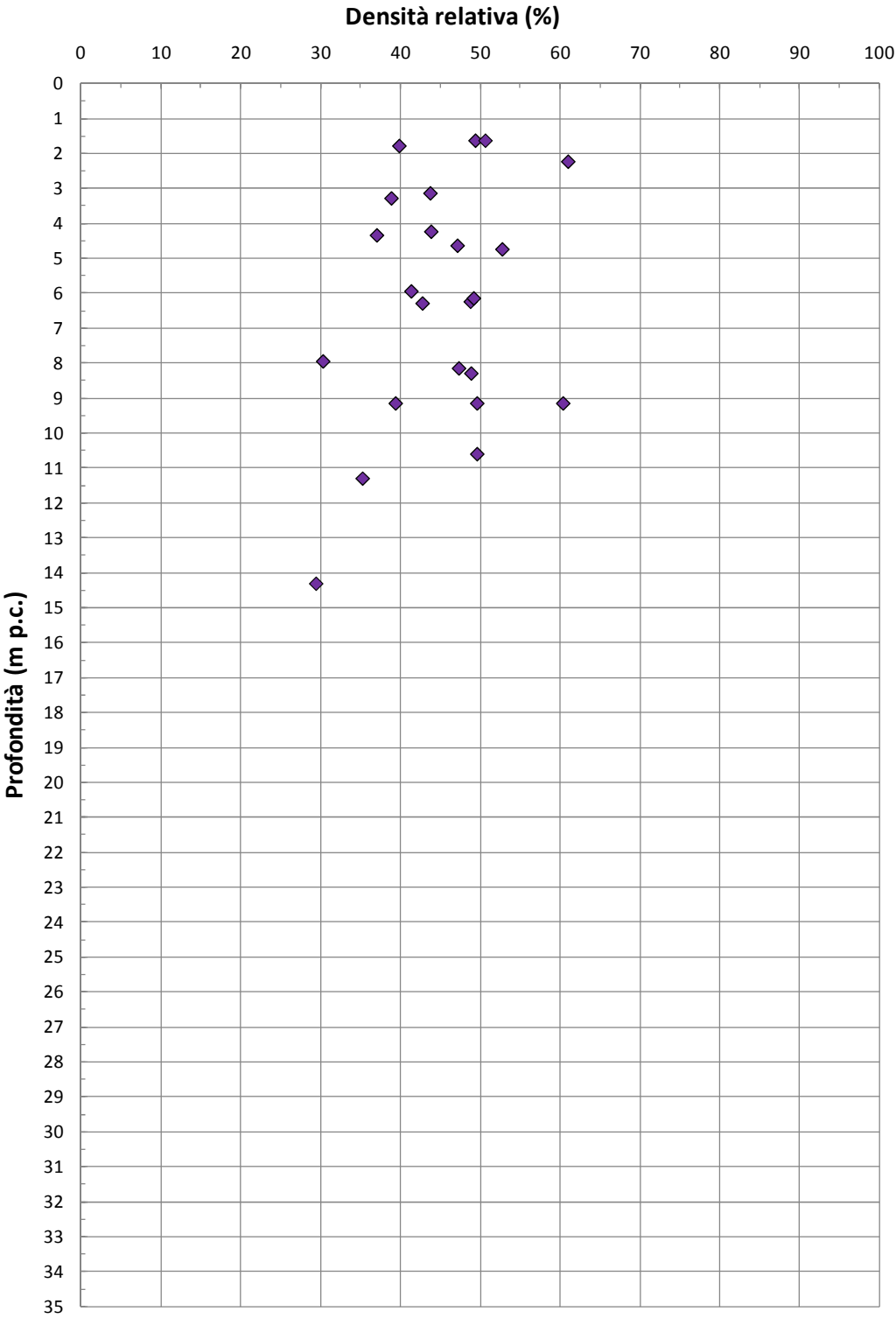


Figura 9.27: Formazione H1b – Valori di DR

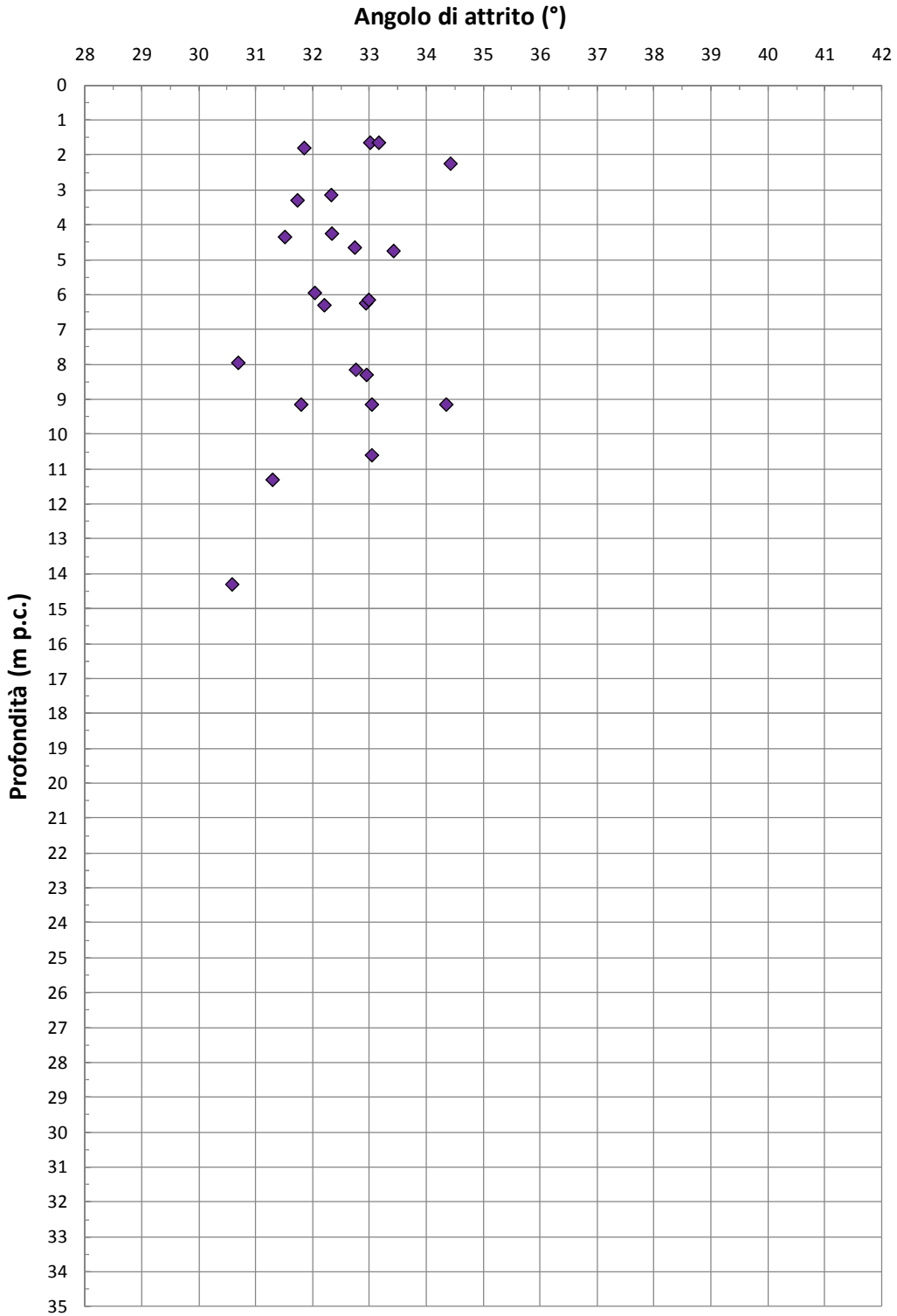


Figura 9.28: Formazione H1b – Valori di ϕ' da prove SPT

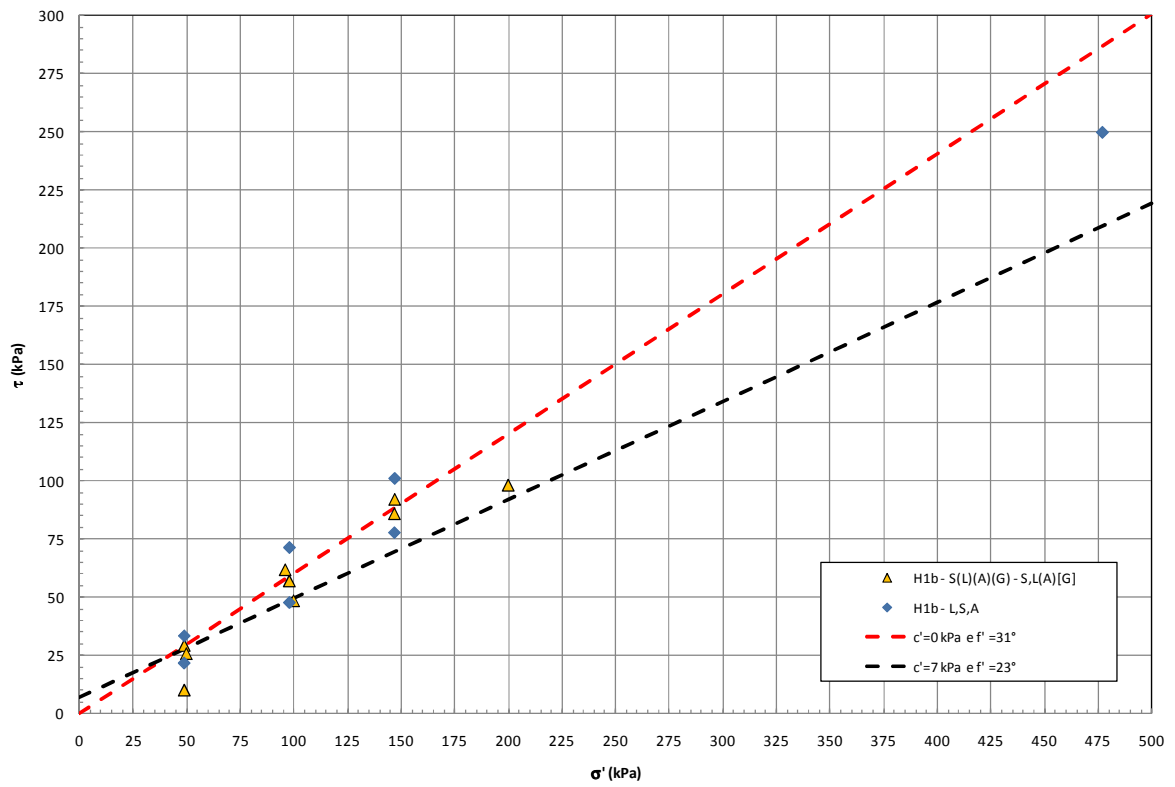


Figura 9.29: Formazione H1b – Valori Valori di ϕ' da prove di Taglio Diretto

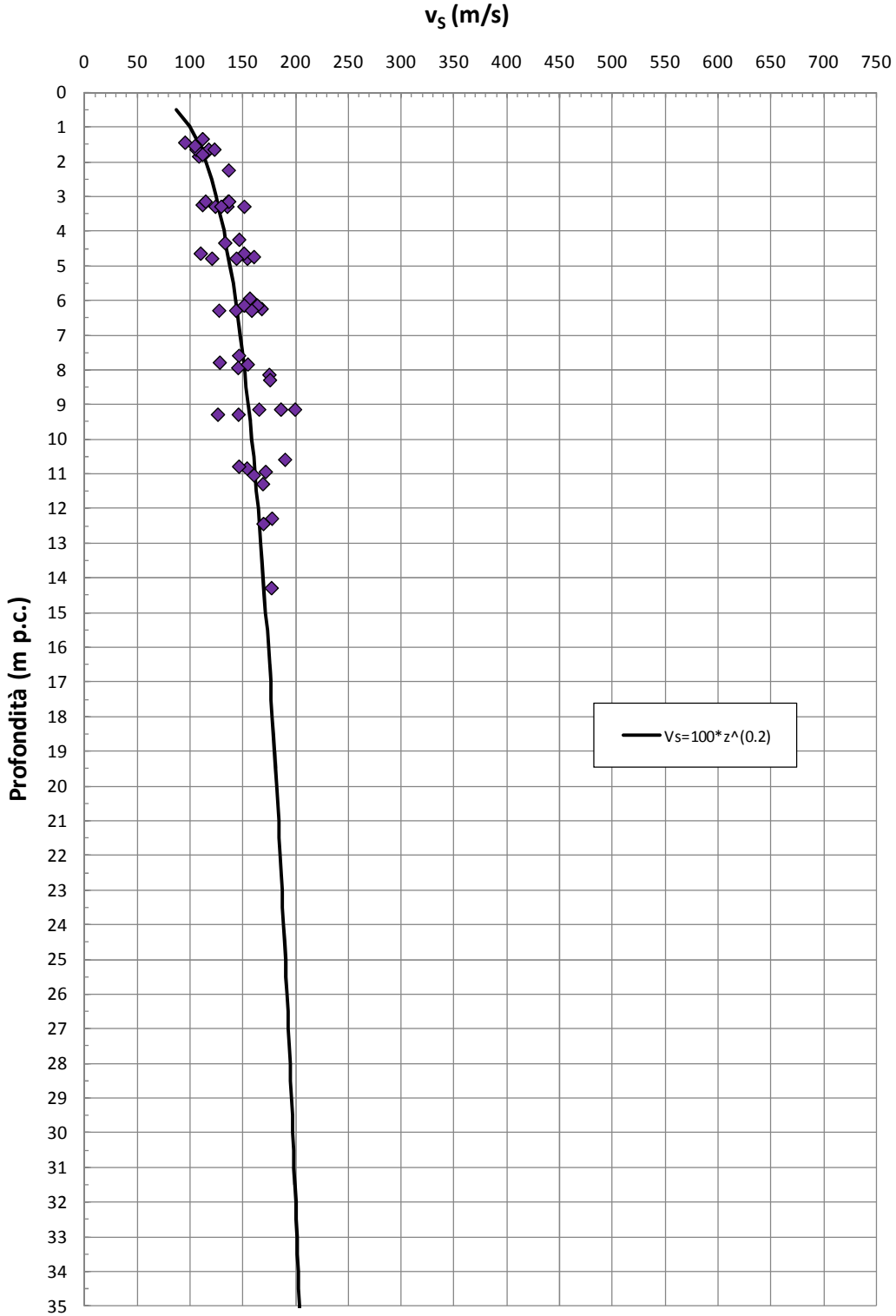


Figura 9.30: Formazione H1b – Valori di v_s

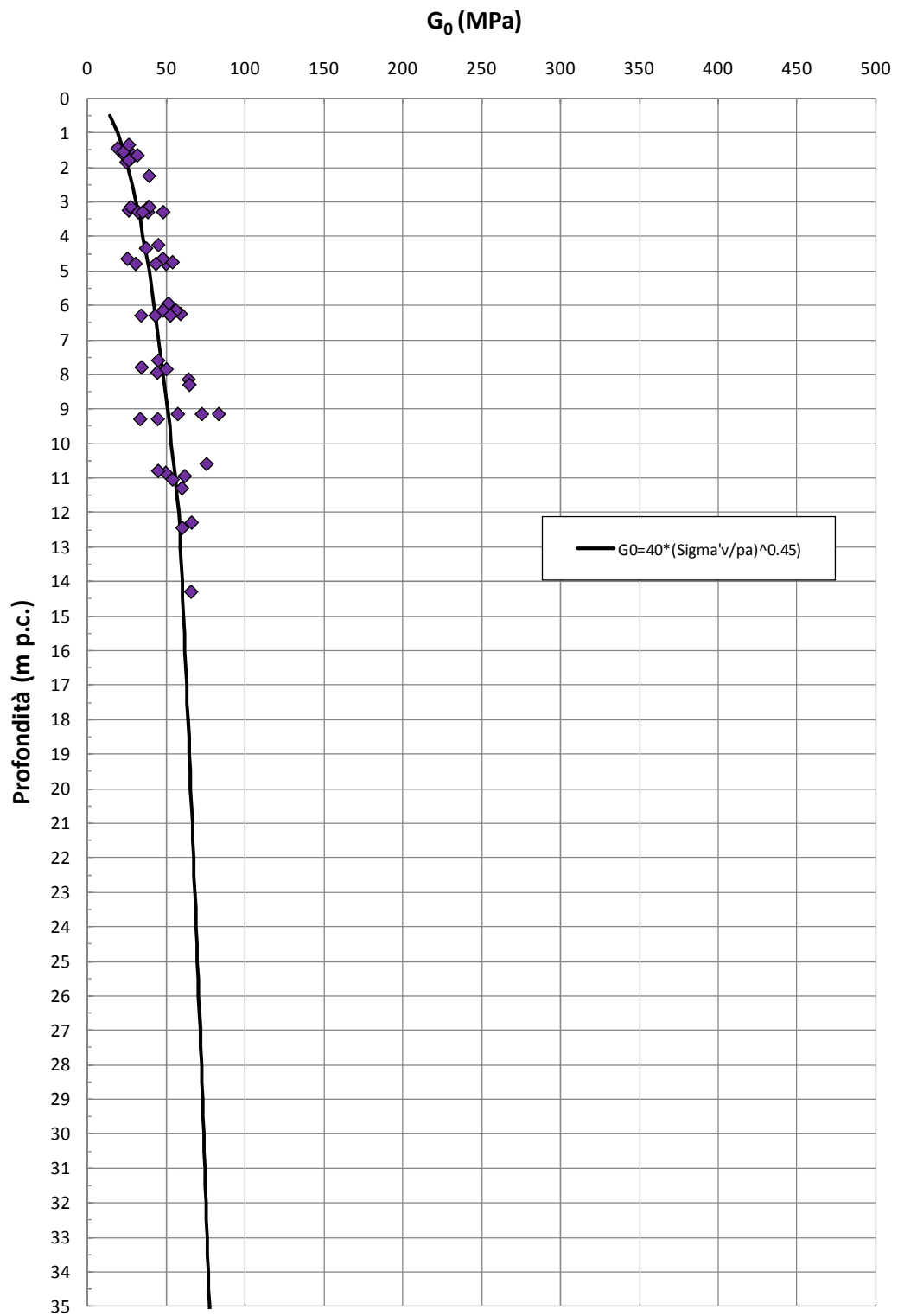


Figura 9.31: Formazione H1b – Valori di G_0

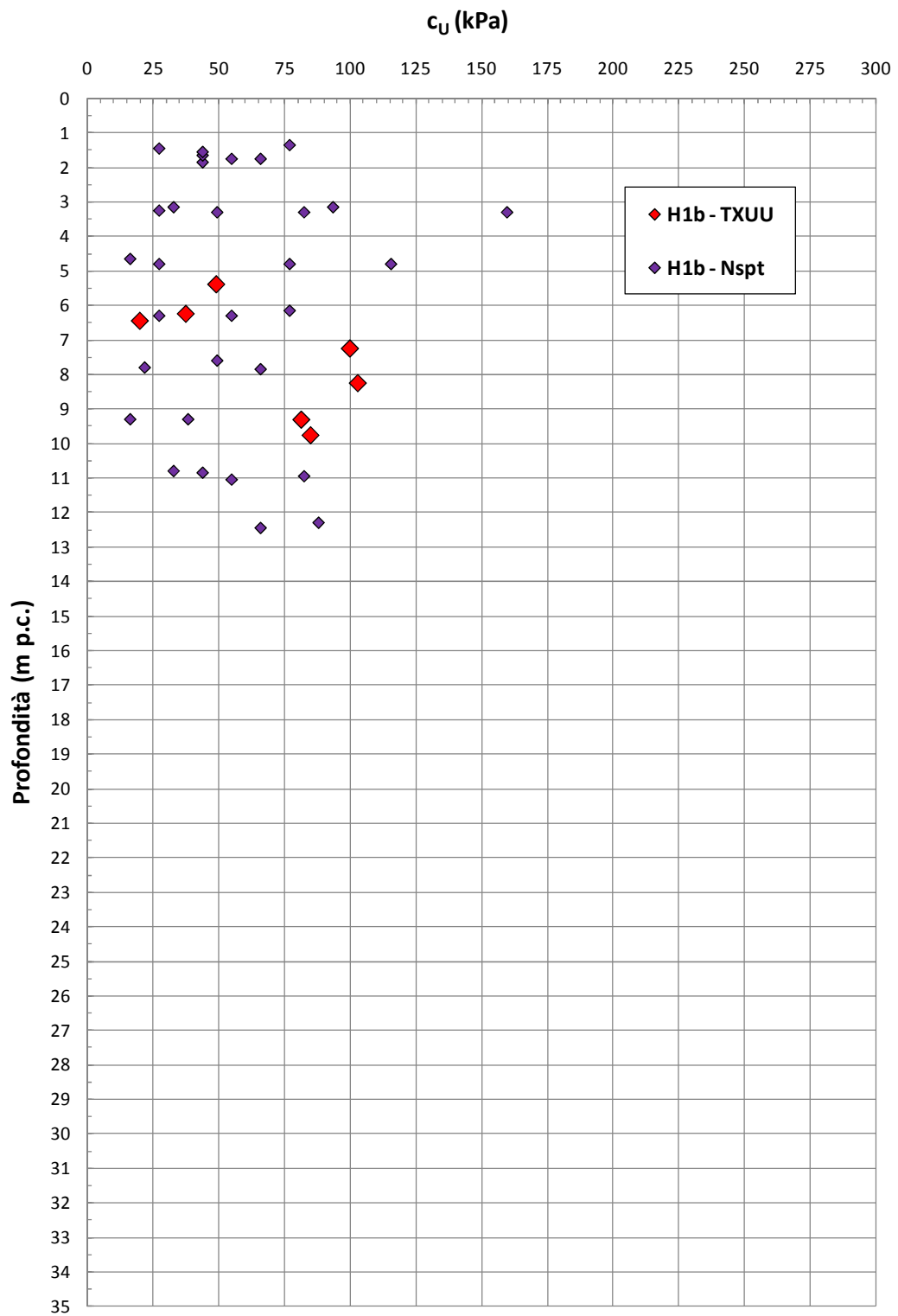


Figura 9.32: Formazione H1b – Coesione non drenata

9.5 Depositi H1a, H1a1

La formazione H1a è un deposito quaternario geologicamente ascrivibile a depositi lagunari risalenti all'Olocene. Sulla base delle informazioni geologiche, i depositi in oggetto risultano costituiti da argille limose, limi argillosi debolmente sabbiosi di colori bruni e grigi. Presenza locale di malacofauna di ambiente salmastro. Nei pressi del fiume Albegna presente un episodio di alluvionamento fluviale (4/1 SD 22). La formazione H1a1 è un deposito quaternario geologicamente ascrivibile a depositi palustri risalenti all'Olocene. Sulla base delle informazioni geologiche, i depositi in oggetto risultano costituiti da limi nerastri e grigi talora debolmente sabbiosi con elementi scuri e radici. Possibili intercalazioni di sabbie molto fini e fini grigie.

La caratterizzazione geotecnica dei materiali a prevalente grana fine H1a e H1a1 sono state sviluppate sulla base dell'interpretazione delle:

- prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati ed indisturbati prelevati dai sondaggi dell'indagine di Progetto Preliminare (fase A e fase C) e da quelli dell'indagine di Progetto Definitivo, i cui risultati sono sintetizzati nella **Tabella 9.5**;
- prove penetrometriche dinamiche SPT delle indagini di Progetto Preliminare (fase A, fase B e fase C) e di Progetto Definitivo;
- prove di permeabilità Lefranc delle indagini di Progetto Preliminare (fase C) e di Progetto Definitivo.

L'interpretazione delle prove in sito è stata effettuata considerando orientativamente i livelli di falda riportati in Tabella 5.1.

Il contenuto di fine dei materiali in oggetto (FC) è riportato nella Figura 9.33; l'analisi di tale figura conferma l'esistenza di una stratificazione dei depositi in oggetto, con strati a grana grossa ($FC < 35\%$) e strati a grana fine ($FC \geq 35\%$). L'effettiva presenza di strati a grana fine e/o grossa nell'ambito della formazione in oggetto dovrà essere verificata puntualmente in corrispondenza dei sondaggi di interesse

Nella Figura 9.34 sono riportate le resistenze N_{SPT} registrate nelle varie verticali di interesse, suddivise a seconda che il contenuto di fine (FC = % Limo + % Argilla) sia inferiore o superiore al 35%. I valori di N_{SPT} risultano variabili tra un valore minimo di 0 colpi/30 cm e valori massimi di 20 colpi/30cm; come intervallo caratteristico della formazione in oggetto si può assumere $5 \leq N_{SPT} \leq 15$ colpi/30 cm.

9.5.1 Caratteristiche fisiche

Le formazioni H1a e H1a1 in oggetto presentano la seguente composizione:

- sabbia = 3 ÷ 72%, mediamente 26%
- argilla = 8 ÷ 65%, mediamente 35%
- limo = 17 ÷ 59%, mediamente 37%
- ghiaia = 0 ÷ 9%, mediamente 2%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 25% ÷ 97%, mediamente 72%

Il peso di volume naturale può essere assunto pari a $\gamma_n = 19 \div 21$ kN/m³ (vedi Figura 9.35).

Le caratteristiche fisiche dei campioni di terreno indisturbati sono riportate nelle seguenti figure:

- Figura 9.36: contenuto d'acqua
- Figura 9.38: limite liquido
- Figura 9.39: limite plastico
- Figura 9.42: indice dei vuoti
- Figura 9.40: carta di plasticità di Casagrande

Nella Figura 9.41 si riporta, sul piano di Burland (1990) $I_v - \log \sigma_{vo}'$, lo stato iniziale dei campioni di terreno indisturbati caratterizzati da una percentuale di fine maggiore del 35% e Limite Liquido superiore al 35%; nella stessa figura è tracciata anche la linea di compressibilità intrinseca edometrica ICL_{oed} . I terreni appartenenti alle formazioni H1a e H1a1, in accordo alla classificazione di Figura 8.4, risultano ascrivibili a terreni tipo B1, ossia risultano sovraconsolidati meccanicamente.

La densità relativa (D_r) degli strati sabbioso limosi, determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT risulta generalmente compresa nell'intervallo $D_r=20\div 50\%$ (vedi Figura 9.43). Si rileva che in presenza di sabbie con limo aventi percentuale di fine inferiore al 35%, l'interpretazione delle prove SPT è stata effettuata facendo riferimento ai coefficienti empirici delle sabbie fini; le sabbie con limo e i limi argillosi o sabbiosi, ossia aventi percentuale di fine superiore al 35%, sono stati considerati come materiali coesivi.

9.5.2 Scelta del modello geotecnico di calcolo per gli strati a grana fine

Lo stato iniziale dei campioni di terreno indisturbati aventi $FC \geq 35\%$ ed $LL \geq 35\%$, rappresentato sul piano di Burland (1990) $\ln\text{-log}\sigma_{vo}'$, si colloca al di sotto della linea di compressibilità intrinseca edometrica ICL_{oed} (Figura 8.4). I terreni a grana fine delle formazioni H1a e H1a1 risultano pertanto ascrivibili a terreni tipo B1 (Figura 9.41), ossia risultano sovraconsolidati meccanicamente.

In ragione di quanto sopra i calcoli geotecnici potranno essere effettuati utilizzando modelli geotecnici elasto-plastici.

9.5.3 Resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito (φ'), determinata dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT e dei valori di D_r sopra calcolati ha fornito valori variabili nel range $\varphi' = 30^\circ\div 33^\circ$ (vedi la Figura 9.44), mentre l'angolo di attrito determinato da prove di taglio diretto eseguite su un campioni prevalentemente sabbiosi hanno fornito valori pari a $\varphi' = 25^\circ$ mentre prove di taglio diretto su campioni argille fino ad argille con limo e sabbia hanno fornito valori pari a $c' = 20$ kPa e $\varphi' = 29^\circ$ (vedi Figura 9.45).

I valori del parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate, determinati su campioni di limi argillosi e limi con sabbie aventi $FC > 35\%$, sono riportati nella Figura 9.48; nella stessa figura si riportano anche i valori di resistenza ricavati da prove di laboratorio del tipo TX-UU.

9.5.4 Deformabilità

Le velocità delle onde di taglio ricavate dall'interpretazione delle prove penetrometriche SPT sono riportati nella Figura 9.46.

I moduli di taglio iniziale (G_{01}), determinati a partire delle velocità calcolate in precedenza sono riportati nella Figura 9.47. In questa sede, a titolo cautelativo, i valori di G_{01} dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

$$G_{01} = 35000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.6} \text{ in kPa}$$

essendo:

p_a = pressione atmosferica di riferimento;

σ'_{v0} = pressione verticale efficace geostatica.

Con i presupposti indicati nel paragrafo 8.2.4, i moduli di Young operativi (E_{op1} ed E_{op2}), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di $(1/3 \div 1/5) \cdot E_0$, con E_0 calcolato in accordo al legame che intercorre tra E_0 e G_0 ed essendo:

$$G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5} \text{ in kPa}$$

dove p' è la pressione efficace media corrente e p_0' la pressione efficace media geostatica.

I moduli di Young operativi (E_{op1} , E_{op2} ed E_{op3}), possono essere valutati in accordo a quanto descritto nel paragrafo 8.2.4 a seconda del problema geotecnico da affrontare.

Per i livelli prettamente argillosi limosi il modulo iniziale G_0 può essere determinato anche sulla base di quanto riportato in Simpson et al. (1979), assumendo $G_0 = 500 \div 700 \cdot c_u$, essendo c_u il parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate in condizioni di compressione e carico. Si evidenzia che tale correlazione fornisce valori di G_0 inferiori a quelli desumibili dall'interpretazione delle prove SPT tramite la relazione di Ohta e Goto; si suggerisce pertanto di utilizzare,

cautelativamente, la relazione di Simpson et al. (1979) in presenza di spessori metrici di terreni prettamente limoso-argillosi.

9.5.5 Permeabilità

Sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc (vedi Tabella 5.2 e Tabella 5.3), ai livelli sabbiosi e sabbioso-limosi possono essere assegnati coefficienti di permeabilità dell'ordine $1 \cdot 10^{-6} \div 1 \cdot 10^{-7}$ m/s. Sulla base di quanto riportato nella Tabella 5.3 le permeabilità dei livelli limoso-argillosi possono arrivare a valori di $1 \cdot 10^{-7}$ m/s.

I valori di permeabilità da assumersi in Progetto dipenderanno dal tipo di problema geotecnico e/o idraulico da affrontare, scegliendo di volta in volta valori ragionevolmente cautelativi tra quelli sopra esposti.

9.5.6 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali sabbiosi delle formazioni H1a e H1a1.

Tabella 9.5: Formazione H1a e H1a1 – Parametri geotecnici medi caratteristici

Parametro	Sabbie, Sabbie limose	Sabbie con limi, Limi sabbiosi	Limi ed Argille ⁽¹⁾
γ_t (kN/m ³)	19÷21		19÷21
N _{SPT} (colpi/30 cm)	0÷20		
D _r (%)	20÷50		-
c' (kPa)	0	0	0÷15
ϕ' (°)	30÷33	25÷28	25
c _u (kPa)	-		25÷75
GSC = $\sigma'_{v,max} / \sigma'_{v,0}$ (-)			
k ₀ (-)	$(1 - \sin \phi') \sqrt{GSC}$		
v _s (m/sec)	80 · z ^{0.3}		
G ₀₁ (kPa)	$G_{01} = 35000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{vo}}{p_a} \right)^{0.6}$		G ₀₁ =(700·c _u)
E _{op1} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / (3+5)$ ⁽⁵⁾		
E _{op2} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 5$ ⁽⁵⁾		
E _{op3} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 10$ ⁽⁵⁾		
c _c (-)	-	-	0.17÷0.30
c _r (-)	-	-	0.03÷0.08
c _v (cm ² /s)	-	-	
c _{ae} (%)	-	-	0.15÷0.33

Simbologia:

- γ_t = peso di volume naturale;
N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;
D_r = densità relativa;
c' = intercetta di coesione;
 ϕ' = angolo di attrito operativo;
GSC = grado di sovraconsolidazione meccanico;
 $\sigma'_{v,max}$ = tensione verticale efficace massima subita nel passato;
 $\sigma'_{v,0}$ = tensione verticale efficace attuale (geostatica);
k₀ = coefficiente di spinta del terreno a riposo;
v_s = velocità di propagazione delle onde di taglio;

- z = profondità dal piano campagna locale in metri;
- G_{01} = modulo di taglio iniziale riferito alla tensione verticale efficace geostatica;
- p_a = pressione atmosferica di riferimento = 100 kPa;
- E_{op1} = modulo di Young secante per l'analisi di opere di sostegno con metodi elastici lineari e non lineari;
- E_{op2} = modulo di Young secante per l'analisi di fondazioni (cedimenti delle fondazioni inferiori a $0.01 \cdot B$) con metodi elastici lineari e non lineari;
- E_{op3} = modulo di Young secante per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari e non lineari;
- B = dimensione minore della fondazione (m);
- C_c = indice di compressione (nel piano dell'indice dei vuoti "e");
- C_r = indice di ricomprensione (nel piano dell'indice dei vuoti "e");
- C_v = coefficiente di consolidazione primaria in direzione verticale;
- $C_{\alpha e}$ = coefficiente di consolidazione secondaria nel piano dell'indice dei vuoti "e"; $c_{\alpha e} = \Delta e / \Delta \log t$.

Note:

- (1) = parametri geotecnici da utilizzarsi in presenza di strati metrici costituiti da terreni prettamente limoso argillosi.
- (2) = valori di riferimento per i primi 6-8 m di profondità dal p.c. locale.
- (3) = valori di riferimento al di sotto dei primi 6-8 m di profondità dal p.c. locale.
- (4) = valori da riverificare in sede di Progetto Esecutivo attraverso nuove prove edometriche.
- (5) = $G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5}$ (kPa), essendo p' la pressione efficace media corrente e p_0' la pressione efficace media geostatica.

Tabella 9.6: Formazione H1a1 – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

Sondaggio	Quota	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			PROPRIETÀ FISICHE					LABORATORIO
			Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	γ_n (kN/m ³)	Gs (-)	e (-)	S (-)	
4/2-SD9	7.70	CI1	4.40	5.00	1.00	22.00	45.00	32.00	36.00	19.00	17.00	CL	A7-6	L,A(S)	19.40	20.60	2.63	0.51	0.97	ED-UU
4/2-SD9	7.70	CI3	11.70	12.30	3.00	56.00	25.00	16.00	27.00	17.00	10.00	SC	A4	S,L(A)	14.20	21.00	2.64	0.38	0.86	CU
4/2-SD9	7.70	CR1bis	0.40	0.60	1.00	30.00	46.00	23.00	33.00	22.00	11.00	CL	A6	L,S(A)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD9	7.70	SPT1	1.40	1.40	2.00	34.00	39.00	25.00	33.00	21.00	12.00	CL	A6	L,S,A	-	-	-	-	-	-
4/2-SD9	7.70	SPT3	6.00	6.00	3.00	31.00	36.00	30.00	33.00	18.00	15.00	CL	A6	L,S,A	-	-	-	-	-	-
4/2-SD9	7.70	SPT5	10.80	10.80	0.00	22.00	51.00	27.00	75.00	49.00	26.00	MH-OH	A7-5	L,A(S)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD10	5.00	CI1	3.00	3.50	3.00	6.00	45.00	46.00	61.00	30.00	31.00	CH	A7-5	A,L[S]	30.20	20.67	2.60	0.78	1.23	-
4/2-SD10	5.00	CI2	6.00	6.50	0.00	9.00	46.00	45.00	52.00	28.00	24.00	CH	A7-6	L,A[S]	29.20	19.50	2.65	0.77	1.02	ED-UU
4/2-SD10	5.00	CR0	0.40	0.60	9.00	55.00	23.00	13.00	-	-	-	SM	A4	S(L)(A)[G]	-	-	-	-	-	-
4/2-SD10	5.00	SPT2	4.80	5.00	2.00	5.00	46.00	47.00	61.00	31.00	30.00	CH/MH	A7-5	A,L[S]	-	-	-	-	-	-
4/2-SD11	3.70	CI1	4.20	4.70	0.00	8.00	40.00	52.00	60.00	23.00	37.00	CH	A7-6	A,L[S]	30.00	18.90	2.60	0.78	0.99	ED
4/2-SD11	3.70	CI2	7.60	8.10	3.00	42.00	36.00	19.00	27.00	21.00	6.00	CL-ML	A4	S,L(A)	19.10	20.59	2.63	0.50	0.96	UU
4/2-SD11	3.70	CR0	0.40	0.60	0.00	17.00	41.00	42.00	46.00	25.00	21.00	CL	A7-6	A,L(S)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD11	3.70	SPT1	1.80	2.15	0.00	6.00	35.00	59.00	69.00	36.00	33.00	MH	A7-5	A,L[S]	-	-	-	-	-	-
4/2-SD11	3.70	SPT3	5.60	6.35	1.00	38.00	30.00	31.00	29.00	19.00	10.00	CL	A4	S,A,L	-	-	-	-	-	-
4/2-SD17	18.10	CI1	10.00	10.50	0.00	19.00	34.00	49.00	50.00	27.00	23.00	CL/CH	A7-6	A,L(S)	25.70	20.10	2.66	0.68	1.03	ED-UU
4/2-SD17	18.10	SPT6	12.00	12.65	0.00	6.00	35.00	59.00	54.00	21.00	33.00	CL	A7-6	A,L[S]	-	-	-	-	-	-
4/1_SD1	2.30	CI1	4.50	5.00	0.00	15.00	38.00	47.00	59.00	22.00	37.00	CH	A7-6	A,L(S)	34.60	0.00	2.64	-	-	-
4/1_SD1	2.30	CI2	7.30	7.80	0.00	23.00	42.00	35.00	44.00	16.00	28.00	CL	A7-6	L,A(S)	24.70	0.00	2.64	-	-	-

Sondaggio	Quota	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			PROPRIETÀ FISICHE					LABORATORIO
			Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	γ_n (kN/m ³)	G _s (-)	e (-)	S (-)	
4/1_SD1	2.30	CI3	12	12.30	5.00	40.00	25.00	30.00	34.00	17.00	17.00	CL	A6	S,A,L[G]	18.70	0.00	2.64	-	-	-
4/1_SD1	2.30	1	1.50	1.95	1.00	11.00	36.00	52.00	64.00	23.00	41.00	CH	A7-6	A,L(S)	-	-	-	-	-	-
4/1_SD1	2.30	2	3	3.45	1.00	51.00	30.00	18.00	31.00	16.00	15.00	CL	A6	S,L(A)	-	-	-	-	-	-
4/1_SD1	2.30	3	5	5.45	2.00	44.00	29.00	25.00	30.00	17.00	13.00	CL	A6	S,L,A	-	-	-	-	-	-
4/1_SD1	2.30	4	6	6.45	1.00	16.00	39.00	44.00	53.00	23.00	30.00	CH	A7-6	A,L(S)	-	-	-	-	-	TD
4/1_SD1	2.30	5	7.80	8.25	2.00	36.00	30.00	32.00	40.00	18.00	22.00	CL	A6	S,A,L	-	-	-	-	-	-
4/1_SD1	2.30	6	9	9.45	2.00	26.00	42.00	30.00	27.00	16.00	11.00	CL	A6	L,A,S	-	-	-	-	-	-
4/1_SD1	2.30	7	10.50	10.95	1.00	32.00	31.00	36.00	45.00	18.00	27.00	CL	A7-6	A,S,L	-	-	-	-	-	-
A1_S19	12.24	R1	4.50	4.80	0.71	31.80	58.36	9.13	34.87	20.00	14.87	-	-	L,S[G]	-	-	-	-	-	CU

Simbologia:

w = contenuto in acqua

 γ_n = peso di volume naturaleG_s = gravità specifica dei grani

e = indice dei vuoti

S = grado di saturazione

ED = prova edometrica

UU = prova triassiale di compressione TX-UU

CU = prova triassiale di compressione TX-CU

TD = taglio diretto

CM = prova di compressione monoassiale non confinata

Tabella 9.7: Formazione H1a – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

Sondaggio	Quota	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			PROPRIETÀ FISICHE					LABORATORIO
			Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	γ_n (kN/m ³)	Gs (-)	e (-)	S (-)	
4/1_SD2	0.50	CI1	4.50	5	4.00	18.00	39.00	39.00	57.00	24.00	33.00	CH	A7-6	L,A(S)	25.20	19.52	2.64	0.67	0.96	-
4/1_SD2	0.50	CI2	9.50	10	0.00	5.00	59.00	36.00	42.00	20.00	22.00	CL	A7-6	L,A[S]	33.70	17.85	2.64	0.89	0.91	UU
4/1_SD2	0.50	CI3	14.50	15	1.00	12.00	37.00	50.00	49.00	21.00	28.00	CL	A7-6	A,L(S)	24.10	19.52	2.64	0.64	0.94	UU
4/1_SD2	0.50	CI4	17.50	18	0.00	27.00	43.00	30.00	41.00	17.00	24.00	CL	A7-6	L,A,S	26.70	19.52	2.64	0.70	0.99	TD
4/1_SD2	0.50	1	1.50	1.95	0.00	3.00	32.00	65.00	60.00	28.00	32.00	CH	A7-6	A,L	-	-	-	-	-	-
4/1_SD2	0.50	2	3	3.45	2.00	15.00	51.00	32.00	-	-	-	CH	A7-6	L,A(S)	-	-	-	-	-	-
4/1_SD2	0.50	3	5	5.45	3.00	3.00	38.00	56.00	64.00	25.00	39.00	CH	A7-6	A,L	-	-	-	-	-	-
4/1_SD2	0.50	4	6	6.45	1.00	25.00	36.00	38.00	64.00	32.00	32.00	CH	A7-5	A,L,S	-	-	-	-	-	-
4/1_SD2	0.50	5	7.50	7.95	7.00	63.00	21.00	9.00	38.00	21.00	17.00	SC	A2-6	S(L)[A][G]	-	-	-	-	-	-
4/1_SD2	0.50	7	18	18.45	3.00	55.00	23.00	19.00	29.00	16.00	13.00	SC	A6	S(L)(A)	-	-	-	-	-	-
4/1_SD2	0.50	RIM1	0.40	0.60	1.00	8.00	41.00	50.00	60.00	23.00	37.00	CH	A7-6	A,L[S]	-	-	-	-	-	-

Simbologia:

w = contenuto in acqua

 γ_n = peso di volume naturale

Gs = gravità specifica dei grani

e = indice dei vuoti

S = grado di saturazione

ED = prova edometrica

UU = prova triassiale di compressione TX-UU

CU = prova triassiale di compressione TX-CU

TD = taglio diretto

CM = prova di compressione monoassiale non confinata

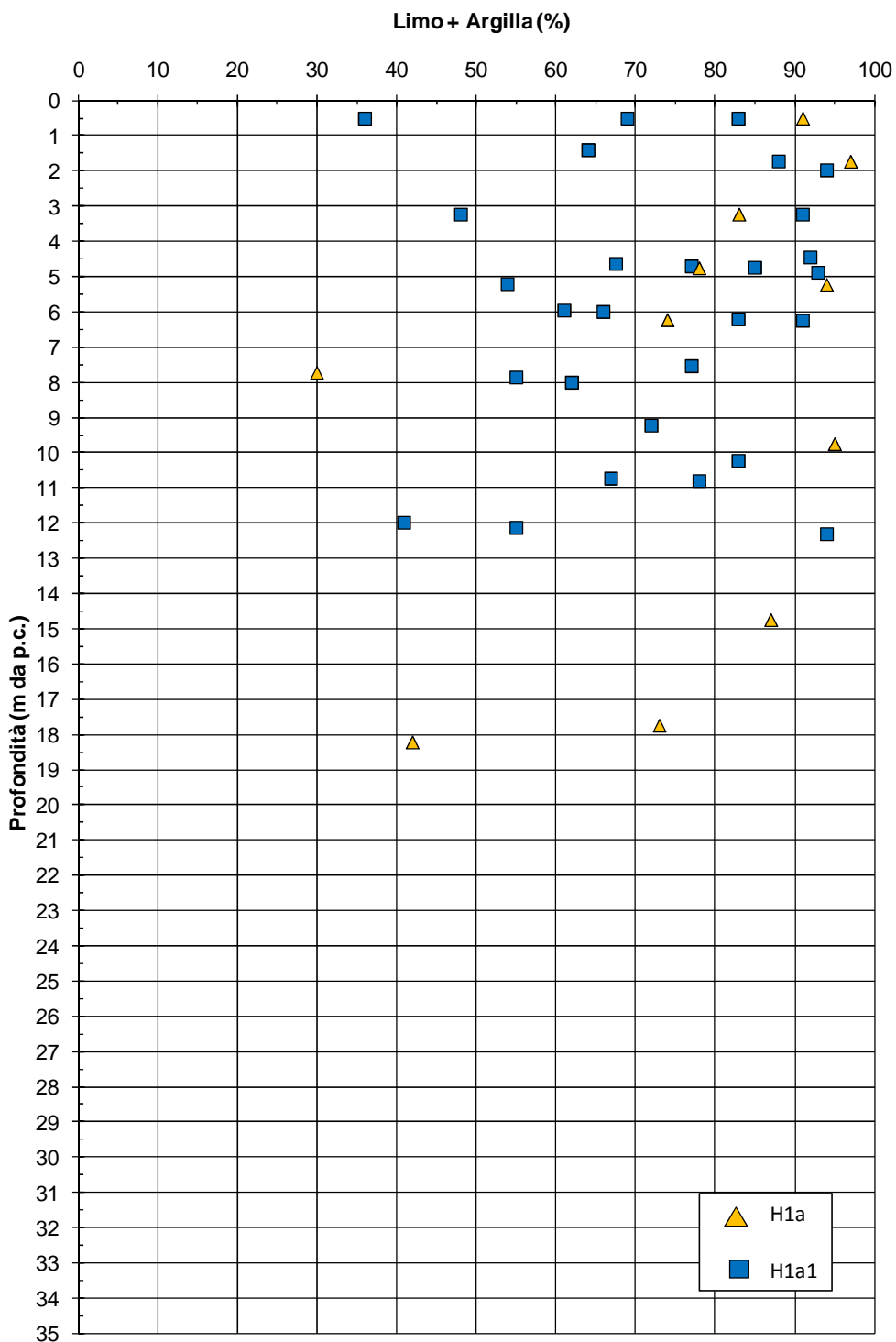


Figura 9.33: Formazione H1a1 e H1a – Contenuti di fine (CF)

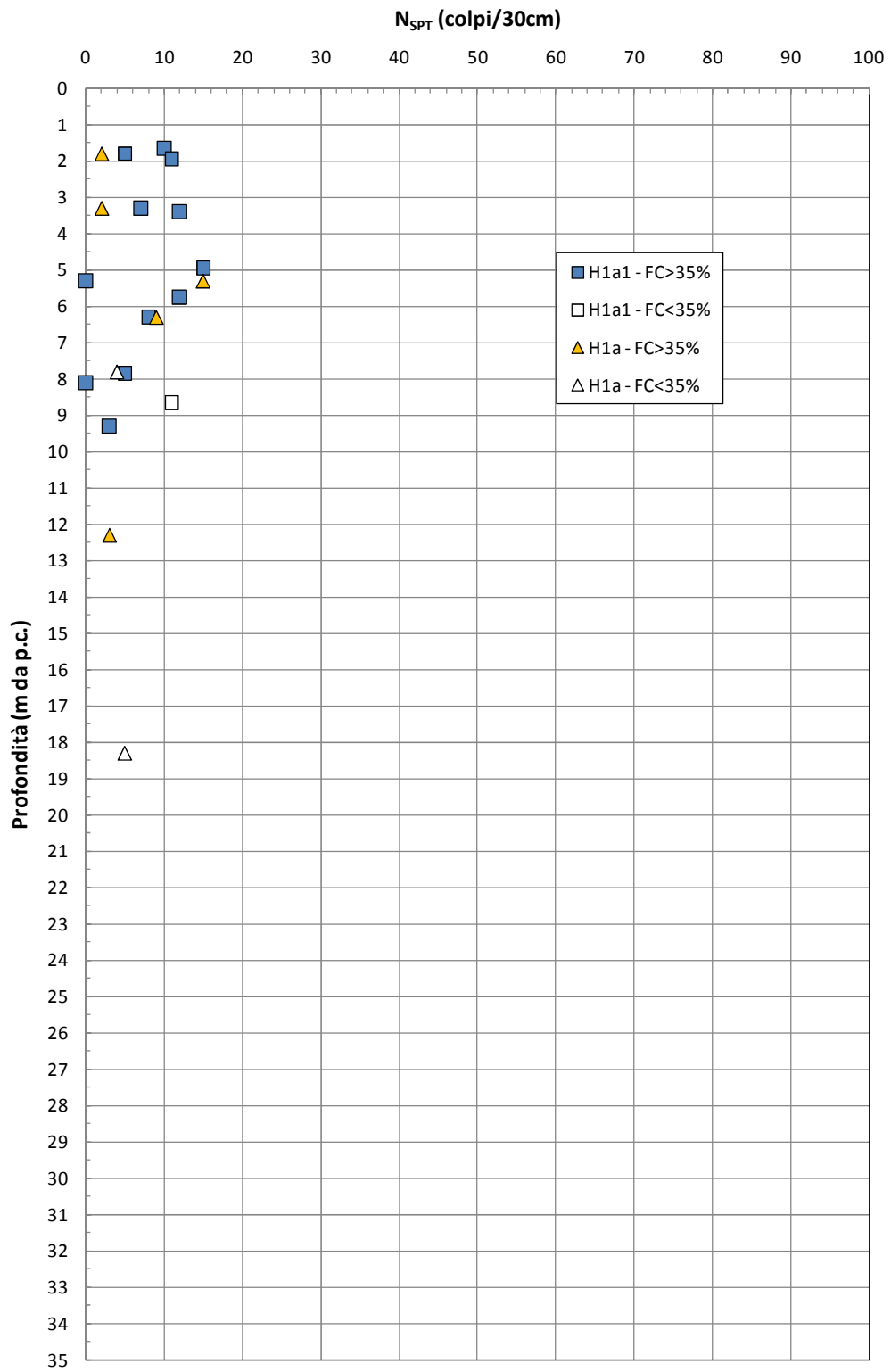


Figura 9.34: Formazione H1a1 e H1a – Valori di N_{SPT}

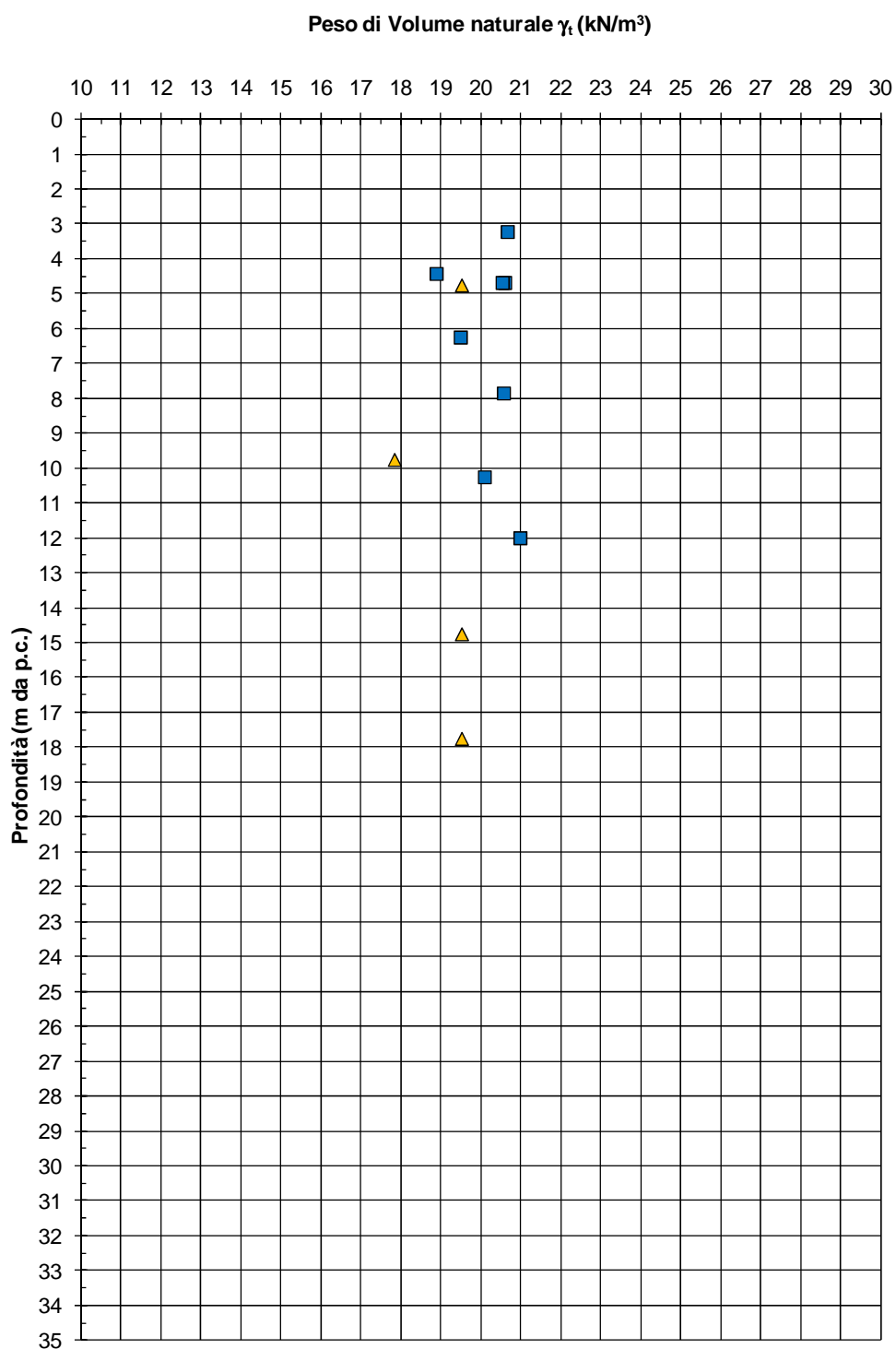


Figura 9.35: Formazione H1a1 e H1a – Pesi di volume naturale γ_d

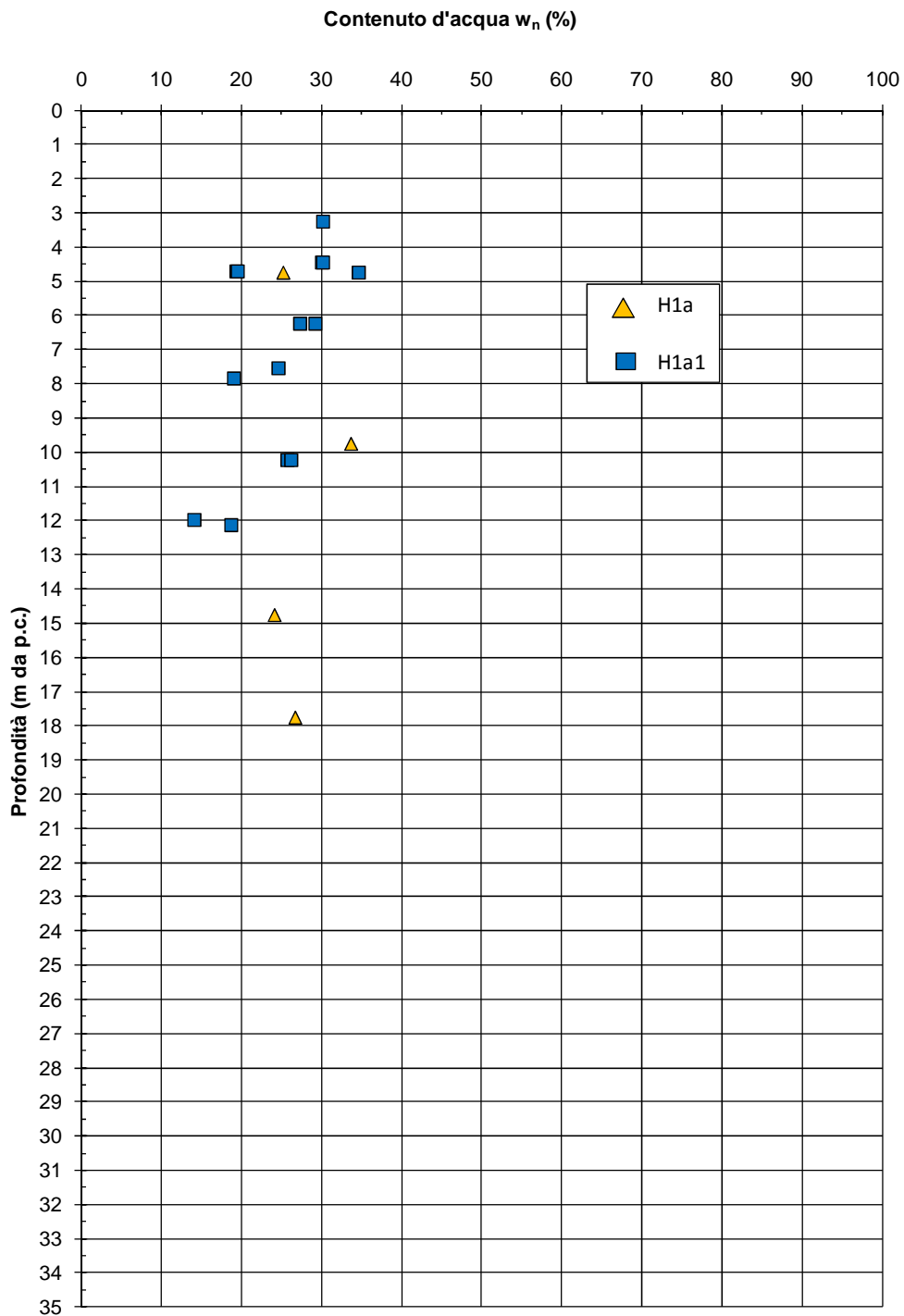


Figura 9.36: Formazione H1a1 e H1a – Contenuto d'acqua naturale w_n

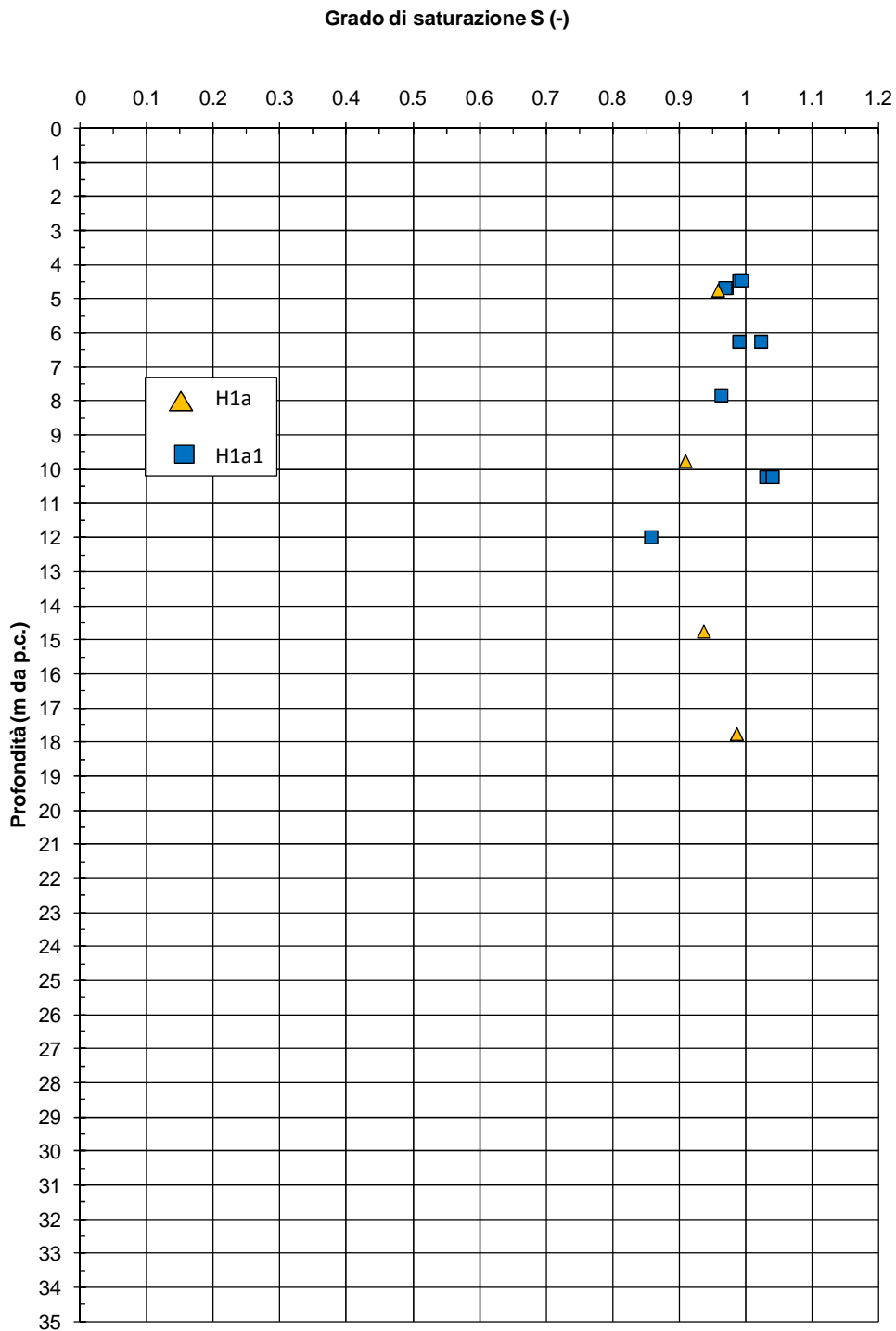


Figura 9.37: Formazione H1a1 e H1a – Grado di saturazione

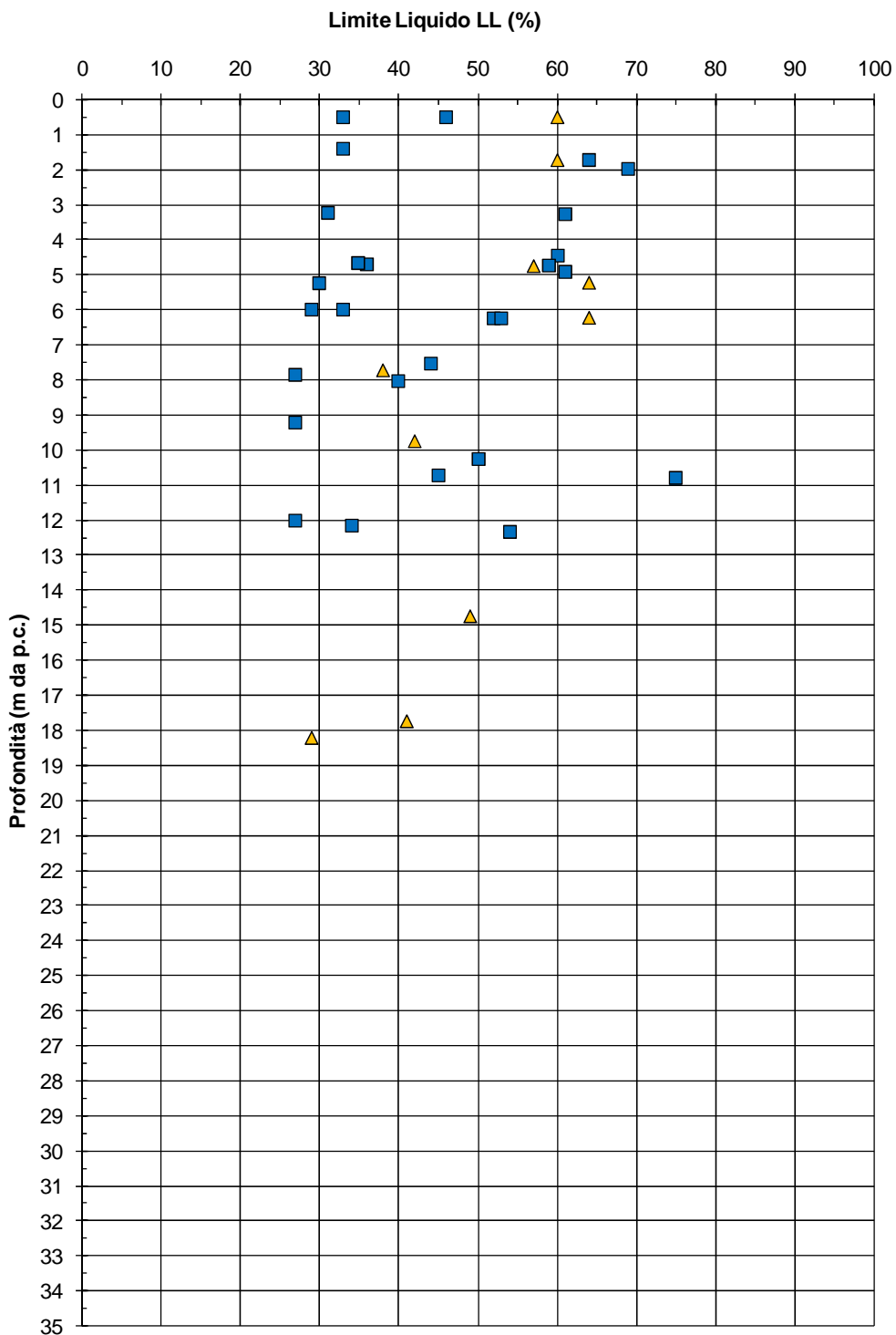


Figura 9.38: Formazione H1a1 e H1a – Limite Liquido

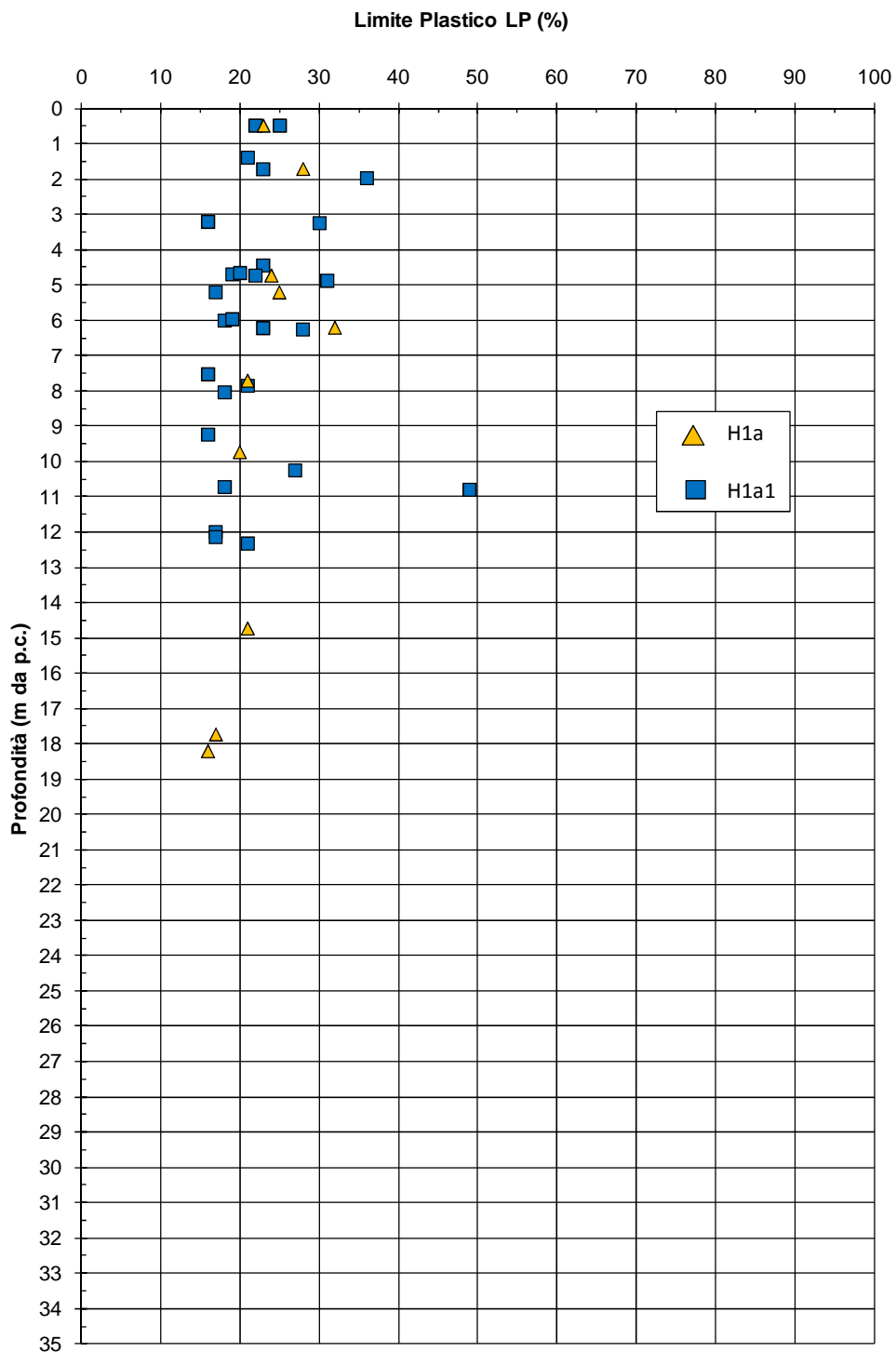


Figura 9.39: Formazione H1a1 e H1a – Limite Plastico

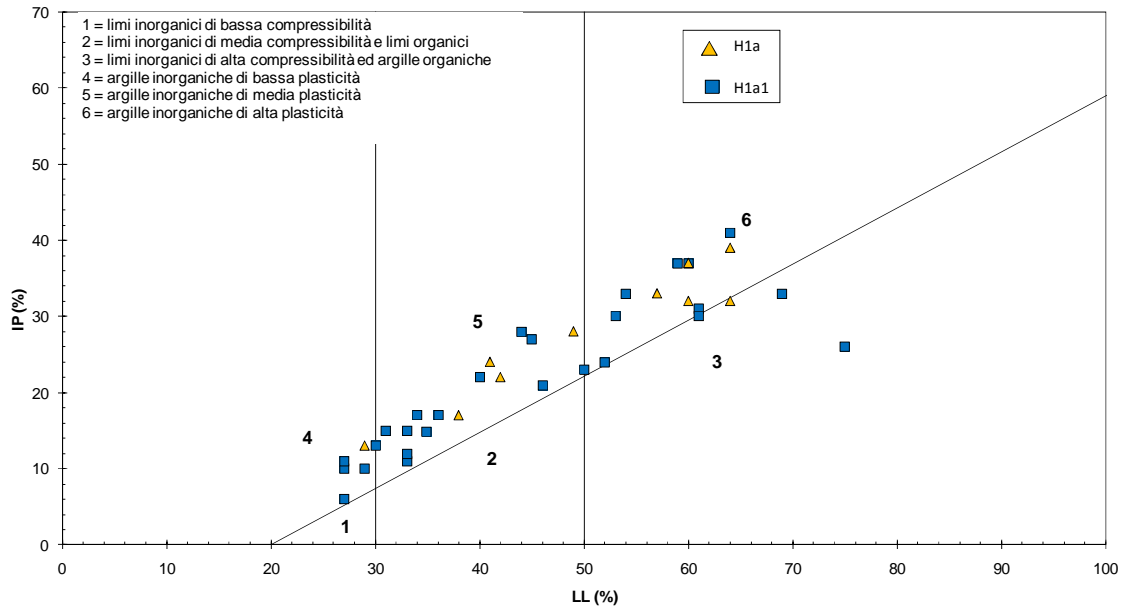


Figura 9.40: Formazione H1a1 e H1a – Carta di plasticità di Casagrande

Linea di compressibilità intrinseca e stati iniziali in sito
 normalizzati in accordo a Burland (1990)
 per campioni di terreni caratterizzati da $FC=L+A > 35\%$ ed $LL > 35\%$

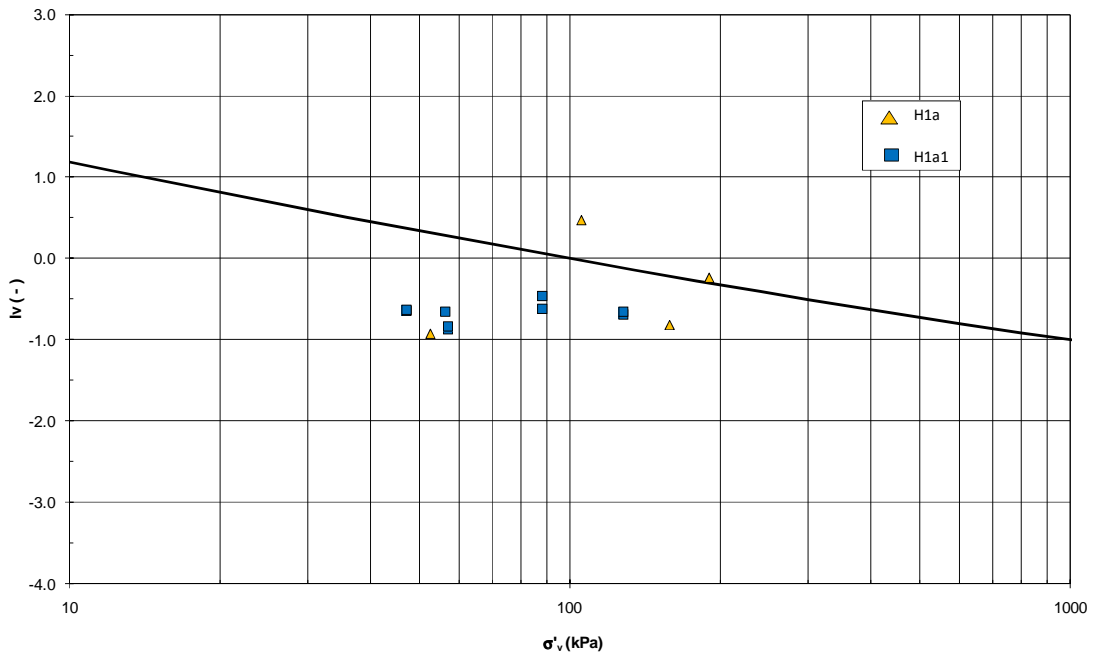


Figura 9.41: Formazione H1a e H1a1 – Burland

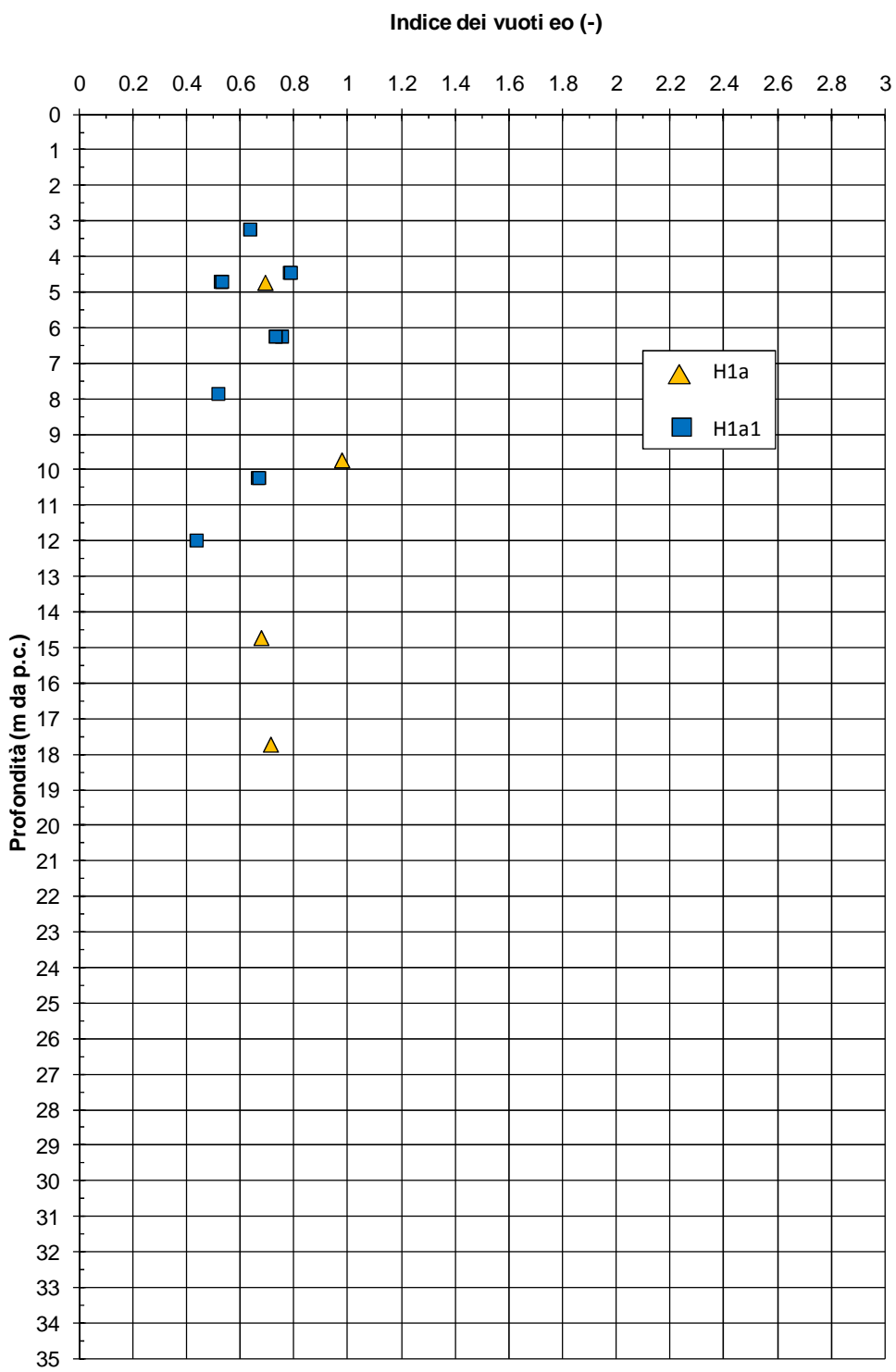


Figura 9.42: Formazione H1a1 e H1a – Indice dei vuoti

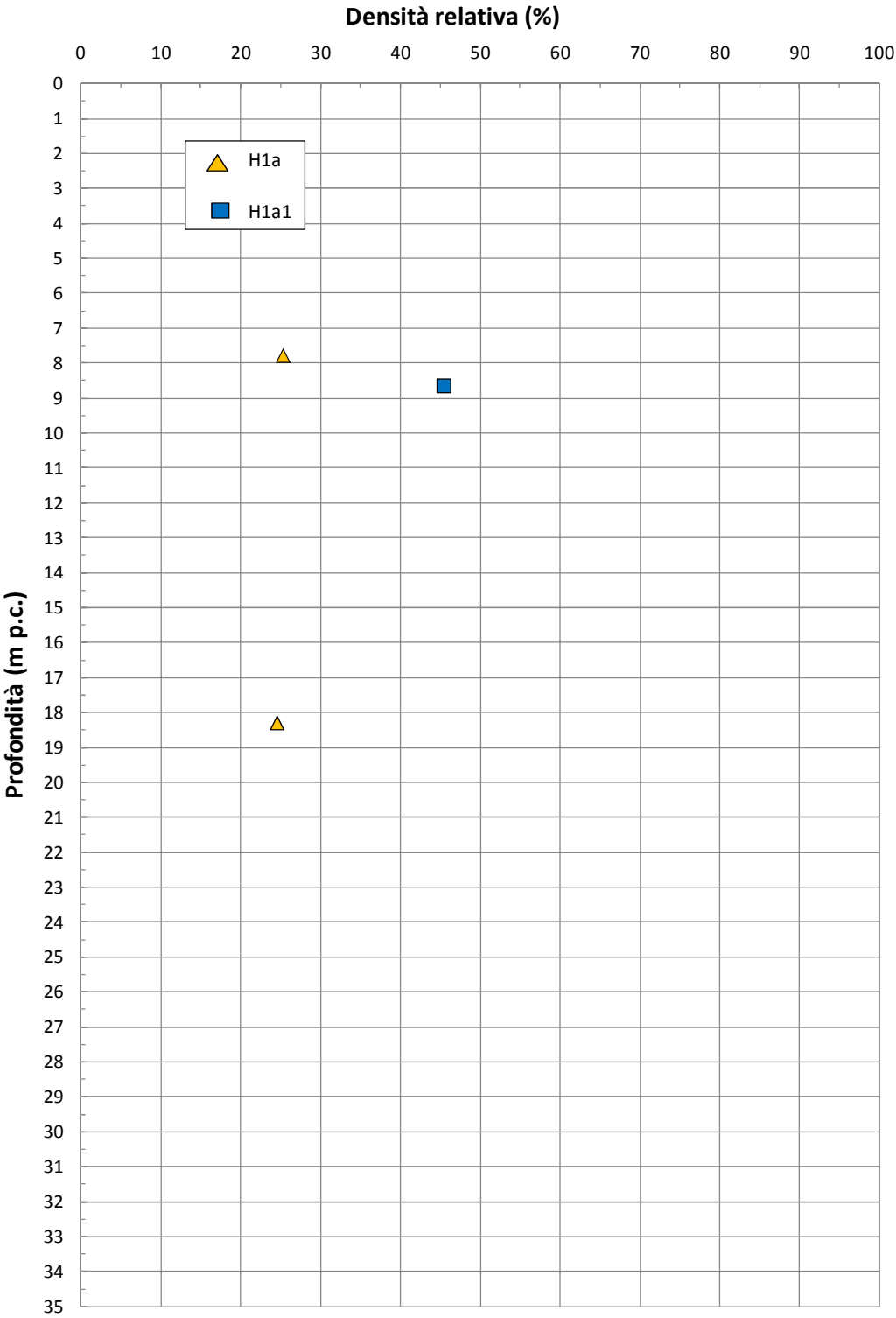


Figura 9.43: Formazione H1a1 e H1a – Valori di DR

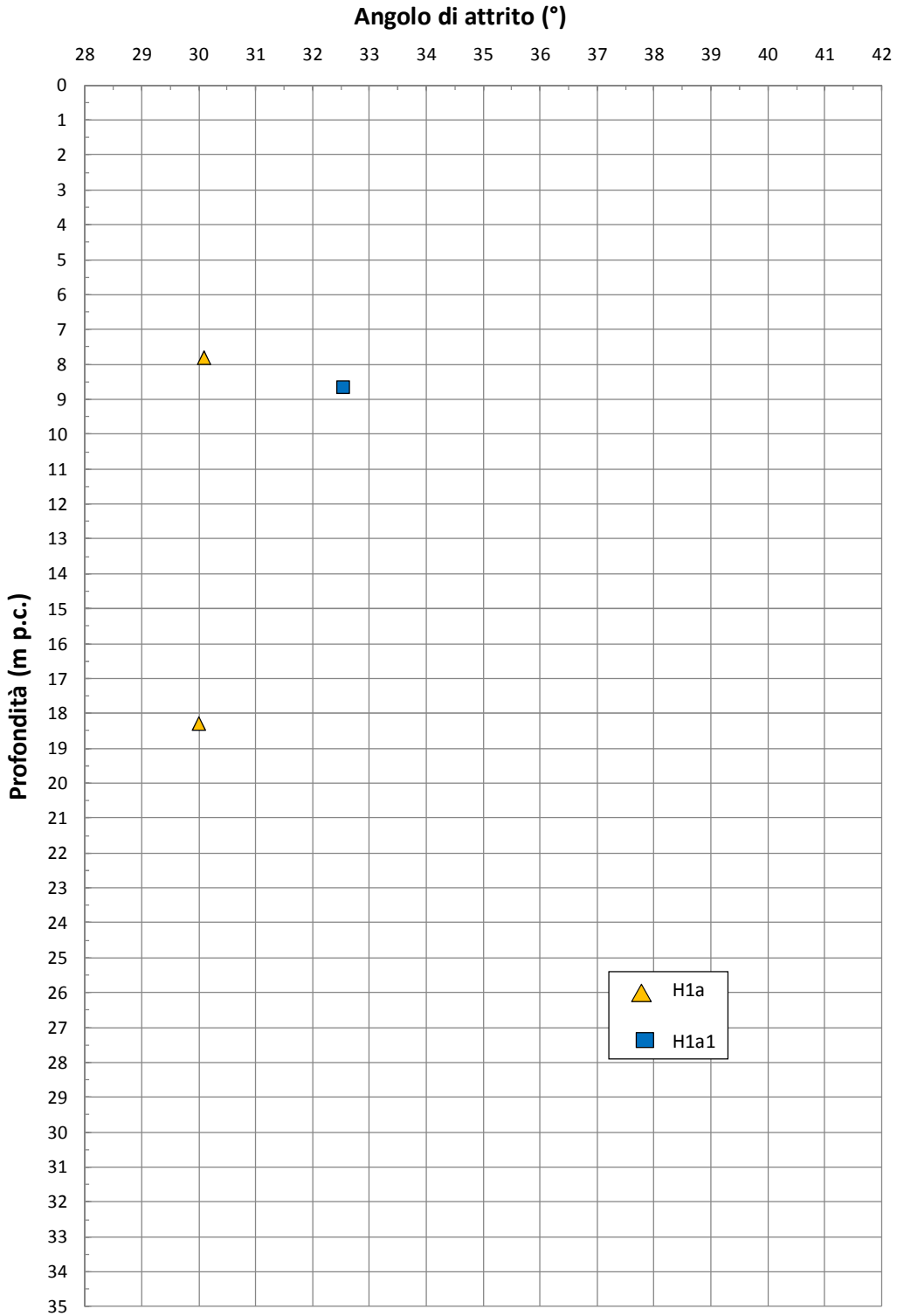


Figura 9.44: Formazione H1a1 e H1a – Valori di ϕ' da prove SPT

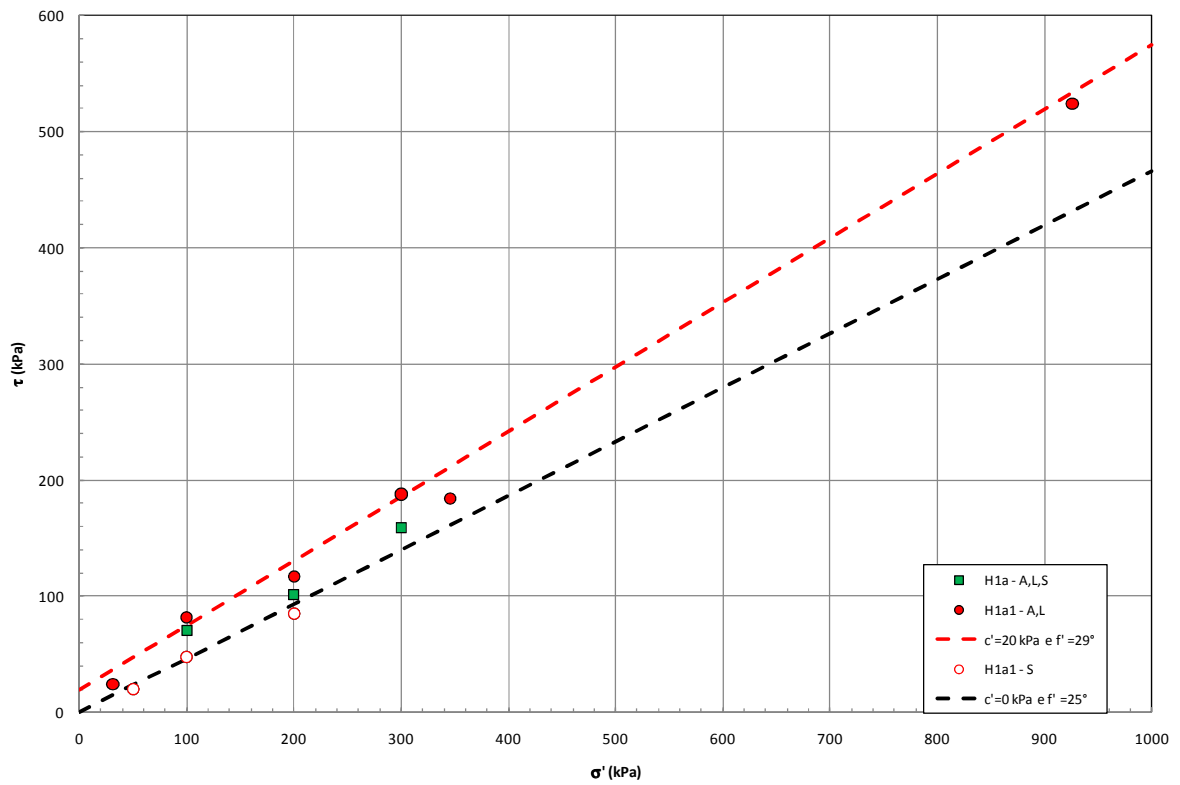


Figura 9.45: Formazione H1a1 e H1a – Valori Valori di ϕ' da prove di Taglio Diretto

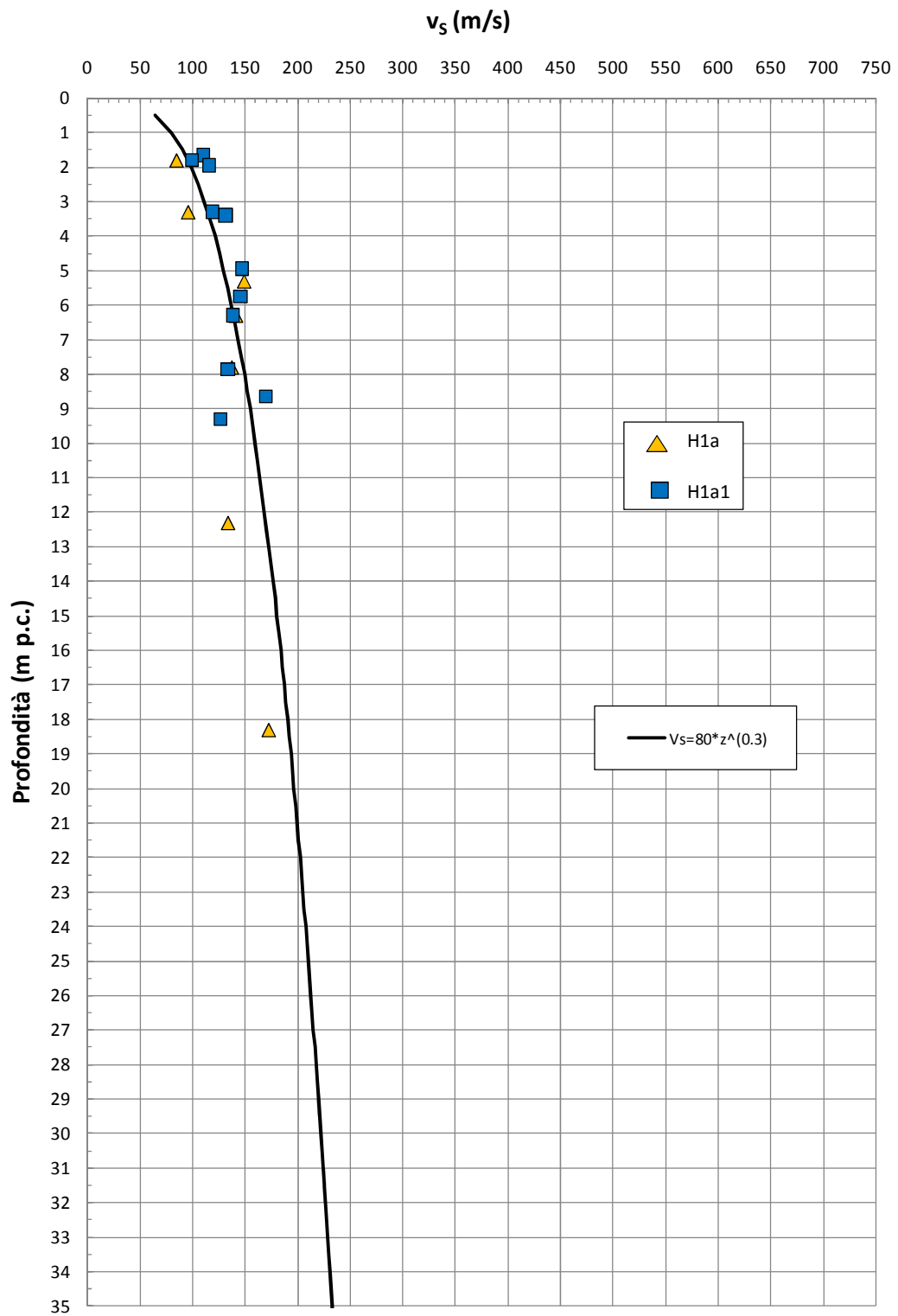


Figura 9.46: Formazione H1a1 e H1a – Valori di v_s

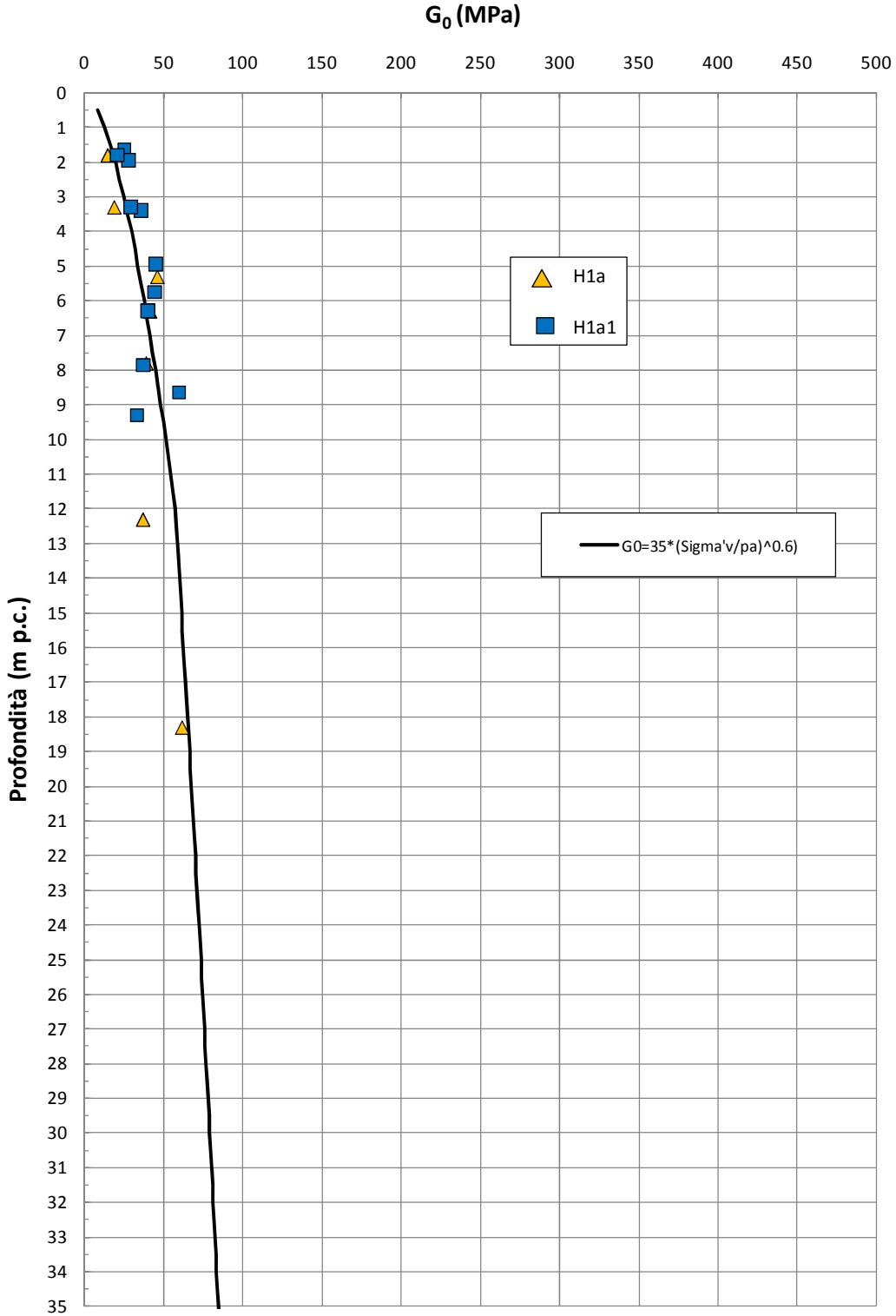


Figura 9.47: Formazione H1a1 e H1a – Valori di G_0

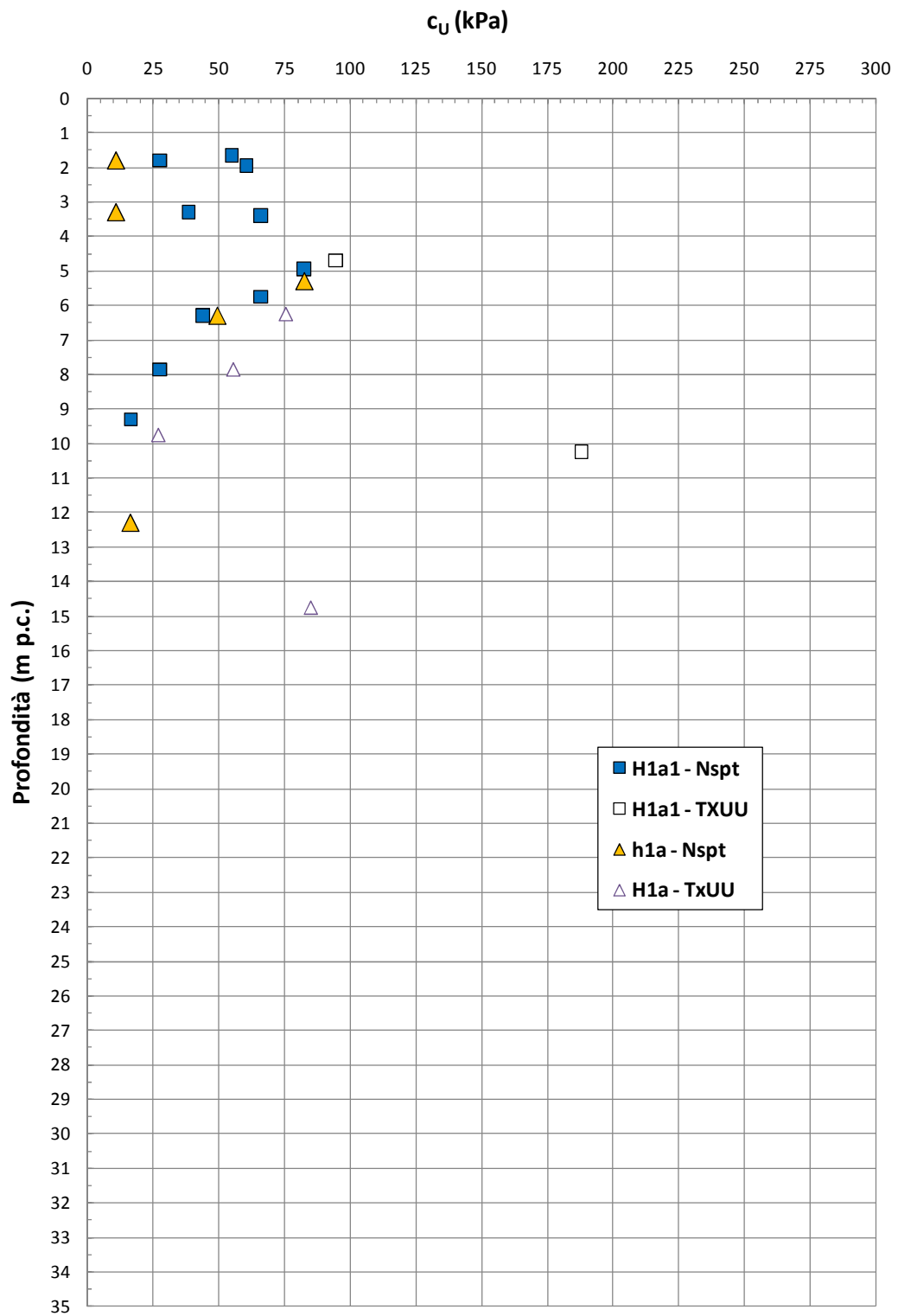


Figura 9.48: Formazione H1a1 e H1a – Coesione non drenata

9.6 Depositi a4

La formazione a4 risulta geologicamente ascrivibile a depositi eluvio-colluviale, rappresenta uno strato di copertura. Sulla base delle informazioni geologiche, i depositi in oggetto risultano costituiti da limi, limi argillosi talora debolmente sabbiosi e sabbie spesso limose talora con ghiaie minute e clasti millimetrici eterogenei.

La caratterizzazione geotecnica dei materiali a grana fine a4 è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione delle:

- prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati ed indisturbati prelevati dai sondaggi dell'indagine di Progetto Preliminare (fase A e fase C) e da quelli dell'indagine di Progetto Definitivo, i cui risultati sono sintetizzati nella **Tabella 9.8**;
- prove penetrometriche dinamiche SPT delle indagini di Progetto Preliminare (fase A, fase B e fase C) e di Progetto Definitivo.

L'interpretazione delle prove in sito è stata effettuata considerando orientativamente i livelli di falda riportati in Tabella 5.1.

Nella Figura 9.49 sono riportate le resistenze N_{SPT} registrate nelle varie verticali di interesse, suddivise a seconda che il contenuto di fine (FC = % Limo + % Argilla) sia inferiore o superiore al 35%. I valori di N_{SPT} risultano variabili tra un valore minimo di 10 colpi/30 cm e valori massimi di 25 colpi/30cm; come intervallo caratteristico della formazione in oggetto si può assumere $17 \leq N_{SPT} \leq 23$ colpi/30 cm.

9.6.1 **Caratteristiche fisiche**

La formazione a4 in oggetto presenta la seguente composizione:

- sabbia = 21 ÷ 51%, mediamente 36%
- limo = 14 ÷ 32%, mediamente 26%
- argilla = 14 ÷ 43%, mediamente 26%
- ghiaia = 1 ÷ 36%, mediamente 12%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 32% ÷ 73%, mediamente 52%

Risulta disponibile un solo campione indisturbato per la formazione in oggetto (vedi tab x.x) che permette di determinare quanto segue:

- peso di volume naturale $\gamma_n = 21 \text{ kN/m}^3$.
- contenuto d'acqua naturale $w_n = 16\%$;
- indice dei vuoti pari a 0.425 ca.;

Non si hanno dati per poter rappresentare lo stato iniziale dei campioni nel piano di [Burland \(1980\)](#).

9.6.2 Resistenza al taglio

Non si hanno a disposizione dati per determinare la resistenza al taglio in termini di angolo di attrito (φ').

I valori del parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate, determinati sulla base dei valori misurati di N_{SPT} in strati limoso argillosi e limoso sabbiosi aventi $FC > 35\%$; risultano valori di c_u variabili tra 75 kPa e 125 kPa.

9.6.3 Deformabilità

Le velocità delle onde di taglio ricavate dall'interpretazione delle prove penetrometriche SPT sono riportati nella Figura 9.50. I moduli di taglio iniziale (G_{01}), determinati a partire delle velocità calcolate in precedenza sono riportati nella Figura 9.51. In questa sede, a titolo cautelativo, i valori di G_{01} dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

$$G_{01} = 55000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.6} \text{ in kPa}$$

essendo:

p_a = pressione atmosferica di riferimento;

σ'_{v0} = pressione verticale efficace geostatica.

Con i presupposti indicati nel paragrafo 8.2.4, i moduli di Young operativi (E_{op1}), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di $(1/3 \div 1/5) \cdot E_0$, con E_0 calcolato in accordo al legame che intercorre tra E_0 e G_0 ed essendo:

$$G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5} \quad \text{in kPa}$$

dove p' è la pressione efficace media corrente e p_0' la pressione efficace media geostatica.

I moduli di Young operativi (E_{op1} , E_{op2} e E_{op3}), possono essere valutati in accordo a quanto descritto nel paragrafo 8.2.4 a seconda del problema geotecnico da affrontare.

Per i livelli prettamente argillosi limosi il modulo iniziale G_0 può essere determinato anche sulla base di quanto riportato in [Simpson et al. \(1979\)](#), assumendo $G_0 = 500 \div 700 \cdot c_u$, essendo c_u il parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate in condizioni di compressione e carico. Si evidenzia che tale correlazione fornisce valori di G_0 inferiori a quelli desumibili dall'interpretazione delle prove SPT tramite la relazione di Ohta e Goto; si suggerisce pertanto di utilizzare, cautelativamente, la relazione di [Simpson et al. \(1979\)](#) in presenza di spessori metrici di terreni prettamente limoso-argillosi.

9.6.4 Permeabilità

Per questo strato non sono disponibili prove Lefranc. Sulla base di quanto riportato in Tabella 5.3, La permeabilità può variare tra $1 \cdot 10^{-5}$ m/s e $1 \cdot 10^{-7}$ m/s nei livelli sabbiosi e sabbioso-limosi, mentre può arrivare a valori di $1 \cdot 10^{-8}$ m/s nei livelli limoso-argillosi.

I valori di permeabilità da assumersi in Progetto dipenderanno dal tipo di problema geotecnico e/o idraulico da affrontare, scegliendo di volta in volta valori ragionevolmente cautelativi tra quelli sopra esposti.

9.6.5 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali sabbiosi della formazione a4.

Tabella 9.8: Formazione a4 – Parametri geotecnici medi caratteristici

Parametro	Sabbie, Sabbie limose	Sabbie con limi, Limi sabbiosi	Limi ed Argille ⁽¹⁾
γ_t (kN/m ³)			
N _{SPT} (colpi/30 cm)	10÷25		
D _r (%)	-		
c' (kPa)	0	0	0÷5 ⁽²⁾
ϕ' (°)	32 ⁽²⁾	28 ⁽²⁾	24÷26 ⁽²⁾
c _u (kPa)	-		75÷125
GSC = $\sigma'_{v,max} / \sigma'_{v,0}$ (-)			
k ₀ (-)	$(1 - \sin \phi') \sqrt{GSC}$		
v _s (m/sec)	100 · z ^{0.30}		
G ₀₁ (kPa)	$G_{01} = 55000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{vo}}{P_a} \right)^{0.6}$		G ₀₁ =(700·c _u)
E _{op1} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / (3 \div 5)$ ⁽³⁾		
E _{op2} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 5$ ⁽³⁾		
E _{op3} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 10$ ⁽³⁾		
c _c (-)	-	-	
c _r (-)	-	-	
c _v (cm ² /s)	-	-	
c _{αe} (%)	-	-	

Simbologia:

- γ_t = peso di volume naturale;
N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;
D_r = densità relativa;
c' = intercetta di coesione;
 ϕ' = angolo di attrito operativo;
GSC = grado di sovraconsolidazione meccanico;
 $\sigma'_{v,max}$ = tensione verticale efficace massima subita nel passato;
 $\sigma'_{v,0}$ = tensione verticale efficace attuale (geostatica);
k₀ = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

v_s	= velocità di propagazione delle onde di taglio;
z	= profondità dal piano campagna locale in metri;
G_{01}	= modulo di taglio iniziale riferito alla tensione verticale efficace geostatica;
p_a	= pressione atmosferica di riferimento = 100 kPa;
E_{op1}	= modulo di Young secante per l'analisi di opere di sostegno con metodi elastici lineari e non lineari;
E_{op2}	= modulo di Young secante per l'analisi di fondazioni (cedimenti delle fondazioni inferiori a $0.01 \cdot B$) con metodi elastici lineari e non lineari;
E_{op3}	= modulo di Young secante per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari e non lineari;
B	= dimensione minore della fondazione (m);
C_c	= indice di compressione (nel piano indice dei vuoti "e");
C_r	= indice di ricomprensione (nel piano indice dei vuoti "e");
C_v	= coefficiente di consolidazione primaria in direzione verticale;
$C_{\alpha e}$	= coefficiente di consolidazione secondaria nel piano dell'indice dei vuoti "e"; $C_{\alpha e} = \Delta e / \Delta \log t$.

Note:

- (1) = parametri geotecnici da utilizzarsi in presenza di strati metrici costituiti da terreni prettamente limoso argillosi.
- (2) = valori ipotizzati in assenza di dati.
- (3) = $G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5}$ (kPa), essendo p' la pressione efficace media corrente e p_0' la pressione efficace media geostatica.

Tabella 9.9: Formazione a4 – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

Sondaggio	Quota	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			PROPRIETÀ FISICHE					LABORATORIO
			Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	γ_n (kN/m ³)	Gs (-)	e (-)	S (-)	
4/2-SD19	20.70	CI1	3.50	4.00	1.00	31.00	32.00	36.00	33.00	15.00	18.00	CL	A6	A,L,S	15.80	21.27	2.65	0.42	0.94	UU
4/2-SD19	20.70	CR0	0.40	0.60	16.00	41.00	29.00	14.00	21.00	15.00	6.00	CL-ML	A4	S,L(G)(A)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD19	20.70	SPT1	1.50	2.00	14.00	24.00	26.00	36.00	35.00	20.00	15.00	CL	A6	A,L(S)(G)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD19	20.70	SPT2	4.60	5.30	2.00	30.00	31.00	37.00	34.00	19.00	15.00	CL	A6	A,L,S	-	-	-	-	-	-
4/2-SD21	12.40	CR0	0.40	0.60	9.00	51.00	23.00	17.00	27.00	18.00	9.00	SM	A4	S(L)(A)[G]	-	-	-	-	-	-
4/2-SD22	12.30	CR0	0.40	0.60	2.00	38.00	28.00	32.00	32.00	22.00	10.00	CL	A4	S,A,L	-	-	-	-	-	-
4/2-SD23	19.80	CR0	0.40	0.60	34.00	34.00	18.00	14.00	24.00	21.00	3.00	SM	A4	G,S(L)(A)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD23	19.80	SPT1	1.80	1.80	17.00	38.00	27.00	18.00	32.00	19.00	13.00	SC	A6	S,L(A)(G)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD23	19.80	SPT2	3.40	3.40	6.00	21.00	30.00	43.00	45.00	23.00	22.00	CL	A7-6	A,L(S)[G]	-	-	-	-	-	-
4/2-SD23	19.80	SPT3	4.50	4.50	6.00	41.00	27.00	26.00	42.00	20.00	22.00	CL	A7-6	S,L,A[G]	-	-	-	-	-	-
4/2-SD24	5.00	CR0	0.40	0.60	2.00	49.00	31.00	18.00	26.00	16.00	10.00	CL	A4	S,L(A)	-	-	-	-	-	-

Simbologia:

w = contenuto in acqua

 γ_n = peso di volume naturale

Gs = gravità specifica dei grani

e = indice dei vuoti

S = grado di saturazione

ED = prova edometrica

UU = prova triassiale di compressione TX-UU

CU = prova triassiale di compressione TX-CU

TD = taglio diretto

CM = prova di compressione monoassiale non confinata

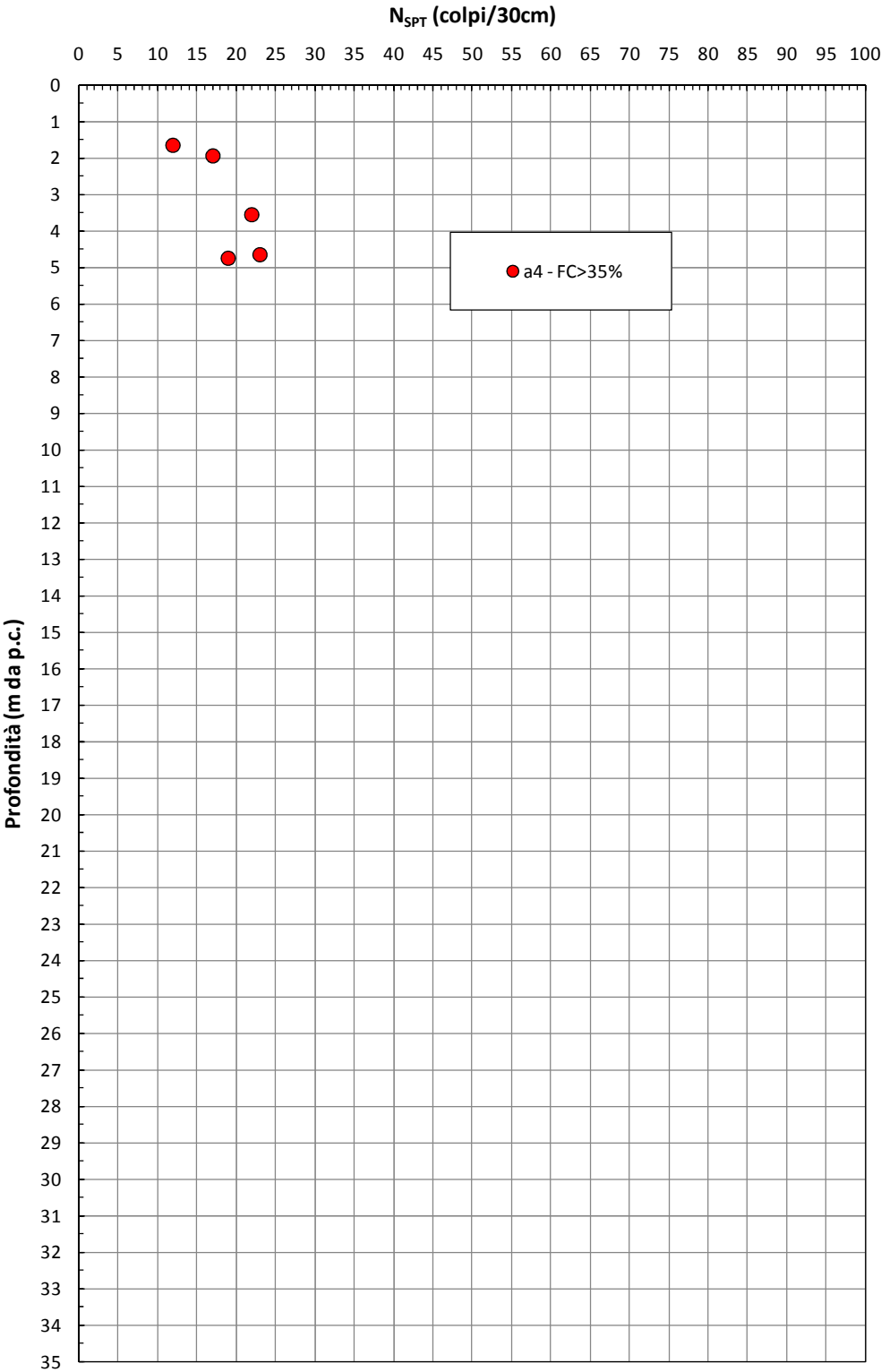


Figura 9.49: Formazione a4 – Valori di N_{SPT}

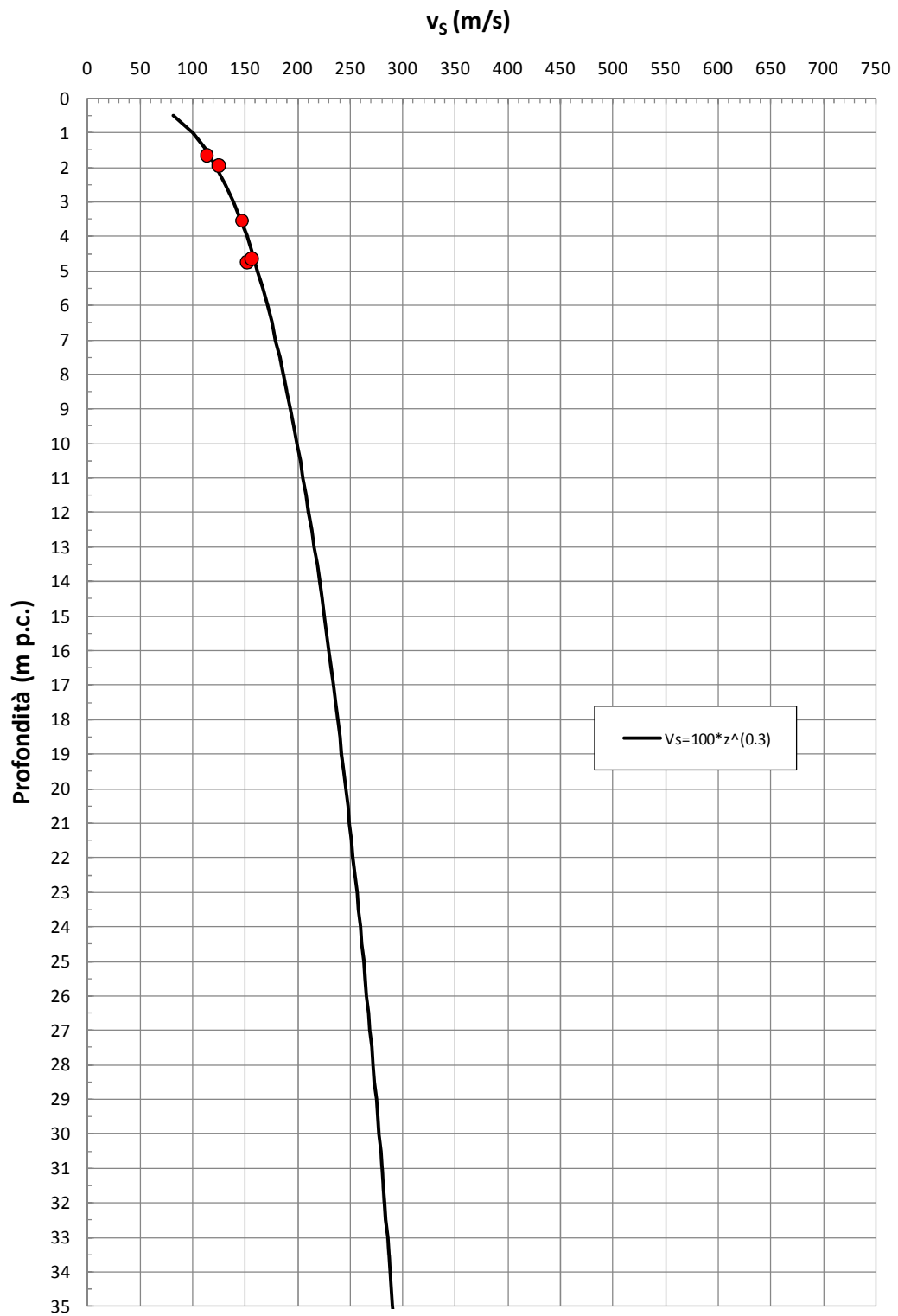


Figura 9.50: Formazione a4 – Valori di v_s

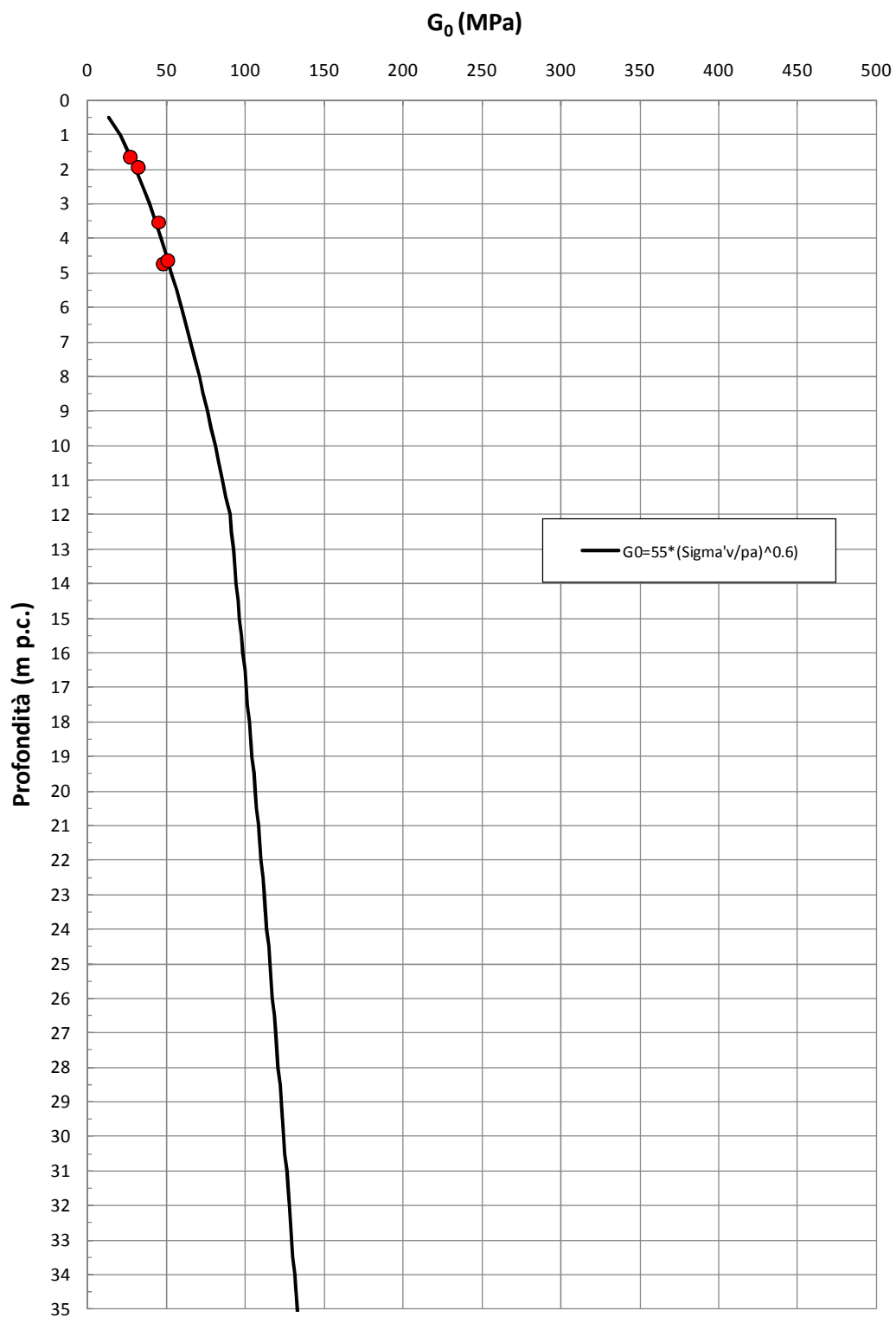


Figura 9.51: Formazione a4 – Valori di G_0

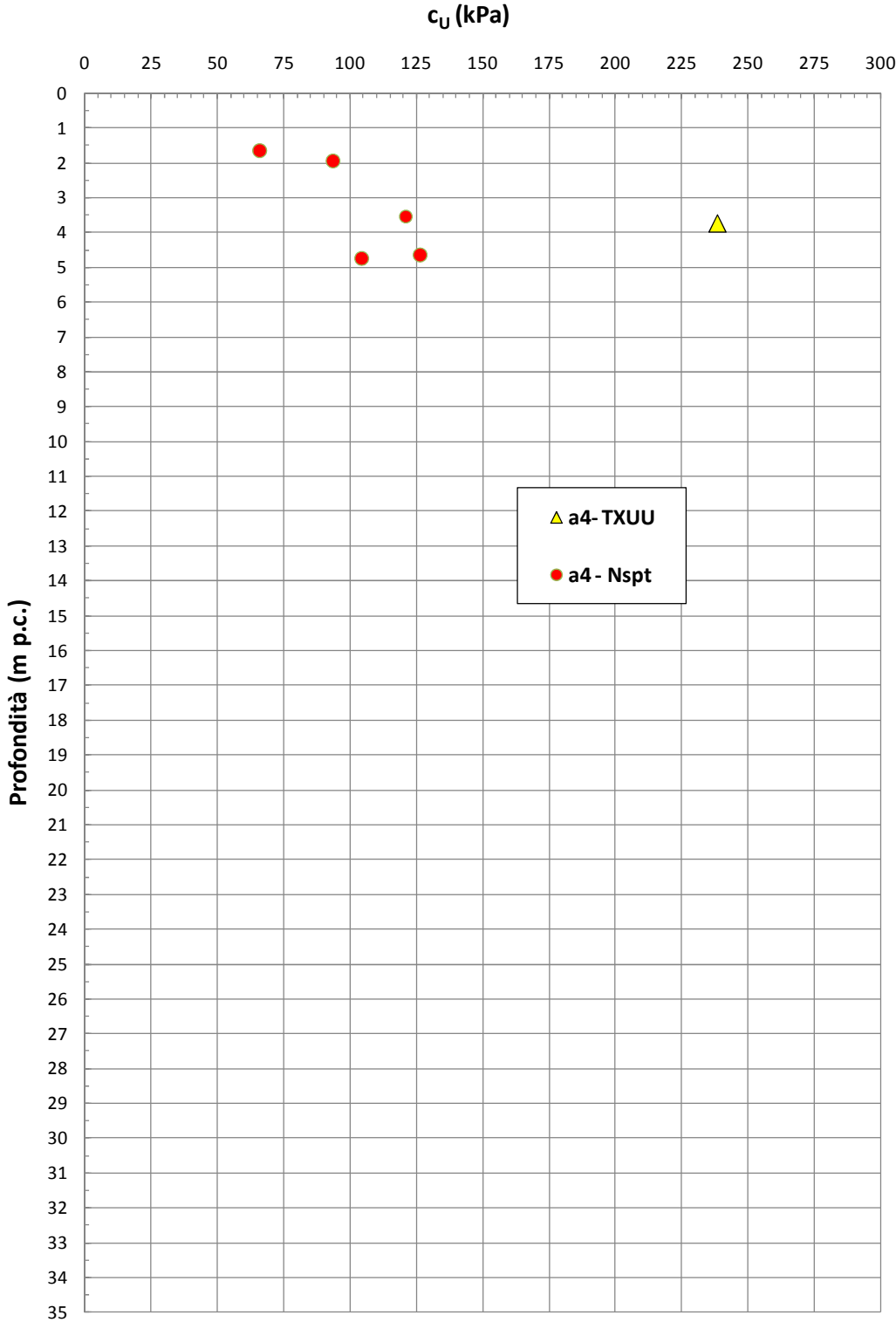


Figura 9.52: Formazione a4 – Coesione non drenata

9.7 Depositi neogenici ACCa, STO3, MAC, MAS

Le formazioni neogeniche in oggetto possono essere considerate delle unità di substrato.

Nella Figura 9.53 sono riportate le resistenze N_{SPT} registrate nelle varie verticali di interesse. I valori di N_{SPT} risultano variabili tra un valore minimo di 65 colpi/30 cm e valori massimi a rifiuto (la maggior parte dei dati disponibili).

Le principali caratteristiche fisiche della formazione ACCa disponibili da due campioni sono le seguenti:

- limite liquido compreso fra 30 ÷ 43%;
- limite plastico compreso fra 21 ÷ 25%.

Nella Tabella 9.10, Tabella 9.11, Tabella 9.12 e Tabella 9.13 sono riportate le prove eseguite sulle formazioni rocciose in oggetto.

Tabella 9.10: Formazione ACCa – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

Sondaggio	Quota	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			PROPRIETÀ FISICHE					LABORATORIO
			Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	γ_n (kN/m ³)	Gs (-)	e (-)	S (-)	
4/2-SD4	10.70	SPT7	11.00	11.00	18.00	49.00	21.00	12.00	30.00	21.00	9.00	SC	A4	S(L)(G)(A)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD7	13.30	SPT9	18.40	18.40	75.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	GW	A1- α	G	-	-	-	-	-	-
4/2-SD7	13.30	SPT11	0.00	0.00	84.00	16.00	0.00	0.00	-	-	-	GW	A1- α	-	-	-	-	-	-	-
4/2-SD7	13.30	SPT13	0.00	0.00	91.00	9.00	0.00	0.00	-	-	-	GW	A1- α	-	-	-	-	-	-	-

Simbologia:

w = contenuto in acqua

 γ_n = peso di volume naturale

Gs = gravità specifica dei grani

e = indice dei vuoti

S = grado di saturazione

ED = prova edometrica

UU = prova triassiale di compressione TX-UU

CU = prova triassiale di compressione TX-CU

TD = taglio diretto

CM = prova di compressione monoassiale non confinata

Tabella 9.11: Formazione MAC – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

Sondaggio	Quota	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			PROPRIETÀ FISICHE					LABORATORIO
			Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	γ_n (kN/m ³)	Gs (-)	e (-)	S (-)	
4/2-SD3	13.00	SPT10	16.70	16.70	34.00	38.00	23.00	5.00	-	-	-	-	-	S,G(L)[A]	-	-	-	-	-	-
4/2-SD3	13.00	SPT12	19.20	19.20	37.00	35.00	22.00	6.00	-	-	-	SM	A1-b	G,S(L)[A]	-	-	-	-	-	-

Simbologia:

w = contenuto in acqua

 γ_n = peso di volume naturale

Gs = gravità specifica dei grani

e = indice dei vuoti

S = grado di saturazione

ED = prova edometrica

UU = prova triassiale di compressione TX-UU

CU = prova triassiale di compressione TX-CU

TD = taglio diretto

CM = prova di compressione monoassiale non confinata

Tabella 9.12: Formazione MAS – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

Sondaggio	Quota	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			PROPRIETÀ FISICHE					LABORATORIO
			Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	γ_n (kN/m ³)	G _s (-)	e (-)	S (-)	
4/2-SD19	20.70	SPT3	6.15	6.15	77.00	12.00	7.00	4.00	-	-	-	-	N.E.	G(S)[L]	-	-	-	-	-	-
4/2-SD19	20.70	SPT4	7.40	7.40	41.00	33.00	12.00	14.00	-	-	-	-	--	G,S(A)(L)	-	-	-	-	-	-

Simbologia:

w = contenuto in acqua

 γ_n = peso di volume naturaleG_s = gravità specifica dei grani

e = indice dei vuoti

S = grado di saturazione

ED = prova edometrica

UU = prova triassiale di compressione TX-UU

CU = prova triassiale di compressione TX-CU

TD = taglio diretto

CM = prova di compressione monoassiale non confinata

Tabella 9.13: Formazione STO3 – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

Sondaggio	Quota	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			PROPRIETÀ FISICHE					LABORATORIO
			Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	γ_n (kN/m ³)	G _s (-)	e (-)	S (-)	
4/2-SD12	8.50	SPT11	26.50	26.50	19.00	47.00	14.00	20.00	-	-	-	-	-	S(A)(G)(L)	-	-	-	-	-	-
4/2-SD12	8.50	SPT13	31.68	31.80	87.00	--	--	--	-	-	-	GW	A1- α	G	-	-	-	-	-	-
4/2-SD18	29.60	SPT1	4.30	4.50	54.00	22.00	15.00	9.00	-	-	-	-	-	G(S)(L)[A]	-	-	-	-	-	-

Simbologia:

w = contenuto in acqua

 γ_n = peso di volume naturaleG_s = gravità specifica dei grani

e = indice dei vuoti

S = grado di saturazione

ED = prova edometrica

UU = prova triassiale di compressione TX-UU

CU = prova triassiale di compressione TX-CU

TD = taglio diretto

CM = prova di compressione monoassiale non confinata

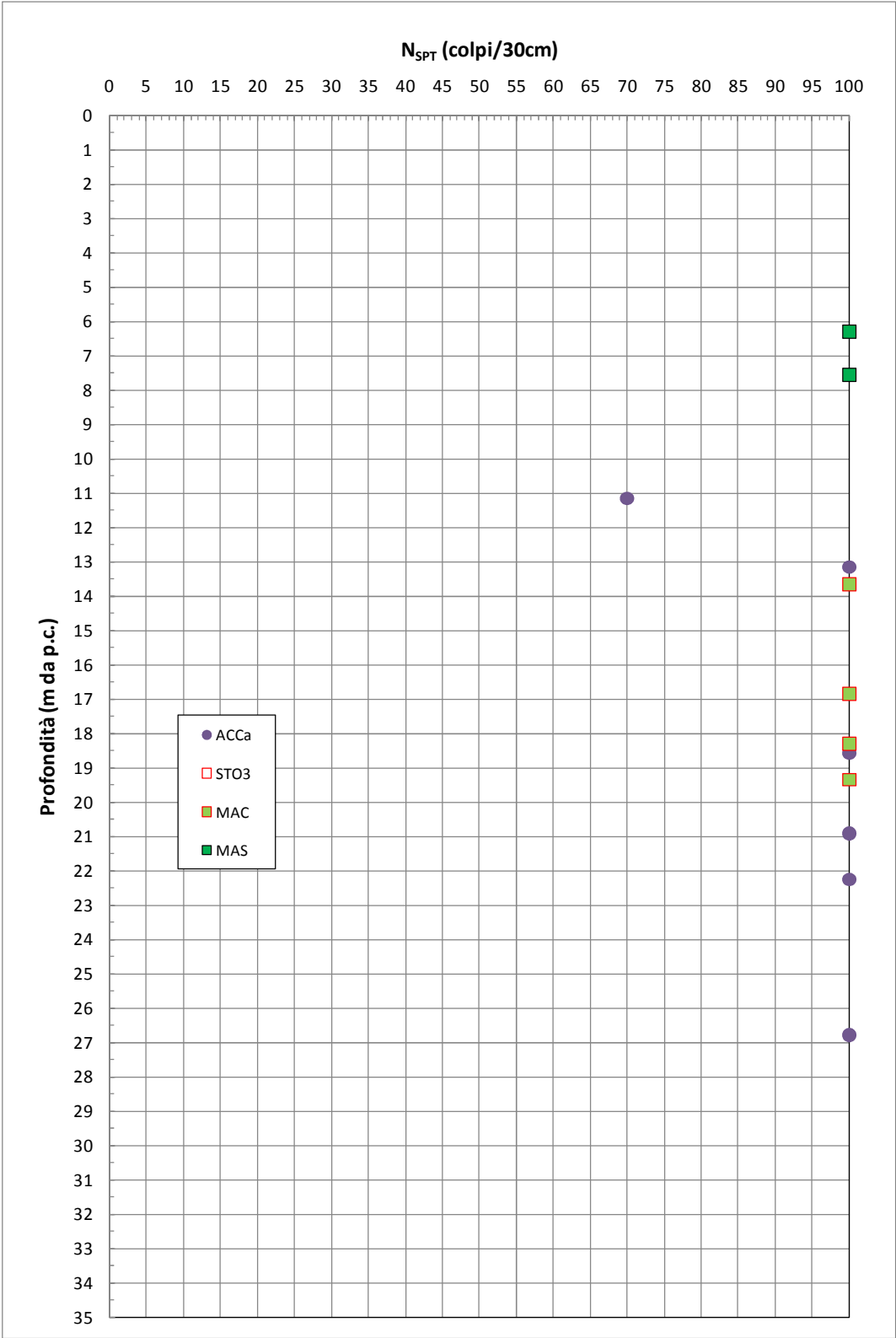


Figura 9.53: Formazione ACCα, STO3, MAC, MAS – Valori di N_{SPT}

Tabella 9.54: Formazione ACCa, STO3, MAC – Valori analisi di laboratorio

				comprex mono			Bras		
Formazione rocciosa	Descrizione	Sondaggio	γ_n	σ_c	E	ν	σ_t	Vp	Vs
			kN/m ³	MPa	MPa	-	Mpa	m/s	m/s
MAS	Arenaria	SD4	26.18	119.1	39932	0.12	-	3848	2550
MAS	Calcarenite	SD4	26.24	99.15	14551	0.11	-	3673	2363
MAS	Calcere	SD19,C-CS20	26.33667	66.08667	57298	0.23	8.67	5651	3619
ACCa	Argillite	SD5	22.84	1	-	-	-	-	-
STO3	Calcere	SD18	26.075	96.5175	71286.75	0.27	-	5723	3820
STO3	Breccia calcarea	SD21,SD23	26.28	71.25429	36890.43	0.20	-	4331	2378
STO3	Breccia argillitica	SD22	20.935	0.745	-	-	-	-	-
STO3	Calcere marnoso	SD23	26.15	58.38	30800	0.17	-	5783	3800

10. RILEVATI E TRINCEE AUTOSTRADALI

10.1 Materiali di rilevato esistenti

Per i materiali dei rilevati esistenti sono stati assunti, in assenza di dati, i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- $\varphi' = 32^\circ$
- $c' = 0 \text{ kPa}$

10.2 Materiali dei nuovi rilevati autostradali

I nuovi rilevati autostradali saranno realizzati con pendenza delle scarpate $4/7=V/H$ ($V=$ Verticale, $H=$ Orizzontale) e con interposizione di una banca di larghezza 2 m ogni 5 m di altezza (valutata a partire dal ciglio superiore del rilevato).

Per i materiali dei rilevati da realizzare, considerandoli costituiti da inerti granulari selezionati e di buona qualità, compattati al 95% della massima densità da Prova Proctor modificata, sono stati assunti i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- $\varphi' = 38^\circ$
- $c' = 0 \text{ kPa}$

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti i rilevati, l'accettazione è subordinata alle prove prescritte dai Capitolati.

10.3 Stabilità globale dei rilevati autostradali

Le verifiche di stabilità globale dei nuovi rilevati autostradali, condotte in accordo alle NTC2008, sono state effettuate su una sezione tipo rappresentativa delle condizioni peggiori per geometria del rilevato (vedi capitolo 3), tipo di terreno su cui esso risulta impostato (vedi capitolo 9) e livello di falda (vedi paragrafo 5.3). In particolare, le verifiche di stabilità sono state condotte per la seguente condizione:

- altezza rilevato = 7 m;
- terreno di fondazione = H1b fino a 12 m da p.c., Qt1d sotto i 12 m da p.c.;
- falda a 1.5 m dal p.c. locale.

Per i terreni di fondazione (formazione H1b) si sono adottati i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$;
- $\phi' = 26^\circ$;
- $c' = 0 \text{ kPa}$.

Per i terreni di fondazione (formazione Qt1d) si sono adottati i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$;
- $\phi' = 24^\circ$;
- $c' = 5 \text{ kPa}$.

In sommità al rilevato autostradale è stato imposto un sovraccarico stradale (carico variabile) uniformemente distribuito e pari a 20 kPa.

Le verifiche di stabilità sono state condotte in accordo al [DM 14 gennaio 2008, Norme tecniche per le costruzioni \(Gazzetta Ufficiale n.29 del 04.02.2008\)](#); in accordo ai contenuti di tale normativa, le verifiche agli Stati Limite Ultimi sono state condotte utilizzando la Combinazione 2 dell'Approccio 1, caratteristica dello stato limite di resistenza del terreno.

L'Approccio 1 – Combinazione 2 prevede l'utilizzo dei coefficienti parziali A2 per le azioni, M2 per i materiali ed R2 per le resistenze. Nello specifico:

- il set di coefficienti parziali A2 indica i seguenti fattori parziali da applicare alle azioni:
 - $\gamma_{G1} = 1.0$ per i carichi *Permanenti Favorevoli e Sfavorevoli*;
 - $\gamma_{G2} = 0.0$ per i carichi *Permanenti non strutturali Favorevoli o Variabili Favorevoli*;
 - $\gamma_{Qi} = 1.3$ per i carichi *Permanenti non strutturali Sfavorevoli o Variabili Sfavorevoli*.
- il set di coefficienti M2 indica i seguenti fattori parziali da applicare ai materiali:
 - $\gamma_{\phi'} = 1.25$ per la $\tan(\phi')$;
 - $\gamma_{c'} = 1.25$ per la coesione efficace c' ;
 - $\gamma_{cu} = 1.40$ per la coesione non drenata c_u ;
 - $\gamma_{\gamma} = 1.00$ per il peso specifico γ .
- il set di coefficienti R2 indica un coefficiente parziale pari a 1.1.

L'adozione di questo approccio comporta nelle analisi di stabilità l'utilizzo di carichi e parametri geotecnici fattorizzati con i coefficienti parziali A2 ed M2 di cui sopra e la verifica che il Fattore di Sicurezza risulti almeno pari a 1.1 ($R2=1.1$).

L'azione sismica nelle verifiche di stabilità con approccio pseudo-statico viene rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso del volume di terreno potenzialmente instabile. Nelle verifiche agli SLU, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

dove k_h e k_v sono i coefficienti sismici orizzontale e verticale rispettivamente pari a:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

in cui:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito (vedi 6).

Per il sito in esame risulta:

- β_s = pari a 0.24, valido per categorie di suolo B, C, D ed E con $a_g(g)$ compresa tra 0.1 e 0.2.
- $a_{\max} = 0.136 \cdot g$ (vedi capitolo 6)

Pertanto i coefficienti sismici orizzontale e verticale risultano rispettivamente pari a:

$$k_h = 0.032$$

$$k_v = \pm 0.016$$

Le verifiche di stabilità sono state condotte con l'ausilio del codice di calcolo [SLOPE/W v.4.23](#).

I risultati delle verifiche di stabilità sono riportate nella Figura 10.1 (verifica in condizioni statiche) e nella Figura 10.2 (verifica in condizioni sismiche); in entrambi i casi si ottengono comunque valori $R_2 > 1.1$, anche se molto "al limite" nel caso di condizioni sismiche (1.186 in condizioni statiche ed 1.101 in condizioni sismiche).

Analisi stabilità globale A2+M2+R2

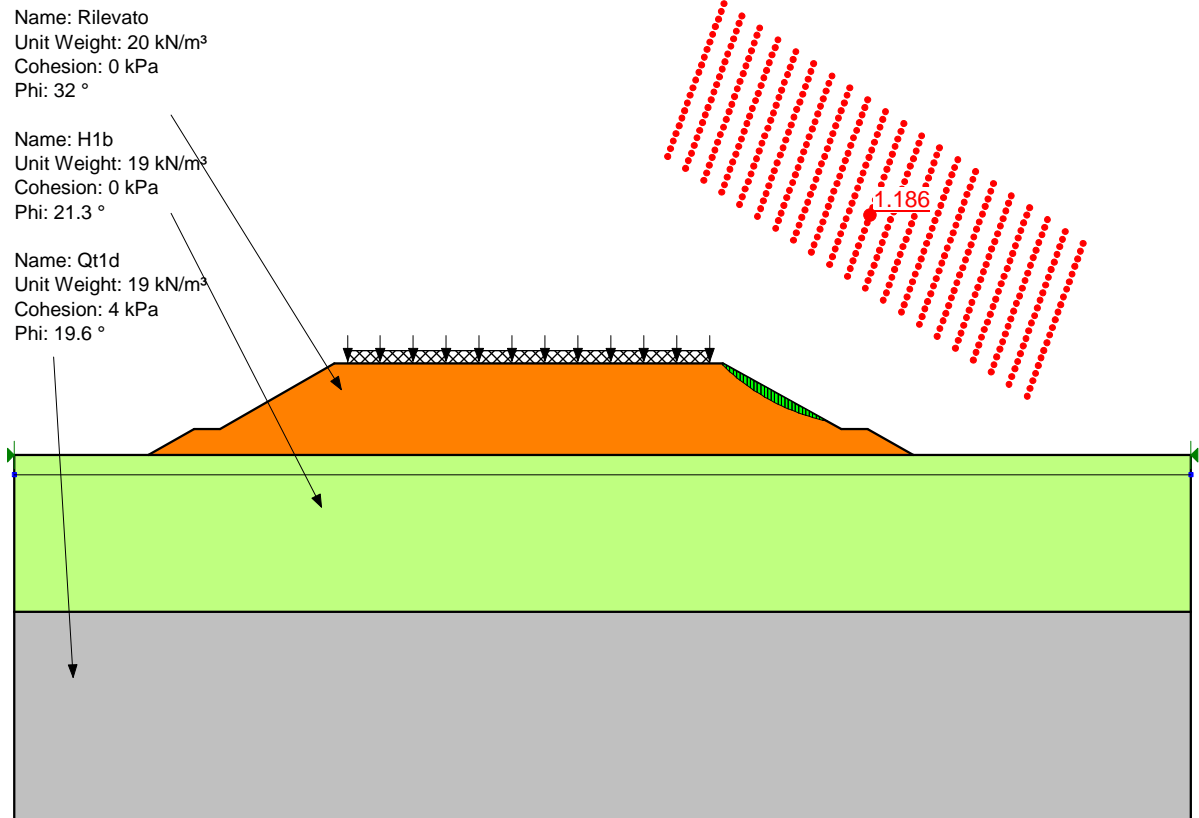


Figura 10.1: Rilevati autostradali – Verifica di stabilità: condizioni statiche (A2+M2+R2)

Analisi stabilità globale Sisma+M2+R2

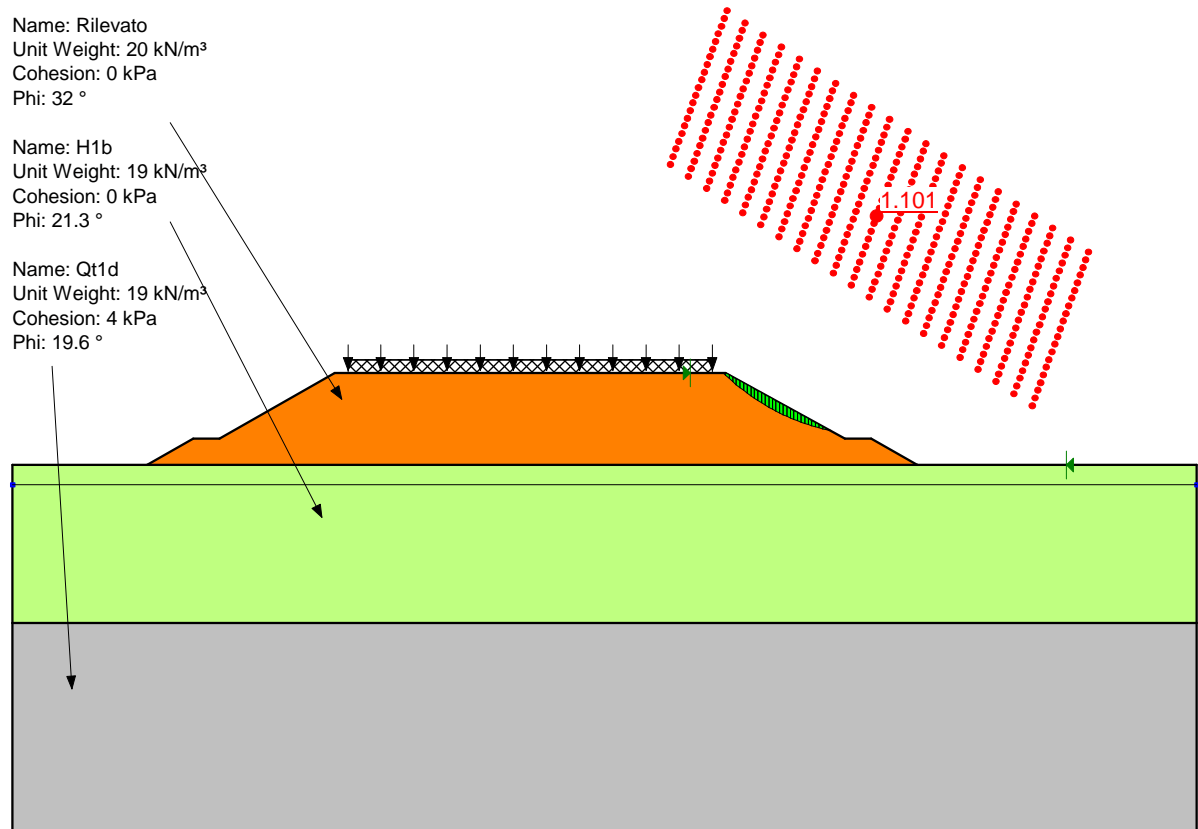


Figura 10.2: Rilevati autostradali – Verifica di stabilità: condizioni sismiche (SISMA+M2+R2)

10.4 Stabilità delle scarpate dei tagli autostradali

Le verifiche di stabilità globale dei nuovi tagli autostradali, condotte in accordo alle NTC2008, sono state effettuate su una sezione tipo rappresentativa delle condizioni peggiori per geometria di trincea. Nella tratta tra la progressiva km.12+500 e km.13+000 ca., la sede stradale subisce un ampliamento che su un lato porta alla rimozione del terreno esistente con la riprofilatura del versante. Alla progressiva km. 12+650 ca. l'altezza interessata dalla riprofilatura del versante è quella massima ed è pari a circa 12 m. Questa condizione è solamente locale e circoscritta alla tratta suddetta; altre tratte in trincea sono presenti lungo il tracciato,

ma il pendio in scavo non supera mai i 2.5 m di altezza (vedi capitolo 3) e non sono quindi state prese in considerazione in questa fase progettuale. Il tipo di terreno interessato dal taglio e il livello di falda sono stati considerati in accordo a quanto riportato al capitolo 9 e al paragrafo 5.3 rispettivamente. In particolare, le verifiche di stabilità sono state condotte per la seguente condizione:

- altezza trincea = 12 m;
- terreno di fondazione = Qt1d;
- falda a 1.5 m dal piano di fondo trincea.

Per i terreni della formazione Qt1d si sono adottati i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$;
- $\varphi' = 24^\circ$;
- $c' = 5$.

In sommità alla trincea autostradale è stato imposto un sovraccarico variabile uniformemente distribuito pari a 10 kPa.

Le verifiche di stabilità sono state condotte in accordo al [DM 14 gennaio 2008, Norme tecniche per le costruzioni \(Gazzetta Ufficiale n.29 del 04.02.2008\)](#), utilizzando gli stessi criteri già descritti al paragrafo 10.3.

Le verifiche di stabilità sono state condotte con l'ausilio del codice di calcolo [SLOPE/W v.4.23](#).

Per pendenze delle scarpate dei tagli non superiori a 2:5=V:H (V=Verticale, H=Orizzontale), le verifiche di stabilità condotte hanno evidenziato che i fattori di sicurezza sono maggiori di 1.1 sia in condizioni statiche (Figura 10.3, $R_2=1.29$), sia in condizioni sismiche (Figura 10.4, $R_2=1.18$):.

La stabilità di tutti i tagli autostradali dovrà essere rivista all'atto della costruzione, alla luce della natura e delle caratteristiche geotecniche del terreno che costituirà la scarpata della trincea.

Tutte le scarpate dovranno essere protette da fenomeni erosivi e di ruscellamento delle acque superficiali.

Per le trincee che si dovessero trovare in adiacenza ad abitazioni o altre opere esistenti si dovrà valutare la necessità di ricorrere a muri di controripa o ad opere di sostegno qualora la realizzazione dei muri fosse sconsigliabile per motivi di sicurezza e/o di deformazioni indotte a seguito degli scavi.

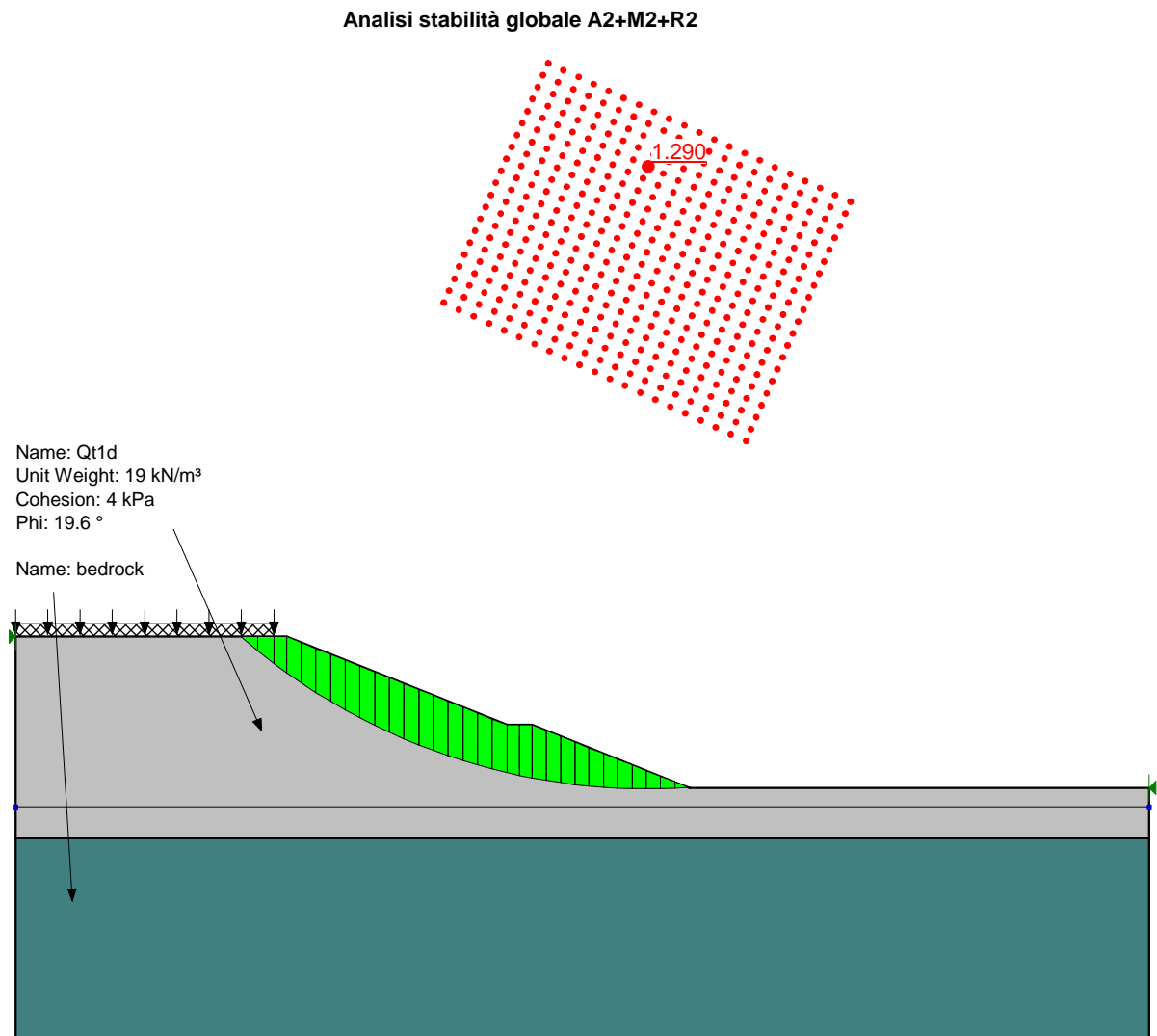


Figura 10.3: Tagli autostradali – Verifica di stabilità: condizioni statiche (A2+M2+R2)

Analisi stabilità globale Sisma+M2+R2

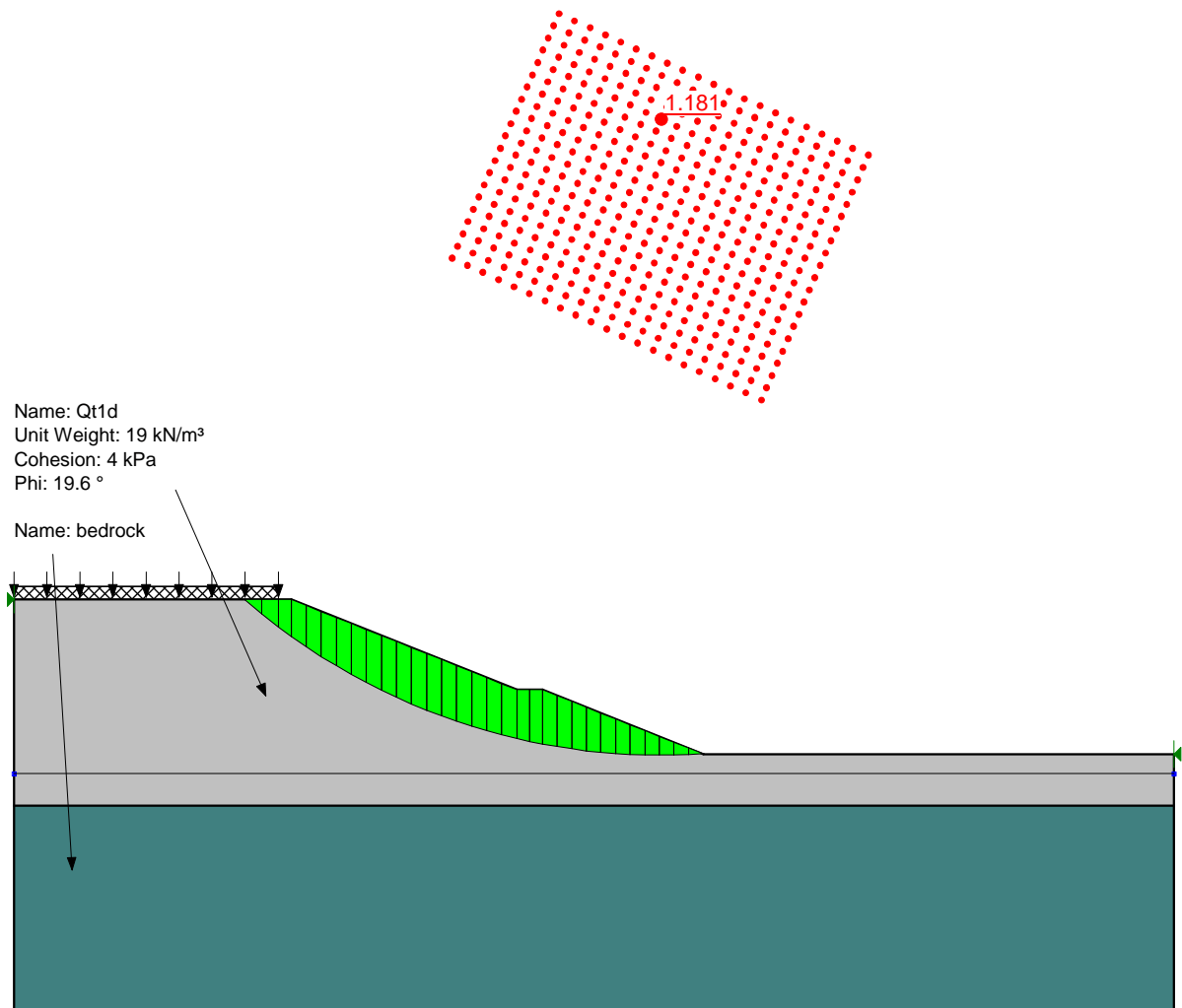


Figura 10.4: Tagli autostradali –Verifica di stabilità: condizioni sismiche (SISMA+M2+R2)

10.5 Stima dei cedimenti

I principali rilevati autostradali riguardano i tratti in variante e gli "attraversamenti" delle depressioni naturali del terreno che si sono create in corrispondenza dei principali corpi idrici; le caratteristiche dei principali tratti in rilevato sono riportate nel capitolo 3.

10.5.1 Casi analizzati

Nella Tabella 10.1 si riportano le caratteristiche geometriche e l'indicazione della stratigrafia di riferimento per le quattro sezioni analizzate.

Tabella 10.1: Stima dei cedimenti – Sezioni considerate

Caso (n.)	Progressiva (km)	Sezione di riferimento	H (m)	L (m)	B (m)	Stratigrafia (n.)
1	1+550	Figura 3.9	7	51	26.5	1
2	5+150	Figura 3.3	4.5	42	26.5	2
3	7+250	Figura 3.4	5	44	26.5	3
4	9+250	Figura 3.13	5.5	45.7	26.5	4
5	16+050	Figura 3.6	5.5	78.5	69.0	5

H = Altezza del rilevato
L = Larghezza del rilevato alla base
B = Larghezza del rilevato in sommità

10.5.2 Stratigrafie di calcolo

Le stratigrafie di calcolo adottate, desunte in accordo con i profili geotecnici, sono riportate nelle tabelle da Tabella 10.2 a Tabella 10.6. Nelle didascalie delle tabelle sono stati riportati anche i sondaggi rappresentativi per la stratigrafie delle cinque sezioni selezionate.

Tabella 10.2: Stima dei cedimenti – Stratigrafia di calcolo n.1 – sondaggio CS23

Profondità		Formazione
Da (m)	a (m)	
0.0	12.0	H1b
12.0	27.0	Qt1d
27.0	33.0	ACCa *
33.0	> 33.0	MAC

La falda è stata ipotizzata ad una profondità di 1.5 m da p.c.

* Visti i valori di N_{spt} simili a quelli dello strato Qt1d, lo strato ACCa è stato caratterizzato come Qt1d.

Tabella 10.3: Stima dei cedimenti – Stratigrafia di calcolo n.2 – sondaggio 4/2-SD11

Profondità		Formazione
Da (m)	a (m)	
0.0	10.0	H1a1
10.0	> 10.0	Qt1d

La falda è stata ipotizzata ad una profondità di 1.5 m da p.c.

Tabella 10.4: Stima dei cedimenti – Stratigrafia di calcolo n.3 – sondaggio 4/2-SD15

Profondità		Formazione
Da (m)	a (m)	
0.0	10.0	H1b
10.0	> 10.0	Qt1d

La falda è stata ipotizzata ad una profondità di 3.5 m da p.c.

Tabella 10.5: Stima dei cedimenti – Stratigrafia di calcolo n.4 – sondaggio 4/2-SD17

Profondità		Formazione
Da (m)	a (m)	
0.0	10.0	H1b
10.0	13.0	H1a1
13.0	15.0	Qt1d
15.0	> 15.0	CRA

La falda è stata ipotizzata ad una profondità di 1.5 m da p.c.

Tabella 10.6: Stima dei cedimenti – Stratigrafia di calcolo n.5 – sondaggio 4/1-SD02

Profondità		Formazione
Da (m)	a (m)	
0.0	>0.0	H1a
La falda è stata ipotizzata ad una profondità di 1.5 m da p.c.		

10.5.3 Metodo di calcolo

I calcoli sono stati condotti mediante l'utilizzo di metodi semplificati (Jumikis, 1971), considerando il rilevato stradale infinitamente esteso a sezione trapezia. Il terreno è stato considerato:

- a comportamento elasto-plastico in caso il terreno sia coesivo. I parametri utilizzati nel calcolo del cedimento primario sono gli indici di compressione e ricomprensione, il grado di sovraconsolidazione e l'indice dei vuoti iniziale;
- a comportamento elastico in caso il terreno sia granulare o roccioso. Il parametro utilizzato nel calcolo è il modulo elastico.

Il cedimento ottenuto è la stima del cedimento totale a lungo termine. Sulla base della stratigrafia di riferimento, la quota parte di cedimento in consolidazione dei terreni coesivi è stata valutata togliendo la parte di cedimento immediato al cedimento totale. Il cedimento immediato degli strati coesivi può essere valutato tramite l'utilizzo di un modulo elastico operativo non drenato $E'_{u\ op}$ pari a circa $\dots * C_u$. La stima dei tempi di consolidazione è stata effettuata tramite la formula di Terzaghi per la consolidazione monodimensionale:

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H^2}$$

Dove:

- T_v = costante di tempo relativa al prefissato grado di consolidazione U_v ;
- c_v = coefficiente di consolidazione verticale;
- t = tempo necessario per raggiungere il grado di consolidazione U_v ;
- H = massima lunghezza del percorso di drenaggio.

Al cedimento totale è stato inoltre aggiunto il cedimento secondario, valutato come segue:

$$ced_s = \frac{c_\alpha}{1+e} \cdot \log \frac{t_f}{t_i} \cdot h$$

Dove:

- c_α = coefficiente di consolidazione secondaria;
- e = indice dei vuoti iniziale;
- t_f = tempo finale a cui si desidera valutare il cedimento secondario;
- t_i = tempo iniziale pari per convenzione a 1 giorno;
- h = spessore interessato dalla variazione delle tensioni efficaci all'applicazione del carico.

10.5.4 Parametri geotecnici di calcolo

Dato che gli strati di terreno rilevati nei sondaggi rappresentativi per le sezioni di calcolo selezionate (H1a, H1a1, H1b, Qt1d, CRA e MAC) sono quasi esclusivamente costituiti da materiali coesivi, si riporta di seguito la stima dei parametri per il calcolo dei cedimenti dei soli materiali coesivi. Data la scarsità di dati disponibili per gli strati rocciosi (CRA e MAC) e il loro basso contributo al cedimento totale, il valore del modulo elastico operativo per tali strati può essere assunto pari a 100 MPa.

I parametri geotecnici di calcolo di tutti gli altri materiali possono essere stimati come segue:

- Indici di compressione e ricomprensione c_c e c_r valutati sulla base dei risultati delle prove edometriche disponibili e in accordo alle formule empiriche riportate al punto 8.3.5.2 (Terzaghi & Peck, 1967; Azzouz et al., 1976);
- Indice dei vuoti iniziale e_0 valutato sulla base delle prove di laboratorio eseguite su tutti i campioni disturbati e indisturbati recuperati dai sondaggi (vedi Figura 9.10, Figura 9.26, Figura 9.42 per gli strati Qt1d, H1b e H1a/H1a1 rispettivamente).

- Grado di sovraconsolidazione GSC valutato sia sulla base delle prove edometriche, sia sulla base delle prove SPT eseguite nei sondaggi rappresentativi.
- Coefficiente di consolidazione verticale c_v per la stima dei tempi di consolidazione valutato sulla base dei risultati delle prove edometriche.
- Indice di compressione secondaria c_α per la stima del cedimento secondario valutato sulla base dei risultati delle prove edometriche.

I sondaggi rappresentativi per le cinque sezioni di calcolo riportate in Tabella 10.1 sono stati selezionati come segue:

- Stratigrafia 1: CS23 come sondaggio rappresentativo, integrato con i dati SPT del sondaggio 4/2-SD05.
- Stratigrafia 2: 4/2-SD11 come sondaggio rappresentativo.
- Stratigrafia 3: 4/2-SD15 come sondaggio rappresentativo, integrato con i dati SPT del sondaggio CS21.
- Stratigrafia 4: 4/2-SD17 come sondaggio rappresentativo.
- Stratigrafia 5: 4/1-SD02 come sondaggio rappresentativo.

Il grado di sovraconsolidazione GSC può essere stimato invertendo la formula:

$$C_{U_{oc}} = C_{U_{nc}} * GSC^{0.8}$$

Dove:

- $C_{U_{oc}}$ = coesione non drenata pari cautelativamente a 4 volte N_{spt} ;
- $C_{U_{nc}}$ = coesione non drenata del terreno normalconsolidato pari a $0.22 * \sigma'_v$.

I risultati del calcolo sono illustrati nelle figure da Figura 10.5 a Figura 10.9 per le cinque sezioni analizzate. Il grado di sovraconsolidazione è stato comunque cautelativamente limitato al massimo a 3. Data la scarsità di dati oggi a disposizione, una stima più precisa del grado di sovraconsolidazione dovrà essere effettuata in sede di progetto esecutivo.

La stessa raccomandazione vale per la stima di tutti gli altri parametri. Andrà inoltre rilevata con attenzione e in dettaglio la stratigrafia locale. Infatti, eventuali sottostrati

granulari di una certa importanza che possono essere trovati all'interno degli strati coesivi, possono far variare notevolmente i tempi effettivi di consolidazione. In prima approssimazione, sulla base degli spessori di materiale coesivo rinvenuti nei sondaggi di interesse, si possono assumere i seguenti percorsi di drenaggio:

- Per le stratigrafie 1 e 2 i massimi spessori di materiale coesivo nei sondaggi di interesse sono nell'ordine dei 4-5 m. Il percorso di drenaggio risulta quindi pari a 2.5 m.
- Per le stratigrafie 3, 4 e 5 i massimi spessori di materiale coesivo nei sondaggi di interesse sono nell'ordine dei 10 m (stratigrafie 3 e 5) oppure 5 m ma con strato roccioso al di sotto (stratigrafia 4). Il percorso di drenaggio risulta quindi pari a 5 m.

Tutti i valori dei parametri utilizzati nel calcolo dei cedimenti sono riassunti in **Tabella 10.7.**

Tabella 10.7: Stima dei cedimenti – Riassunto dei parametri di calcolo

Stratigrafia	Da (m) a (m)	Strato	c_c (-)	c_r (-)	e_0 (-)	GSC (-)	E'_{op} (MPa)
1	0 ÷ 5	H1b	0.15	0.03	0.6	3	-
	5 ÷ 12	H1b	0.15	0.03	0.6	1	-
	12 ÷ 16	Qt1d	0.15	0.03	0.5	1	-
	16 ÷ 21	Qt1d	0.15	0.03	0.5	2	-
	21 ÷ 33	Qt1d	0.15	0.03	0.5	3	-
	> 33	MAC	-	-	-		100
2	0 ÷ 10	H1a1	0.25	0.06	0.7	3	-
	10 ÷ 16	Qt1d	0.15	0.03	0.5	1.4	-
	> 16	Qt1d	0.15	0.03	0.5	2.6	-
3	0 ÷ 10	H1b	0.15	0.03	0.6	3	-
	10 ÷ 26	Qt1d	0.15	0.03	0.5	1.6	-
	> 26	Qt1d	0.15	0.03	0.5	2.4	-
4	0 ÷ 10	H1b	0.15	0.03	0.6	3	-
	10 ÷ 13	H1a1	0.25	0.06	0.7	3	-

Stratigrafia	Da (m) a (m)	Strato	c_c (-)	c_r (-)	e₀ (-)	GSC (-)	E'_{op} (MPa)
	13 ÷ 15	Qt1d	0.15	0.03	0.5	3	-
	> 15	CRA	-	-	-	-	100
5	0 ÷ 2	H1a	0.2	0.05	0.7	2	-
	> 2	H1a	0.2	0.05	0.7	1	-
cv = 10 ⁻⁴ cm ² /s per tutti gli strati argillosi c _α = 0.002 per tutti gli strati argillosi							

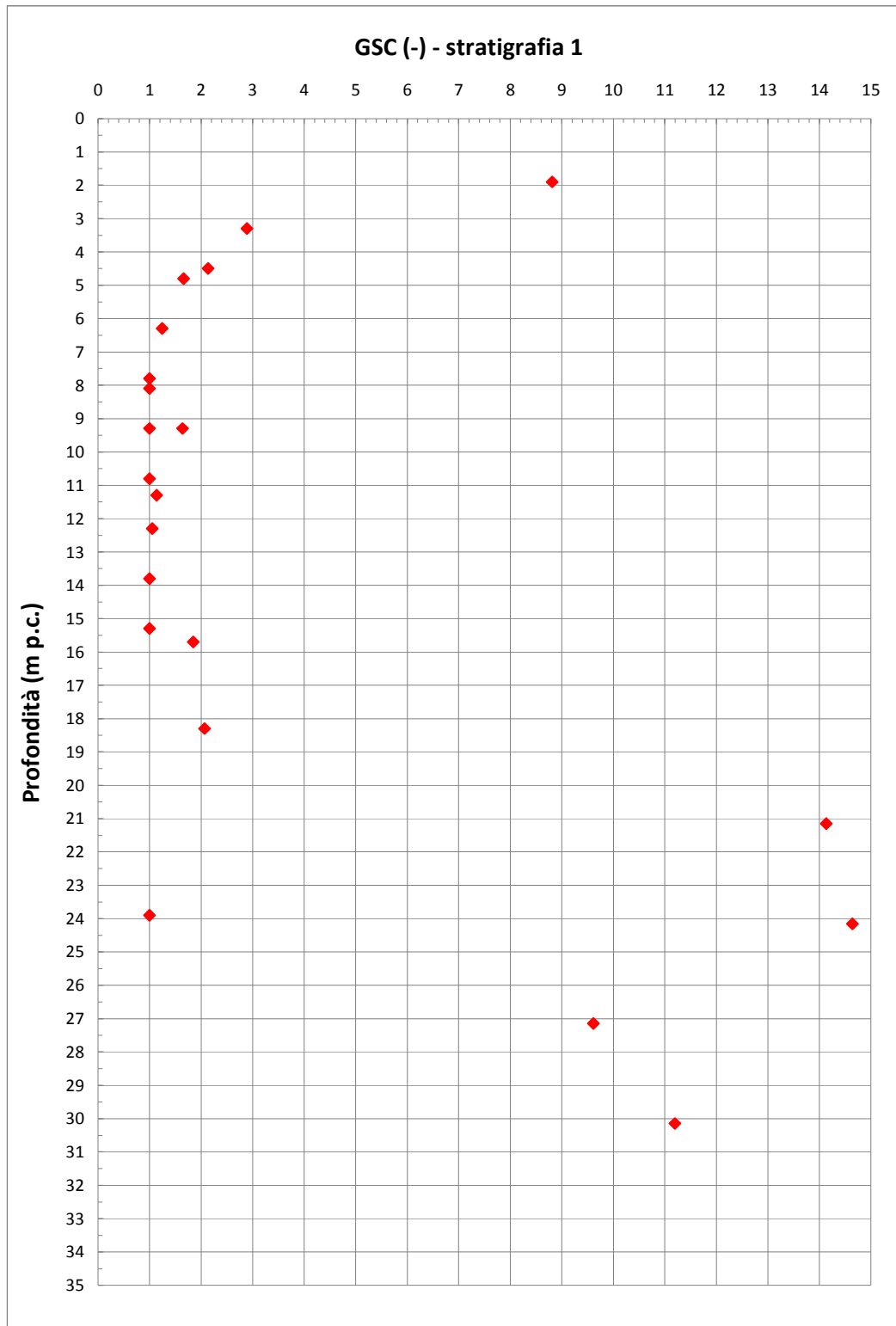


Figura 10.5: Stratigrafia di calcolo 1 – progressiva km.1+550 – profilo di GSC

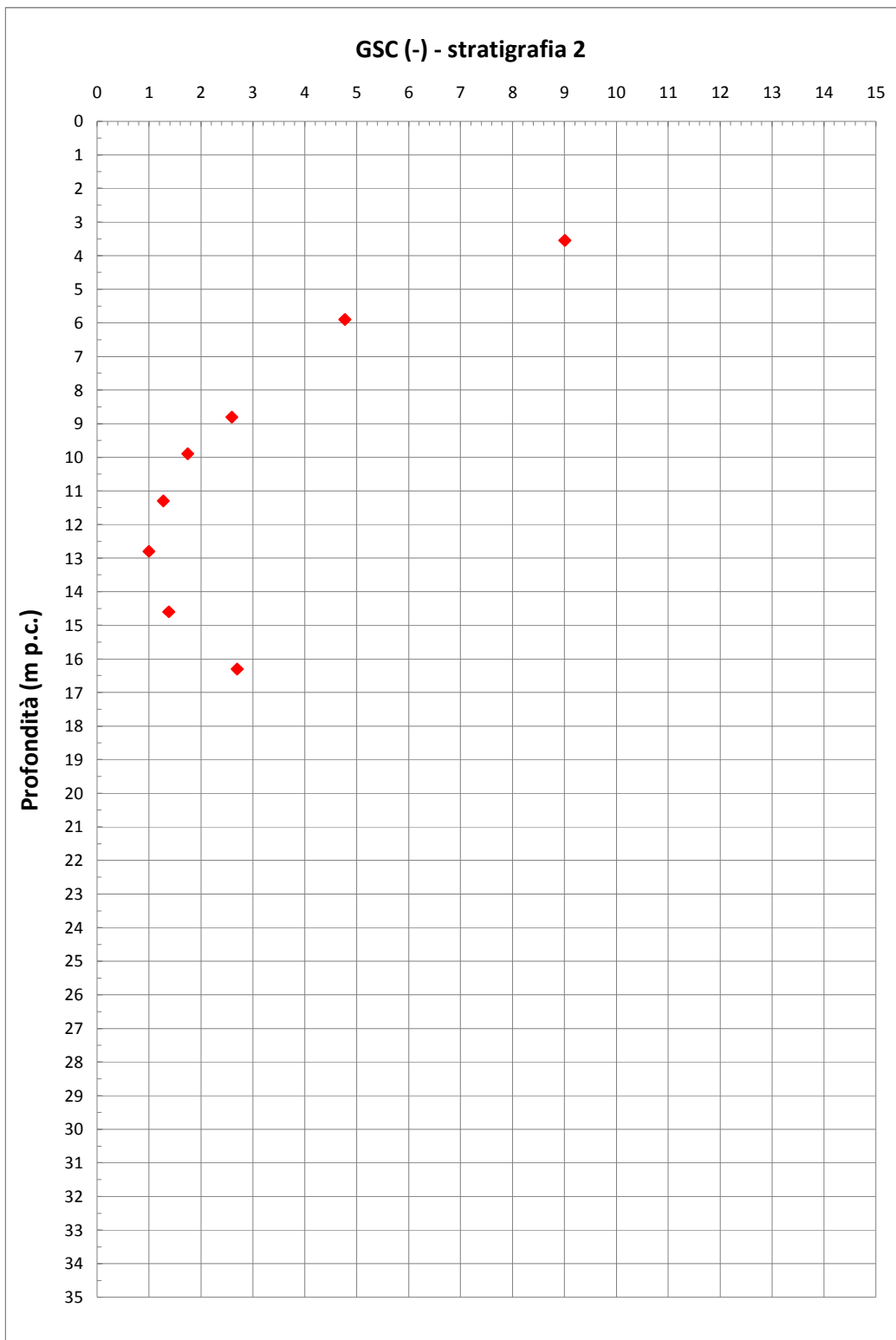


Figura 10.6: Stratigrafia di calcolo 2 – progressiva km.5+150 – profilo di GSC

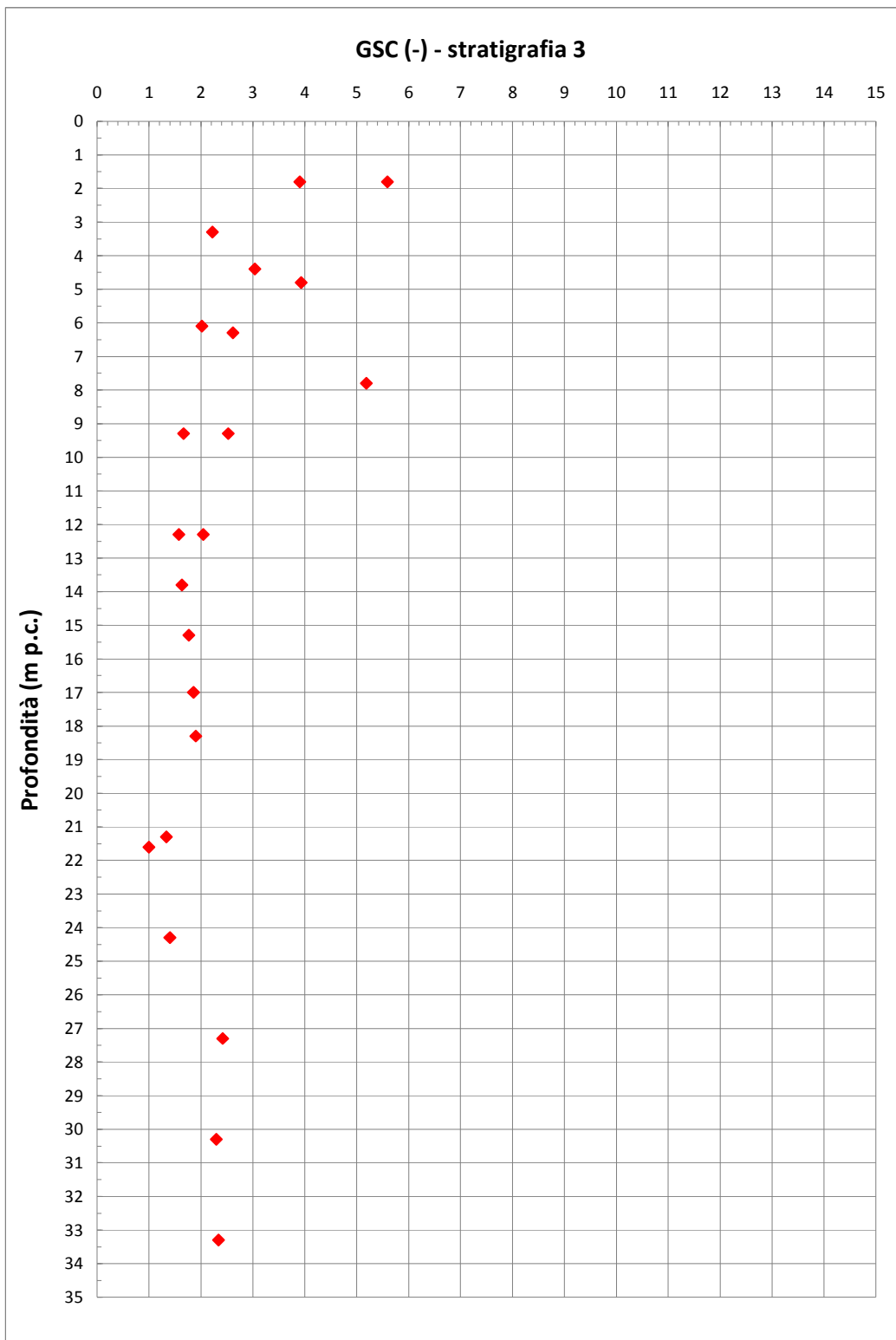


Figura 10.7: Stratigrafia di calcolo 3 – progressiva km.7+250 – profilo di GSC

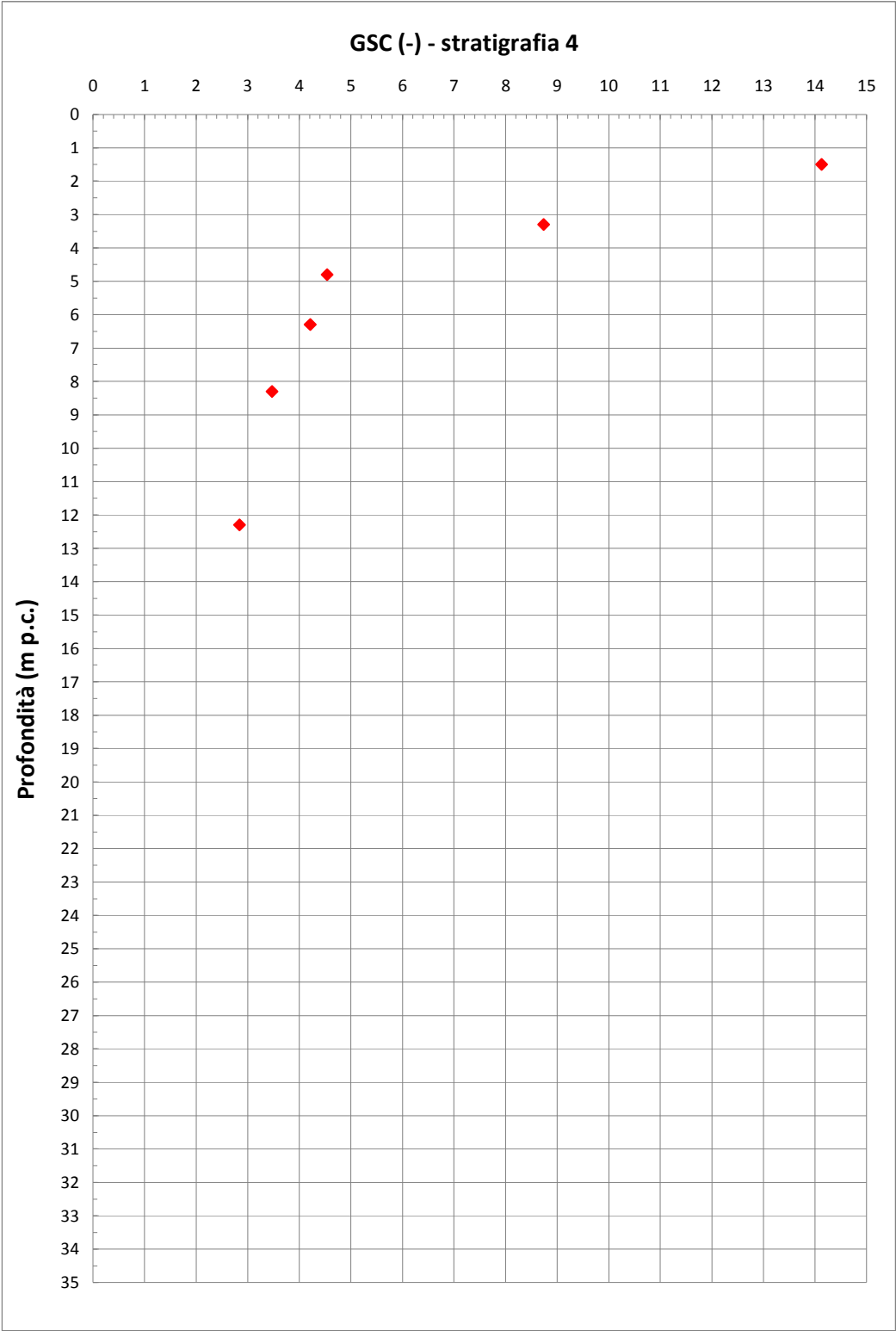


Figura 10.8: Stratigrafia di calcolo 4 – progressiva km.9+250 – profilo di GSC

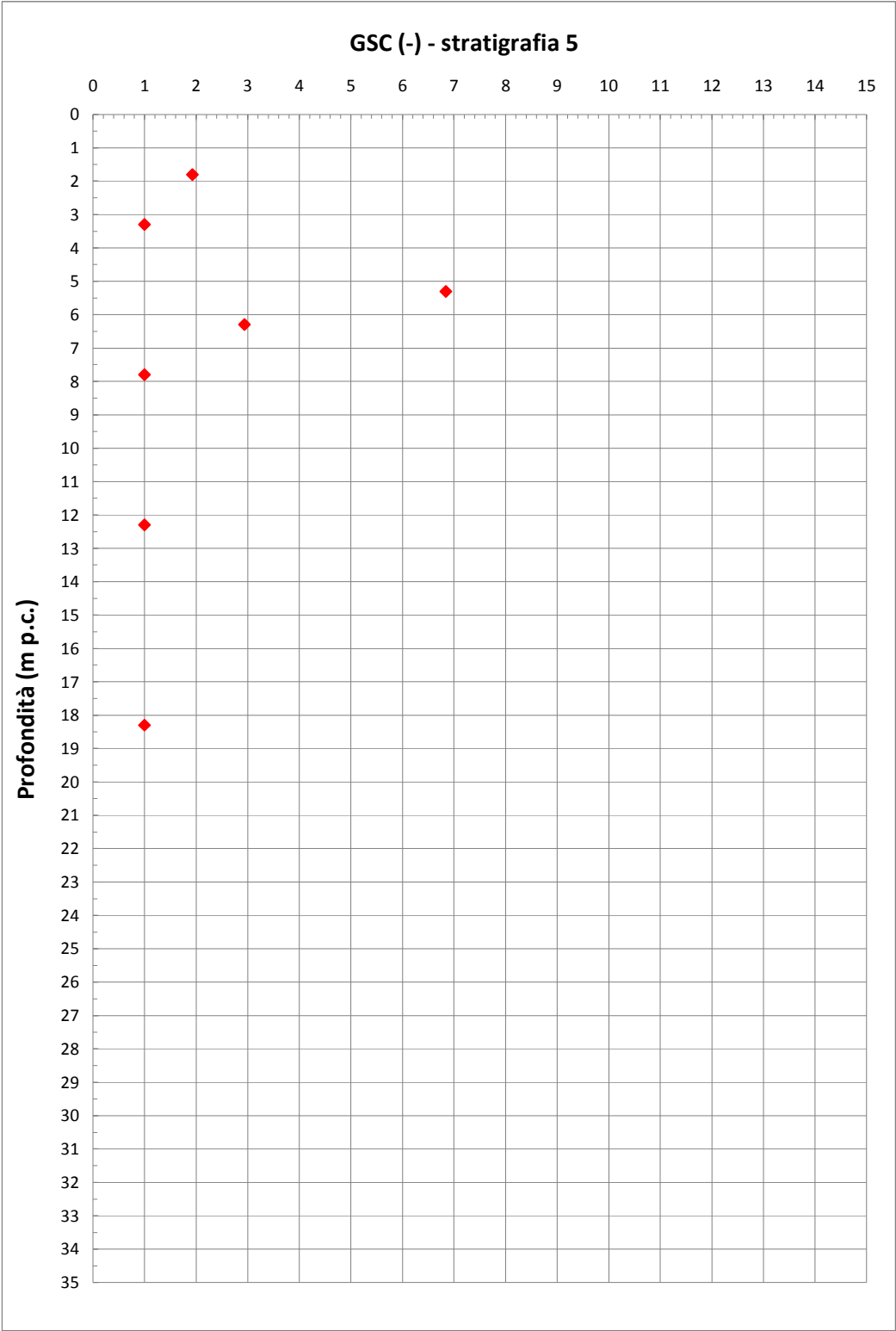


Figura 10.9: Stratigrafia di calcolo 5 – progressiva km.16+050 – profilo di GSC

10.5.5 Geometrie di calcolo

Le sezioni analizzate con le relative geometrie semplificate sono quelle riportate in Tabella 10.1. Nel caso in cui il rilevato non sia costruito in variante, ma sia in affiancamento e/o in ricarica all'esistente, il cedimento è stato valutato come differenza tra quello dovuto all'intero rilevato e quello dovuto al rilevato esistente. In particolare, le seguenti geometrie sono state adottate per i rilevati esistenti ove necessario:

- Sezione 2: Rilevato di larghezza 18.5 m in sommità e altezza 3.5 m. La base è stata considerata di larghezza pari a 30.7 m e l'asse del rilevato esistente è spostato di 15 m rispetto a quello del rilevato previsto.
- Sezione 3: Rilevato di larghezza 15 m in sommità e altezza 4.5 m. La base è stata considerata di larghezza pari a 30.7 m e l'asse del rilevato esistente è spostato di 15 m rispetto a quello del rilevato previsto.
- Sezione 5: Rilevato di larghezza 16 m in sommità e altezza 2.5 m. La base è stata considerata di larghezza pari a 24.7 m e l'asse del rilevato esistente coincide con quello del rilevato previsto.

10.5.6 Risultati delle analisi

I risultati delle analisi dei cedimenti sono riportati nelle figure elencate di seguito e nella Tabella 10.8. Nelle figure sono indicati il cedimento primario a lungo termine lungo la sezione in esame e l'andamento dei cedimenti nel tempo (compreso il secondario) per un periodo fino a 50 anni da fine costruzione rilevato per il punto della sezione dove si stima il massimo cedimento atteso. In tabella è riportato un riassunto dell'andamento dei cedimenti nel tempo per il punto della sezione dove si stima il massimo cedimento atteso.

Caso n.1

- Sezione alla progressiva km.1+550, cedimento primario a lungo termine lungo la sezione: vedi Figura 10.10.

- Sezione alla progressiva km.1+550, andamento dei cedimenti nel tempo nel punto dove è atteso il maggior cedimento: vedi Figura 10.11.

Caso n.2

- Sezione alla progressiva km.5+150, cedimento primario a lungo termine lungo la sezione: vedi Figura 10.12
- Sezione alla progressiva km.1+550, andamento dei cedimenti nel tempo nel punto dove è atteso il maggior cedimento: vedi Figura 10.13.

Caso n.3

- Sezione alla progressiva km.7+250, cedimento primario a lungo termine lungo la sezione: vedi Figura 10.14.
- Sezione alla progressiva km.1+550, andamento dei cedimenti nel tempo nel punto dove è atteso il maggior cedimento: vedi Figura 10.15.

Caso n.4

- Sezione alla progressiva km.9+250, cedimento primario a lungo termine lungo la sezione: vedi Figura 10.16.
- Sezione alla progressiva km.1+550, andamento dei cedimenti nel tempo nel punto dove è atteso il maggior cedimento: vedi Figura 10.17.

Caso n.5

- Sezione alla progressiva km.16+050, cedimento primario a lungo termine lungo la sezione: vedi Figura 10.18.
- Sezione alla progressiva km.1+550, andamento dei cedimenti nel tempo nel punto dove è atteso il maggior cedimento: vedi Figura 10.19.

Tabella 10.8: Andamento dei cedimenti nel tempo nel punto di massimo cedimento

Caso (n.)	Stot primario (cm)	S 1 anno (cm)	S 2 anni (cm)	S 5 anni (cm)	S 10 anni (cm)	S 50 anni (cm)
1	65.5	41	50.5	62.5	67	70
2	41	24.5	31	38	41.5	45
3	26	9	11.5	16.5	20.5	27
4	26	10	12.5	17.5	22	27
5	132	42.5	55	83	108	133

A commento dei risultati ottenuti occorre evidenziare che si sono calcolati cedimenti pluri-decimetrici, fino a superare l'ordine del del metro nel caso della sezione nella zona del piazzale di esazione, a fronte di rilevati stradali di altezza variabile tra 4 e 7 m e di stratigrafie del terreno anche molto diverse tra loro. I cedimenti calcolati, anche in ragione dei parametri di deformabilità assunti e che saranno comunque riverificati in sede di progettazione esecutiva (vedi capitolo 9), devono essere letti come ordini di grandezza al fine di capire se possono sussistere:

- a) problematiche connesse a velocità di cedimenti annui eccessive;
- b) problematiche connesse a cedimenti delle attuali sedi stradali indotte dai nuovi rilevati stradali in affiancamento;
- c) problematiche connesse con cedimenti differenziali nella zona di transizione rilevato – opera d'arte fondata su pali;
- d) problematiche connesse con l'eventuale generazione del fenomeno dell'attrito negativo sui pali di fondazione;
- e) problematiche connesse con l'eventuale generazione di ulteriori spinte orizzontali sui pali di fondazione.

Le eventuali problematiche relative ai punti a), b) e c) possono avere dei riflessi sulla manutenzione ordinaria e straordinaria della sede stradale; quelle relative ai punti d) ed e) possono avere dei riflessi nel dimensionamento delle opere strutturali, sia in termini di contenimento delle deformazioni dei plinti di fondazione (cedimenti, spostamenti orizzontali e rotazioni), sia in termini di dimensionamento strutturale (armatura e diametro dei pali di fondazione).

Tenuto conto di quanto sopra ed in ragione dell'ordine di grandezza dei cedimenti stimati, del fatto che questi si svilupperanno nel tempo e considerato che i rilevati più alti si hanno in corrispondenza dei ponti autostradali, tutti impostati su pali, si è ritenuto necessario prevedere interventi di consolidamento del terreno che possano contenere i cedimenti e quindi le discontinuità che si potrebbero creare tra il rilevato di approccio ed il ponte autostradale. Gli interventi di consolidamento del terreno permettono inoltre di contenere l'attrito negativo sui pali di fondazione dei ponti e le spinte orizzontali che il cedimento dei rilevati genererebbe sui pali stessi. A tale riguardo occorre anche evidenziare che uno studio adeguato delle fasi di realizzazione dei consolidamenti, dei rilevati stradali e dei pali di fondazione delle spalle, potrà contenere ulteriormente gli effetti indotti dai cedimenti dei rilevati stradali; a questo proposito una fasistica efficace potrebbe prevedere:

- la realizzazione dei trattamenti colonnari sotto l'impronta dei rilevati;
- la realizzazione dei rilevati autostradali, estesi anche all'impronta delle spalle dei ponti;
- una attesa per scontare parte dei cedimenti dovuti alla presenza degli strati a grana fine e gran parte di quelli dovuti alla presenza dei terreni a grana grossa;
- la rimozione dei rilevati nelle aree di realizzazione delle spalle;

- l'esecuzione dei pali di fondazione e getto dei plinti di fondazione e delle elevazioni.

Ulteriori accorgimenti progettuali, non valutati in questa sede ma possibili di approfondimenti in sede di Progetto Esecutivo, possono riguardare il ricorso a rilevati alleggeriti da abbinare ai consolidamenti del terreno, permettendo anche un'ottimizzazione di questi ultimi.

Ulteriori ottimizzazioni degli interventi di consolidamento previsti in questa sede potranno derivare da una migliore ricostruzione stratigrafica degli strati più deformabili attraverso l'esecuzione della campagna di indagini geognostiche prevista per la progettazione esecutiva.

Gli interventi di consolidamento del terreno consistono in trattamenti colonnari costituiti da pali ad elica non armati, per i cui dettagli si rimanda al paragrafo 10.6.

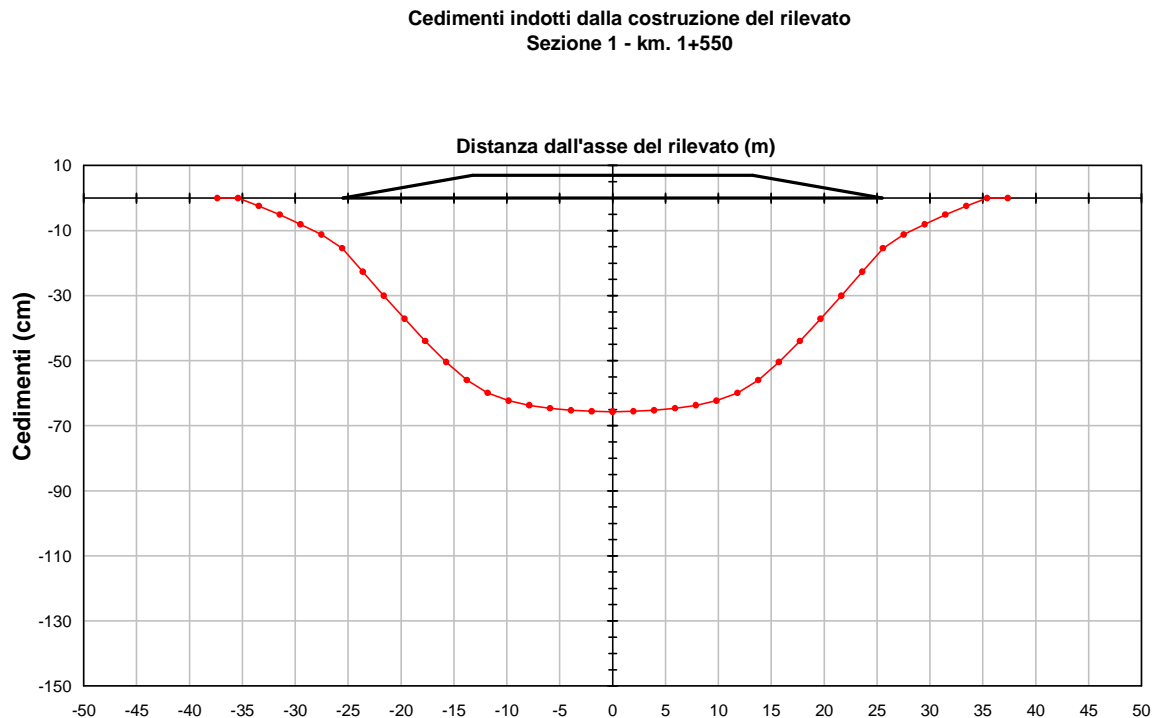


Figura 10.10: Sezione 1 – progressiva km.1+550 – Cedimento a lungo termine

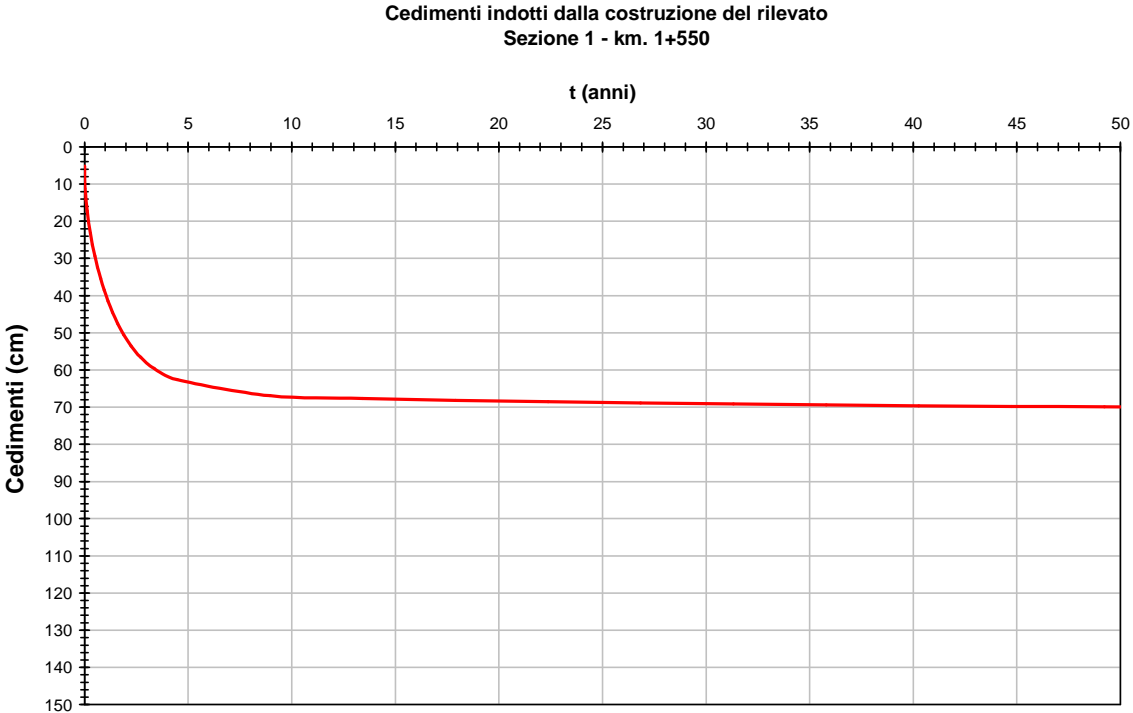


Figura 10.11: Sezione 1 – progressiva km.1+550 – Cedimenti nel tempo

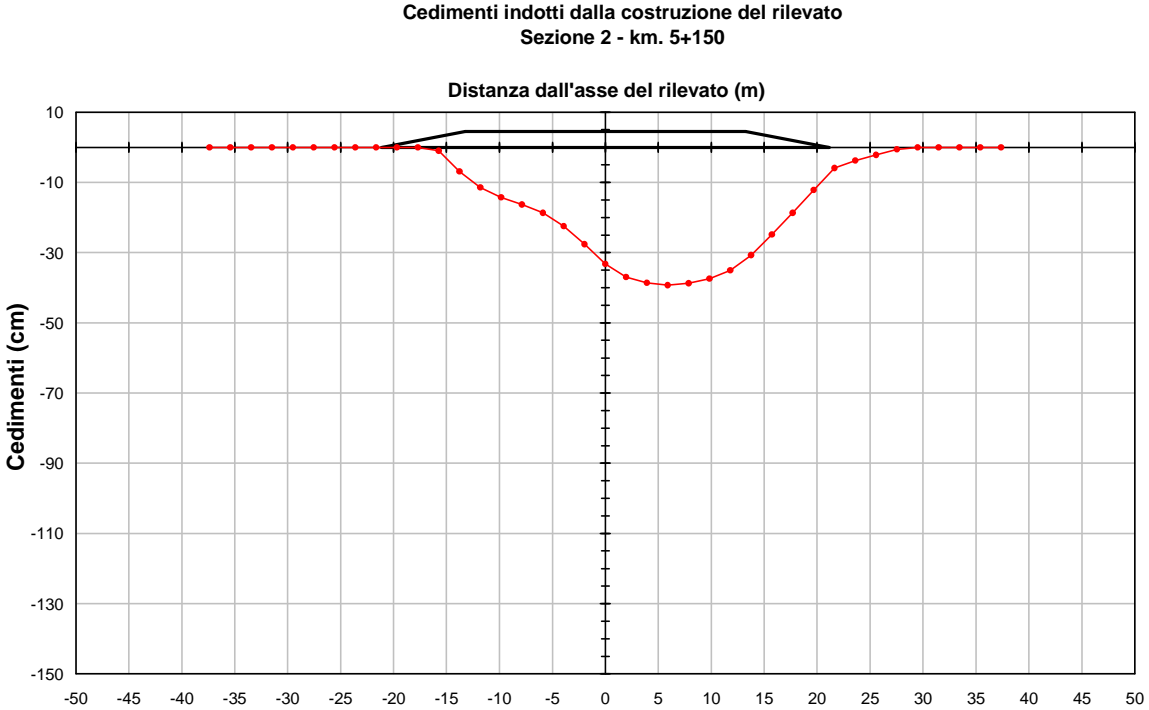


Figura 10.12: Sezione 2 – progressiva km.5+150 – Cedimento a lungo termine

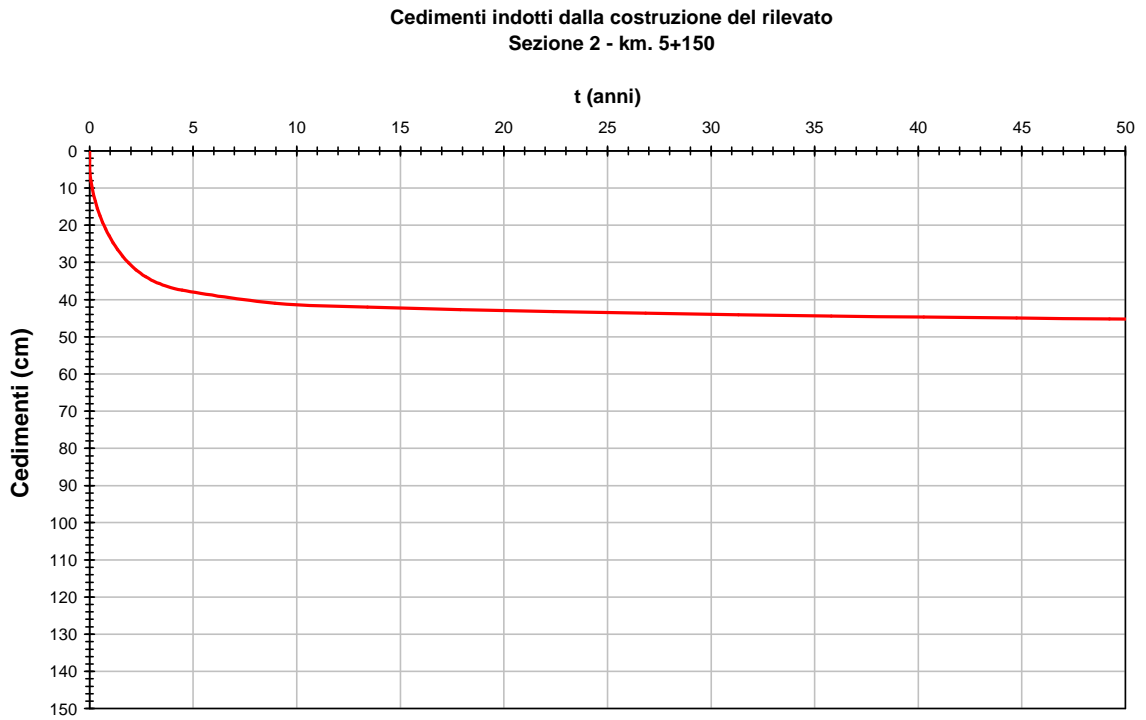


Figura 10.13: Sezione 2 – progressiva km.5+150 – Cedimenti nel tempo

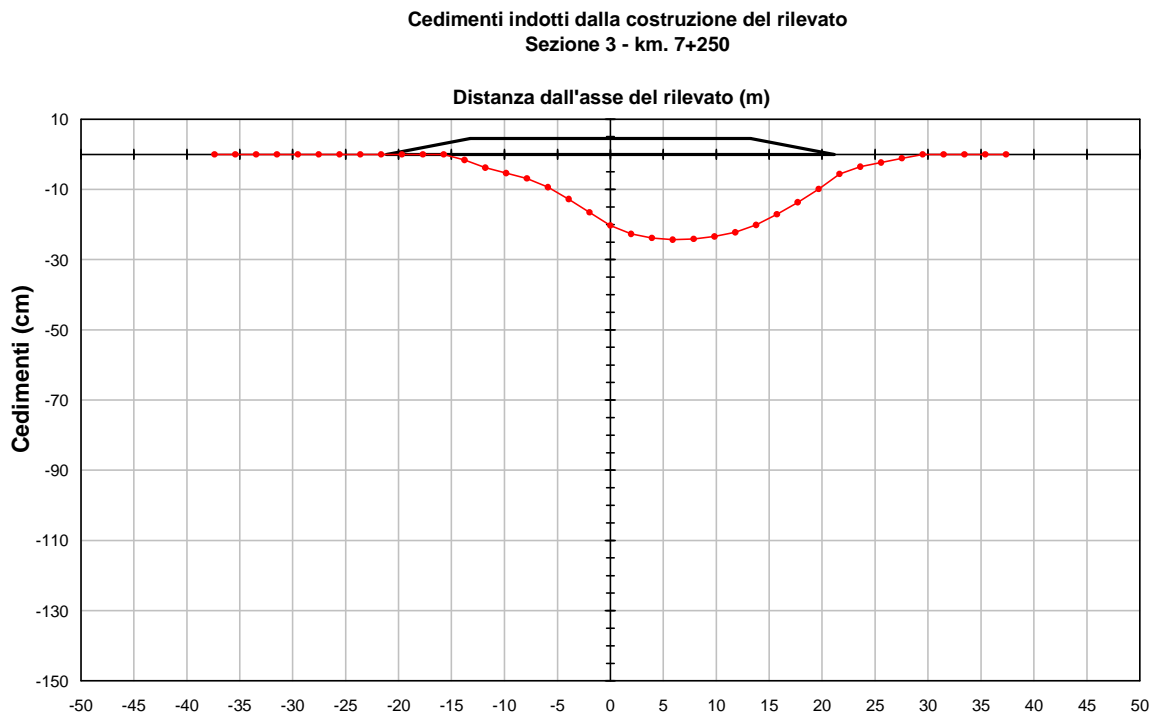


Figura 10.14: Sezione 3 – progressiva km.7+250 – Cedimento a lungo termine

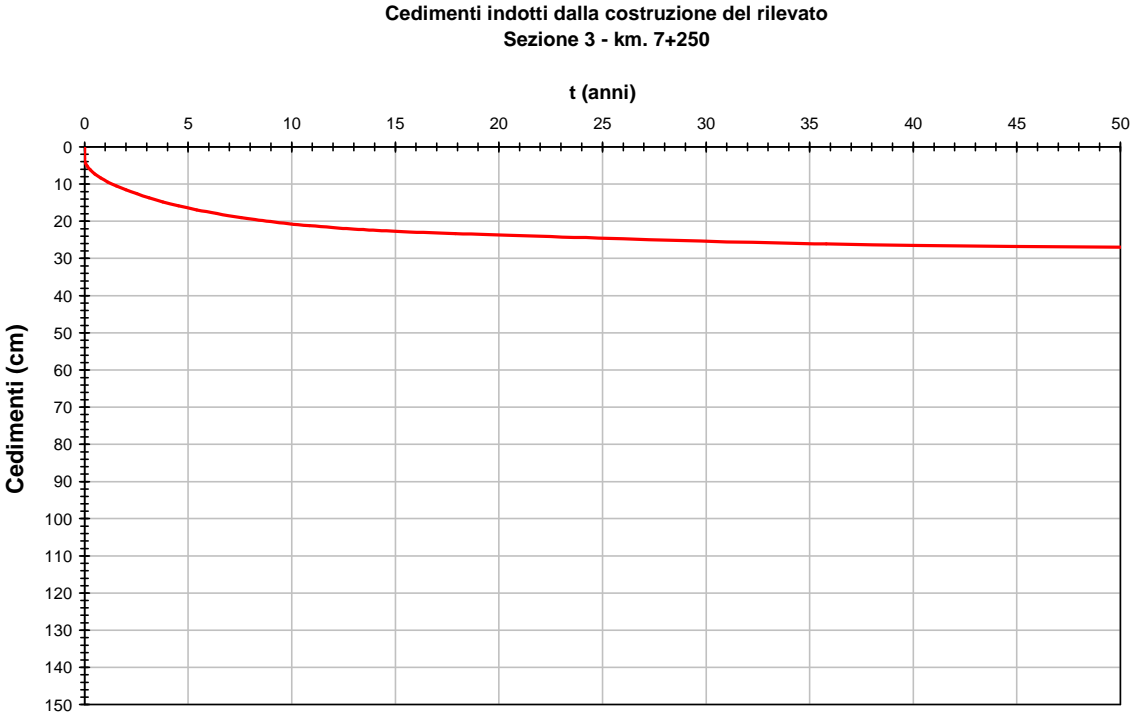


Figura 10.15: Sezione 3 – progressiva km.7+250 – Cedimenti nel tempo

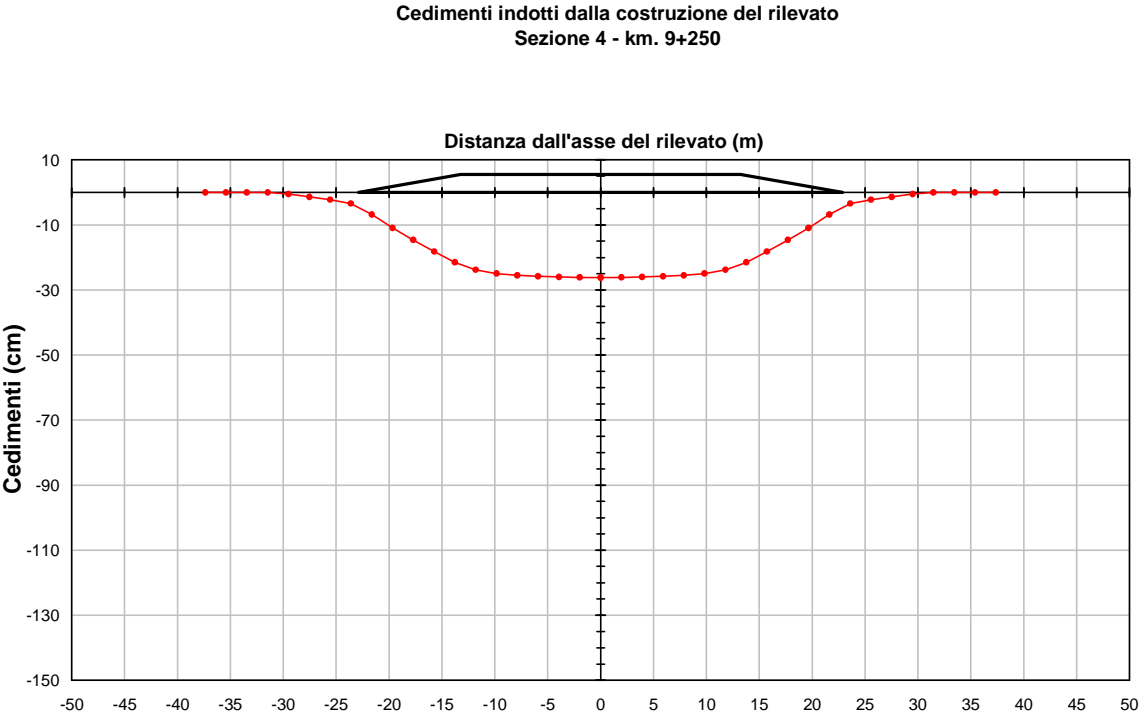


Figura 10.16: Sezione 4 – progressiva km.9+250 – Cedimento a lungo termine

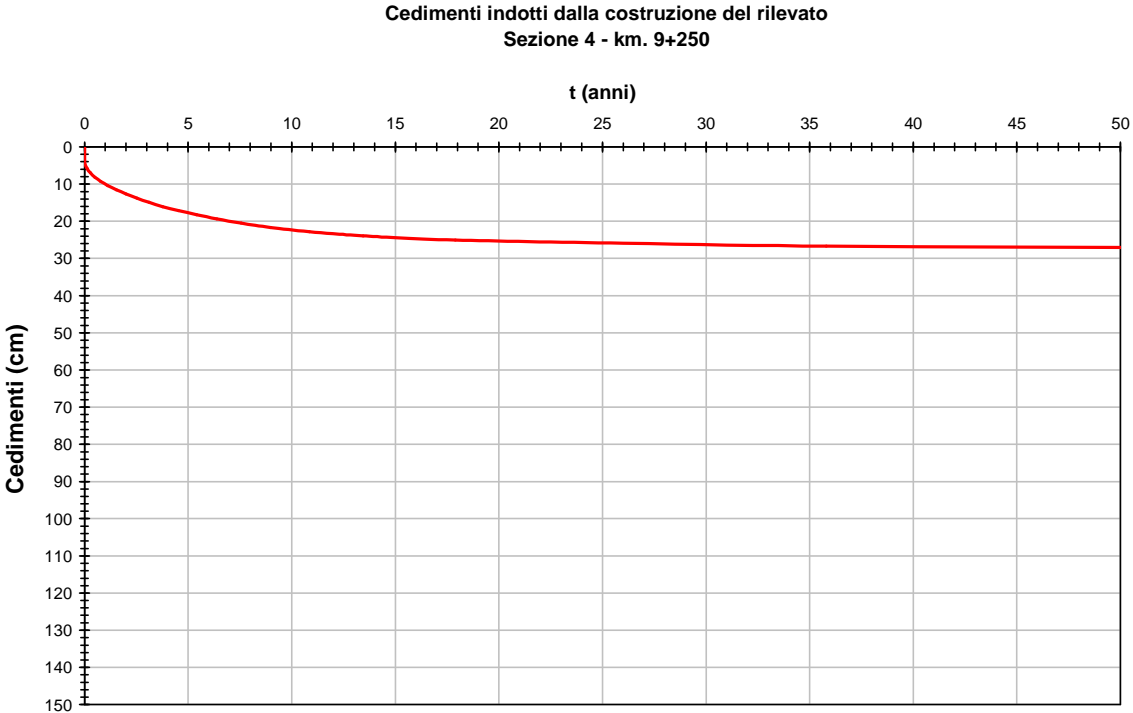


Figura 10.17: Sezione 4 – progressiva km.9+250 – Cedimenti nel tempo

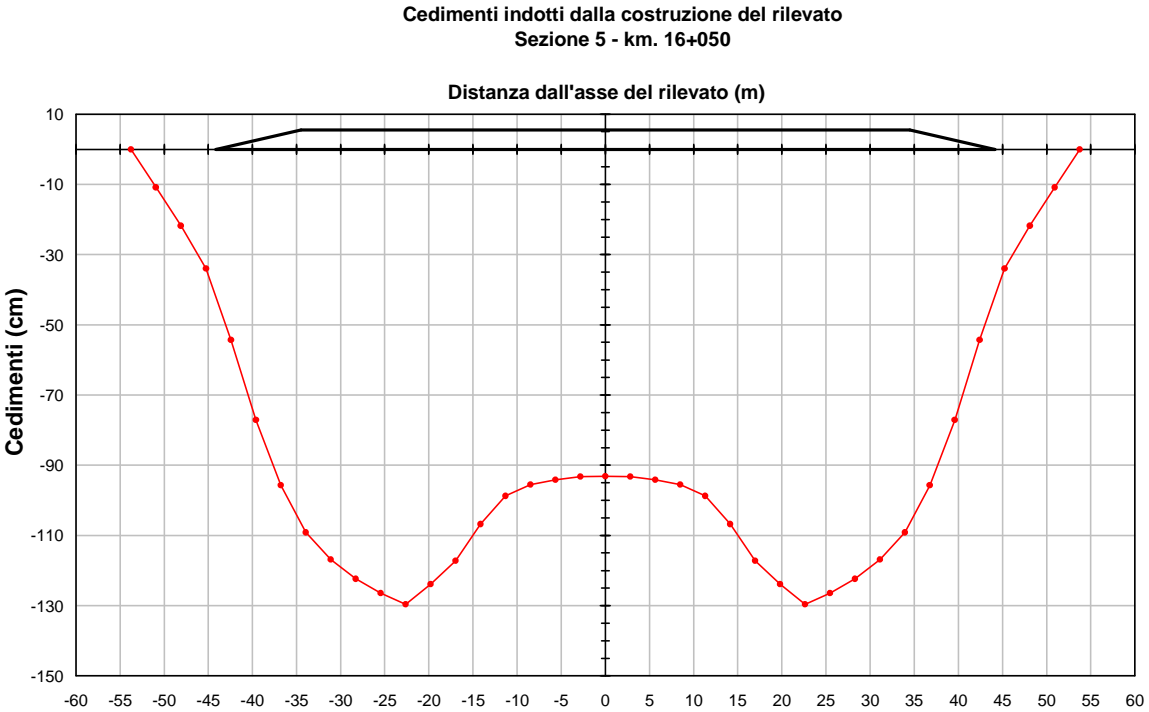


Figura 10.18: Sezione 5 – progressiva km.16+050 – Cedimento a lungo termine

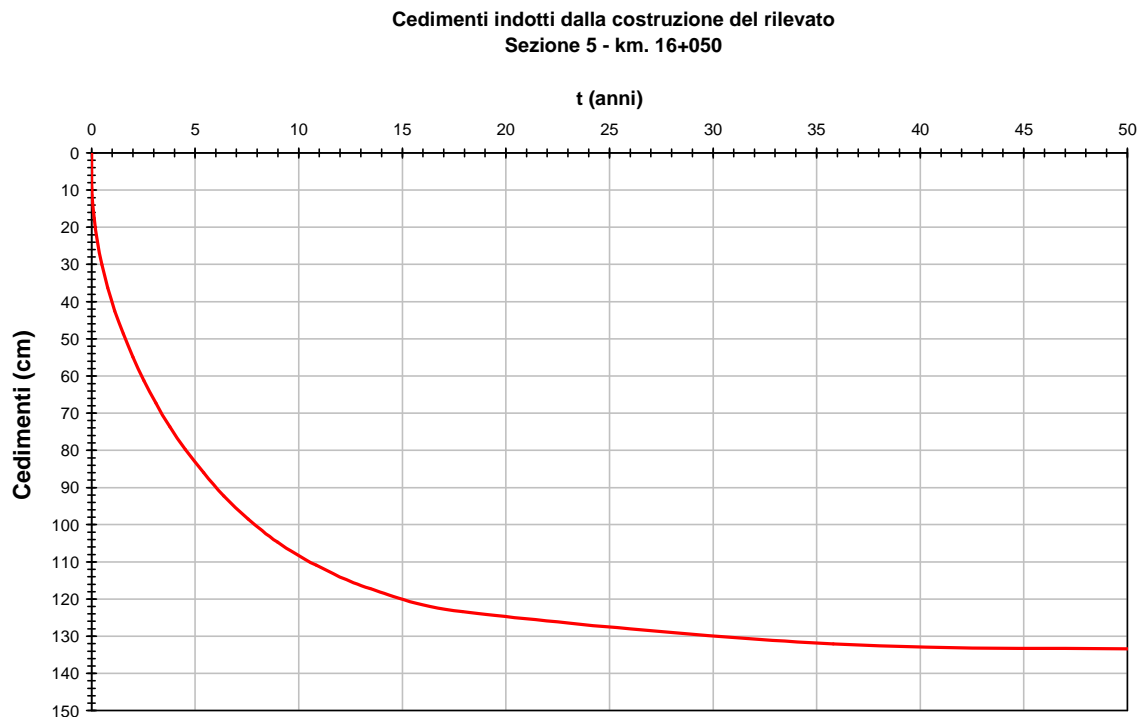


Figura 10.19: Sezione 5 – progressiva km.16+050 – Cedimenti nel tempo

10.6 Trattamenti colonnari

Trattamenti colonnari sono da prevedersi lungo i seguenti cinque tratti del nuovo tracciato autostradale.

1° tratto: Da Km. 1+150 a Km. 1+750

Questo tratto di autostrada, di lunghezza complessiva pari a 600 m, si sviluppa in variante nella zona tra il nuovo ponte sul Fosso Ripescia VI01 (su pali); i rilevati sono sempre di altezza superiore a 2 m, raggiungendo altezze massime prossime ai 7 m. La maglia prevista per il trattamento è di 2.5x2.5m, con pali ad elica D600mm di lunghezza media pari a 17 m disposti sotto tutta l'impronta del nuovo rilevato.

2° tratto: Da Km. 3+500 a Km. 3+950

Questo tratto di autostrada, di lunghezza complessiva pari a 450 m, si sviluppa in allargamento in una zona in cui, sulla base della descrizione geologica disponibile,

sono presenti depositi palustri. In tale tratta i rilevati sono sempre di altezza superiore a 2 m, raggiungendo altezze massime prossime ai 4 m. La maglia prevista per il trattamento è di 2.5x2.5m, con pali ad elica D600mm di lunghezza media pari a 15 m disposti sotto tutta l'impronta del nuovo rilevato.

3° tratto: Da Km. 4+900 a Km. 5+150

Questo tratto di autostrada, di lunghezza complessiva pari a 250 m, si sviluppa in allargamento in una zona in cui, sulla base della descrizione geologica disponibile, sono presenti depositi palustri. In tale tratta i rilevati sono sempre di altezza superiore a 2 m, raggiungendo altezze massime prossime ai 5 m. La maglia prevista per il trattamento è di 2.5x2.5m, con pali ad elica D600mm di lunghezza media pari a 15 m disposti sotto tutta l'impronta del nuovo rilevato.

4° tratto: Da Km. 7+900 a Km. 8+200

Questo tratto di autostrada, di lunghezza complessiva pari a 300 m, si sviluppa in allargamento in prossimità del nuovo ponte sul Fosso Carpina VI03 (su pali); i rilevati sono sempre di altezza superiore a 2 m, raggiungendo altezze massime prossime ai 5 m. La maglia prevista per il trattamento è di 2.5x2.5m, con pali ad elica D600mm di lunghezza media pari a 12 m disposti sotto tutta l'impronta del nuovo rilevato.

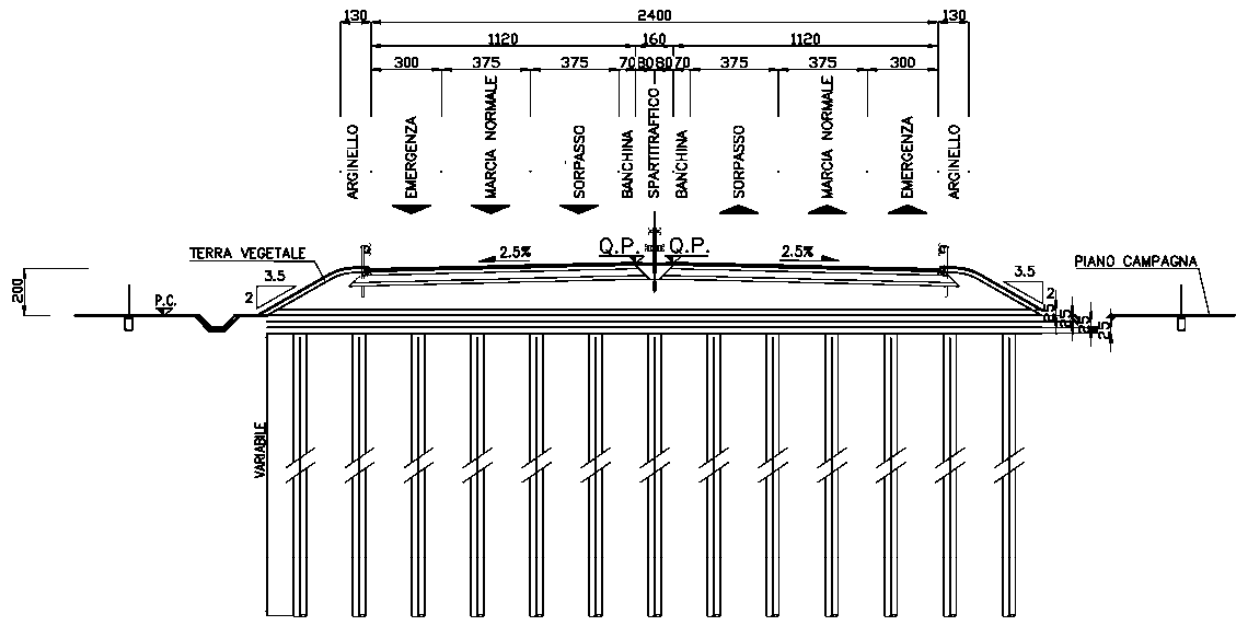
5° tratto: Da Km. 15+800 a Km. 16+250

Questo tratto di autostrada, di lunghezza complessiva pari a 450 m, si sviluppa in allargamento ed è dedicato alla costruzione del nuovo piazzale di esazione di Fonteblanda; i rilevati sono sempre di altezza superiore a 2 m, raggiungendo altezze massime prossime ai 5.5 m. La maglia prevista per il trattamento è di 2.5x2.5m, con pali ad elica D600mm di lunghezza. Data l'estrema incertezza sulla profondità dei depositi di materiale coesivo di qualità scadente che si trova in tale zona, si stima che i pali dovranno essere di lunghezza media pari a 20 m disposti sotto tutta l'impronta del nuovo rilevato.

Nella Figura 10.20, Figura 10.21, Figura 10.22, Figura 10.23 e Figura 10.24 si riportano alcuni stralci della tavola sopra richiamata:

- nella Figura 10.20 e Figura 10.21 e si riporta lo schema tipologico dei trattamenti colonnari per due altezze significative di rilevato; la Figura 10.20 si riferisce ad un rilevato di altezza pari a 2 m, altezza minima per la quale sono previsti trattamenti colonnari, mentre la Figura 10.21 si riferisce ad un rilevato di altezza pari a 6 m ca., altezza massima dei rilevati nella maggior parte dei casi. Le lunghezze delle colonne riportate nelle figure sono puramente indicative. Considerata l'altezza dei rilevati, è previsto che sopra la testa pali siano disposti dei cappellotti ripartitori dei carichi (soluzione 1) oppure siano stesi strati di terreno proveniente dagli scavi trattati a calce (soluzione 2).
- Nella Figura 10.22 si riporta un particolare del trattamento colonnare con evidenziata anche la stratigrafia del materasso di ripartizione, valido per la soluzione 1.
- Nella Figura 10.23 viene ulteriormente dettagliata la stratigrafia del materasso ripartitore e del cappellotto alla sommità del palo, sempre validi nell'ipotesi di soluzione 1. Il cappellotto alla sommità dei pali potrà essere sia prefabbricato che gettato in opera.
- Nella Figura 10.24 si riporta un particolare del trattamento colonnare con evidenziata anche la stratigrafia del materasso di ripartizione, valido per la soluzione 2.

Sezione



Pianta

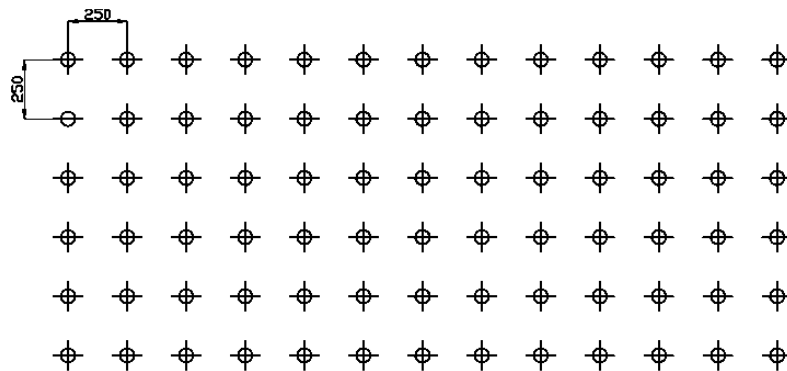
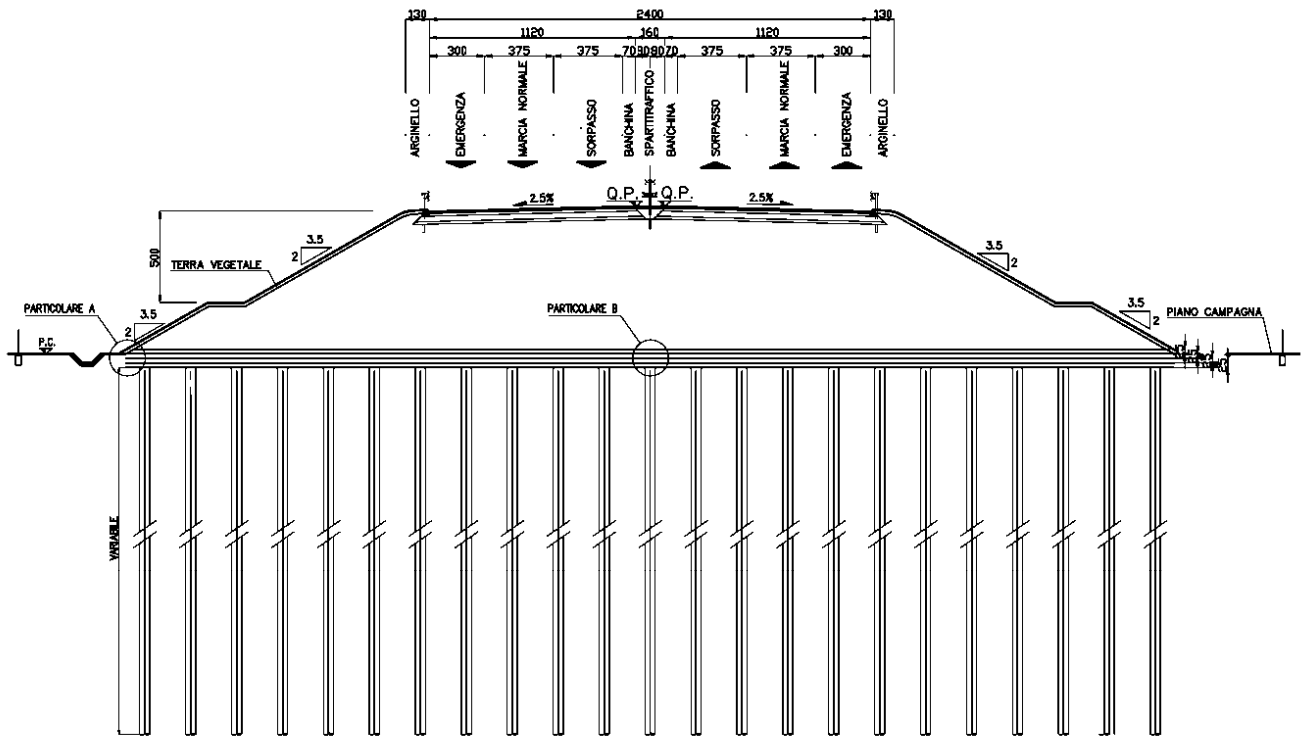


Figura 10.20: Trattamenti colonnari – schema tipologico per rilevato basso

Sezione



Pianta

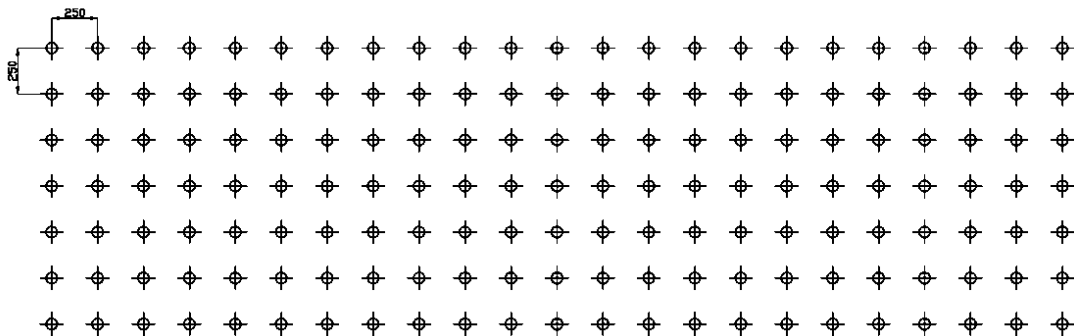


Figura 10.21: Trattamenti colonnari – schema tipologico per rilevato alto

Particolare A – Soluzione 1

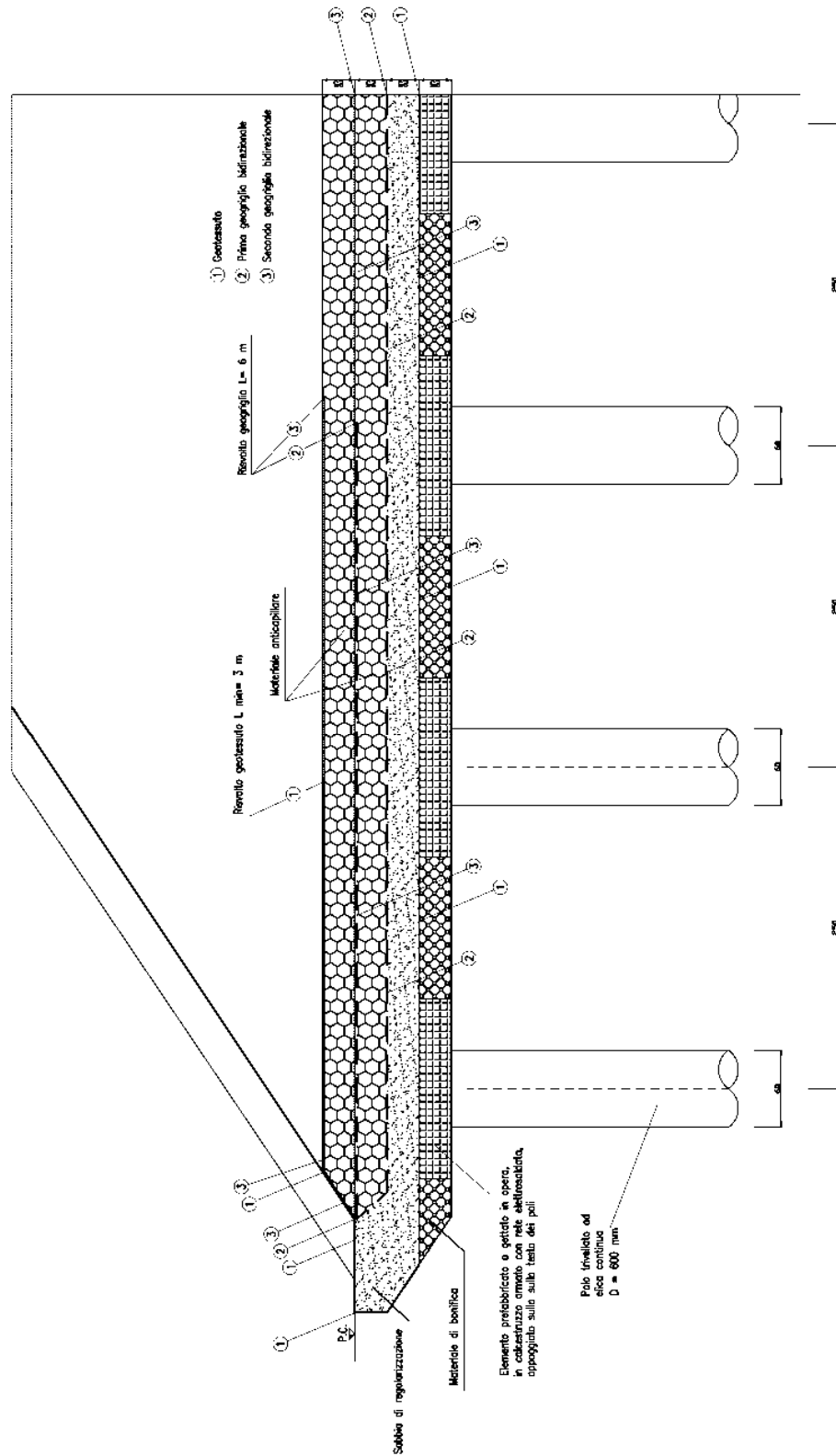


Figura 10.22: Trattamenti colonnari – particolare A – soluzione 1

Particolare B – Soluzione 1

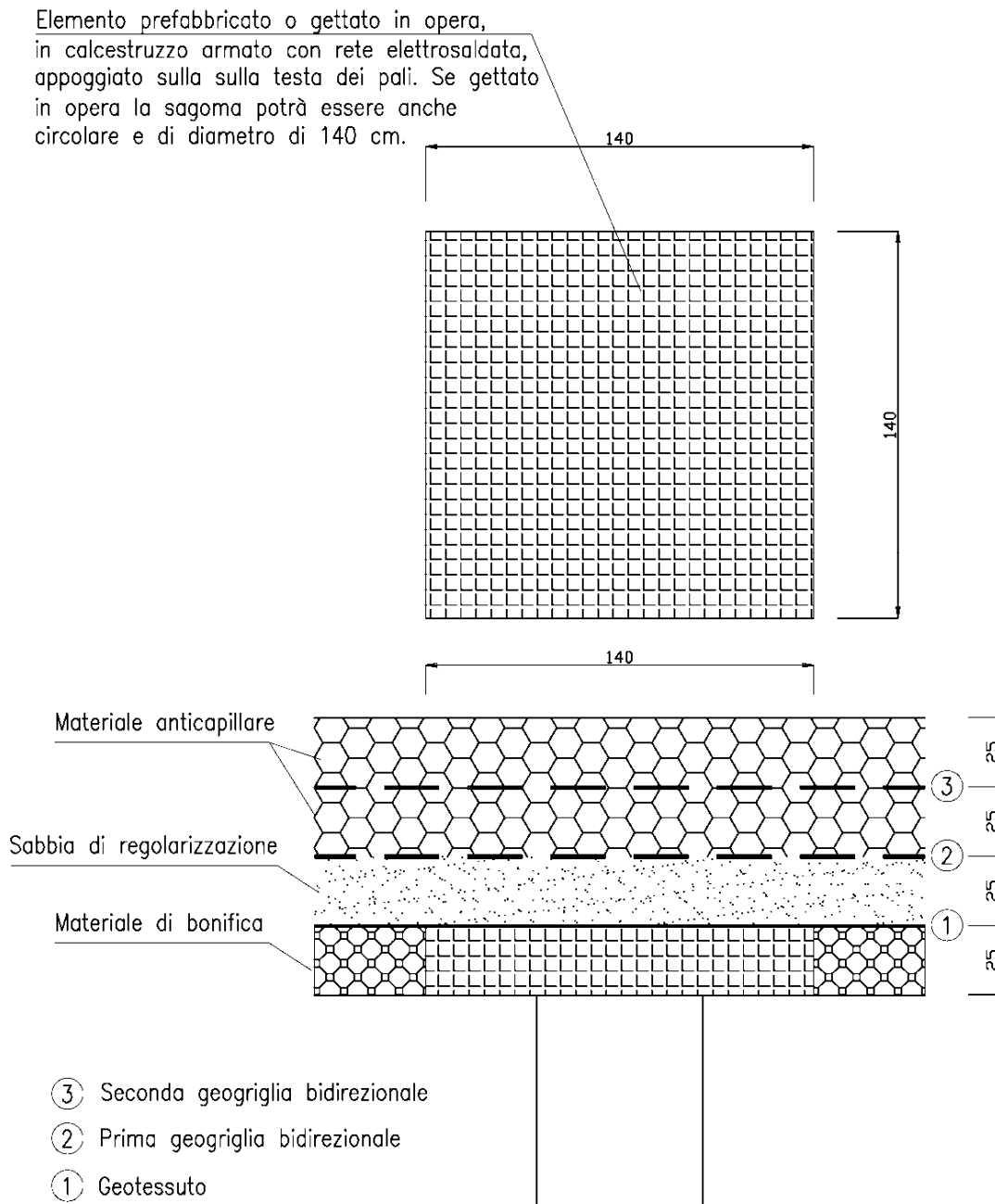


Figura 10.23: Trattamenti colonnari – particolare B – soluzione 1

Particolare A – Soluzione 2

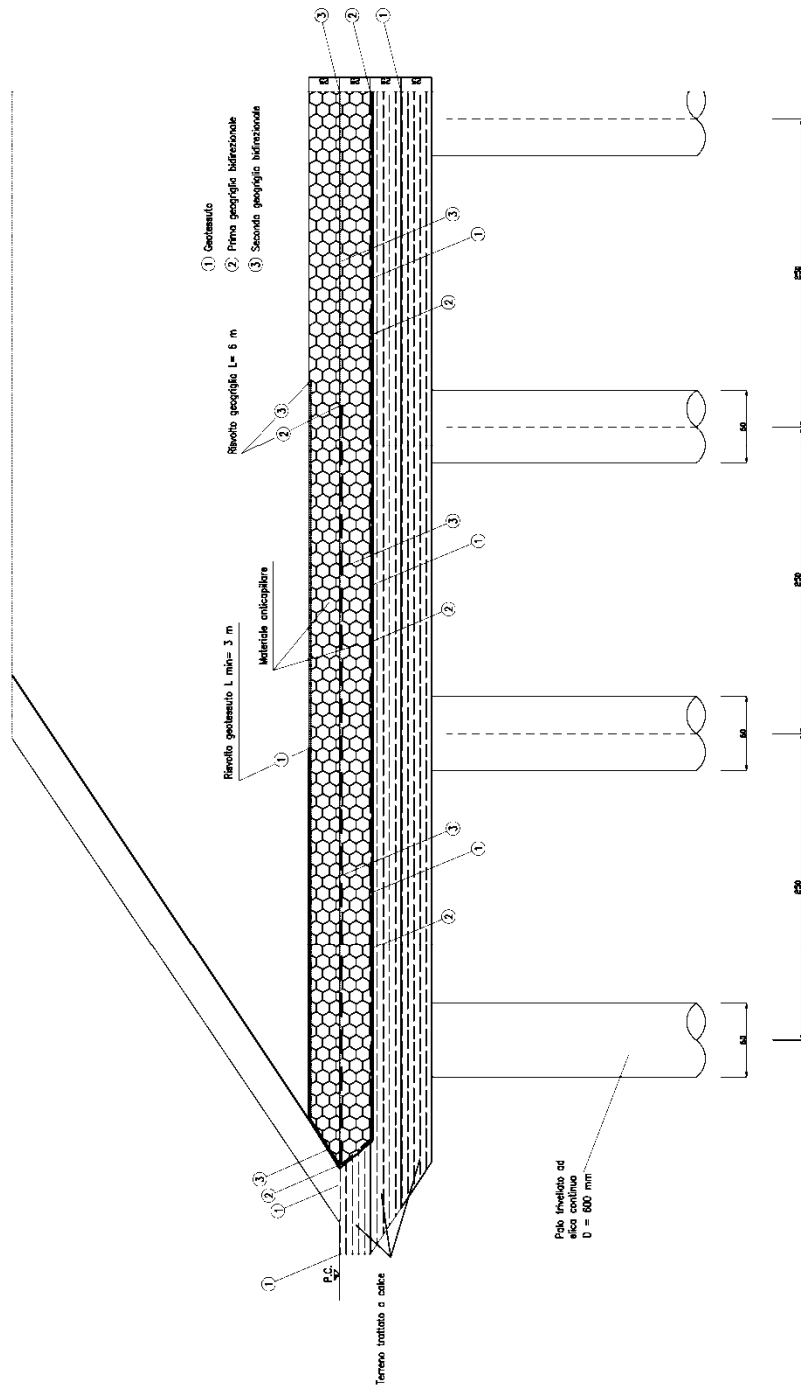


Figura 10.24: Trattamenti colonnari – particolare A – soluzione 2

11. PIANI DI POSA DEI NUOVI RILEVATI AUTOSTRADALI

11.1 Scotico e bonifica

Per la caratterizzazione dei piani di posa dei rilevati autostradali sono stati eseguiti n.19 pozzetti esplorativi lungo il tracciato in esame.

La Tabella 11.1 riporta l'elenco dei pozzetti, le progressive di riferimento, la formazione geologico-geotecnica interessata dallo scavo, le granulometrie, i limiti di Atterberg e la classificazione dei campioni di terreno prelevati in accordo alle Raccomandazioni AGI, alle norme UNI-CNR e USCS; in tabella sono evidenziati i campioni successivamente utilizzati per lo studio delle miscele terreno-calce e terreno-cemento. La Figura 11.1 sintetizza le descrizioni dei campioni in accordo alle norme UNI-CNR in funzione della progressiva chilometrica ed includendo, in questo caso, anche le informazioni note relative ai primi 4 m di profondità dei sondaggi geognostici.

All'interno dei pozzetti geognostici esplorativi sono state eseguite prove di carico su piastra, al fine di determinare le caratteristiche di deformabilità dei terreni nei primi metri di profondità. Sono state inoltre effettuate prove di densità in sito limitatamente ai pozzetti 4/1- Pz1, 4/1- Pz2, 4/1- Pz3 e 4/1- Pz4, alle profondità di 0.5 e 1.0 metri; la presenza di acqua già ad 1.0 m di profondità dal piano campagna nei pozzetti 4/1- Pz2, 4/1- Pz3 e 4/1- Pz4 ha impedito l'esecuzione di tali prove a questa profondità.

Nella Tabella 11.2 sono riportati i risultati delle prove di carico su piastra (espressi come moduli di primo carico (M_{E1}) e secondo carico (M_{E2}), calcolati sul gradino di carico $50\div 150$ kPa), i rapporti tra i moduli in secondo e primo carico M_{E2} / M_{E1} e le prove di densità in sito (contenuto d'acqua, peso di volume umido e peso di volume secco). In Figura 11.2 si riporta il rapporto tra i moduli in secondo e primo carico M_{E2} / M_{E1} .

Le Norme Tecniche del Capitolato Speciale d'Appalto Autostrade relative alla formazione dei piani di posa dei rilevati e della pavimentazione autostradale in trincea prescrivono quanto segue:

“Salvo diverse e più restrittive prescrizioni motivate in sede di progettazione dalla necessità di garantire la stabilità del rilevato, il modulo di deformazione M_d al primo ciclo di carico su piastra (diametro 30 cm) dovrà risultare non inferiore a:

- 60 MPa nell'intervallo compreso tra 150 e 250 kPa, sul piano di posa della fondazione della pavimentazione autostradale in rilevato, in trincea e nel riempimento dell'arco rovescio in galleria;*
- 20 MPa nell'intervallo compreso tra 50 e 150 kPa, sul piano di posa del rilevato quando posto a 1.00 m da quello della fondazione della pavimentazione autostradale;*
- 15 MPa nell'intervallo compreso tra 50 e 150 kPa sul piano di posa del rilevato, quando posto a 2.00 m da quello della fondazione della pavimentazione autostradale.*

La variazione di detti valori al variare della quota dovrà risultare lineare.

Per altezze di rilevato superiori a 2 m potranno essere accettati valori inferiori a 15 MPa, sempre che sia garantita la stabilità dell'opera e la compatibilità dei cedimenti sia totali che differenziali e del loro decorso nel tempo.

Le caratteristiche di deformabilità dovranno essere accertate in modo rigoroso e dovranno ritenersi rappresentative, anche a lungo termine, nelle condizioni climatiche e idrogeologiche più sfavorevoli; si fa esplicito riferimento a quei materiali a comportamento "instabile" (collassabili, espansivi, gelivi, etc.) per i quali la determinazione del modulo di deformazione sarà affidata a prove speciali (edometriche, di carico su piastra in condizioni sature, ecc.).

Il conseguimento dei valori minimi di deformabilità sopra indicati sarà ottenuto compattando il fondo dello scavo mediante rullatura eseguita con mezzi consoni alla natura dei terreni in posto.

Laddove le peculiari caratteristiche dei terreni in posto (materiali coesivi o semicoesivi, saturi o parzialmente saturi) rendessero inefficace la rullatura, la Direzione Lavori, sentito il Progettista, procederà ad un intervento di bonifica con l'impiego di materiali idonei adeguatamente miscelati e compattati.

A rullatura eseguita la densità in sito dovrà risultare come segue:

- *almeno pari al 90% della densità massima AASHTO mod.T/180-57, sul piano di posa dei rilevati;*
- *almeno pari al 95% della densità massima AASHTO mod.T/180-57 sul piano di posa della fondazione della pavimentazione autostradale in trincea."*

Sulla base dei dati disponibili si può osservare che i valori dei moduli di deformazione al primo ciclo di carico M_{E1} (gradino di carico tra 50 e 150 kPa) risultano quasi sempre inferiori a 10 MPa, cioè inferiori ai requisiti richiesti dalle Norme Tecniche. Quanto sopra è risultato essere valido indipendentemente dal tipo di terreno incontrato (H1b, Qt1d, H1a1).

Alla luce delle caratteristiche dei terreni di sottofondo sopra esposte, è da prevedersi ovunque, oltre allo spessore di scotico di 20 cm, un'ulteriore spessore di bonifica di 50 cm (o superiore se necessaria per rimuovere completamente il terreno vegetale e/o eventuale terreno/materiale non idoneo).

In presenza di rilevati di altezza inferiore a 2 m, la bonifica dovrebbe essere aumentata fino ad 80 cm; non si può comunque escludere la necessità di dovere localmente ricorrere ad un trattamento di stabilizzazione a calce e/o a cemento del terreno di fondazione sul piano di bonifica (tramite pulvimixer) o ad un ulteriore approfondimento della bonifica stessa. Il terreno in sito sullo spessore della bonifica verrà sostituito con materiale granulare selezionato opportunamente steso e compattato oppure con materiale proveniente dagli scavi stabilizzato a calce.

Tabella 11.1: Pozzetti – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

Pozzetto	Km.	Form.	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE		
				Da (m)	a (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	AGI	UNI / CNR	USCS
4/2-PzD4	01+226	H1b	RIM1	0.50	0.60	1.00	15.00	52.00	32.00	43.00	23.00	20.00	L,A	A7-6	CL
4/2-PzD5	01+355	H1b	RIM1	0.50	0.60	13.00	49.00	25.00	13.00	N.D.	N.D.	N.C.	S,L	A4	SM
			RIM2	1.00	1.10	1.00	38.00	40.00	21.00	31.00	22.00	9.00	LS(A)	A4	CL
B-PZ9	02+042	H1b	RIM1	1.00	1.00	4.00	24.00	71.90	N.D.	29.00	20.00	9.00	N.D.	A-4	CL
4/2-PzD8	02+572	H1b	RIM1	0.50	0.60	23.00	12.00	22.00	43.00	58.00	28.00	30.00	A(L,G)	A7-6	CH
			RIM2	1.00	1.10	5.00	46.00	29.00	20.00	53.00	20.00	33.00	S,L	A6	CL
4/2-PzD10	02+930	Qt1d	RIM1	0.50	0.60	12.00	34.00	17.00	37.00	50.00	22.00	28.00	AS	A7-6	CL-CH
			RIM2	1.00	1.10	0.00	24.00	40.00	36.00	38.00	17.00	21.00	LA(S)	A6	CL
4/2-PzD11	03+580	H1a1	RIM1	0.50	0.60	4.00	37.00	36.00	23.00	23.00	16.00	7.00	SL(A)	A4	CL-ML
4/2-PzD14	05+430	Qt1d	RIM1	0.50	0.60	2.00	52.00	28.00	18.00	21.00	15.00	6.00	S,L	A4-2	SM-SC
			RIM2	1.00	1.10	2.00	54.00	27.00	17.00	20.00	15.00	5.00	S,L	A2-4	SM-SC
CPZ15	07+825	H1b	RIM1	0.50	0.50	13.50	40.40	29.40	16.70	17.00	12.00	5.00	S,L	A-4	SC-SM
			RIM2	1.20	1.20	0.40	45.40	21.80	32.40	29.00	16.00	13.00	S,A(L)	A-6	CL
4/2-PzD18	08+105	H1b	RIM1	0.50	0.60	19.00	60.00	12.00	9.00	N.D.	N.D.	N.C.	S(G)	A2-4	SM
			RIM2	1.00	1.10	1.00	31.00	45.00	23.00	39.00	21.00	18.00	L,S	A6	CL
4/2-PzD23	11+535	Qt1d	RIM1	0.50	0.60	14.00	43.00	24.00	19.00	29.00	17.00	12.00	S,L	A6	SM-SC
			RIM2	1.00	1.10	1.00	30.00	27.00	42.00	46.00	21.00	25.00	A,S	A7-6	CL
4/2-PzD25	13+010	Qt1d	RIM1	0.50	0.60	5.00	40.00	35.00	20.00	32.00	20.00	12.00	S,L	A6	CL
4/2-PzD27	13+945	Qt1d	RIM1	0.50	0.60	1.00	54.00	29.00	16.00	25.00	18.00	7.00	S,L(A)	A4	CL-ML
4/1-Pz1	14+225	H1a1	CR1	0.50	0.50	3.00	39.00	37.00	21.00	32.00	16.00	16.00	S,L(A)	A-6	CL

			CR2	1.00	1.00	5.00	35.00	36.00	24.00	34.00	15.00	19.00	L,S(A)[G]	A-6	CL
4/1-Pz2	14+960	H1a1	CR1	0.50	0.50	1.00	22.00	42.00	35.00	50.00	21.00	29.00	L,A(S)	A7-6	CH
			CR2	1.00	1.00	2.00	20.00	45.00	33.00	43.00	19.00	24.00	L,A(S)	A7-6	CL
4/1-Pz3	15+225	H1a1	CR1	0.50	0.50	1.00	12.00	42.00	45.00	59.00	22.00	37.00	A,L(S)	A7-6	CH
			CR2	1.00	1.00	0.00	3.00	47.00	50.00	58.00	23.00	35.00	A,L	A7-6	CH
4/1-Pz4	15+630	H1a1	CR1	0.50	0.50	3.00	22.00	43.00	32.00	42.00	19.00	23.00	L,A(S)	A7-6	CL
			CR2	1.00	1.00	4.00	10.00	38.00	48.00	44.00	21.00	23.00	A,L(S)	A7-6	CL
4/2-PZD4-bis	1+330	H1b	CR1	0.5	0.5	1.00	43.00	43.00	13.00	N.D.	N.D.	N.D.	LS(A)	A4	ML
			CR2	1.0	1.0	0.00	31.00	48.00	21.00	31	18	13	LS(A)	A6	CL
			CR3	2.8	2.8	1.00	55.00	28.00	16.00	23	15	8	S,L(A)	A4	SC
			CR4	4.2	4.2	0.00	45.00	35.00	20.00	24	15	9	S,L(A)	A4	CL
4/2-PZD3-bis	4+990	H1a1	CR1	0.5	0.5	0.00	2.00	40.00	58.00	24	15	9	A,L	A4	CL
			CR2	1.0	1.0	3.00	1.00	34.00	62.00	69	28	41	A,L	A7	CH
			CR3	2.9	2.9	0.00	2.00	41.00	57.00	63	24	39	A,L	A7-6	CH-OH
			CR4	4.2	4.2	1.00	7.00	42.00	50.00	54	24	30	A,L	A7-6	CH-OH
4/2-PZD22(-bis)	11+090	a4	CR1	0.5	0.5	7.00	40.00	42.00	11.00	N.D.	N.D.	N.D.	LS(A)	A4	ML
			CR2	1.0	1.0	4.00	19.00	26.00	51.00	48	18	30	A,L(S)	A7	CL
			CR3	2.8	2.8	2.00	19.00	39.00	40.00	37	17	20	A,L(S)	A6	CL
			CR4	4.0	4.0	6.00	19.00	34.00	41.00	34	18	16	A,L(S)	A6	CL

Tabella 11.2: Pozzetti – Prove di carico su piastra e di densità in sito

Pozzetto	Campione	Formazione	Da (m)	A (m)	Prove di carico su piastra			Prove di densità in sito		
					M _{E1} (MPa)	M _{E2} (MPa)	M _{E2} / M _{E1} (MPa)	w (%)	γ _n (kN/m ³)	γ _d (kN/m ³)
4/2-PzD4	RIM1 (*)	H1b	0.50	0.60	-	-	-	-	-	-
4/2-PzD5	RIM1	H1b	0.50	0.60	4	50	11.9	-	-	-
4/2 PzD5	RIM2	H1b	1.00	1.10	-	-	-	-	-	-
B-PZ9	RIM1	H1b	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-
4/2-PzD8	RIM1	H1b	0.50	0.60	2	42	20.3	-	-	-
4/2-PzD8	RIM2	H1b	1.00	1.10	4	8	2.2	-	-	-
4/2-PzD10	RIM1	Qt1d	0.50	0.60	12	58	4.8	-	-	-
4/2-PzD10	RIM2	Qt1d	1.00	1.10	13	57	4.4	-	-	-
4/2-PzD11	RIM1	H1a1	0.50	0.60	3	43	16.3	-	-	-
4/2-PzD14	RIM1	Qt1d	0.50	0.60	3	43	16.0	-	-	-
4/2-PzD14	RIM2	Qt1d	1.00	1.10	-	-	-	-	-	-
CPZ15	RIM1	H1b	0.50	0.50	29	167	5.8	-	-	-
CPZ15	RIM2	H1b	1.20	1.20	20	136	6.8	-	-	-
4/2-PzD18	RIM1	H1b	0.50	0.60	4	28	7.4	-	-	-
4/2-PzD18	RIM2	H1b	1.00	1.10	3	55	15.6	-	-	-
4/2-PzD23	RIM1	Qt1d	0.50	0.60	3	42	16.8	-	-	-
4/2-PzD23	RIM2	Qt1d	1.00	1.10	4	21	5.3	-	-	-
4/2-PzD25	RIM1	Qt1d	0.50	0.60	3	41	12.9	-	-	-
4/2-PzD27	RIM1	Qt1d	0.50	0.60	-	-	-	-	-	-
4/1-Pz1	CR1	H1a1	0.50	0.50	7	35	5.0	21.32	17.21	14.19
4/1-Pz1	CR2	H1a1	1.00	1.00	9	43	4.8	21.01	17.57	14.52
4/1-Pz2	CR1	H1a1	0.50	0.50	5	30	6.0	24.43	16.45	13.22
4/1-Pz2	CR2 (*)	H1a1	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-
4/1-Pz3	CR1	H1a1	0.50	0.50	6	33	5.6	24.47	17.41	13.99
4/1-Pz3	CR2 (*)	H1a1	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-
4/1-Pz4	CR1	H1a1	0.50	0.50	8	43	5.4	23.13	16.50	13.40
4/1-Pz4	CR2 (*)	H1a1	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-

(*) Rinvenuta acqua sul piano di scavo del pozzetto

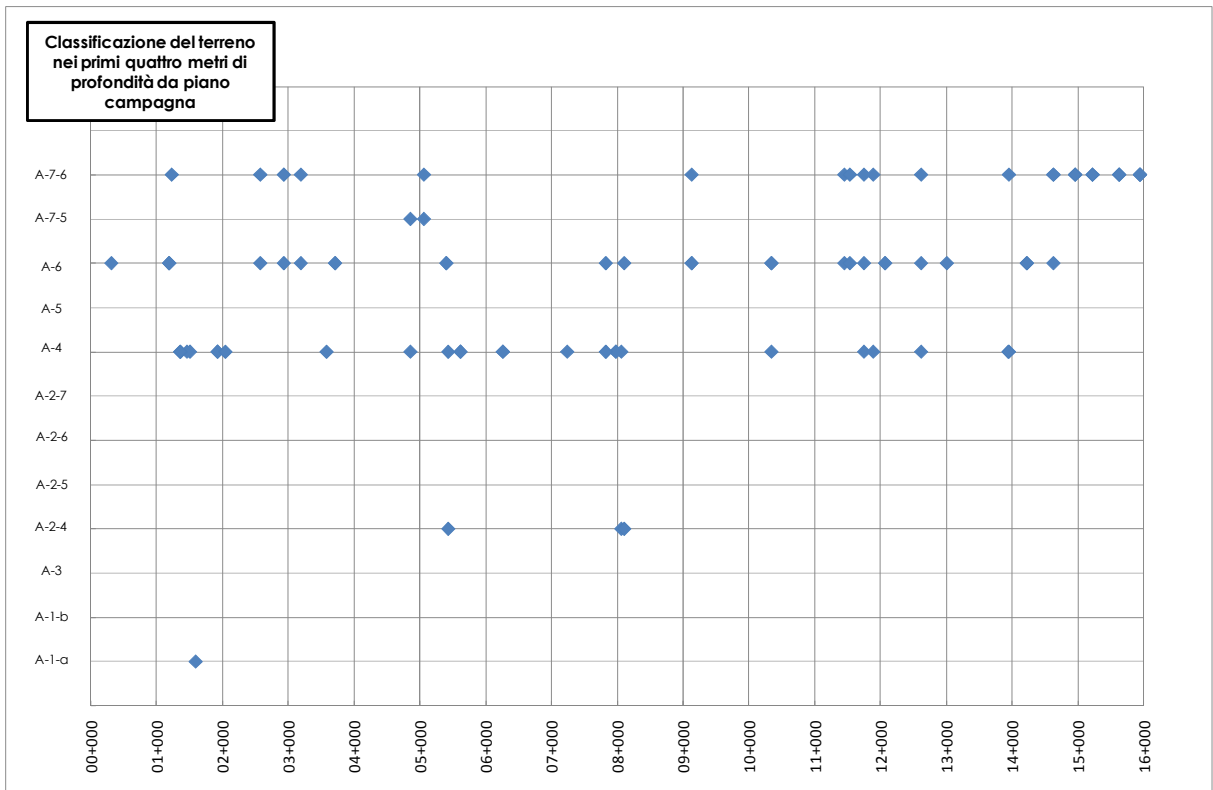


Figura 11.1: Pozzetti esplorativi e sondaggi – Classificazione dei terreni (CNR-UNI) nei primi 4m di profondità dal piano campagna locale.

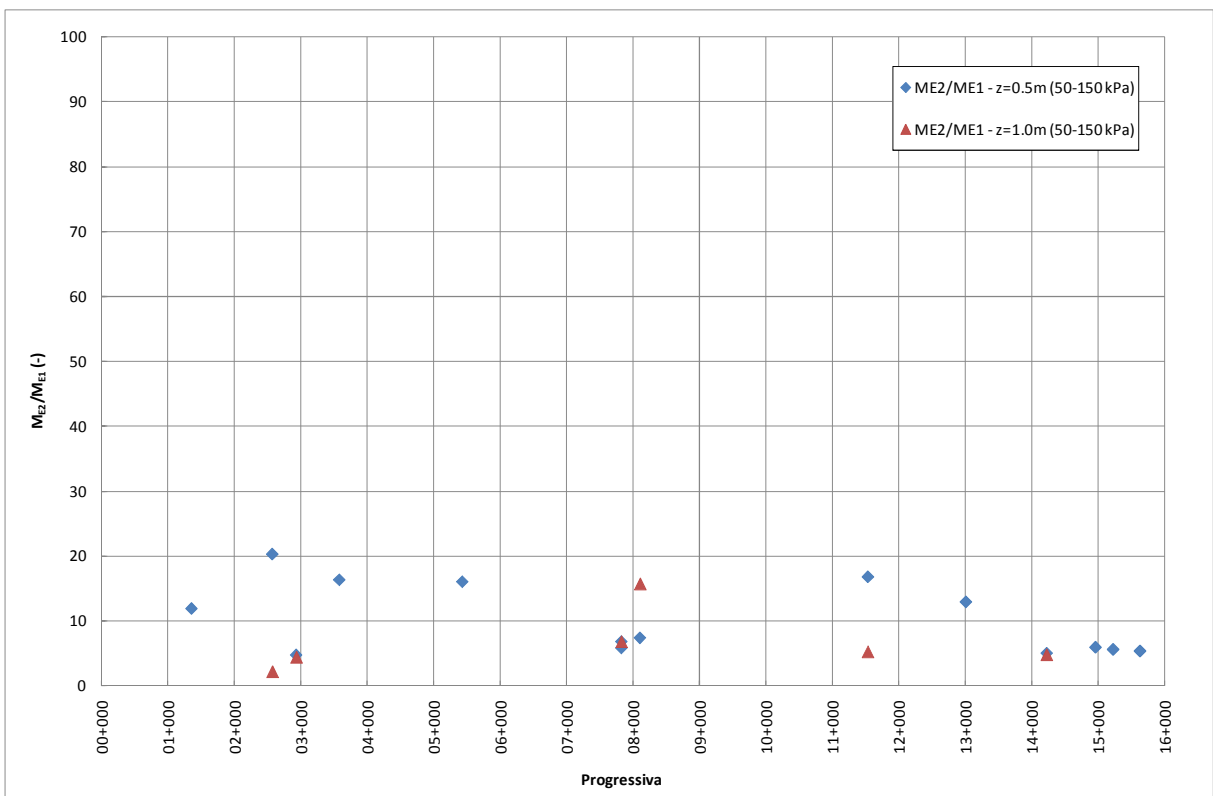


Figura 11.2: Pozzetti esplorativi – Rapporto prova di carico su piastra ME2/ME1

11.2 Trattamento dei terreni

La Tabella 11.3 riporta informazioni sulle caratteristiche fisico-chimiche dei campioni di terreno prelevati nei pozzetti PZD4-bis, PZD13-bis e PZD22-bis su cui eseguire test su miscele con calce o cemento dei terreni di sottofondo.

Nella Tabella 11.4 si riportano le determinazioni del contenuto iniziale in calce. Nella Figura 11.3 si riportano i risultati delle prove Proctor disponibili su campioni di terreno tal quale, classificati come A7-6 quelli prelevati nei pozzetti PZD13-bis e PZD22-bis e come A4 quelli prelevati nel pozzetto PZD4-bis.

In particolare sono stati effettuati test su miscele terreno-calce su campioni prelevati nel pozzetto PZD22-bis e test su miscele terreno-cemento su campioni prelevati nel pozzetto PZD4-bis.

Tabella 11.3: Pozzetti – Prove di laboratorio su campioni per trattamento con calce o cemento

Pozzetto	Z (m p.c.)	CNR	SO (%)	Solfati (mg/kg)	Cloruri (mg/kg)	Carbonati (% p/p)	w (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)
PZD4-bis	1.00	A4	5.89	44	74	34.2	23.1	26	16	10	0	37	45	18
PZD13-bis (*)	0.90	A7-6	11.46	85	36	2.8	30.2	58	23	35	0	3	44	53
PZD22-bis	1.00	A7-6	6.27	29	37	0.1	14.3	45	17	28	3	19	27	51

(*) Si ritiene che il campione di terreno prelevato nel pozzetto PZD13-bis non sia adatto al trattamento a calce per l'elevato contenuto di sostanza organica e per l'elevato contenuto d'acqua.

Tabella 11.4: Pozzetti – Consumo iniziale di calce

Pozzetto	Peso iniziale corretto (g)	CaO utilizzata (%)	pH misurato a 25°C	Ca(OH) ₂ equivalente (%)
PZD4-bis	25.58	2.00	12.66	1.51
	25.58	3.00	12.68	2.27
	25.58	4.00	12.80	3.03
	25.58	5.00	12.85	3.78
	25.58	6.00	12.87	4.54
PZD13-bis	26.30	2.00	12.69	1.51
	26.30	3.00	12.88	2.27
	26.30	4.00	12.93	3.03
	26.30	5.00	12.98	3.78
	26.30	6.00	12.99	4.54
PZD22-bis	25.97	2.00	12.60	1.51
	25.97	3.00	12.73	2.27
	25.97	4.00	12.79	3.03
	25.97	5.00	12.80	3.78
	25.97	6.00	12.83	4.54

Nota da certificati: la normativa prevede che, per valori di pH > 12.4, il valore del CIC corrisponde alla percentuale di calce oltre la quale non si ha più variazione significativa del valore di pH.

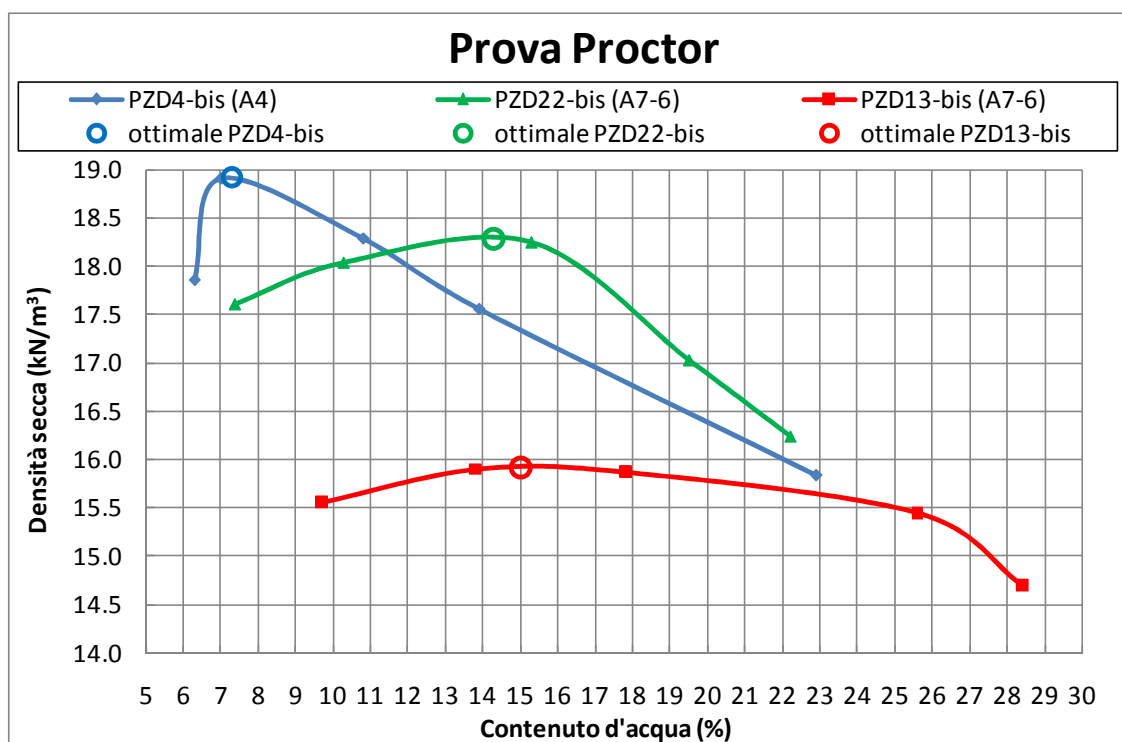


Figura 11.3: Pozzetti esplorativi – Prove Proctor su terreno naturale

11.3 Trattamenti dei terreni a calce

Nella tabella Tabella 11.5, Tabella 11.6 e Tabella 11.7 sono riportati i risultati delle prove di laboratorio effettuate su miscele terreno-calce a partire da campioni di terreno prelevati nel pozzetto PZD22-bis ad 1.0 m di profondità. Nelle tabelle sono riportati i risultati delle prove di laboratorio relative sia al terreno tal quale, sia alle miscele terreno-calce con contenuti di calce (valutata in percentuale sul peso di volume secco del terreno) pari al 4.5%; sono stati determinati i limiti di Atterberg ed effettuate prove di compressione semplice (Tabella 11.5), prove Proctor (Tabella 11.6 e Figura 11.4), e determinazione degli indici IPI (Indice di Portanza Immediata, Tabella 11.6 e Figura 11.5) e CBR (California Bearing Ratio, Tabella 11.7 e Figura 11.6). Nel dettaglio le prove CBR sono state effettuate (al tempo iniziale e a tempi di maturazione pari a 7 e 28 giorni):

- su campioni aventi un contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor (*ottimale*, Figura 11.6);

- su campioni aventi un contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor, dopo immersione in acqua per quattro giorni (*ottimale+4gg in H2O*, Figura 11.6);

Tabella 11.5: Trattamento con calce – Limiti di Atterberg e prove di compressione semplice

Pozzetto	% Calce	Profondità	Limiti di Atterberg			ELL
			LL	LP	IP	Resistenza a compressione all'umidità ottima
n°		m	%	%	%	kPa
PZD22-bis	0%	1.0	45.0	17.0	28	798
	4.5%	1.0	41.0	28.0	13	-

Tabella 11.6: Trattamento con calce - Prove Proctor e IPI

Pozzetti di prelievo campioni per prove geotecniche			Proctor		IPI									
					1		2		3		4		5	
n°	% Calce	Profondità	w	Densità secca	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR
		m	(%)	(kN/m ³)	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
PZD22-bis	0%	1.00	14.30	18.28	7.40	87	10.30	11	15.30	32	19.50	5	22.20	4
	4.5%	1.00	12.80	18.57	7.60	109	10.10	123	12.80	76	13.50	104	15.10	49

Tabella 11.7: Trattamento con calce - Prove CBR (PZD22-bis)

% Calce	Iniziale								7 giorni				28 giorni			
	(1)		(2)		(3)		(4)		(1)		(2)		(1)		(2)	
	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR
%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
0	14.30	24	14.30	2	17.40	8	17.40	6	-	-	-	-	-	-	-	-
4.5	12.70	126	12.70	35	-	-	-	-	12.80	167	12.80	86	12.80	180	12.80	56

(1) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor (*ottimale*);
(2) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor, dopo immersione in acqua per quattro giorni (*ottimale+4gg in H2O*);
(3) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 3% di umidità (*ottimale + 3% H2O*);
(4) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 3% di umidità, dopo immersione in acqua per quattro giorni (*ottimale + 3% H2O + 4gg in H2O*).

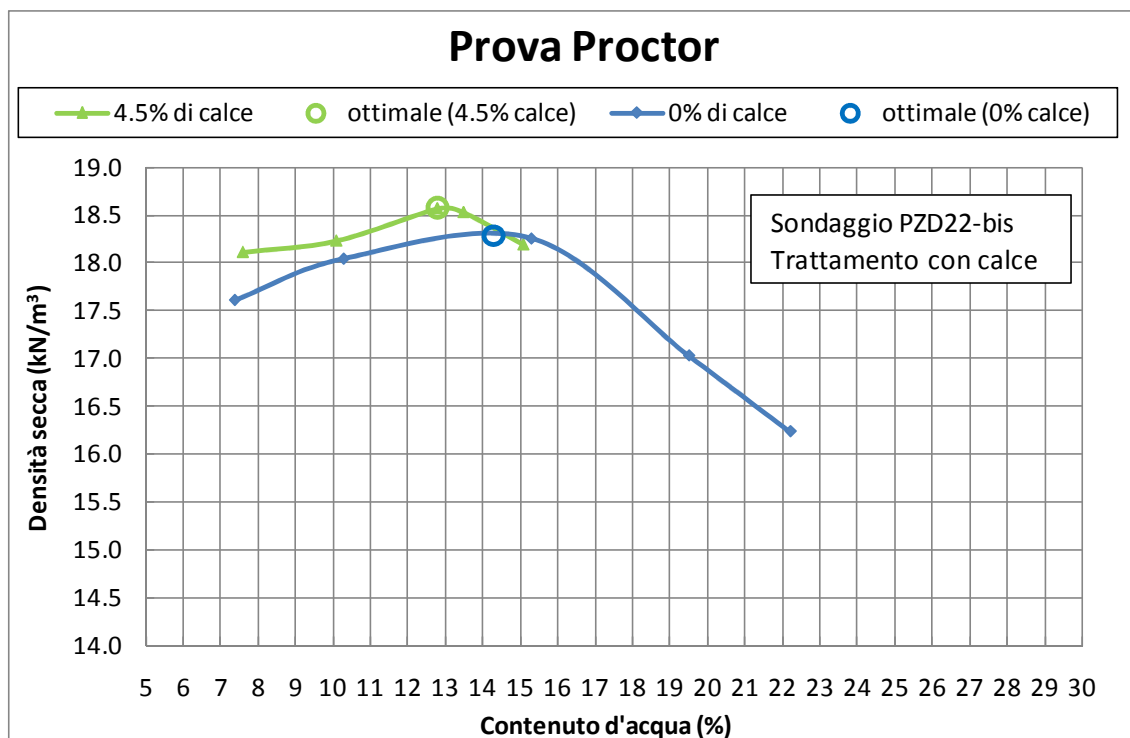


Figura 11.4: Trattamento con calce – Prove Proctor

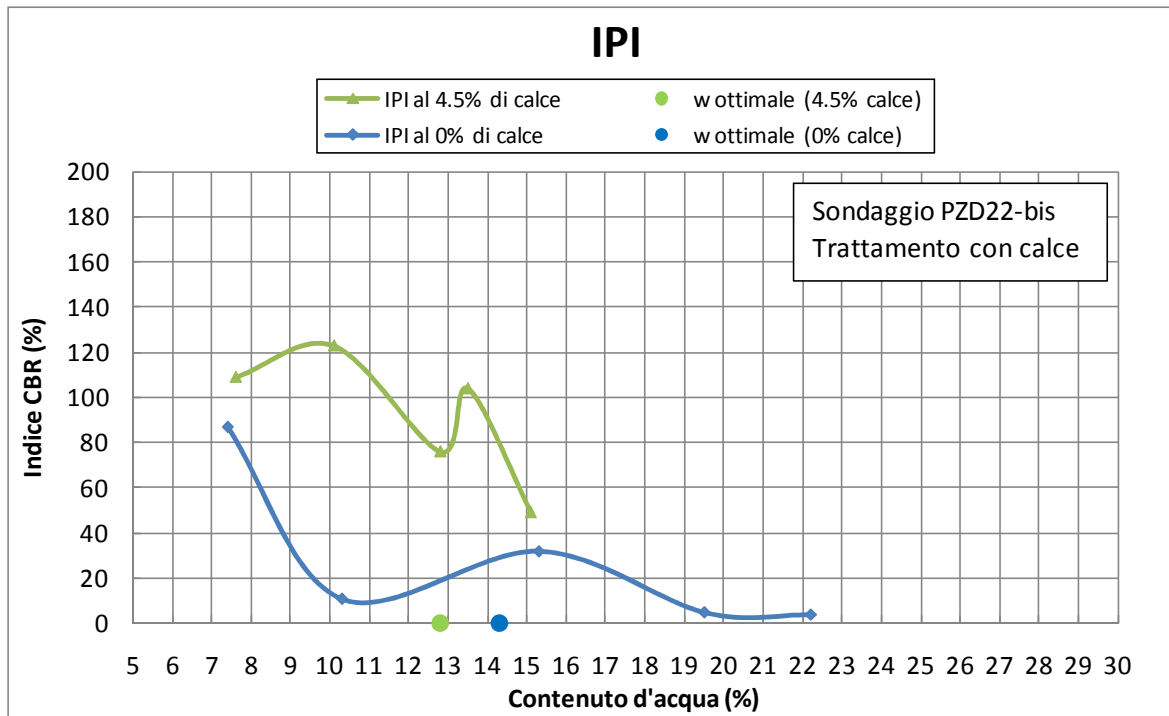


Figura 11.5: Trattamento con calce – Prove IPI

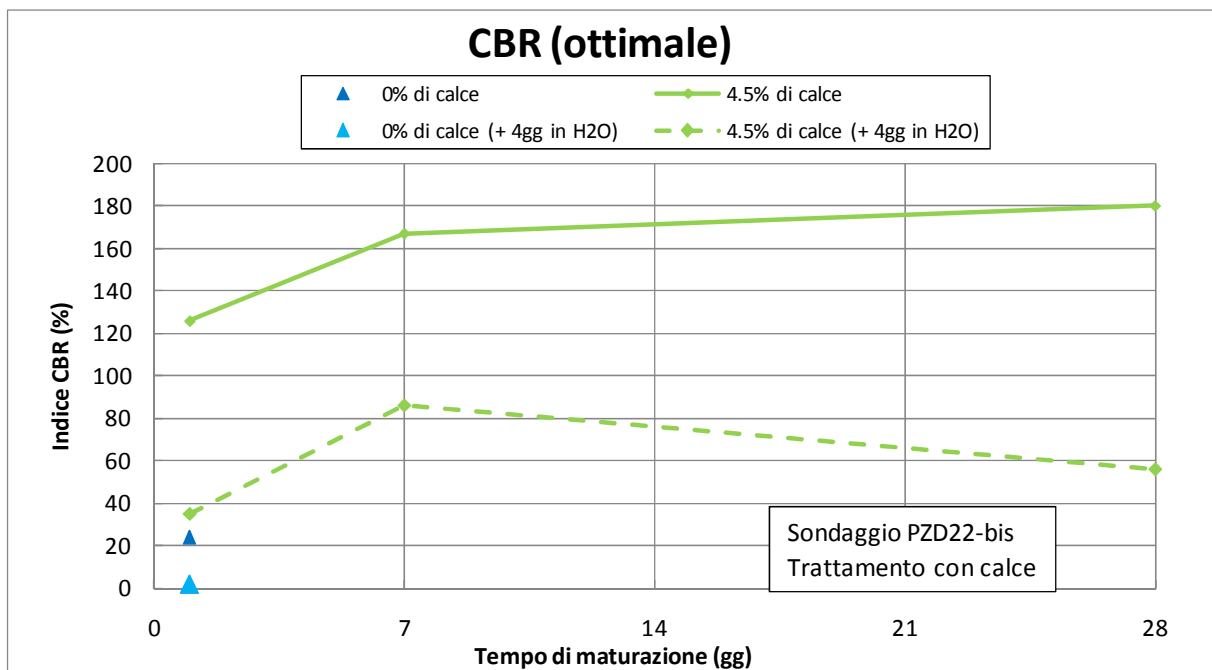


Figura 11.6: Trattamento con calce – Prove CBR

11.4 Trattamenti dei terreni a cemento

Nella Tabella 11.8, Tabella 11.9 e Tabella 11.10 sono riportati i risultati delle prove di laboratorio effettuate su miscele terreno-cemento a partire da campioni di terreno prelevati nel pozzetto PZD4-bis, ad 1.0 m di profondità. Nelle tabelle sono riportati i risultati delle prove di laboratorio relative sia al terreno tal quale, sia alle miscele terreno-cemento con contenuto di cemento (valutati in percentuale sul peso di volume secco del terreno) pari al 2.0%; sono stati determinati i limiti di Atterberg ed effettuate prove di compressione semplice (Tabella 11.8), prove Proctor (Tabella 11.9 e Figura 11.7) e determinazione degli indici IPI (Indice di Portanza Immediata, Tabella 11.9 e Figura 11.8 – prove effettuate solo per il materiale non trattato) e CBR (California Bearing Ratio, Tabella 11.10). Nel dettaglio le prove CBR sono state effettuate (al tempo iniziale per il materiale non trattato e ad un tempo di maturazione pari a 28 giorni per il materiale trattato):

- su campioni aventi un contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor (*ottimale*);
- su campioni aventi un contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor, dopo immersione in acqua per quattro giorni (*ottimale+4gg in H2O*);
- su campioni aventi un contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 2% di umidità (*ottimale + 2% H2O*);
- su campioni aventi un contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 2% di umidità, dopo immersione in acqua per quattro giorni (*ottimale + 2% H2O + 4gg in H2O*).

Tabella 11.10: Trattamento con cemento - Prove CBR (PZD4-bis)

	Iniziale								28 giorni							
	(1)		(2)		(3)		(4)		(1)		(2)		(3)		(4)	
% Cemento	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR
%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
0	7.40	80	7.40	4	10.30	28	10.30	11	-	-	-	-	-	-	-	-
2.0	-	-	-	-	-	-	-	-	10.20	99	10.20	40	13.90	37	13.90	42

(1) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor (*ottimale*);
(2) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor, dopo immersione in acqua per quattro giorni (*ottimale+4gg in H2O*);
(3) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 3% di umidità (*ottimale + 3% H2O*);
(4) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 3% di umidità, dopo immersione in acqua per quattro giorni (*ottimale + 3% H2O + 4gg in H2O*).

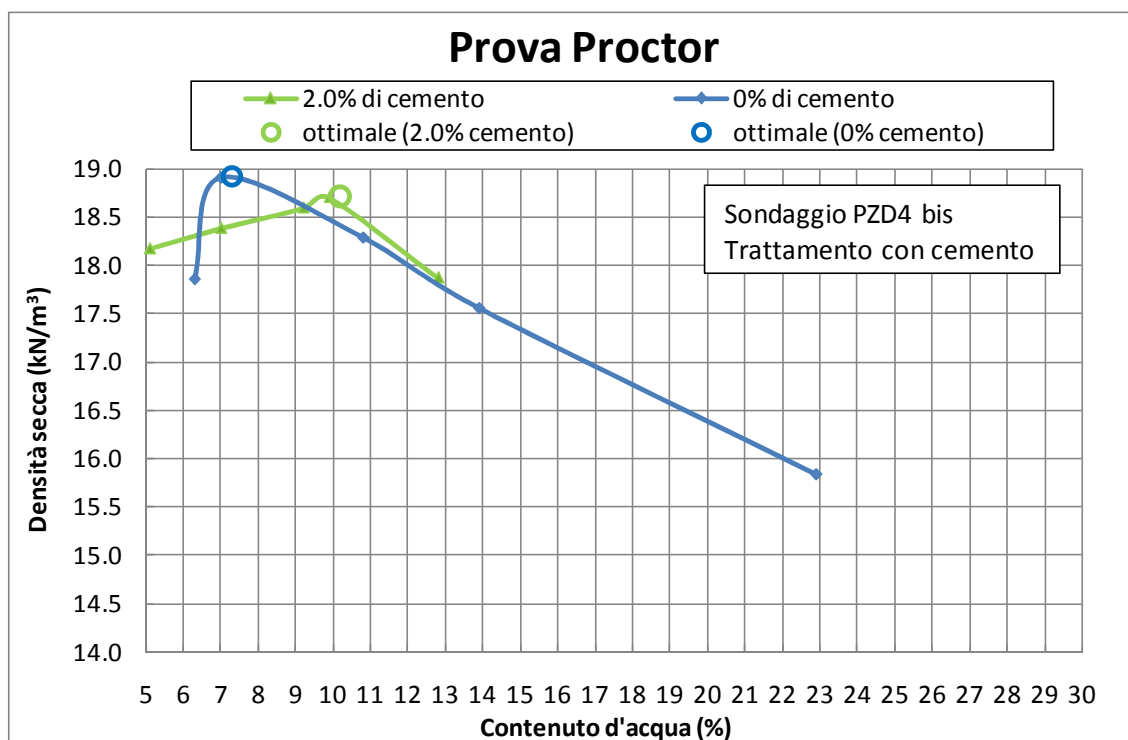


Figura 11.7: Trattamento con cemento – Prove Proctor

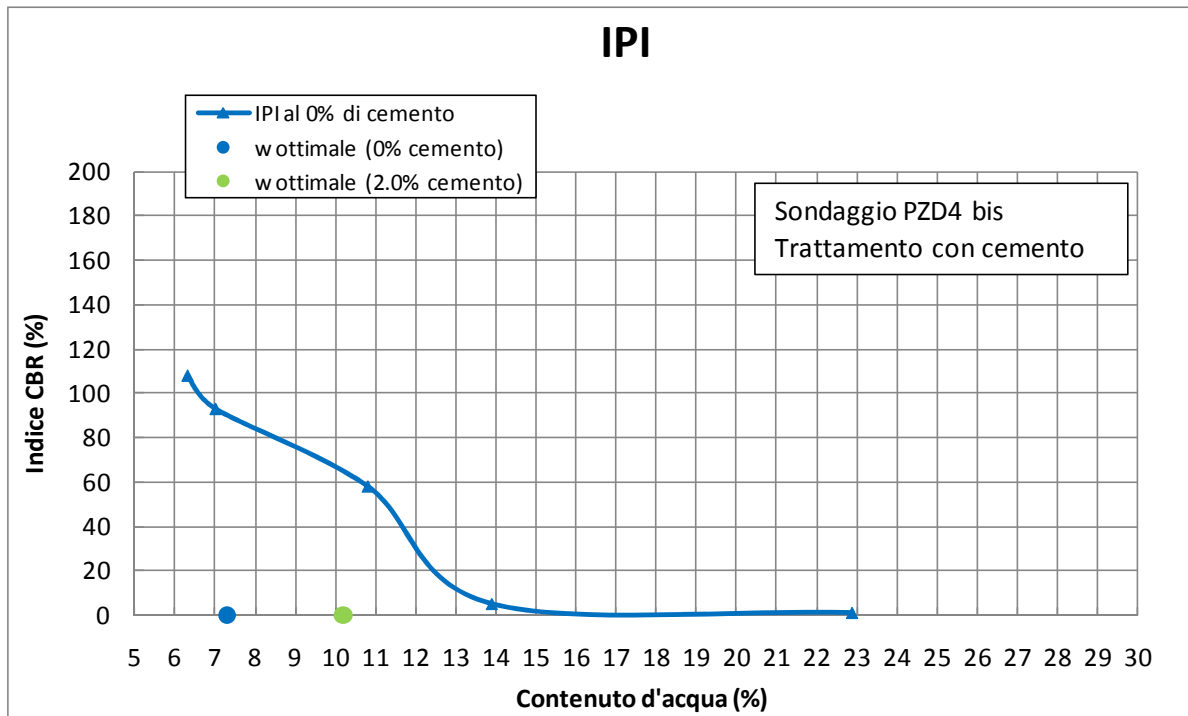


Figura 11.8: Trattamento con cemento – Prove IPI

12. CONCLUSIONI

In questa relazione sono stati illustrati ed interpretati i risultati delle indagini geognostiche disponibili nella zona interessata dal Progetto Definitivo per la realizzazione del tratto autostradale della A12 "Rosignano-Civitavecchia", denominato Lotto 4.

L'esame geotecnico è stato finalizzato alle caratterizzazioni geotecnica e sismica dei terreni necessarie alla verifica delle condizioni di stabilità del sito, delle condizioni di realizzabilità dei rilevati e tagli autostradali nonché delle condizioni di realizzabilità delle fondazioni delle opere d'arte principali in progetto.

Sono stati stimati i cedimenti indotti dalla realizzazione dei rilevati autostradali e si sono individuati i trattamenti colonnari necessari a contenere i cedimenti dei rilevati nei tratti di approccio ai ponti autostradali impostati su fondazioni profonde.

Sono stati infine sintetizzati i risultati delle prove eseguite nei pozzetti esplorativi e di laboratorio necessari allo studio dei piani di posa dei rilevati; sono stati riassunti anche i risultati delle prove di laboratorio su campioni di terreno tal quale oppure trattati a calce o cemento.

Lo studio si è basato sull'esame visivo dei luoghi e sui risultati di diverse campagne di indagini geognostiche appositamente eseguite nel 2005 (SPEA, fasi A e B) e nel 2009 (SPEA, fase C) per il Progetto Preliminare e, più recentemente, nel 2010 (SPEA) per il Progetto Definitivo.

Lo studio condotto e le analisi effettuate hanno permesso di individuare alcune tematiche geotecniche che dovranno essere approfondite in sede di progettazione esecutiva al fine di ottimizzare e circoscrivere in maniera più precisa gli interventi geotecnici in progetto. Si evidenziano in particolare i seguenti aspetti principali:

- Durante la campagna d'indagine integrativa occorrerà aumentare la densità di indagini geognostiche, soprattutto in corrispondenza delle opere principali e dei tratti in cui i rilevati risultano essere più elevati.
- La campagna d'indagine integrativa potrà comprendere, oltre che all'esecuzione di sondaggi, anche prove penetrometriche statiche CPTU necessarie a caratterizzare meglio, stratigraficamente e geotecnicamente, le unità H1b, H1a e H1a1. Saranno realizzate anche prove di classificazione fisica dei terreni e prove meccaniche, su campioni indisturbati prelevati nell'ambito

degli strati a grana fine, con una particolare attenzione rivolta all'esecuzione di prove.

- Con riferimento specifico all'unità geologico-geotecnica H1b, H1a e H1a1, la campagna d'indagine integrativa dovrà essere mirata a circoscrivere gli strati più deformabili, soprattutto nella zona del Ponte VI01 e della barriera di esazione di Fonteblanda.
- Al fine di avere una caratterizzazione sismica più precisa occorrerà prevedere una serie di prove Cross-Hole da realizzarsi in corrispondenza delle stratigrafie tipiche rinvenute lungo il tracciato.
- Occorrerà installare nuovi piezometri, soprattutto in corrispondenza di quei tratti dove la stratificazione del terreno non può far escludere ad oggi la presenza di falde sospese e/o sistemi multifalda; in queste zone sono magari già presenti dei piezometri ma con tratto finestrato posto in corrispondenza degli strati a grana grossa più profondi.
- A valle della campagna di indagine integrativa potrà essere rivalutata l'entità dei cedimenti indotti dalla realizzazione dei nuovi rilevati autostradali, valutando anche l'effetto indotto sui rilevati esistenti nel caso di affiancamento ad essi.