



Società Autostrada Tirrenica p.A.

GRUPPO AUTOSTRADALE PER L'ITALIA S.p.A.

AUTOSTRADA (A12) : ROSIGNANO – CIVITAVECCHIA

LOTTO 5A

TRATTO: ANSEDONIA – PESCIA ROMANA

PROGETTO DEFINITIVO

INFRASTRUTTURA STRATEGICA DI PREMINENTE INTERESSE NAZIONALE LE CUI PROCEDURE DI APPROVAZIONE SONO REGOLATE DALL' ART. 161 DEL D.LGS. 163/2006


DOCUMENTAZIONE GENERALE

GEOTECNICA

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA Ing. Tiziano Collotta Ord. Ingg. Lecco N. 122 RESPONSABILE UFFICIO GEI-APE	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Alessandro Alfì Ord. Ingg. Milano N. 20015 COORDINATORE GENERALE APS	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 RESPONSABILE DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURE
---	--	---

RIFERIMENTO ELABORATO		DATA:		REVISIONE																			
—		FEBBRAIO 2011		n.	data																		
—		SCALA: —																					
<table border="1"> <tr> <th colspan="3">DIRETTORIO</th> <th colspan="3">FILE</th> </tr> <tr> <td>codice commessa</td> <td>N.Prog.</td> <td></td> <td>unita'</td> <td>n. progressivo</td> <td></td> </tr> <tr> <td>12</td> <td>12</td> <td>1403</td> <td>APE001</td> <td>—</td> <td>—</td> </tr> </table>		DIRETTORIO			FILE			codice commessa	N.Prog.		unita'	n. progressivo		12	12	1403	APE001	—	—				
DIRETTORIO			FILE																				
codice commessa	N.Prog.		unita'	n. progressivo																			
12	12	1403	APE001	—	—																		

 ingegneria europea	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI : Ing. Antonio Sibilìa Ord. Ingg. Avellino N. 1713
	ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI : Ing. Tiziano Collotta Ord. Ingg. Lecco N. 122
CONSULENZA A CURA DI :	IL RESPONSABILE UFFICIO/UNITA'

RESPONSABILE DI COMMESSA Ing. Giambattista Brancaccio Ord. Ingg. Roma N. 15710 COORDINATORE OPERATIVO DI PROGETTO	VISTO DEL COMMITTENTE 	VISTO DEL CONCEDENTE 
--	---	--

I N D I C E

1.	INTRODUZIONE	5
2.	DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO.....	7
2.1	Documentazione di progetto	7
2.2	Normative nazionali	10
2.3	Normative internazionali	10
2.4	Raccomandazioni nazionali ed internazionali.....	10
2.5	Bibliografia.....	12
3.	DESCRIZIONE DEL TRACCIATO	19
4.	CAMPAGNE GEOGNOSTICHE DISPONIBILI.....	28
4.1	Indagini del Progetto Preliminare – Fase A (2005)	28
4.2	Indagini del Progetto Preliminare – Fase B (2005)	29
4.3	Indagini del Progetto Preliminare – Fase C (2009).....	30
4.4	Indagini del Progetto Definitivo (2010).....	33
5.	LINEAMENTI GEOLOGICI, GEOMORFOLOGICI ED IDROGEOLOGICI	37
5.1	Breve inquadramento geologico	37
5.2	Breve inquadramento geomorfologico	38
5.3	Breve inquadramento idrogeologico	39
6.	INQUADRAMENTO SISMICO	45
6.1	Strutture sismogenetiche	45
6.1.1	Area sismogenetica del Mugello – Città di Castello - Leonessa.....	46
6.1.2	Area sismogenetica Livorno Hills	48
6.2	Magnitudo di riferimento	49
6.3	Definizione delle azioni sismiche di progetto	51
6.4	Risposta sismica locale	54
6.4.1	Dati a disposizione per la definizione della categoria di sottosuolo	55
6.4.2	Definizione della categoria di sottosuolo	59
6.4.3	Definizione della categoria topografica	64

6.4.4	Coefficiente di sito	64
7.	STABILITÀ DEL SITO NEI CONFRONTI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE	66
8.	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	90
8.1	Generalità	90
8.2	Materiali a grana grossa	91
8.2.1	Stato iniziale del deposito	92
8.2.2	Densità relativa D_r	93
8.2.3	Angolo di resistenza al taglio.....	94
8.2.4	Deformabilità	96
8.3	Materiali a grana fine	102
8.3.1	Classificazione	102
8.3.2	Stato iniziale del deposito	106
8.3.3	Resistenza al taglio in condizioni non drenate.....	107
8.3.4	Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.....	108
8.3.5	Deformabilità	109
9.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	114
9.1	Unità geotecniche	114
9.2	Principali successioni stratigrafiche.....	117
9.3	Depositi eolici sabbiosi Qt1e.....	121
9.3.1	Caratteristiche fisiche	123
9.3.2	Resistenza al taglio	123
9.3.3	Deformabilità	124
9.3.4	Permeabilità	125
9.3.5	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	125
9.4	Depositi marino-costieri sabbiosi Qt2	137
9.4.1	Caratteristiche fisiche	138
9.4.2	Resistenza al taglio	139
9.4.3	Deformabilità	139
9.4.4	Permeabilità	140
9.4.5	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	141

9.5	Depositi fluviali Qt1d/Qt1d1	153
9.5.1	Caratteristiche fisiche	154
9.5.2	Scelta del modello geotecnico di calcolo per gli strati a grana fine	155
9.5.3	Resistenza al taglio	155
9.5.4	Deformabilità	156
9.5.5	Permeabilità	157
9.5.6	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	158
9.6	Depositi lagunari Qt1b.....	178
9.6.1	Caratteristiche fisiche	179
9.6.2	Scelta del modello geotecnico di calcolo per gli strati a grana fine	181
9.6.3	Resistenza al taglio	182
9.6.4	Deformabilità	183
9.6.5	Permeabilità	184
9.6.6	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	184
9.7	Depositi fluvio-deltizi Qt1a.....	206
9.7.1	Caratteristiche fisiche	207
9.7.2	Scelta del modello geotecnico di calcolo per gli strati a grana fine	208
9.7.3	Resistenza al taglio	208
9.7.4	Deformabilità	209
9.7.5	Permeabilità	210
9.7.6	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	210
9.8	Depositi fluviali H1b	223
9.8.1	Caratteristiche fisiche	224
9.8.2	Resistenza al taglio	224
9.8.3	Deformabilità	225
9.8.4	Permeabilità	226
9.8.5	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	226
9.9	Depositi costieri Qt3a/b.....	238
9.10	Depositi neogenici MI01, MI02, MI03 e MI04.....	240
9.11	Unità tettonica ligure ASV	248
10.	RILEVATI E TRINCEE AUTOSTRADALI	258

10.1	Materiali di rilevato esistenti.....	258
10.2	Materiali dei nuovi rilevati autostradali.....	258
10.3	Stabilità globale dei rilevati autostradali	258
10.4	Stabilità delle scarpate dei tagli autostradali.....	262
10.5	Stima dei cedimenti.....	267
10.5.1	Casi analizzati	267
10.5.2	Stratigrafie di calcolo	267
10.5.3	Codice di calcolo	269
10.5.4	Modelli costitutivi dei terreni	269
10.5.5	Parametri geotecnici di calcolo.....	271
10.5.6	Geometrie di calcolo	274
10.5.7	Risultati delle analisi.....	277
10.6	Trattamenti colonnari	286
11.	PIANI DI POSA DEI NUOVI RILEVATI AUTOSTRADALI.....	297
11.1	Scotico e bonifica	297
11.2	Trattamenti dei terreni a calce	305
11.3	Trattamenti dei terreni a cemento	310
12.	CONCLUSIONI.....	315

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 5A, tra il km 0+000 (svincolo di Ansedonia) ed il km 14+430.164 (svincolo di Pescia Romana), coincidenti rispettivamente con le progressive dell'attuale S.S. n.1 "Aurelia" Km 136+957.150 a Nord e Km 122+367.590 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; in questo capitolo vengono inoltre individuati i tratti autostradali lungo i quali è necessario prevedere trattamenti colonnari al di sotto dell'impronta dei rilevati stradali al fine di contenerne i cedimenti, soprattutto nei tratti di approccio alle opere d'arte le cui fondazioni sono impostate su pali;
- il capitolo 0 riporta la sintesi delle informazioni disponibili per la definizione dei piani d'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 – Pesca Romana, Relazione geologica e geomorfologica, elaborato GEO-001.
- [2] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5a – Tratto: Ansedonia – Pesca Romana, Planimetria e profilo geologico, elaborati GEO-002, GEO-003, GEO-004 e GEO-005.
- [3] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5a – Tratto: Ansedonia – Pesca Romana, Planimetria geomorfologica, elaborati GEO-006 e GEO-007.
- [4] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5a – Tratto: Ansedonia – Pesca Romana, Planimetria di ubicazione indagini geognostiche, elaborati GEO-008 e GEO-009.
- [5] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5a – Tratto: Ansedonia – Pesca Romana, Relazione idrogeologica generale, elaborato GEO-010.
- [6] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5a – Tratto: Ansedonia – Pesca Romana, Planimetria e profilo idrogeologico, elaborati GEO-011, GEO-012, GEO-013 e GEO-014.
- [7] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5a – Tratto: Ansedonia – Pesca Romana, Planimetrie e profili geotecnici, elaborati APE-002, APE-003, APE-004, APE-005, APE-006, APE-007, APE-008, APE-009 e APE-010.
- [8] Stratigrafia del sondaggio A1-S8 (Progetto Preliminare - Fase A).
- [9] Geotecnica Veneta s.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Monografie, Stratigrafie, prove SPT, prove Lefranc, relative ai sondaggi: B1-S10, B1-S11, B1-S13 e B1-S14 (Progetto Preliminare - Fase B).

- [10] Intergeo group s.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Monografie, Stratigrafie, prove SPT, prove Lefranc, relative ai sondaggi: C-S15, C-S16, C-S16bis, C-S16ter, C-S17 (Progetto Preliminare - Fase C).
- [11] Sondedile s.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Monografie, Stratigrafie, prove SPT, prove Lefranc, relative ai sondaggi: 5/1-SD07, 5/1-SD08, 5/1-SD09, 5/1-SD10, 5/1-SD10Bis, 5/1-SD11, 5/1-SD12, 5/1-SD13, 5/1-SD14, 5/1-SD15, 5/1-SD16, 5/1-SD18, 5/1-SD19, 5/1-SD20, 5/1-SD21, 5/1-SD22, 5/1-SD23, 5/1-SD24, 5/1-SD25 e 5/1-SD25 (Progetto Definitivo).
- [12] Sondedile s.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Monografie, Stratigrafie, prove SPT, relative ai sondaggi: 6b-SD24, 6b-SD22 e 6b-SD21 (Progetto Definitivo).
- [13] Sondedile s.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Relazione geofisica relativa all'esecuzione della prova Cross-Hole nella coppia di fori 5/1-SD13 e 5/1-SD13CH (Progetto Definitivo).
- [14] Sondedile s.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Prova con punta sismica ("cono sismico") in foro di sondaggio, Relazione tecnica (Progetto Definitivo).
- [15] Geotecnica Veneta s.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Stratigrafie, prove di densità in sito, prove di carico su piastra, relative ai pozzetti esplorativi: B2-PZ1, B2-PZ2, B2-PZ3, B2-PZ4 e B2-PZ5 (Progetto Preliminare – Fase B).
- [16] Sondedile s.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Monografie, Stratigrafie, prove di densità in sito, prove di carico su piastra, relative ai pozzetti esplorativi: 5/1-PZD6, 5/1-PZD8, 5/1-PZD9, 5/1-PZD10, 5/1-PZD11, 5/1-PZD14, 5/1-PZD15, 5/1-PZD16, 5/1-PZD17, 5/1-PZD18, 5/1-PZD20, 5/1-PZD21, 5/1-PZD24, 5/1-PZD27 e 5/1-PZD29 (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-S8 (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-S10, B1-S12, B1-S13 e B1-S14 (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-S15, C-S16, C-S16bis, C-S16ter, C-S17 (Progetto Preliminare – Fase C).
- [20] Servizi Geotecnici Liguri – Laboratorio terre e rocce, Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – prove di laboratorio sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati dai sondaggi: 5/1-SD07, 5/1-SD08, 5/1-SD09, 5/1-SD10, 5/1-SD10Bis, 5/1-SD11, 5/1-SD12, 5/1-SD13, 5/1-SD14, 5/1-SD15, 5/1-SD16, 5/1-SD18, 5/1-SD19, 5/1-SD20, 5/1-SD21, 5/1-SD22, 5/1-SD23, 5/1-SD24, 5/1-SD25 e 5/1-SD25 (Progetto Definitivo).
- [21] C.G.G. Geotechnical Analysis srl, Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – prove di laboratorio sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati dai sondaggi: 6b-SD24, 6b-SD22 e 6b-SD21 (Progetto Definitivo).
- [22] Labortec s.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – prove di laboratorio sui campioni rimaneggiati prelevati dai pozzetti: B2-PZ1, B2-PZ2, B2-PZ3, B2-PZ4, B2-PZ5.
- [23] Servizi Geotecnici Liguri – Laboratorio terre e rocce, Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – prove di laboratorio sui campioni rimaneggiati prelevati dai pozzetti: 5/1-PZD6, 5/1-PZD8, 5/1-PZD9, 5/1-PZD10, 5/1-PZD11, 5/1-PZD14, 5/1-PZD15, 5/1-PZD16, 5/1-PZD17, 5/1-PZD18, 5/1-PZD20, 5/1-PZD21, 5/1-PZD24, 5/1-PZD27 e 5/1-PZD29.
- [24] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5a – Tratto: Ansedonia – Pescia Romana, Opere di sostegno – Tipologico trattamento colonnare, APE101.

2.2 Normative nazionali

- [25] 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".
- [26] 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.
- [27] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008, "Approvazione delle Nuove Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario.
- [28] 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

- [29] 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

- [30] AGI Associazione Geotecnica Italiana (1977) - Raccomandazioni sulla Programmazione ed Esecuzione delle Indagini Geotecniche.
- [31] AGI Associazione Geotecnica Italiana (1994) - Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio.
- [32] UNI EN ISO 14688-1:2003 – Indagini e prove geotecniche - Identificazione e classificazione dei terreni - Identificazione e descrizione.

- [33] UNI CEN ISO/TS 17892-1:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 1: Determinazione del contenuto in acqua.
- [34] 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.
- [35] 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.
- [36] UNI CEN ISO/TS 17892-4:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 4: Determinazione della distribuzione granulometrica.
- [37] Norma Svizzera SNV 670 317a – Prova di carico su piastra.
- [38] CNR B.U. 22 - ASTM D1556 - ASTM D2937 - ASTM D 2167 - AASHTO T 191 - Prova di densità in sito.
- [39] 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).
- [40] 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.
- [41] UNI EN 13285:2004 - Miscele non legate – Specifiche.
- [42] 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.
- [43] UNI CEN ISO/TS 17892-12:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 12: Determinazione dei limiti di Atterberg.
- [44] UNI EN 1744-1:1999 - Prove per determinare le proprietà chimiche degli aggregati - Analisi chimica.

- [45] UNI EN 933-9:2009 - Prove per determinare le caratteristiche geometriche degli aggregati - Parte 9: Valutazione dei fini - Prova del blu di metilene.
- [46] CNR – Bollettino Ufficiale (Norme Tecniche) – Anno VII – N.36 – 21 febbraio 1973 - Stabilizzazione delle terre con calce.
- [47] UNI EN 459-2:2002 - Calci da costruzione - Metodi di prova.
- [48] ASTM C977-92 - Determinazione del Contenuto Iniziale di Calce – CIC.
- [49] 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) >>.
- [50] ASTM D 4373 - Determinazione rapida del tenore in carbonati.
- [51] AASHTO mod. T180 – Prova Proctor modificata.
- [52] AASHTO mod. T180 – Prova CBR.
- [53] ASTM D4253 - 00(2006) Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table.
- [54] 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

- [55] 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.
- [56] 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.
- [57] 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.

- [58] 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.
- [59] Berardi R. (1999) "Non linear elastic approaches in foundation design" Pre-failure.
- [60] Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, Balkema. Bjerrum L. (1972) "Embankments on soft ground" Proc. of Spec. Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Lafayette.
- [61] Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" *Geotechnique* 36 , n° 1.
- [62] Boncio P. and Lavecchia G., 2000, A structural model for active extension in Central Italy. *Geodyn.*, 29, 233-244.
- [63] Burland J.B. (1990) "On the compressibility and shear strength of natural clays" *Géotechnique* 40, n° 3, pag. 329.
- [64] Burland J.B., Burbidge M.C. (1985) "Settlement of foundations on sand and gravel" *Proc. ICE, Part 1*, 78.
- [65] 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>.
- [66] Cestari F. (1996) "Prove geotecniche in sito" , II edizione, ed. GEO-GRAPH s.n.c., Segrate.
- [67] Charles J.A. (1989) "Geotechnical properties of coarse grained soils" General Report, Discussion Session 8, Proceedings XII ICSMFE, vol.4, Rio de Janeiro.
- [68] Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.

- [69] 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.
- [70] 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.
- [71] Duncan J.M., Buchignani A.L. (1976) "An engineering manual for settlement studies" *Geotechnical Engineering*, Dept. Of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- [72] Elson W.K. (1984) "Design of laterally-loaded piles" CIRIA Report 103.
- [73] 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.
- [74] 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.
- [75] 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.
- [76] 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.
- [77] Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" *Proceedings In-situ 2001*, Bali.
- [78] 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.

- [79] 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.
- [80] Ladd C.C., Foot R. (1974) "A new design procedure for stability of soft clays" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol.100, n° 7.
- [81] 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.
- [82] Leroueil S., Jamiolkowski M. (1991) "Exploration of soft soil and determination of design parameters" Proceedings of GEOCOAST'91, General Report, Session 1, Yokohama, Japan.
- [83] 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.
- [84] 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.
- [85] 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.
- [86] 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>.
- [87] Mitchell J.K. (1976) "Fundamentals of soil behavior" John Wiley & Sons.
- [88] Nagaraj T.S., Miura N. (2001) "Soft clay behaviour – Analysis and assessment" Balkema, Rotterdam.

- [89] Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol.6.
- [90] 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.
- [91] 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*.
- [92] 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.
- [93] 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.
- [94] Schofield A.N. & Wroth C.P. (1968) "Critical state soil mechanics" Mc Graw-Hill.
- [95] 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.
- [96] 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.
- [97] Scott R. F. (1989) "Consolidation of sensitive clay as phase change process" *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 115, n°10.
- [98] Simpson B., Calabresi G., Sommer H., Wallays M. (1979) "Design parameters for stiff clays" *General Report*, *Proceedings VII ECSMFE*, Brighton.
- [99] 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.

- [100] Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" CIRIA Report 113.
- [101] Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I.
- [102] 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.
- [103] 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.
- [104] 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.
- [105] Tavenas F., Jean P., Leblond P., Leroueil S. (1983b) "The permeability of natural soft clays. Part II: Permeability characteristics" Canadian Geotechnical Journal, vol. 20.
- [106] Tokimatsu K., Yoshimi Y. (1983) "Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content" Soils and Foundations 23, n° 4.
- [107] Wood D.M. (1990) "Soil Behavior and critical state soil mechanics" Cambridge University Press.
- [108] Vucetic M., Dobry R. (1991) "Effect of soil plasticity on cyclic response" Journal of Geotechnical Engineering, vol. 117, n° 1, pp. 89-107.
- [109] Youd T.D. (1972) "Factors controlling maximum and minimum density of sands" Proceedings of Symposium on Eval. Dens., ASTM STP 523.
- [110] 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.
- [111] 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 5A del tratto di autostrada A12 "Rosignano-Civitavecchia" si snoda tra lo svincolo di Ansedonia e lo svincolo di Pesca Romana, interessando il comune di Capalbio (provincia di Grosseto) e, nel tratto finale, il comune di Montalto di Castro (Viterbo). Complessivamente il lotto in oggetto è lungo 14+430 Km; le progressive d'inizio e fine lotto corrispondenti all'attuale S.S.1 "Via Aurelia" (E80) sono il km 136+957.150 a Nord (svincolo di Ansedonia) e km 122+367.590 a Sud (svincolo di Pesca Romana). 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.\[1\]](#))

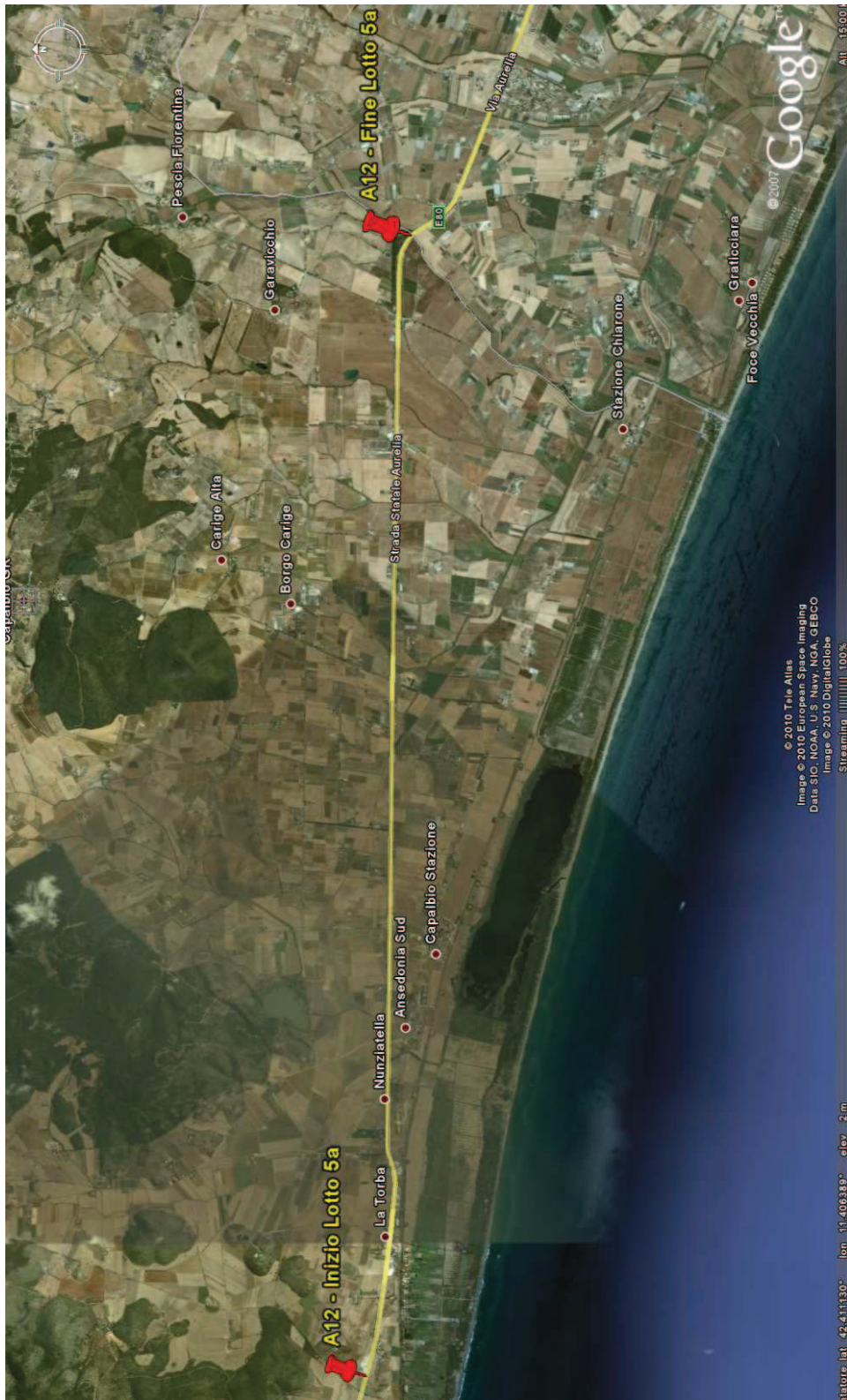


Figura 3.2: Vista satellitare dell'area interessata dal tracciato autostradale (*Google Earth*[®])

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 +5 e +25 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+500 ca.	in cui la quota del piano campagna oscilla tra quote comprese tra +5 e +14 m s.l.m.m. ca.;
dal Km.1+500 al Km.3+000 ca.	in cui la quota del piano campagna oscilla tra quote comprese tra +10 e +17 m s.l.m.m. ca.;
dal Km.3+000 al Km.4+200 ca.	in cui la quota del piano campagna oscilla tra quote comprese tra +4 e +12 m s.l.m.m. ca.;
dal Km.4+200 al Km.5+800 ca.	in cui la quota del piano campagna oscilla tra quote comprese tra +8 e +12 m s.l.m.m. ca.;
dal Km.5+800 al Km.8+800 ca.	in cui la quota del piano campagna oscilla tra quote comprese tra +4 e +8 m s.l.m.m. ca.;
dal Km.8+800 ca. a fine Lotto	in cui la quota del piano campagna aumenta progressivamente passando, sempre con leggere ondulazioni, da +8 a +25 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 5 m ca. (Km.0+660 ca.);
- Figura 3.4 Affiancamento in sinistra all'attuale strada statale e contestuale ricarica; il rilevato in affiancamento raggiunge altezze di 4 m ca. (Km.7+720 ca.);

- Figura 3.5 Affiancamento in destra all'attuale strada statale e contestuale ricarica; il rilevato in affiancamento raggiunge altezze di 4 m ca. (Km.10+640 ca.);
- Figura 3.6 Affiancamento in destra all'attuale strada statale con trincea alta 5 m ca. (Km.0+380 ca.);
- Figura 3.7 Affiancamento in sinistra all'attuale strada statale con trincea alta 4 m ca. (Km.10+860 ca.).

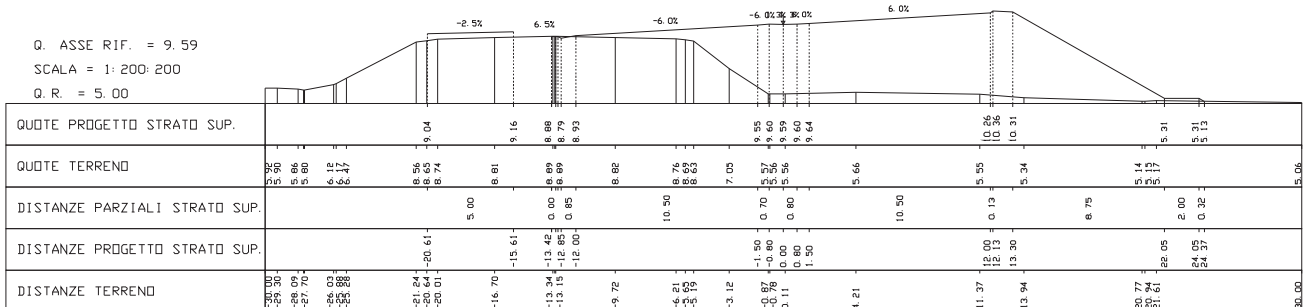


Figura 3.3: Affiancamento in rilevato al Km.0+660

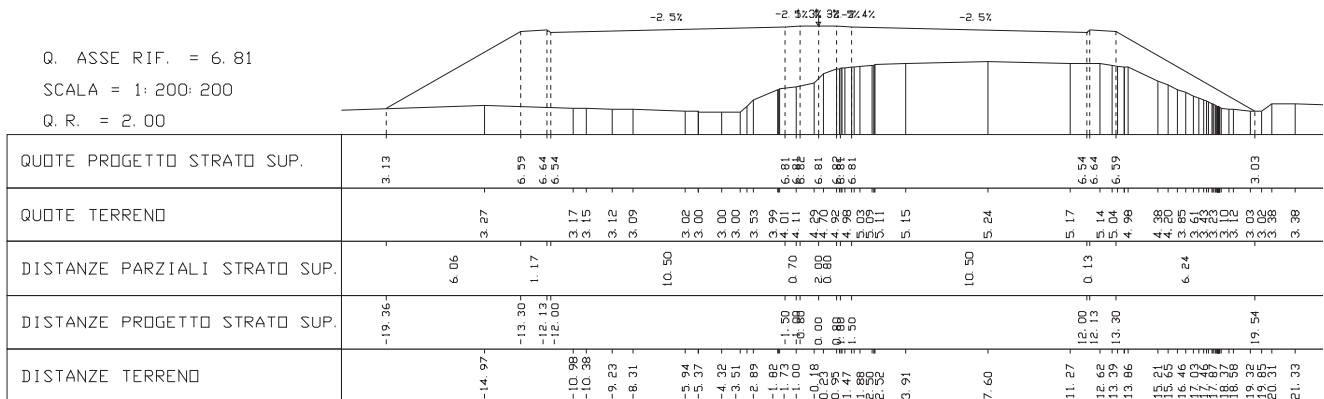


Figura 3.4: Affiancamento in rilevato al Km.7+720

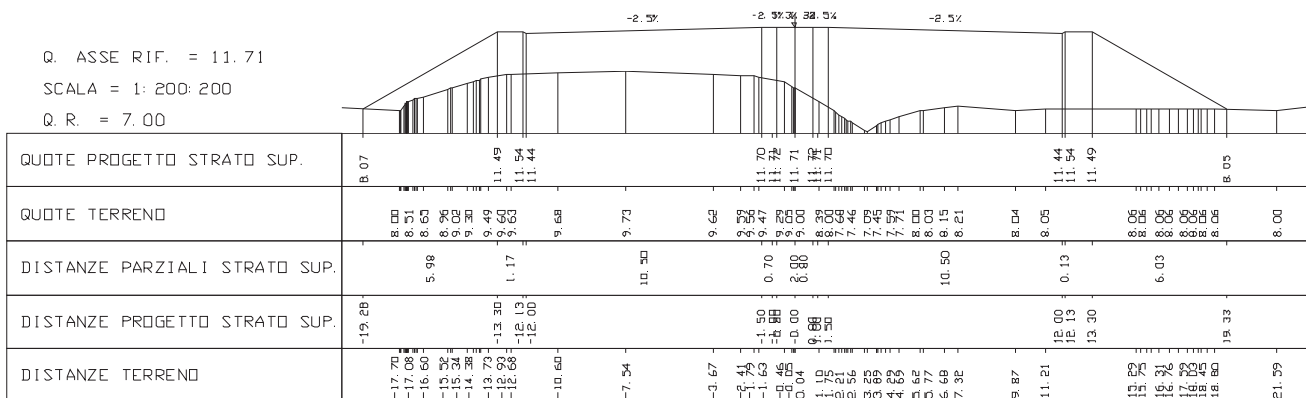


Figura 3.5: Affiancamento in rilevato al Km.10+640

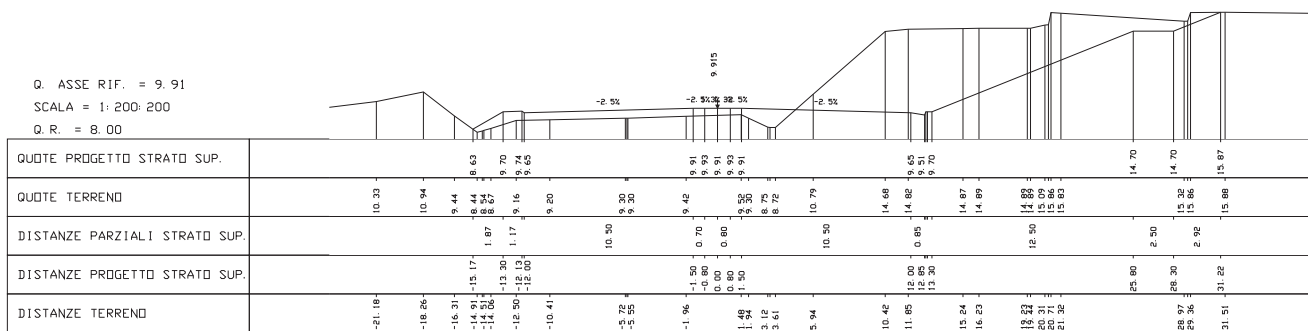


Figura 3.6: Affiancamento in trincea al Km.10+380

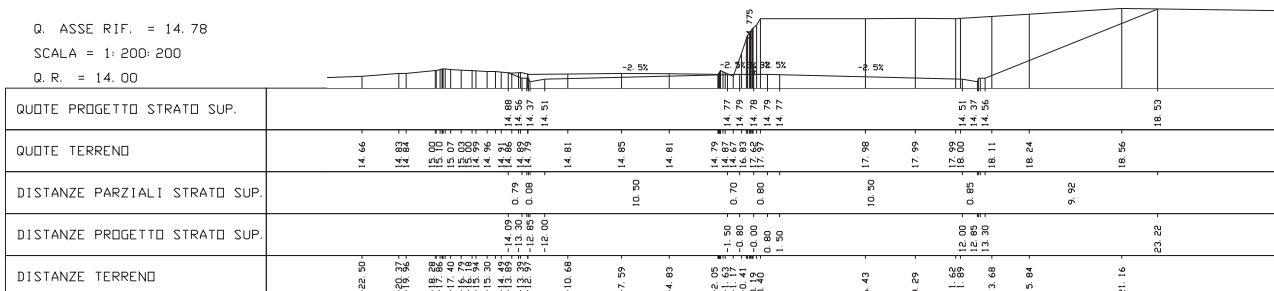


Figura 3.7: Affiancamento in trincea al Km.10+860

Lungo il tracciato di progetto sono presenti due tratti in variante planimetrica rispetto al tracciato attuale della strada statale; la prima dal Km.0+500 al Km.4+200 ca. e la seconda dal Km.12+400 ca. al Km.14+200 ca.; in particolare risulta quanto segue:

dal Km.0+500 ca. al Km.2+600 ca.	il tracciato autostradale passa a Nord dell'attuale sede stradale;
dal Km.2+600 ca. al Km.3+100 ca.	il tracciato autostradale passa a Sud dell'attuale sede stradale;
dal Km.3+100 ca. al Km.4+200 ca.	il tracciato autostradale ritorna a Nord dell'attuale sede stradale;
dal Km.12+400 ca. al Km.14+200 ca.	il tracciato autostradale si sviluppa a Sud dell'attuale sede stradale.

Lungo i tratti in variante planimetrica sono presenti rilevati e trincee di una certa importanza; in particolare si ha che:

dal Km.0+500 ca. al Km.1+700 ca.	la livelletta aumenta progressivamente per superare una irregolarità topografica dell'attuale piano campagna; in questa zona il rilevato autostradale raggiunge altezze massime dell'ordine di 9÷10 m ca. al km.1+000 ca. (vedi Figura 3.8);
dal Km.1+900 ca. al Km.3+100 ca.	la sede autostradale si sviluppa quasi interamente in trincea, raggiungendo altezze massime dell'ordine di 5÷6 m ca. al Km.2+800 ca. (vedi Figura 3.9);
dal Km.3+600 ca. al Km.4+200 ca.	la sede autostradale ritorna in rilevato fino a raggiungere altezze massime dell'ordine di 4÷5 m ca. al Km.3+840 ca. (vedi Figura 3.10);
dal Km.12+400 ca. al Km.13+100 ca.	il tracciato autostradale si sviluppa in rilevato raggiungendo altezze massime dell'ordine di 5÷7 ca. al Km.12+900 ca. (vedi Figura 3.11);
dal Km.13+100 ca. al Km.13+500 ca.	la sede autostradale si sviluppa quasi interamente in trincea, raggiungendo

altezze massime dell'ordine di 4÷5 m ca. al Km.13+300 ca. (vedi Figura 3.12);
 dal Km.13+500 ca. al Km.14+200 ca. la sede autostradale ritorna in rilevato fino a raggiungere altezze massime dell'ordine di 10÷11 m ca. al Km.13+800 ca. (vedi Figura 3.13).

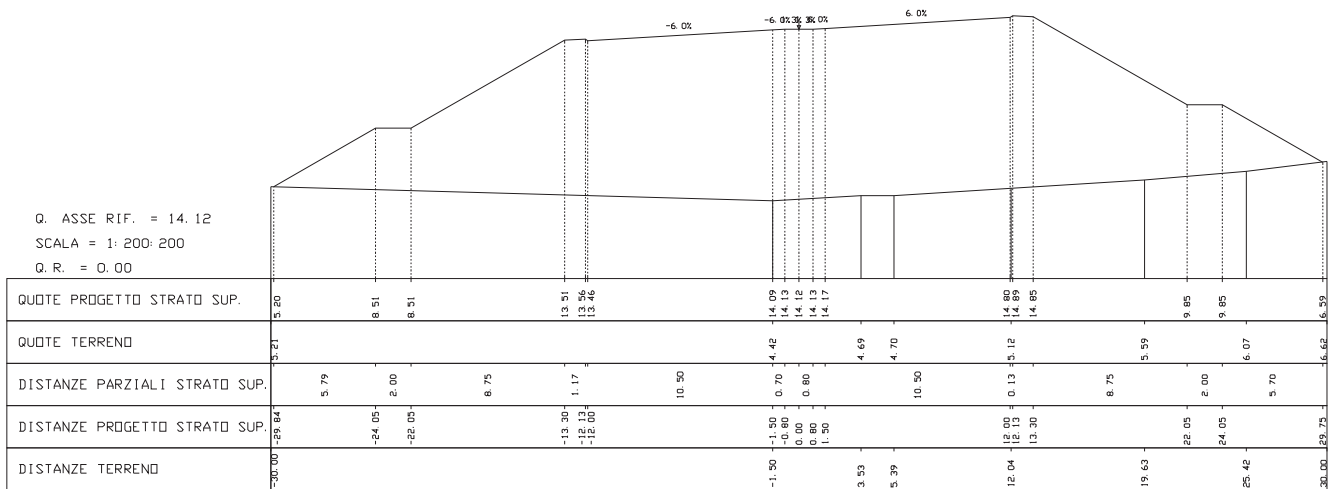


Figura 3.8: Rilevato in variante al Km.1+040

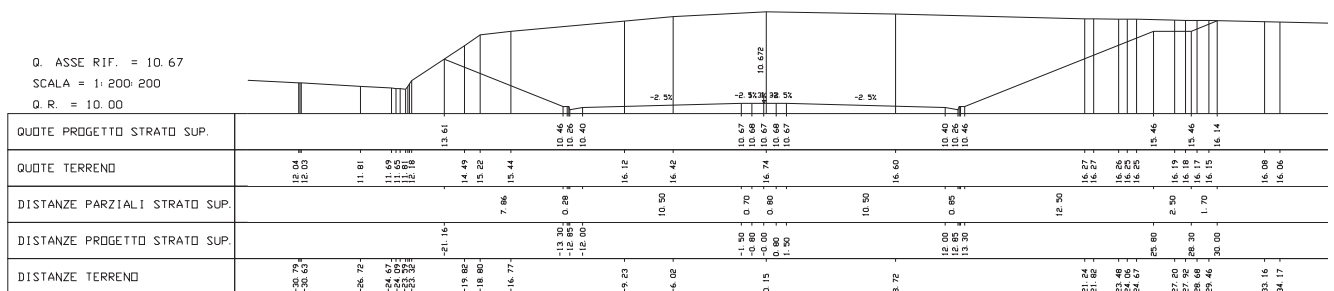


Figura 3.9: Trincea in variante al Km.2+780

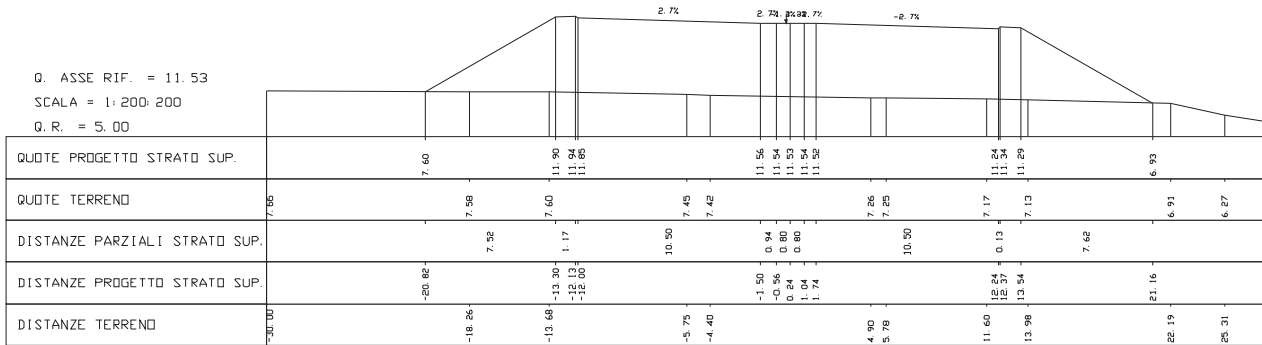


Figura 3.10: Rilevato in variante al Km.3+840

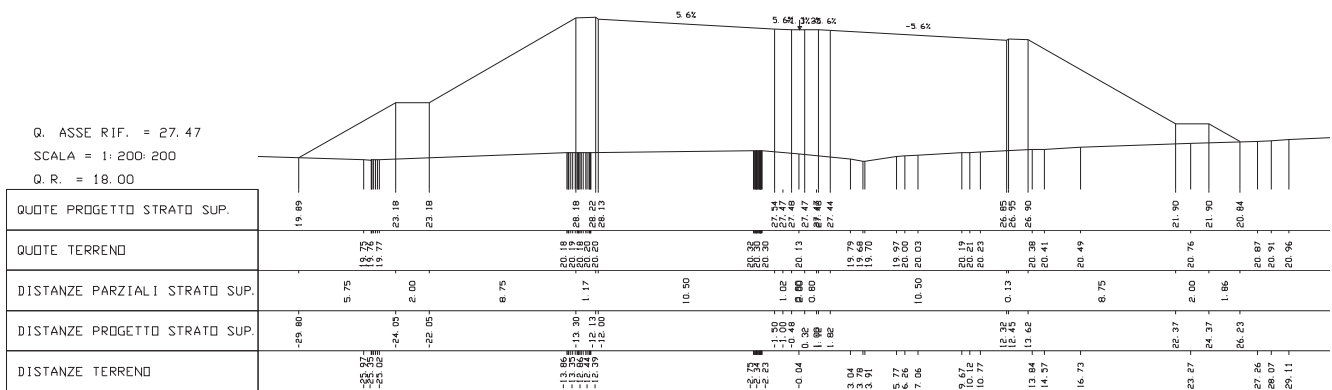


Figura 3.11: Rilevato in variante al Km.12+900

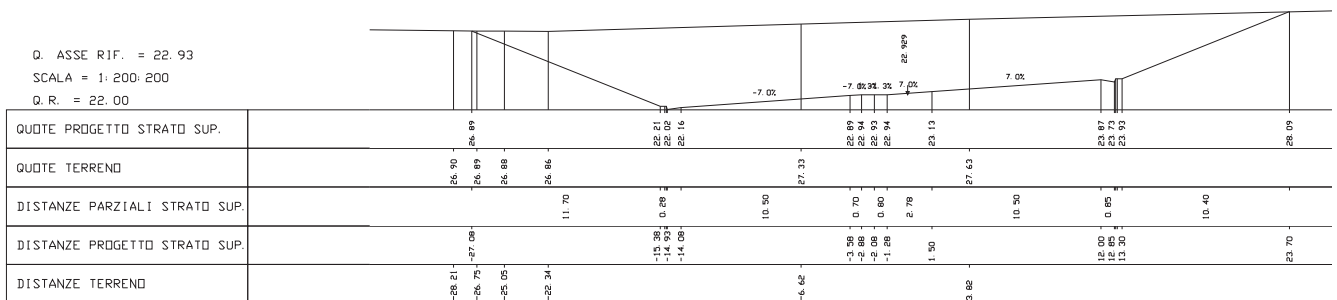


Figura 3.12: Rilevato in trincea al Km.13+300

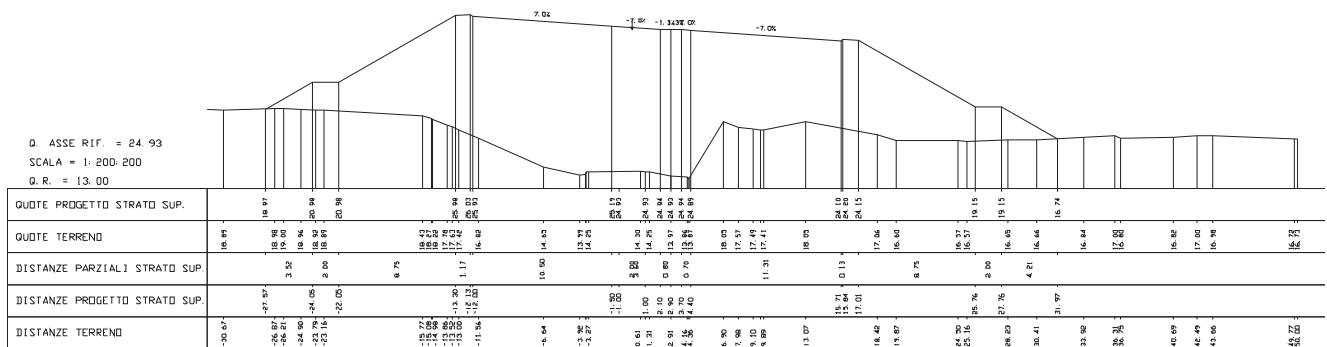


Figura 3.13: Rilevato in variante al Km.13+820

Lungo il tracciato del lotto sono presenti le seguenti principali opere in linea:

- Nuovo Sottovia Scatolare al km 1+186.83 (ST02);
- Nuovo Ponte sul Fosso Melone al km 3+802.20 (VI05);
- Nuovo Ponte sul Fosso San Floriano al km 3+955.22 (VI06);
- Nuovo Ponte Tre Occhi (Canale della Bassa) al km 7+611.08 (VI01);
- Nuovo Ponte Madonna Nicola al km 10+650.43 (VI02);
- Nuovo Ponte sul Fosso del Pelagone al km 11+897.58 (VI07);
- Nuovo Sottovia Scatolare SP n°75 della Pescia Fiorentina al km 12+894.81 (ST01);
- Nuovo Viadotto Chiarone al km 13+816.33 (VI03).

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.1 sondaggio geotecnico a carotaggio continuo (A1-S8), all'interno del quale sono state eseguite e prelevati:
 - prove penetrometriche dinamiche SPT;
 - campioni indisturbati;
 - campioni rimaneggiati.

La Tabella 4.1 riassume le principali caratteristiche del sondaggio, 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.
- prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:
 - prove di taglio diretto (TD).

Sui campioni rimaneggiati sono state eseguite le seguenti prove:

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

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.4 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo (B1-S10, B1-S11, B1-S13 e B1-S14) all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
 - prove penetrometriche dinamiche SPT;
 - prove di permeabilità tipo Lefranc;
 - campioni indisturbati;
 - campioni rimaneggiati.
- n.5 pozzetti esplorativi (B2-PZ1, B2-PZ2, B2-PZ3, B2-PZ4 e B2-PZ5), all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
 - prove di carico su piastra;
 - prove di densità in sito;
 - campioni rimaneggiati.

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;
 - peso specifico dei grani;
 - 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.5 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo (C1-S15, C1-S16, C1-S16bis, C1-S16ter e C1-S17) all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
 - prove penetrometriche dinamiche SPT;
 - prove di permeabilità tipo Lefranc;
 - campioni indisturbati;
 - campioni rimaneggiati.

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).

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-S8	///	///	C.C.	///	-	4	///	///	///	///
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-S14	~ 2+605	12.2	C.C.	25	1	2	2	-	-	T.A.(12÷13) C.P.C.(23.5)
B1-S11	~ 5+340	11.7	C.C.	35	2	-	3	-	-	T.A.(3÷34)
B1-S13	~ 8+485	12.4	C.C.	25	1	2	4	1	-	T.A.(2÷17)
B1-S10	~ 9+650	14.9	C.C.	35	1	2	4	-	-	T.A.(2÷17)

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-PZ5	~ 3+310	///	3.2	-	0.7	///	0.80
B2-PZ4	~ 6+153	///	3.3	3.1	0.7	///	0.85
B2-PZ3	~ 7+740	///	3.7	3.7	0.6	///	0.80
B2-PZ2	~ 10+275	///	3.7	-	0.6	///	0.70
B2-PZ1	~ 14+015	///	3.5	-	0.7	///	0.75

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

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-S17	~ 0+515	19.05	C.C.	20	0	6	9	1	-	T.A.(3-20)
C1-S16ter	~ 2+830	9.99	C.C.	20	2	5	10	-	-	T.A.(3-18)
C1-S16bis	~ 3+830	6.87	C.C.	35	4	5	14	-	-	T.A.(3-35)
C1-S16	~ 11+455	23.62	C.C.	25	3	6	11	1	-	T.A.(3-25)
C1-S15	~ 13+805	16.50	C.C.	35	3	1	5	-	-	T.A.(3-9) C.P.C.(34.5)
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)										

4.4 Indagini del Progetto Definitivo (2010)

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

- n.22 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo (5/1-SD7, 5/1-SD8, 5/1-SD9, 5/1-SD10, 5/1-SD10bis, 5/1-SD11, 5/1-SD12, 5/1-SD13, 5/1-SD14, 5/1-SD15, 5/1-SD16, 5/1-SD18, 5/1-SD19, 5/1-SD20, 5/1-SD21, 5/1-SD22, 5/1-SD23, 5/1-SD24, 5/1-SD25, 6b-SD24, 6b-SD22, 6b-SD21) all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
 - n.321 prove penetrometriche dinamiche SPT;
 - n.17 prove di permeabilità tipo Lefranc;
 - n.2 prove di permeabilità tipo Lugeon;
 - n.1 prova con cono sismico in 5/1-SD13;
 - n.1 prova Cross-Hole in 5/1-SD13;
 - n.57 campioni indisturbati;
 - n.198 campioni rimaneggiati;

- n.18 pozzetti esplorativi (5/1-PZD1, 5/1-PZD2, 5/1-PZD4, 5/1-PZD6, 5/1-PZD8, 5/1-PZD9, 5/1-PZD10, 5/1-PZD11, 5/1-PZD14, 5/1-PZD15, 5/1-PZD16, 5/1-PZD17, 5/1-PZD18, 5/1-PZD20, 5/1-PZD21, 5/1-PZD24, 5/1-PZD27 e 5/1-PZD29), all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
 - n.36 prove di carico su piastra;
 - n.36 prove di densità in sito;
 - n.36 campioni rimaneggiati.

La Tabella 4.5 riassume le principali caratteristiche dei sondaggi, il numero di campioni prelevati, il numero di prove geotecniche eseguite in foro ed il tipo di strumentazione 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.

Tabella 4.5: 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
5/1-SD07	~ 1+245	10.369	C.C.	35	0	13	15	1	-	T.A.(3-35)
5/1-SD08	~ 1+855	8.708	C.C.	25	1	7	13	1	-	T.A.(3-25)
5/1-SD09	~ 2+410	15.141	C.C.	25	1	6	12	1	-	T.A.(4-25)
5/1-SD10	~ 2+750	17.120	C.C.	35	3	6	11	1	-	T.A.(3-27) C.P.C.(34)
5/1-SD10bis	~ 3+310	8.871	C.C.	25	4	5	9	1	-	T.A.(3-12) C.P.C.(20)
5/1-SD11	~ 3+785	7.640	C.C.	35	4	8	13	1	-	T.A.(16-18)
5/1-SD12	~ 3+945	7.337	C.C.	40	3	8	11		-	T.A.(21-35)
5/1-SD13	~ 3+965	7.953	C.C.	35	5	9	15	1	-	T.A.(16-40)
5/1-SD14	~ 5+455	11.084	C.C.	35	3	9	14	1	-	T.A.(3-35)
5/1-SD15	~ 6+480	6.780	C.C.	20	3	6	7	1	-	T.A.(14-20)
5/1-SD16	~ 7+575	5.123	C.C.	35	5	8	12	-	-	T.A.(15-18) C.P.C.(25)
5/1-SD18	~ 8+445	10.877	C.C.	35	0	13	14	1	-	T.A.(4-35)
5/1-SD19	~ 8+725	6.738	C.C.	20	0	6	9	1	-	T.A.(3-20)
5/1-SD20	~ 9+580	11.731	C.C.	25	3	7	13	1	-	T.A.(7.5-23.5)
5/1-SD21	~ 9+735	13.562	C.C.	20	1	7	9	-	-	T.A.(3-20)
5/1-SD22	~ 10+670	8.451	C.C.	25	1	7	13	-	-	T.A.(3-12) C.P.C.(24)
5/1-SD23	~ 11+195	19.352	C.C.	23.5	2	7	9	1	-	T.A.(8-16) C.P.C.(23)
5/1-SD24	~ 11+570	21.673	C.C.	35	4	8	15	1	-	T.A.(3-35)
5/1-SD25	~ 11+960	17.410	C.C.	35	5	6	11	-	-	T.A.(3-35)
6b-SD24	~ 12+925	23.548	C.C.	30	2	1	13	-	-	T.A.(8-16)
6b-SD22	~ 14+035	23.097	C.C.	25	2	1	11	-	-	T.A.(3-9) C.P.C.(24)
6b-SD21	~ 14+425	27.922	C.C.	20	3	4	10	-	-	T.A.(3-18)

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 4.6: Riepilogo pozzetti dell'indagine di Progetto Definitivo

Sigla	Prog. Km	Quota (m s.l.m.m.)	D	D _w	PLT	γ_d	C.R.
5/1-PZD6	~ 0+000	9.85	4.0	-	0.5;1.0	0.55;1.05	0.55;1.05;3.95
5/1-PZD8	~ 0+310	11.79	3.5	-	0.5;1.0	0.55;1.05	0.55;1.05;3.45
5/1-PZD9	~ 0+655	6.27	4.0	-	0.5;1.0	0.55;1.05	0.55;1.05;3.95
5/1-PZD10	~ 1+260	4.80	2	-	0.5;1.0	0.55;1.05	0.55;1.05
5/1-PZD11	~ 1+220	17.37	3.5	-	0.5;1.0	0.55;1.05	0.55;1.05;3.45
5/1-PZD14	~ 2+765	10.86	3.0	-	0.5;1.0	0.55;1.05	0.55;1.05;2.95
5/1-PZD15	~ 2+735	11.45	3.0	-	0.5;1.0	0.55;1.05	0.55;1.05;2.95
5/1-PZD16	~ 3+055	8.77	1.5	-	0.5;1.0	0.55;1.05	0.55;1.05
5/1-PZD17	~ 3+500	11.55	3.3	-	0.5;1.0	0.55;1.05	0.55;1.05;3.25
5/1-PZD18	~ 4+265	8.22	3.5	-	0.5;1.0	0.55;1.05	0.55;1.05;3.45
5/1-PZD20	~ 4+895	8.84	3.0	-	0.5;1.0	0.55;1.05	0.55;1.05
5/1-PZD21	~ 5+160	9.07	1.5	-	0.5;1.0	0.55;1.05	0.55;1.05
5/1-PZD24	~ 6+480	4.74	4.0	-	0.5;1.0	0.55;1.05	0.55;1.05
5/1-PZD27	~ 8+580	9.13	2.5	-	0.5;1.0	0.55;1.05	0.55;1.05
5/1-PZD29	~ 9+865	10.33	3.5	-	0.5;1.0	0.55;1.05	0.55;1.05;3.45
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							

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.

Il tracciato del Lotto in oggetto attraversa paesaggi morfologici riconducibili a pianure alluvionali e costiere e contermini rilievi collinari, nell'insieme caratterizzati da sedimenti sciolti o poco litificati. Queste aree esprimono fenomeni tettonici ed erosivi che a partire dal Miocene medio-superiore hanno interrotto la continuità della catena orogenetica appenninica.

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

Per quanto attiene agli elementi strutturali presenti (faglie) ed al loro assetto, il Doc.Rif.[1] evidenzia come la loro ubicazione in planimetria ed in sezione presenti un certo grado di indeterminatezza; in particolare, la presenza di queste faglie, non riconoscibili direttamente in campagna, è stata ipotizzata durante la realizzazione del profilo geologico per spiegare i rapporti laterali tra alcune unità stratigrafiche pleistoceniche riconosciute in sondaggio. Secondo la ricostruzione proposta, la loro età è collocabile nel Pleistocene medio e pertanto risultano suturate dai depositi di

età successiva. Le due faglie principali sono segnalate al Km.8+400 ca. e al Km.10+450 ca.

Per tutti gli approfondimenti si rimanda al Doc.Rif.[1].

5.2 Breve inquadramento geomorfologico

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

Lungo il tracciato del Lotto in oggetto si riscontrano principalmente forme relative a scarpate morfologiche (principalmente con orlo arrotondato), scarpate di degradazione non attive, vallecole con fondo concavo, erosioni areali diffuse e/o incanalate.

Sono segnalate diverse aree con drenaggio endoreico (aree in zona collinare con forma a conca che non permettono il deflusso delle acque all'esterno) ed aree con difficoltà di drenaggio (aree pianeggianti, leggermente depresse rispetto al contesto circostante, caratterizzate dal ristagno e/o di difficoltà di drenaggio delle acque meteoriche in occasione degli eventi pluviometrici più intensi).

Si segnalano aree a pericolosità idraulica molto elevata (P.I.M.E in cartografia) che interessano direttamente il tracciato autostradale; ad esempio, ma non solo, in corrispondenza dell'attraversamento del Canale della Bassa e del Fosso della Carige.

É segnalata la presenza di un importante fenomeno di sinkhole nell'area del Lago di San Floriano (Comune di Capalbio, vedi Figura 5.1, circa 1 Km a Nord dal tracciato autostradale) generato dalla presenza, a profondità comprese tra 30 e 50 metri ed al di sotto dei terreni sciolti olocenici e pleistocenici, di un substrato carbonatico costituito da Calcare Cavernoso. Lo sprofondamento di quell'area si è manifestato in epoche recenti; la forma in origine circolare del lago (tipica di questi fenomeni carsici) è stata successivamente modificata da opere antropiche e dalla realizzazione di un immissario.

Non sono segnalate nell'area del Lotto in oggetto cavità carsiche tipo doline.

Un fenomeno di soliflusso o creep è segnalato verso la fine del Lotto, in vicinanza del Fosso Chiarone, circa 500 m a Nord del tracciato autostradale; la direzione di sviluppo del fenomeno è segnalata parallela al tracciato autostradale.

Per tutti gli approfondimenti si rimanda al Doc.Rif.[1].

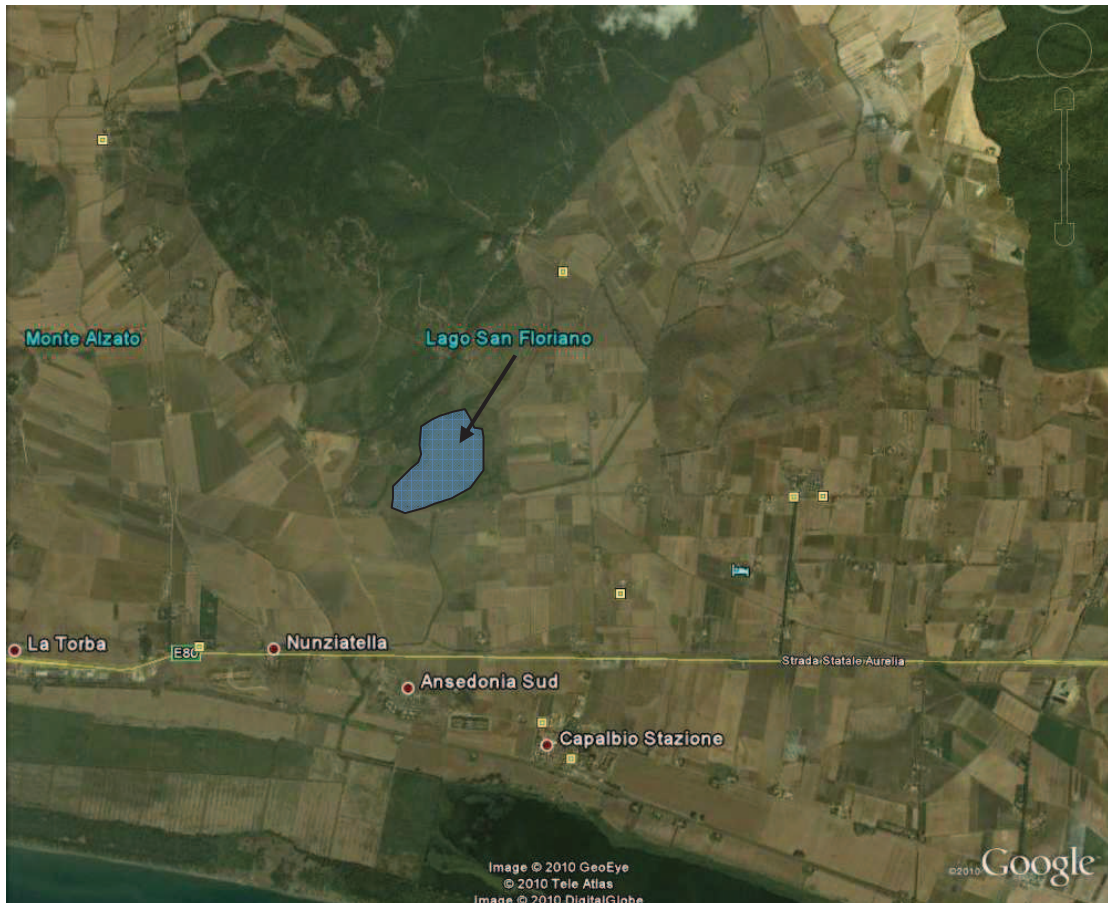


Figura 5.1: Autostrada A12 – Lotto 5a: zona di Sinkhole

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 direzione di flusso media NNE verso SSO e gradienti progressivamente crescenti avvicinandosi alla linea di costa;
- sono presenti nell'area in oggetto coni di emungimento; gli emungimenti risultano ridotti e la falda non appare interessata da fenomeni di sovra sfruttamento; probabili coni di emungimento sono segnalati fino al km.2+900 ca.; un cono di emungimento particolarmente evidente è segnalato al Km.6+300 ca.;
- i carichi piezometrici variano da 20-25 m s.l.m.m. ca. fino al livello medio mare; all'interno dei coni di emungimento il carico piezometrico può arrivare fino a -5 m s.l.m.m. ca.;
- nonostante le modificazioni indotte dai prelievi, l'assetto morfologico del territorio lungo il tracciato di progetto favorisce un progressivo aumento del gradiente piezometrico da Est verso Ovest, con valori che passano progressivamente dallo 0.3% all'1.5%;
- l'approvvigionamento di acque sotterranee a scopo idropotabile avviene attraverso pozzi situati al piede delle zone di affioramento del Calcare Cavernoso; tali pozzi si trovano sempre a monte idrogeologico del tracciato autostradale, che quindi non costituisce pericolo per le opere di captazione e la qualità delle acque;
- 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. Durante la campagna d'indagine dell'Ottobre 2010 sono stati rilevati i livelli piezometrici anche all'interno dei sondaggi ancora accessibili del Progetto Preliminare (B1-S14, B1-S14, B1-S10 e C-S16) ed all'interno dei sondaggi 6b-SD24, 6b-SD22 e 6b-SD21 del Progetto Definitivo. Nella Tabella 5.1 sono state evidenziate in grassetto le minime soggiacenze della falda registrate nei due periodi di lettura. Le differenze di soggiacenza tra i due periodi di lettura variano da pochi centimetri fino ad un massimo di 1.1 m ca. in corrispondenza del piezometro 5/1-SD24. 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.[6]; la tabella riporta indicazioni di letteratura oltre che i risultati delle prove Lefranc.

Tabella 5.1: Letture di falda ai piezometri

Sigla	Soggiacenze (m da p.c.)		
	25 Maggio 2010	25 Giugno 2010	13 Ottobre 2010
5/1-SD7	10.58	-	10.86
5/1-SD8	-	9.30	8.85
5/1-SD9	-	14.43	14.60
B1-S14 (T.A.)	-	-	9.70
B1-S14 (C.P.C.)	-	-	10.00
5/1-SD10 (T.A.)	-	16.48	15.80
5/1-SD10 (C.P.C.)	-	16.12	16.10
5/1-SD10 Bis (T.A.)	5.87	-	6.38
5/1-SD10 Bis (C.P.C.)	7.02	-	7.37
5/1-SD11 (T.A. 18m)	4.73	-	5.65
5/1-SD11 (T.A. 35m)	5.19	-	5.65
5/1-SD12	4.46	-	5.45
B1-S11	-	-	7.95
5/1-SD14	9.28	-	8.95
5/1-SD15	-	4.47	4.45
5/1-SD16 (T.A.)	1.73	-	2.50
5/1-SD16 (C.P.C.)	rotto	rotto	rotto
5/1-SD18	6.80	-	7.75
5/1-SD19	2.26	-	3.10
5/1-SD20	6.67	-	7.30
B1-S10	-	-	8.45
5/1-SD21	-	8.30	8.80
5/1-SD22 (T.A.)	-	-	1.80
5/1-SD22 (C.P.C.)	-	-	1.80
5/1-SD23 (T.A.)	8.49	-	9.30
5/1-SD23 (C.P.C.)	8.79	-	9.30
C-S16	-	-	16.00
5/1-SD24	8.92	-	10.00
5/1-SD25	-	3.74	4.05
6b-SD24	-	-	5.83
6b-SD22 (T.A.)	-	-	4.95
6b-SD22 (C.P.C.)	-	-	4.95
6b-SD21	-	-	8.25

Tabella 5.2: prove di permeabilità Lefranc

Formazione (-)	Profondità (m)	Sondaggio (-)	Classificazione			Tipo di prova	Permeabilità (m/s)
			AGI	USCS	CNR UNI		
Qt1e	12.00-13.00	C-S17	S(G)(L)	SM	A2-4	CV	2.18·10⁻⁷
	12.00-13.50	5/1-SD7	S(L)(A)	SM	A2-4	CV	9.68·10 ⁻⁶
	16.50-18.00	5/1-SD9	S,L	SM	A2-4	CV	2.64·10⁻⁵
	17.00-18.00	5/1-SD8	S(L)	SM	A2-4	CV	2.21·10 ⁻⁵
	18.00-19.50	5/1-SD10	S(L)(A)	SM	A4	CV	1.39·10 ⁻⁵
Qt2	12.00-13.00	5/1-SD20	S(A)	SM	A2-4	CV	2.66·10 ⁻⁵
	12.00-13.50	5/1-SD18	L,A,S[G]	CL	A6	CV	1.16·10 ⁻⁵
	13.50-14.00	B1-S13	S(A)	-	-	CV	1.06·10⁻⁶
	16.50-18.00	5/1-SD15	S(A)	SM	A2-4	CV	1.02·10 ⁻⁵
	19.50-20.80	5/1-SD13	L,A	MH	A7-5	CV	4.31·10⁻⁵
	22.00-24.00	5/1-SD11	S(L)(G)	SM	A2-4	CV	2.15·10 ⁻⁵
Qt1d	15.00-16.50	C-S16	L,S(A)	CL	A-6	CV	1.20·10⁻⁶
	17.00-18.00	5/1-SD24	GS[A]	SW-SM-SC	A1-b	CV	4.70·10⁻⁵
Qt1b	10.50-12.00	5/1-SD10bis	S[A]	-	-	CV	1.86·10⁻⁵
	12.40-13.50	5/1-SD14	S,L[A][G]	SM	A7-5	CV	3.57·10⁻⁶
Qt1a	12.00-13.00	5/1-SD23	A,S,L	CL	A6	CV	2.68·10⁻⁵
MIO1	15.00-16.00	5/1-SD19	G,S	GM	A1-a	CV	6.28·10⁻⁵

CV = Prova di permeabilità a carico variabile

Tabella 5.3: Unità idrogeologiche e gradi di permeabilità (Doc.Rif.[6])

Unità idrogeologiche	Unità geologiche	Grado di permeabilità	Grado di permeabilità				
			Medio alto-Alto	Medio	Basso	Molto Basso	
Unità permeabili per porosità a comportamento acquifero	a4 (ps), H1b, Q11e, Q11d (ps), Q11a, Q12, Q13a, MIO1	I	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Unità permeabili per porosità a comportamento acquifero	a4 (ps), H1c, Q11d (ps), Q11d1, Q11b	II		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Unità permeabili per porosità a comportamento acquiclude	Q13b	III				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Unità permeabili per fratturazione a comportamento acquifero	CV	IV	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Unità permeabili per fratturazione a comportamento acquifero	MIO2, MIO4, MAN, ASV	V		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Unità permeabili per fratturazione a comportamento acquiclude	MIO3	VI			<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Depositi antropici (riporti e rilevati, argini, discariche)			<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

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	$1 \cdot 10^{-9} < k < 1 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$

6. INQUADRAMENTO SISMICO

L'inquadramento sismico dell'area d'interesse, lungo il tracciato in oggetto, è stato redatto in accordo alle prescrizioni fornite dalle NTC2008, Doc.Rif.[27].

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 prossime 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 sismogenetiche.

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 sismogenetiche 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.

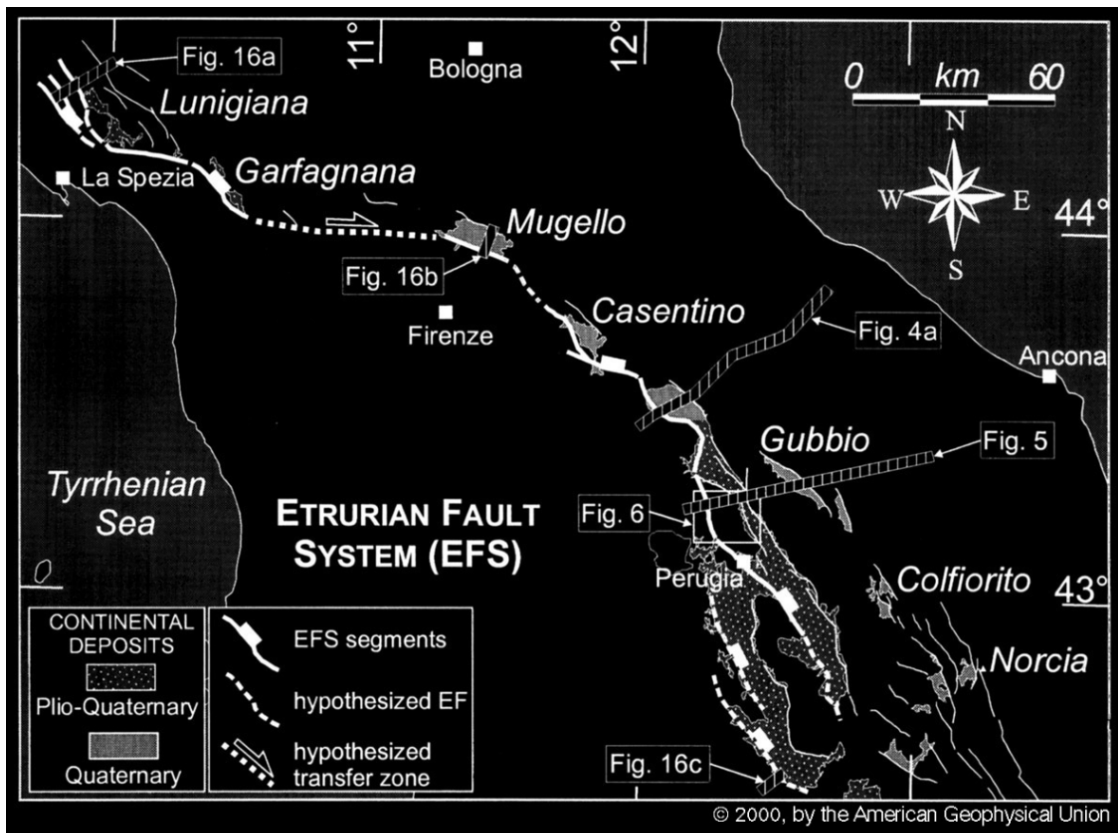


Figura 6.2: Assetto strutturale del sistema di faglie Etrusco o Altotiberino (da [Boncio et al., 2000](#))

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).

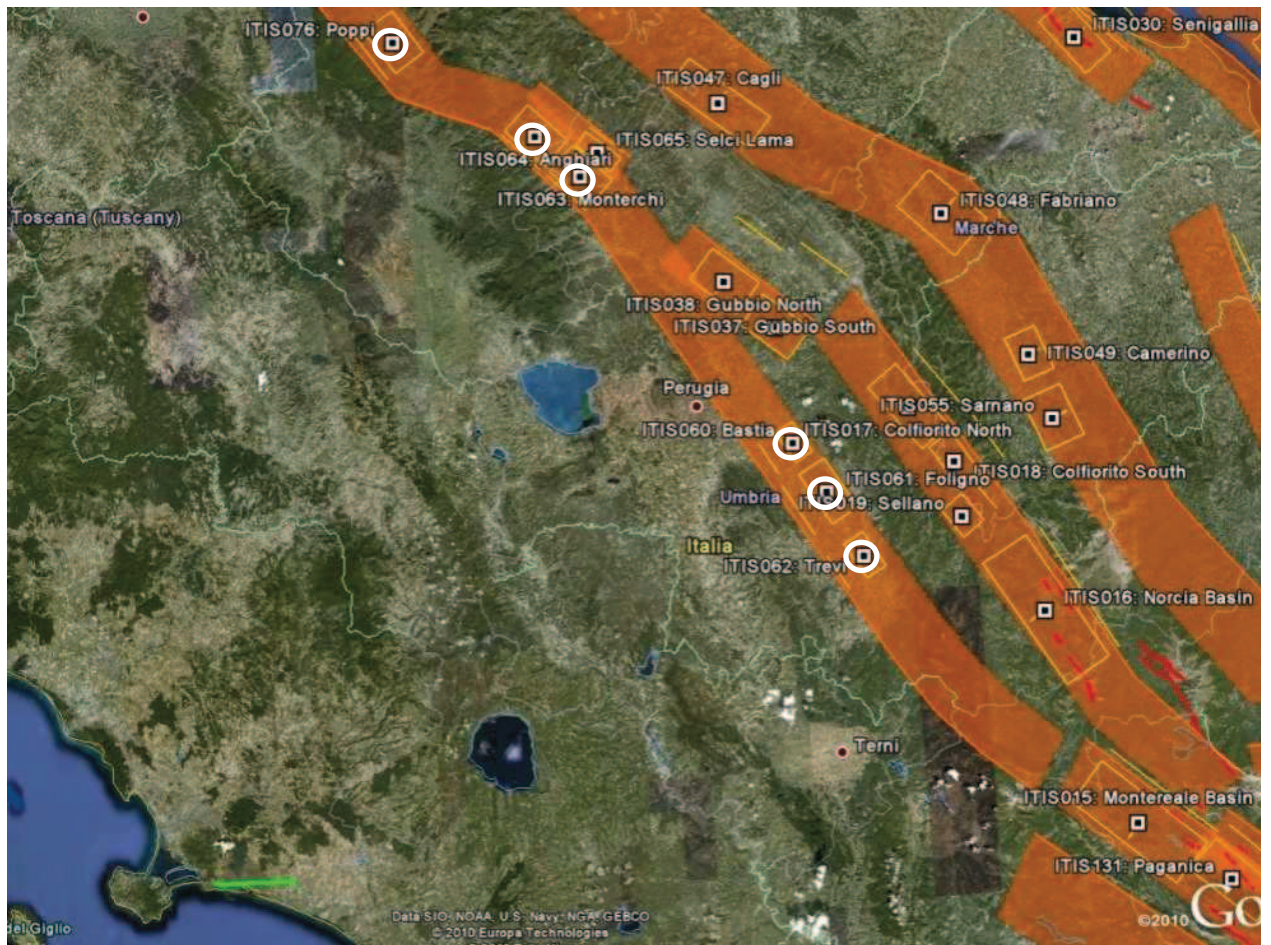


Figura 6.3: Mappa delle aree sismogenetiche di interesse - dettaglio dell'area del Mugello - Città di Castello – Leonessa (Fonte: Database of Individual Seismogenic Sources DISS 3.1.0 – Giugno 2009)

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 - $M_w=5.7$).

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, nella 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 6.1.1, si ritiene ragionevole assumere, in via cautelativa, un valore di magnitudo $M_w=5.8$ 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	0	0	0	0	0	0	0
20-30	0	3.91	7.21	3.75	1.24	0	0	0
30-40	0	6.79	14.7	9.14	3.45	0	0	0
40-50	0	2.61	8.21	6.64	2.97	0	0	0
50-60	0	0.253	3.49	4.18	2.2	0	0	0
60-70	0	0	0.853	2.24	1.41	0	0	0
70-80	0	0	0.08	0.894	0.577	0	0	0
80-90	0	0	0	0.333	0.217	0	0	0
90-100	0	0	0	0.101	0.103	0	0	0
100-110	0	0	0	0.016	0.049	0	0	0
110-120	0	0	0	0	0.059	0.097	0	0
120-130	0	0	0	0	0.203	0.688	0.262	0.218
130-140	0	0	0	0	0.125	0.811	0.672	0.585
140-150	0	0	0	0	0.04	0.684	0.787	0.719
150-160	0	0	0	0	0.01	0.52	0.794	0.762
160-170	0	0	0	0	0.01	0.376	0.703	0.714
170-180	0	0	0	0	0.002	0.232	0.459	0.497
180-190	0	0	0	0	0	0.136	0.307	0.356
190-200	0	0	0	0	0.001	0.067	0.22	0.28

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	3.91	7.21	3.75	1.24	0	0	0
30-40	0	6.79	14.7	9.14	3.45	0	0	0
40-50	0	2.61	8.21	6.64	2.97	0	0	0
50-60	0	0.253	3.49	4.18	2.2	0	0	0
60-70	0	0	0.853	2.24	1.41	0	0	0
70-80	0	0	0.08	0.894	0.577	0	0	0
80-90	0	0	0	0.333	0.217	0	0	0
90-100	0	0	0	0.101	0.103	0	0	0
100-110	0	0	0	0.016	0.049	0	0	0
110-120	0	0	0	0	0.059	0.097	0	0
120-130	0	0	0	0	0.203	0.688	0.262	0.218
130-140	0	0	0	0	0.125	0.811	0.672	0.585
140-150	0	0	0	0	0.04	0.684	0.787	0.719
150-160	0	0	0	0	0.01	0.52	0.794	0.762
160-170	0	0	0	0	0.01	0.376	0.703	0.714
170-180	0	0	0	0	0.002	0.232	0.459	0.497
180-190	0	0	0	0	0	0.136	0.307	0.356
190-200	0	0	0	0	0.001	0.067	0.22	0.28

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	9.01	16.6	8.66	2.86	0	0	0
30-40	0	5.28	12.4	8.36	3.33	0	0	0
40-50	0	1.25	5.61	5.19	2.48	0	0	0
50-60	0	0.013	1.75	2.94	1.68	0	0	0
60-70	0	0	0.228	1.23	0.853	0	0	0
70-80	0	0	0.003	0.412	0.273	0	0	0
80-90	0	0	0	0.122	0.122	0	0	0
90-100	0	0	0	0.02	0.053	0	0	0
100-110	0	0	0	0	0.02	0	0	0
110-120	0	0	0	0	0.083	0.292	0.054	0.046
120-130	0	0	0	0	0.08	0.58	0.444	0.391
130-140	0	0	0	0	0.022	0.516	0.601	0.561
140-150	0	0	0	0	0	0.368	0.62	0.613
150-160	0	0	0	0	0.002	0.254	0.581	0.611
160-170	0	0	0	0	0	0.16	0.417	0.472
170-180	0	0	0	0	0	0.082	0.257	0.318
180-190	0	0	0	0	0	0.038	0.17	0.233
190-200	0	0	0	0	0	0.01	0.121	0.191

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	4.65	7.56	3.34	0.963	0	0	0
20-30	0	9.79	18.8	10.3	3.55	0	0	0
30-40	0	3.25	8.81	6.56	2.8	0	0	0
40-50	0	0.314	3.11	3.58	1.85	0	0	0
50-60	0	0	0.568	1.66	1.07	0	0	0
60-70	0	0	0.023	0.529	0.394	0	0	0
70-80	0	0	0	0.141	0.136	0	0	0
80-90	0	0	0	0.023	0.056	0	0	0
90-100	0	0	0	0	0.019	0	0	0
100-110	0	0	0	0	0.014	0.046	0	0
110-120	0	0	0	0	0.038	0.328	0.195	0.176
120-130	0	0	0	0	0.008	0.344	0.416	0.397
130-140	0	0	0	0	0	0.234	0.445	0.456
140-150	0	0	0	0	0	0.135	0.414	0.457
150-160	0	0	0	0	0	0.085	0.34	0.407
160-170	0	0	0	0	0	0.04	0.2	0.266
170-180	0	0	0	0	0	0.013	0.119	0.184
180-190	0	0	0	0	0	0.003	0.073	0.137
190-200	0	0	0	0	0	0	0.047	0.114

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:

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

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_0 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, equidistanti, aventi le seguenti coordinate geografiche (vedi Figura 6.4):

- Punto 1: N42.41744° E11.30744°
- Punto 2: N45.41518° E11.16279°
- Punto 3: N42.41457° E11.41860°
- Punto 4: N42.40826° E11.47996°

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 sono stati evidenziati i risultati di tale elaborazione.

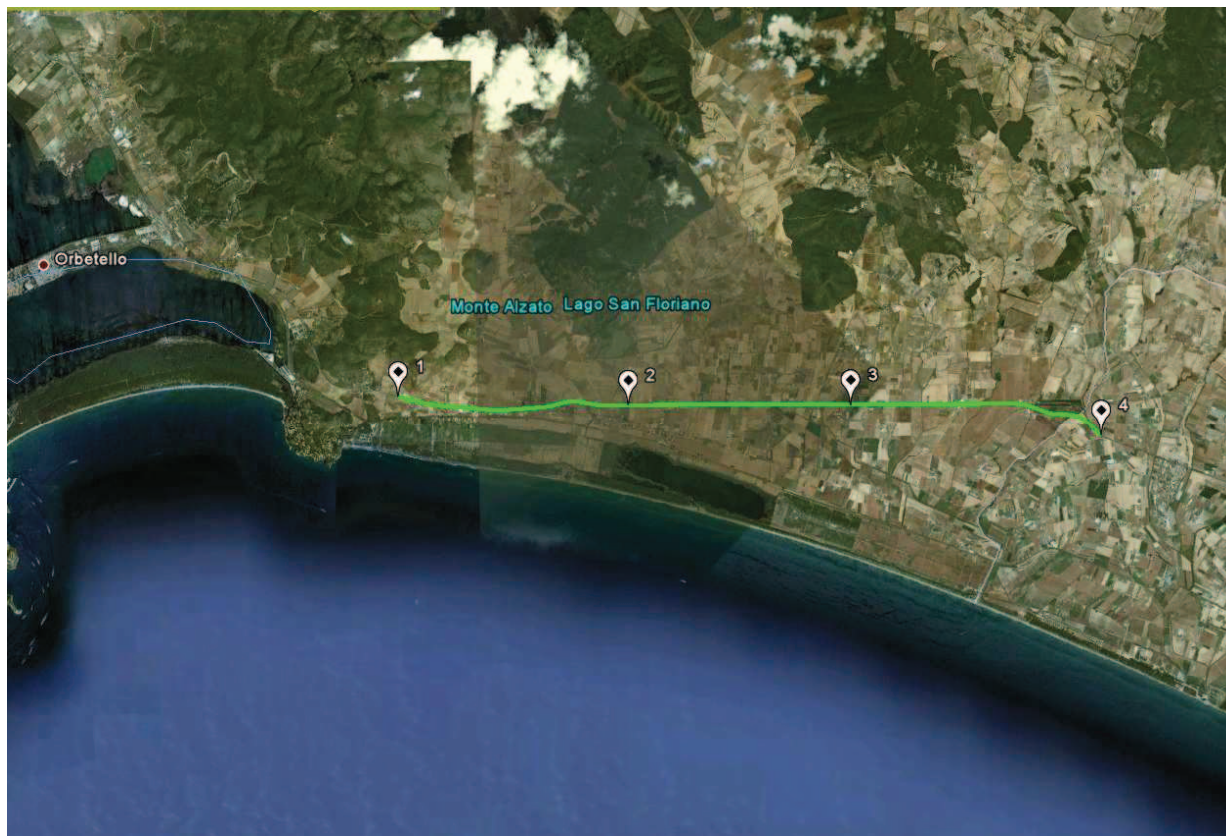


Figura 6.4: Localizzazione dei punti di definizione dell'azione sismica distribuiti lungo il tracciato

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

ID Punto	Km.	a_g	F_0	T_c
		[g]	[-]	[s]
1	00+000	0.060	2.867	0.314
2	04+650	0.051	2.839	0.316
3	09+100	0.068	2.876	0.309
4	14+430	0.074	2.862	0.308

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 d'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 sottosuolo

Per la definizione della categoria di sottosuolo lungo il Lotto in oggetto si hanno a disposizione i risultati di una prova Cross-Hole, prove penetrometriche dinamiche (SPT), eseguite sia in terreni a grana grossa che in terreni a grana fine, e prove di laboratorio del tipo triassiali non consolidate non drenate (TX-UU) su campioni indisturbati 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 d'informazioni disponibili, per la definizione della categoria di sottosuolo si è fatto riferimento essenzialmente alla prova Cross-Hole ed alle prove SPT; queste ultime, secondo quanto meglio descritto nel paragrafo 6.4.2, sono state considerate rappresentative anche dei terreni a grana fine.

I risultati della prova Cross-Hole, espressi in velocità delle onde di taglio v_s , sono riportati nella Figura 6.5; la prova in oggetto, eseguita in corrispondenza della coppia di sondaggi 5/1-SD13 e 5/1-SD13CH, ha interessato le seguenti formazioni geologiche:

- Depositi Qt1d → da p.c. a 7-8 m da p.c.;

- Depositi Qt1b → da 7-8 m da p.c. a 19-20 m da p.c.;
- Depositi Qt2 → da 19-20 m da p.c. a fondo foro (35 m da p.c.).

Da un punto di vista del loro comportamento geotecnico, i depositi Qt1d sono costituiti da alternanze di terreni a grana fine e terreni a grana grossa, i depositi Qt1b sono essenzialmente terreni a grana fine (pur potendosi avere intercalazioni prettamente sabbiose) e i depositi Qt2 sono essenzialmente terreni a grana grossa (pur potendosi avere intercalazioni prettamente limoso argillose). Entrando nel dettaglio, in corrispondenza del sondaggio 5/1-SDH13 la formazione Qt1d è costituita da sabbia con argilla o sabbia con limo (valori di N_{SPT} pari a 9, 7 e 13 colpi/30cm), la formazione Qt1b è costituita principalmente da limo con argilla (valori di N_{SPT} pari a 13, 6, 15, 17, 21, 13, 9 e 15 colpi/30cm) e la formazione Qt2 da sabbia limosa (valori di N_{SPT} a rifiuto tranne che in un livello di limo con argilla dove si è registrato un valore di N_{SPT} pari a 27 colpi/30cm).

Nella Figura 6.5 sono rappresentati anche:

- i valori delle velocità delle onde di taglio da prova con “cono sismico in foro”; poiché tale prova è stata condotta secondo una procedura non standardizzata, essa viene presentata per completezza ma viene considerata in subordine rispetto ai risultati ottenuti attraverso la prova Cross-Hole;
- i valori delle velocità delle onde di taglio delle formazioni Qt1d, Qt1b e Qt2, relativi a tutti i sondaggi eseguiti lungo il Lotto, ricavati dall'interpretazione delle prove SPT, sia per terreni a grana grossa che per quelli a grana fine, secondo la correlazione di [Ohta e Goto \(1978\)](#) (vedi paragrafi 8.2.4 e 8.3.5).

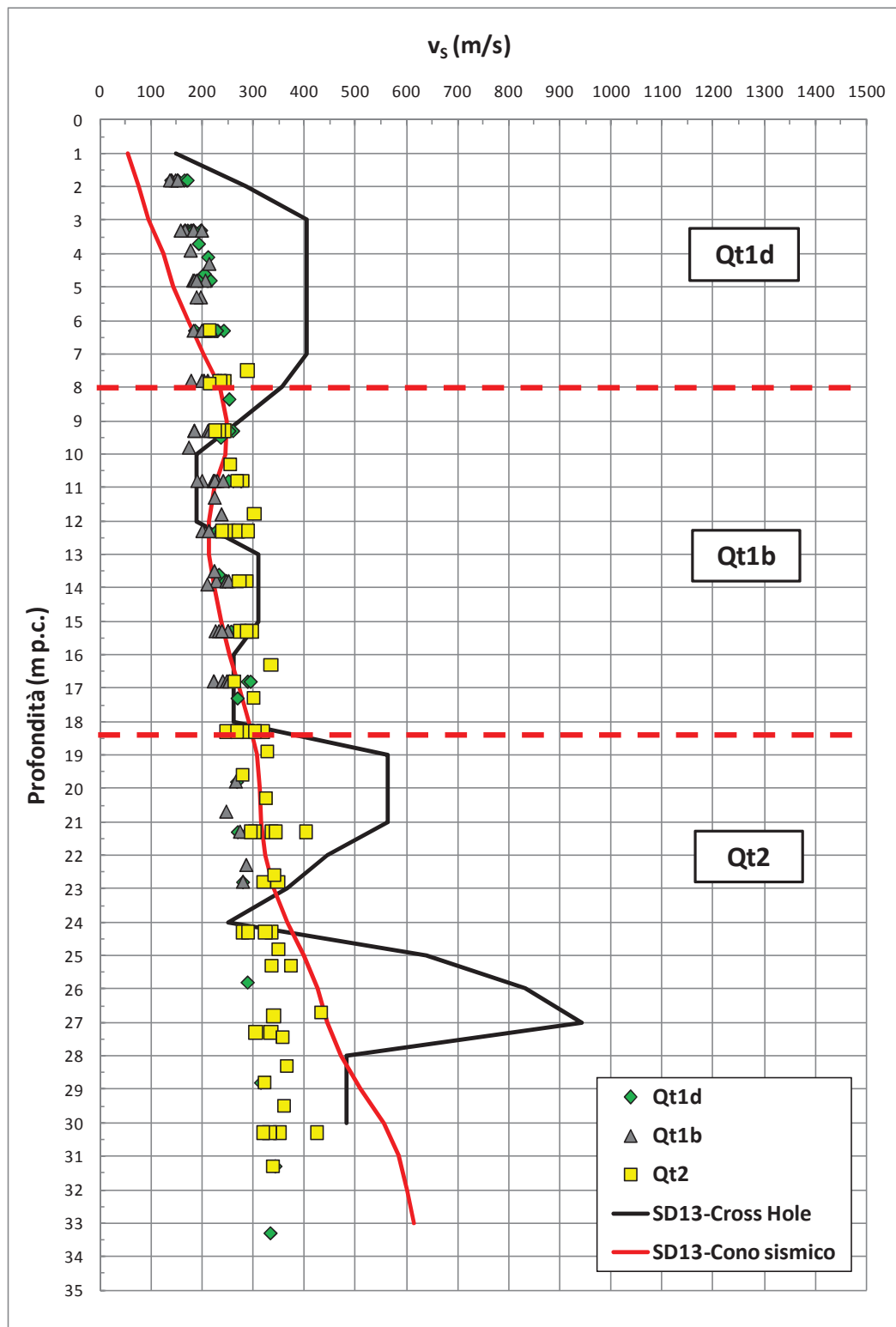


Figura 6.5: Prova Cross-Hole 5/1-SD13 – Velocità delle onde di taglio v_s

Si riportano di seguito alcune considerazioni che possono scaturire dall'analisi della Figura 6.5.

- La prova Cross-Hole individua chiaramente i passaggi di strato tra le formazioni Qt1d, Qt1b e Qt2.
- La prova Cross-Hole individua chiaramente, all'interno della formazione prettamente sabbiosa Qt2, la presenza dello strato di limo con argilla incontrato dal sondaggio 5/1-SDH13 tra le profondità di 22.5 e 24.5 m circa dal p.c. locale.
- La prova Cross-Hole mostra, all'interno della formazione Qt1d, valori di v_s pari a 400 m/s ca. già a 3 m dal p.c. locale; questi valori risultano difficilmente giustificabili in ragione della natura del materiale incontrato (sabbia con argilla e sabbia con limo) e del fatto che nella formazione Qt1d non sono mai segnalati, anche in altri sondaggi, fenomeni di cementazione. Anche i valori di N_{SPT} registrati alle medesime profondità (9, 7 e 13 colpi/30cm) non appaiono compatibili con velocità dell'ordine di 400 m/s in terreni non cementati. Alla luce di quanto sopra è pertanto possibile che i valori di v_s siano sovrastimati; questo aspetto verrà approfondito in sede di Progetto Esecutivo tramite l'esecuzione di ulteriori prove Cross-Hole.
- Al di sotto dei 25 m di profondità, all'interno della formazione Qt2, le velocità delle onde di taglio aumentano progressivamente fino a 1000 m/s; tali valori non risultano compatibili con la presenza di una formazione non litoide pur tenendo conto della presenza di livelli sabbiosi cementati (segnalati in altri sondaggi ma non in quello in oggetto) e della presenza, discontinua (da evidenze di carotaggio), di livelli centimetrici o di qualche decimetro di arenaria fine segnalati nel sondaggio in oggetto; è pertanto possibile che i valori di v_s al di sotto dei 25 m siano sovrastimati, anche nell'ipotesi di avere a che fare con un deposito non litoide molto cementato; anche questo aspetto verrà approfondito in sede di Progetto Esecutivo tramite l'esecuzione di ulteriori prove Cross-Hole.
- Le velocità delle onde di taglio, ricavate dall'interpretazione dei valori di N_{SPT} risultano:

- decisamente più basse all'interno della formazione Qt1d (200 m/s contro i 300-400 m/s della prova Cross-Hole); questa differenza potrebbe essere spiegabile alla luce di quanto detto sopra in merito ad una possibile sovrastima delle velocità delle onde di taglio nei depositi Qt1b;
- in linea con quelle della prova Cross-Hole all'interno della formazione Qt1b (200-300 m/s);
- decisamente più basse all'interno della formazione Qt2 (300-400 m/s contro i 600-1000 m/s della prova Cross-Hole); questa differenza potrebbe essere spiegabile alla luce di quanto detto sopra in merito alla presenza di cementazione e livelli di arenaria fine (da evidenze di carotaggio) e ad una possibile sovrastima delle velocità delle onde di taglio nei depositi Qt2.
- La prova con “cono sismico in foro” evidenzia, ma in maniera meno marcata rispetto alla prova Cross-Hole, i passaggi tra le formazioni Qt1d e Qt1b, Qt1b e Qt2.
- La prova con “cono sismico in foro” mostra velocità delle onde di taglio in linea con quelle derivanti dall'interpretazione delle prove SPT in corrispondenza degli strati Qt1b e Qt2 (fino a 25 m da p.c.), più basse in Qt1d e più alte in Qt2 al di sotto dei 25 m di profondità dal piano campagna locale.

6.4.2 Definizione della categoria di sottosuolo

In merito alla definizione della categoria di sottosuolo S_s , l'analisi della Figura 6.5 e dei valori di v_s in essa riportati evidenzia quanto segue.

- La prova Cross-Hole mostra un andamento della velocità delle onde di taglio non sistematicamente crescente con la profondità; in particolare, il passaggio tra la formazione Qt1d e Qt1b evidenzia una netta diminuzione nei valori delle velocità delle onde di taglio su uno spessore di 10 m circa. In accordo alle NTC2008, questa diminuzione di velocità con la profondità non permetterebbe di definire la categoria di suolo sulla base dei valori $v_{s,30}$, $N_{SPT,30}$ o $C_{U,30}$ in quanto la stratigrafia non risulta caratterizzata da velocità delle onde di taglio crescenti con la profondità. Questo aspetto verrà approfondito in sede di

Progetto Esecutivo, tenendo conto anche della possibile sovrastima della velocità delle onde di taglio nei depositi Qt1d.

- L'interpretazione dei dati (così come registrati) della prova Cross-Hole porterebbe ad una classe di suolo B, potendosi calcolare un valore $v_{s,30} = 367$ m/s, poco superiore al limite di 360 m/s che separa la classe C dalla classe B.
- L'interpretazione dei dati (così come registrati) della prova "Cono sismico in foro" (così come registrati) porterebbe ad una classe di suolo C, potendosi calcolare un valore $v_{s,30} = 197$ m/s, poco superiore al limite di 180 m/s che separa la classe D dalla classe C.
- Utilizzando i valori di v_s derivanti dall'interpretazione delle prove SPT si otterrebbe invece una classe di suolo D (vedi Tabella 6.6).
- Lungo la verticale indagata, l'utilizzo dei valori di $N_{SPT,30}$ risulta cautelativo rispetto all'utilizzo dei valori di $v_{s,30}$.

Sulla base di quanto sopra descritto, la categoria di sottosuolo lungo il Lotto in oggetto è stata definita puntualmente, in corrispondenza di ciascun sondaggio, facendo riferimento al valore di $N_{SPT,30}$ (vedi la Tabella 6.6).

6.4.2.1 Categoria di sottosuolo riferita a ciascuna verticale di indagine

Il valore di $N_{SPT,30}$ è stato calcolato, in corrispondenza di ciascuna verticale geognostica, 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.

6.4.2.2 Categoria di sottosuolo in corrispondenza delle opere in progetto

Per ciascuna opera in progetto si individueranno i sondaggi ritenuti rappresentativi per il suo dimensionamento e ad ognuno di essi si assocerà la categoria di sottosuolo corrispondente sulla base di quanto riportato nella Tabella 6.6; la categoria di sottosuolo da utilizzarsi nel dimensionamento sismico dell'opera sarà quindi la peggiore tra quelle associate ai sondaggi scelti.

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
C-SD17	37	39	41	43	C	C	C	C	C
5/1-SD7	32	36	38	24	C	C	C	C	C
5/1-SD8	30	33	36	32	C	C	C	C	C
5/1-SD9	56	76	92	77	B	B	B	B	B
B1-S14	42	42	42	44	C	C	C	C	C
5/1-SD10	31	41	47	37	C	C	C	C	C
C-SD16ter	14	18	20	18	D	C	C	C	C
SD10 Bis	11	14	15	14	D	D	C	D	D
5/1-SD11	14	17	19	13	D	C	C	D	D
5/1-SD12	11	15	18	14	D	C	C	D	D
C-SD16BIS	12	21	26	15	D	C	C	D	D
5/1-SD13	11	17	20	15	D	C	C	D	D
B1-S11	27	32	36	38	C	C	C	C	C
5/1-SD14	18	20	22	16	C	C	C	C	C
5/1-SD15	16	19	21	20	C	C	C	C	C
5/1-SD16	12	15	17	15	D	D	C	D	D
5/1-SD18	20	23	26	25	C	C	C	C	C
B1-S13	31	41	50	47	C	C	C	C	C
5/1-SD19	21	26	30	28	C	C	C	C	C
5/1-SD20	19	21	23	22	C	C	C	C	C
B1-S10	34	44	51	46	C	C	B	C	C
5/1-SD21	22	24	25	24	C	C	C	C	C
5/1-SD22	29	37	44	37	C	C	C	C	C
5/1-SD23	13	21	25	22	D	C	C	C	C
C-SD16	20	24	27	23	C	C	C	C	C
5/1-SD24	15	19	21	13	D	C	C	D	D
5/1-SD25	24	28	31	20	C	C	C	C	C
6B-SD24	24	44	57	35	C	C	B	C	C
C-SD15	23	36	42	31	C	C	C	C	C
6B-SD22	36	47	53	47	C	C	B	C	C
6B-SD21	16	24	30	26	C	C	C	C	C

6.4.2.3 Categorie di sottosuolo individuate lungo il tracciato in progetto

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 la 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 6.6). 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 6.6: 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 6.7 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

Tratta	Categoria di sottosuolo (NTC, 2008)					
	B		C		D	
	S	a_{max}	S	a_{max}	S	a_{max}
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
da 0+000 a 4+650	1.200	0.072	1.500	0.090	1.800	0.107
da 4+650 a 9+100	1.200	0.082	1.500	0.102	1.800	0.122
da 9+100 a 14+430	1.200	0.089	1.500	0.111	1.800	0.133

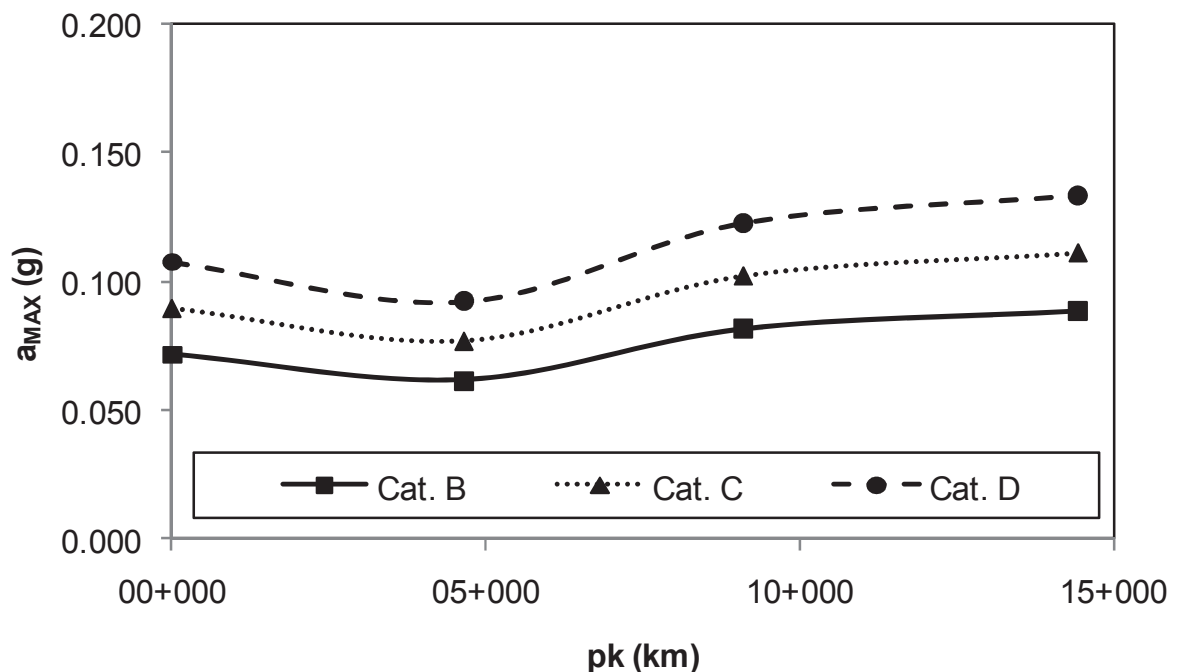


Figura 6.7: Andamento di a_{max} lungo il tracciato per le categorie di sottosuolo B, C e D

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.

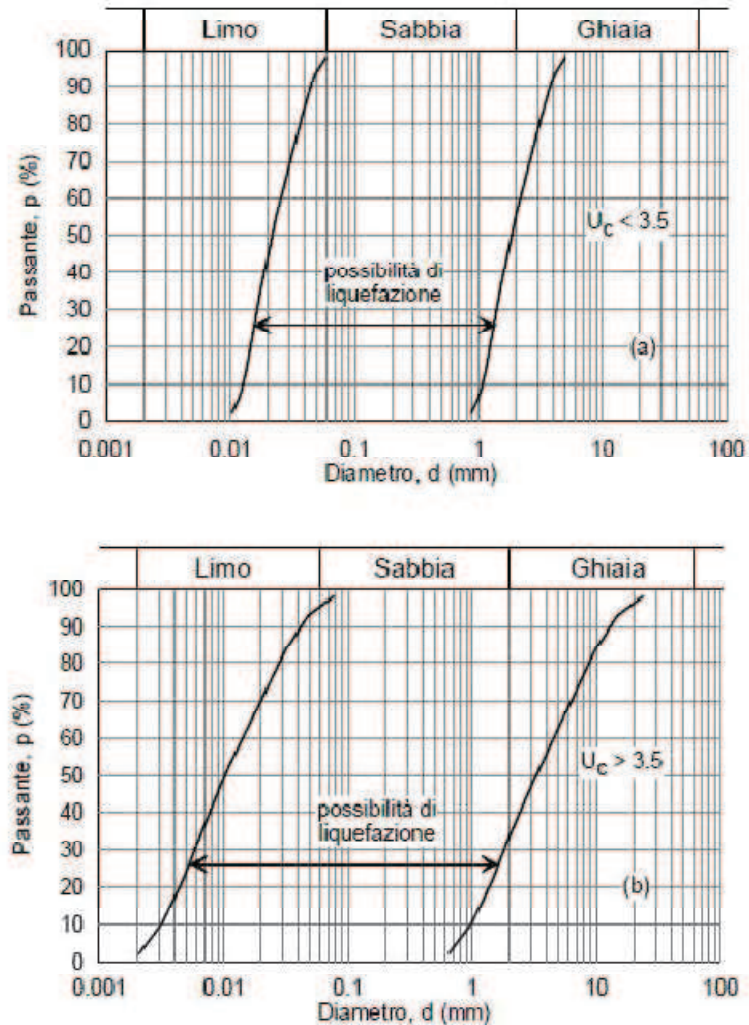


Figura 7.11.1 – *Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.*

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)

Esistono in letteratura 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:

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

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

Pa = 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=15%.

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:

$$k_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{vo}}{P_a} \right)^{(f-1)} \leq 1$$

dove

σ'_0 = tensione verticale efficace;

P_a = 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. I fattori di sicurezza nei confronti di fenomeni di liquefazione sotto l'azione del sisma di progetto risultano sempre maggiori di 1.5, con la sola eccezione di 4 casi puntuali, il peggiore dei quali mostra un coefficiente di sicurezza pari a 1.23. 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.

Tabella 7.1: Risultati delle verifiche alla liquefazione

Sondaggio	Campione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_h [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	α_{max}/g	CSR	FS (-)
5-1/SD7	SPT1-CRA	1.80	21	18.5	0.988	23	4.099	1.103	35.59	#N/D	1.930	#N/D	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD7	SPT2-CRB	3.30	20	18.5	0.977	20	3.536	1.076	27.32	0.348	1.930	0.671	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD7	SPT3-CRC	4.80	37	18.5	0.967	41	5.000	1.200	49.76	#N/D	1.930	#N/D	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD7	SPT4-CRD	6.30	34	18.5	0.955	37	5.000	1.200	42.04	#N/D	1.930	#N/D	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD7	SPT5-CRE	7.80	42	18.5	0.940	35	4.957	1.193	47.96	#N/D	1.930	#N/D	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD7	SPT6-CRF	9.30	51	18.5	0.918	23	4.038	1.099	52.19	#N/D	1.930	#N/D	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD7	SPT7-CRG	10.80	33	18.5	0.888	29	4.622	1.145	35.61	#N/D	1.930	#N/D	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD7	SPT8-CRH	12.30	38	18.5	0.848	30	4.719	1.156	39.27	#N/D	1.930	#N/D	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD7	SPT9-CRI	13.80	41	18.5	0.801	12	1.540	1.031	33.54	#N/D	1.930	#N/D	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD7	SPT10-CRL	15.30	49	18.5	0.751	14	2.352	1.045	39.73	#N/D	1.930	#N/D	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD7	SPT11	18.30	40	18.5	0.659	15	2.498	1.048	31.17	#N/D	1.930	#N/D	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD7	SPT12-CRN	21.30	45	18.5	0.593	20	3.644	1.081	35.10	#N/D	1.930	#N/D	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD7	SPT13-CRP	24.30	39	18.5	0.549	27	4.480	1.130	31.56	#N/D	1.930	#N/D	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD7	SPT14	27.30	33	18.5	0.520	15	2.498	1.048	22.77	0.253	1.930	0.489	0.077	0.056	8.76

Sondaggio	Campione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_h [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	α_{max}/g	CSR	FS (-)
5-1/SD7	SPT15	30.30	39	18.5	0.500	15	2.498	1.048	25.45	0.301	1.930	0.581	0.077	0.056	10.38
5-1/SD8	SPT1	1.80	25	18.5	0.988	15	2.498	1.048	38.13	#N/D	1.930	#N/D	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD8	SPT2-CRB	3.30	38	18.5	0.977	34	4.929	1.188	54.79	#N/D	1.930	#N/D	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD8	SPT3	4.80	50	18.5	0.967	15	2.498	1.048	56.85	#N/D	1.930	#N/D	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD8	SPT4-CRD	6.30	56	18.5	0.955	30	4.703	1.154	67.06	#N/D	1.930	#N/D	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD8	SPT5	7.80	53	18.5	0.940	15	2.498	1.048	52.82	#N/D	1.930	#N/D	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD8	SPT6-CRF	9.30	64	18.5	0.918	32	4.811	1.168	72.23	#N/D	1.930	#N/D	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD8	SPT7	10.80	76	18.5	0.888	15	2.498	1.048	70.79	#N/D	1.930	#N/D	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD8	SPT8-CRH	12.30	43	18.5	0.848	22	3.931	1.093	42.44	#N/D	1.930	#N/D	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD8	SPT9	13.80	78	18.5	0.801	15	2.498	1.048	66.71	#N/D	1.930	#N/D	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD8	SPT10-CRL	15.30	33	18.5	0.751	24	4.219	1.110	31.90	#N/D	1.930	#N/D	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD8	SPT11	18.30	30	18.5	0.659	15	2.498	1.048	24.66	0.285	1.930	0.551	0.077	0.065	8.46
5-1/SD8	SPT12-CRM	21.30	25	18.5	0.593	23	4.043	1.099	22.31	0.246	1.930	0.476	0.077	0.061	7.77
5-1/SD8	SPT13	24.30	22	18.5	0.549	15	2.498	1.048	17.01	0.181	1.930	0.349	0.077	0.059	5.94
5-1/SD10	SPT1	1.80	25	18.5	0.988	15	2.498	1.048	38.13	#N/D	1.930	#N/D	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD10	SPT2-B2	4.80	22	18.5	0.967	15	2.498	1.048	25.74	0.307	1.930	0.593	0.077	#N/D	#N/D

Sondaggio	Campione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_h [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	α_{max}/g	CSR	FS (-)
5-1/SD10	SPT3	7.30	167	18.5	0.945	15	2.498	1.048	145.30	#N/D	1.930	#N/D	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD10	SPT4-D4	8.80	50	18.5	0.926	28	4.580	1.140	49.26	#N/D	1.930	#N/D	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD10	SPT5	10.80	45	18.5	0.888	15	2.498	1.048	35.87	#N/D	1.930	#N/D	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD10	SPT6-F6	12.30	95	18.5	0.848	38	5.000	1.200	82.49	#N/D	1.930	#N/D	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD10	SPT7	13.80	70	18.5	0.801	15	2.498	1.048	50.84	#N/D	1.930	#N/D	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD10	SPT8-H8	15.30	130	18.5	0.751	37	5.000	1.200	105.26	#N/D	1.930	#N/D	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD10	SPT9	18.30	115	18.5	0.659	15	2.498	1.048	76.18	#N/D	1.930	#N/D	0.077	#N/D	#N/D
5-1/SD10	SPT10-L10	21.30	30	16	0.593	80	5.000	1.200	26.13	0.316	1.930	0.610	0.077	0.050	12.22
5-1/SD10	SPT11	27.30	24	16	0.520	15	2.498	1.048	16.40	0.174	1.930	0.337	0.077	0.049	6.89
C-SD16ter	-	1.80	11	18.5	0.99	15.00	2.500	1.050	18.18	0.19	1.930	0.37	0.092	0.13	2.97
C-SD16ter	-	3.30	30	18.5	0.98	15.00	2.500	1.050	47.93	#N/D	1.930	#N/D	0.092	#N/D	#N/D
C-SD16ter	-	4.80	26	18.5	0.97	15.00	2.500	1.050	42.58	#N/D	1.930	#N/D	0.092	#N/D	#N/D
C-SD16ter	-	6.15	108	18.5	0.96	15.00	2.500	1.050	150.20	#N/D	1.930	#N/D	0.092	#N/D	#N/D
C-SD16ter	-	7.80	12	18.5	0.94	15.00	2.500	1.050	17.01	0.18	1.930	0.35	0.092	0.12	2.92
C-SD16ter	-	9.30	26	18.5	0.92	15.00	2.500	1.050	32.81	#N/D	1.930	#N/D	0.092	#N/D	#N/D
C-SD16ter	-	11.30	15	16	0.88	15.00	2.500	1.050	18.42	0.20	1.930	0.38	0.092	0.11	3.39

Sondaggio	Campione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_h [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	α_{max}/g	CSR	FS (-)
C-SD16ter	-	13.50	12	16	0.81	15.00	2.500	1.050	14.43	0.15	1.930	0.30	0.092	0.11	2.74
C-SD16ter	-	15.30	15	16	0.75	15.00	2.500	1.050	16.72	0.18	1.930	0.34	0.092	0.10	3.29
C-SD16ter	-	16.80	19	16	0.702	15	2.498	1.048	19.86	0.214	1.930	0.412	0.092	0.101	4.10
5-1/SD10 Bis	SPT1-CRA	1.80	14	18.5	0.988	39	5.000	1.200	27.85	0.364	1.930	0.703	0.092	0.064	10.96
5-1/SD10 Bis	SPT2	3.30	17	18.5	0.977	15	2.498	1.048	25.86	0.310	1.930	0.598	0.092	0.082	7.26
5-1/SD10 Bis	SPT3-CRC	6.30	17	18.5	0.955	43	5.000	1.200	28.34	0.382	1.930	0.737	0.092	0.097	7.64
5-1/SD10 Bis	SPT4	9.30	8	16	0.918	15	2.498	1.048	11.19	0.124	1.930	0.239	0.092	0.100	2.38
5-1/SD10 Bis	SPT5	10.80	9	16	0.888	15	2.498	1.048	11.82	0.130	1.930	0.250	0.092	0.101	2.47
5-1/SD10 Bis	SPT6	12.30	17	16	0.848	15	2.498	1.048	19.36	0.208	1.930	0.401	0.092	0.102	3.94
5-1/SD10 Bis	SPT7-CRG	15.30	11	16	0.751	80	5.000	1.200	16.57	0.176	1.930	0.340	0.092	0.097	3.51
5-1/SD10 Bis	SPT8	20.70	13	16	0.604	15	2.498	1.048	13.17	0.142	1.930	0.274	0.092	0.086	3.19
5-1/SD10 Bis	SPT9-CRI	22.30	17	16	0.576	15	2.498	1.048	16.05	0.171	1.930	0.330	0.092	0.084	3.93
5-1/SD11	SPT11-CRA	1.80	9	18.5	0.988	48	5.000	1.200	19.69	0.212	1.930	0.408	0.092	0.126	3.24
5-1/SD11	SPT2	4.80	11	18.5	0.967	15	2.498	1.048	19.46	0.209	1.930	0.403	0.092	0.123	3.27
5-1/SD11	SPT3-CRC	6.30	24	16	0.955	83	5.000	1.200	43.13	#N/D	1.930	#N/D	0.092	#N/D	#N/D
5-1/SD11	SPT4	9.30	18	16	0.918	15	2.498	1.048	25.04	0.293	1.930	0.565	0.092	0.126	4.47

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	α_{max}/g	CSR	FS (-)
5-1/SD11	SPT5-CRE	10.80	8	16	0.888	75	5.000	1.200	15.78	0.168	1.930	0.324	0.092	0.124	2.62
5-1/SD11	SPT6	13.80	13	16	0.801	15	2.498	1.048	16.27	0.173	1.930	0.334	0.092	0.114	2.93
5-1/SD11	SPT7-CRG	15.30	20	16	0.751	76	5.000	1.200	28.18	0.376	1.930	0.726	0.092	0.110	6.60
5-1/SD11	SPT8	18.30	25	16	0.659	15	2.498	1.048	25.86	0.310	1.930	0.598	0.092	0.102	5.89
5-1/SD11	SPT9-CRM	22.80	32	18.5	0.569	29	4.654	1.148	34.19	#N/D	1.930	#N/D	0.092	#N/D	#N/D
5-1/SD11	SPT10	24.30	31	18.5	0.549	15	2.498	1.048	27.58	0.356	1.930	0.686	0.092	0.091	7.58
5-1/SD11	SPT11-CRP	25.80		18.5	0.533	25	4.329	1.118	#N/D	#N/D	1.930	#N/D	0.092	#N/D	#N/D
5-1/SD11	SPT12	27.30	19	18.5	0.520	15	2.498	1.048	16.80	0.179	1.930	0.345	0.092	0.085	4.08
5-1/SD11	SPT13-CRR	28.80	25	18.5	0.509	34	4.911	1.185	25.50	0.302	1.930	0.583	0.092	0.085	6.85
5-1/SD11	SPT14	30.30	28	18.5	0.500	15	2.498	1.048	22.29	0.246	1.930	0.475	0.092	0.083	5.73
5-1/SD12	SPT1-CRA	1.80	12	18.5	0.988	43	5.000	1.200	24.58	0.284	1.930	0.548	0.092	0.126	4.35
5-1/SD12	SPT2	4.80	12	18.5	0.967	15	2.498	1.048	21.00	0.228	1.930	0.440	0.092	0.123	3.58
5-1/SD12	SPT3-CRC	6.30	9	18.5	0.955	59	5.000	1.200	18.87	0.202	1.930	0.389	0.092	0.122	3.20
5-1/SD12	SPT4	7.80	16	18.5	0.940	15	2.498	1.048	21.85	0.240	1.930	0.463	0.092	0.120	3.87
5-1/SD12	SPT5-CRE	10.80	6	16	0.888	87	5.000	1.200	12.73	0.138	1.930	0.266	0.092	0.118	2.26
5-1/SD12	SPT6	13.90	8	16	0.798	15	2.498	1.048	10.64	0.119	1.930	0.229	0.092	0.110	2.08

Sondaggio	Campione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_h [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	α_{max}/g	CSR	FS (-)
5-1/SD12	SPT7-CRG	18.30	22	18.5	0.659	23	4.117	1.104	25.09	0.294	1.930	0.567	0.092	0.099	5.71
5-1/SD12	SPT8	20.30	39	18.5	0.612	15	2.498	1.048	35.81	#N/D	1.930	#N/D	0.092	#N/D	#N/D
5-1/SD12	SPT9-CRI	24.80	48	18.5	0.544	21	3.753	1.085	41.58	#N/D	1.930	#N/D	0.092	#N/D	#N/D
5-1/SD12	SPT10	27.45	48	18.5	0.519	15	2.498	1.048	36.96	#N/D	1.930	#N/D	0.092	#N/D	#N/D
5-1/SD12	SPT11-CRM	29.50	46	18.5	0.505	20	3.667	1.082	36.44	#N/D	1.930	#N/D	0.092	#N/D	#N/D
C-SD16BIS	-	3.30	19	18.5	0.98	35.20	5.000	1.200	37.95	#N/D	1.930	#N/D	0.092	#N/D	#N/D
C-SD16BIS	-	4.80	10	18.5	0.97	15.00	2.500	1.050	17.91	0.19	1.930	0.37	0.092	0.12	2.99
C-SD16BIS	-	6.40	42	16	0.95	15.00	2.500	1.050	60.43	#N/D	1.930	#N/D	0.092	#N/D	#N/D
C-SD16BIS	-	7.80	7	16	0.94	15.00	2.500	1.050	11.44	0.13	1.930	0.24	0.092	0.13	1.92
C-SD16BIS	-	9.80	4	16	0.91	15.00	2.500	1.050	7.40	0.09	1.930	0.18	0.092	0.13	1.40
C-SD16BIS	-	11.80	20	16	0.86	15.00	2.500	1.050	25.16	0.30	1.930	0.57	0.092	0.12	4.69
C-SD16BIS	-	13.60	136	16	0.81	15.00	2.500	1.050	147.46	#N/D	1.930	#N/D	0.092	#N/D	#N/D
C-SD16BIS	-	15.30	20	16	0.75	15.00	2.500	1.050	22.74	0.25	1.930	0.49	0.092	0.11	4.45
C-SD16BIS	-	16.80	17	16	0.70	81.10	5.000	1.200	23.90	0.27	1.930	0.52	0.092	0.11	4.97
C-SD16BIS	-	19.60	17	18.5	0.627	15.00	2.498	1.048	17.94	0.191	1.930	0.369	0.092	0.097	3.78
C-SD16BIS	-	22.60	46	18.5	0.571	15.00	2.498	1.048	41.16	#N/D	1.930	#N/D	0.092	#N/D	#N/D

Sondaggio	Campione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_h [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	α_{max}/g	CSR	FS (-)
C-SD16BIS	-	25.30	68	18.5	0.538	15.00	2.498	1.048	55.77	#N/D	1.930	#N/D	0.092	#N/D	#N/D
C-SD16BIS	-	28.30	53	18.5	0.513	36.40	5.000	1.200	49.41	#N/D	1.930	#N/D	0.092	#N/D	#N/D
C-SD16BIS	-	31.30	30	18.5	0.500	15.00	2.498	1.048	23.18	0.260	1.930	0.501	0.092	0.083	6.03
5-1/SD13	SPT1-CRA	1.80	9	18.5	0.988	52	5.000	1.200	19.69	0.212	1.930	0.408	0.092	0.126	3.24
5-1/SD13	SPT2	4.80	7	18.5	0.967	15	2.498	1.048	13.29	0.143	1.930	0.277	0.092	0.123	2.25
5-1/SD13	SPT3-CRC	6.30	13	18.5	0.955	56	5.000	1.200	25.03	0.292	1.930	0.564	0.092	0.122	4.64
5-1/SD13	SPT4	7.80	13	16	0.940	15	2.498	1.048	18.46	0.197	1.930	0.380	0.092	0.122	3.13
5-1/SD13	SPT5-CRE	9.30	6	16	0.918	52	5.000	1.200	13.31	0.144	1.930	0.277	0.092	0.122	2.28
5-1/SD13	SPT6	10.80	15	16	0.888	15	2.498	1.048	19.62	0.211	1.930	0.407	0.092	0.120	3.40
5-1/SD13	SPT7-CRG	12.30	17	16	0.848	60	5.000	1.200	26.08	0.315	1.930	0.608	0.092	0.116	5.24
5-1/SD13	SPT8	13.80	21	16	0.801	15	2.498	1.048	24.19	0.277	1.930	0.534	0.092	0.112	4.78
5-1/SD13	SPT9-CRI	15.30	13	16	0.751	82	5.000	1.200	19.73	0.212	1.930	0.409	0.092	0.108	3.80
5-1/SD13	SPT10	16.80	9	16	0.702	15	2.498	1.048	11.06	0.123	1.930	0.237	0.092	0.103	2.30
5-1/SD13	SPT11-CRM	18.30	15	18.5	0.659	86	5.000	1.200	20.74	0.225	1.930	0.434	0.092	0.100	4.36
5-1/SD13	SPT12	21.30	132	18.5	0.593	15	2.498	1.048	113.90	#N/D	1.930	#N/D	0.092	#N/D	#N/D
5-1/SD13	SPT13-CRO	24.30	27	18.5	0.549	92	5.000	1.200	29.13	0.417	1.930	0.804	0.092	0.089	9.07

Sondaggio	Campione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_h [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	α_{max}/g	CSR	FS (-)
5-1/SD13	SPT14	26.70	153	18.5	0.525	15	2.498	1.048	115.67	#N/D	1.930	#N/D	0.092	#N/D	#N/D
5-1/SD13	SPT15-CRR	30.30	119	18.5	0.500	27	4.445	1.127	92.07	#N/D	1.930	#N/D	0.092	#N/D	#N/D
5-1/SD14	SPT1	1.80	13	18.5	0.988	15	2.498	1.048	21.03	0.229	1.930	0.441	0.102	#N/D	#N/D
5-1/SD14	SPT2-CRB	4.80	17	18.5	0.967	0	0.000	1.000	17.68	0.188	1.930	0.363	0.102	0.068	5.32
5-1/SD14	SPT3	6.30	21	18.5	0.955	15	2.498	1.048	23.79	0.270	1.930	0.521	0.102	0.077	6.80
5-1/SD14	SPT4-CRD	9.30	19	16	0.918	96	5.000	1.200	26.10	0.315	1.930	0.609	0.102	0.090	6.74
5-1/SD14	SPT5	10.80	18	16	0.888	15	2.498	1.048	19.30	0.207	1.930	0.399	0.102	0.094	4.27
5-1/SD14	SPT6-CRF	13.80	20	16	0.801	0	0.000	1.000	16.63	0.177	1.930	0.341	0.102	0.094	3.62
5-1/SD14	SPT7	15.30	20	16	0.751	15	2.498	1.048	19.40	0.208	1.930	0.401	0.102	0.093	4.31
5-1/SD14	SPT8-CRH	16.80	14	16	0.702	63	5.000	1.200	18.15	0.194	1.930	0.374	0.102	0.090	4.13
5-1/SD14	SPT9	18.30	19	16	0.659	15	2.498	1.048	17.66	0.188	1.930	0.363	0.102	0.088	4.14
5-1/SD14	SPT10-CRL	19.80	21	16	0.622	61	5.000	1.200	23.72	0.269	1.930	0.519	0.102	0.087	5.95
5-1/SD14	SPT11	21.30	23	16	0.593	15	2.498	1.048	19.97	0.215	1.930	0.415	0.102	0.084	4.92
5-1/SD14	SPT12-CRN	22.80	24	16	0.569	84	5.000	1.200	25.38	0.300	1.930	0.578	0.102	0.085	6.84
5-1/SD14	SPT13	26.80	37	18.5	0.524	15	2.498	1.048	27.93	0.367	1.930	0.709	0.102	0.083	8.58
5-1/SD14	SPT14-CRP	30.30	37	18.5	0.500	68	5.000	1.200	32.38	#N/D	1.930	#N/D	0.102	#N/D	#N/D

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	α_{max}/g	CSR	FS (-)
5-1/SD15	SPT1	1.80	11	16	0.988	88	5.000	1.200	22.95	0.256	1.930	0.494	0.102	0.169	2.92
5-1/SD15	SPT2-CRB	3.30	11	16	0.977	90	5.000	1.200	24.07	0.275	1.930	0.530	0.102	0.168	3.16
5-1/SD15	SPT3-CRC	6.30	17	16	0.955	82	5.000	1.200	36.03	#N/D	1.930	#N/D	0.102	#N/D	#N/D
5-1/SD15	SPT4-CRD	9.30	15	16	0.918	81	5.000	1.200	28.72	0.398	1.930	0.768	0.102	0.157	4.88
5-1/SD15	SPT5-CRE	10.80	16	16	0.888	77	5.000	1.200	28.48	0.388	1.930	0.748	0.102	0.152	4.92
5-1/SD15	SPT6	13.80	21	16	0.801	15	2.498	1.048	26.31	0.321	1.930	0.619	0.102	0.137	4.51
5-1/SD15	SPT7-CRG	18.30	30	18.5	0.659	15	2.498	1.048	30.73	#N/D	1.930	#N/D	0.102	#N/D	#N/D
5-1/SD16	SPT1-CRA	1.80	8	16	0.988	63	5.000	1.200	18.06	0.192	1.930	0.371	0.122	0.203	1.83
5-1/SD16	SPT2	3.30	8	16	0.977	15	2.498	1.048	14.61	0.156	1.930	0.301	0.122	0.200	1.50
5-1/SD16	SPT3-CRC	4.80	13	16	0.967	96	5.000	1.200	30.19	#N/D	1.930	#N/D	0.122	#N/D	#N/D
5-1/SD16	SPT4	7.80	6	16	0.940	15	2.498	1.048	11.10	0.123	1.930	0.237	0.122	0.193	1.23
5-1/SD16	SPT5-CRE	9.30	6	16	0.918	89	5.000	1.200	14.49	0.155	1.930	0.299	0.122	0.188	1.59
5-1/SD16	SPT6	12.30	7	16	0.848	15	2.498	1.048	10.91	0.121	1.930	0.234	0.122	0.174	1.35
5-1/SD16	SPT7-CRG	13.80	14	16	0.801	39	5.000	1.200	23.18	0.260	1.930	0.501	0.122	0.164	3.05
5-1/SD16	SPT8	16.80	14	18.5	0.702	15	2.498	1.048	16.75	0.178	1.930	0.344	0.122	0.144	2.39
5-1/SD16	SPT9-CRI	18.30	400	18.5	0.659	81	5.000	1.200	444.97	#N/D	1.930	#N/D	0.122	#N/D	#N/D

Sondaggio	Campione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_h [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	α_{max}/g	CSR	FS (-)
5-1/SD16	SPT10	9.80	66	18.5	0.622	15	2.498	1.048	154.40	#N/D	1.930	#N/D	0.122	#N/D	#N/D
5-1/SD16	SPT11	22.30	125	18.5	0.576	15	2.498	1.048	108.44	#N/D	1.930	#N/D	0.122	#N/D	#N/D
5-1/SD16	SPT12	27.30	250	18.5	0.520	15	2.498	1.048	189.48	#N/D	1.930	#N/D	0.122	#N/D	#N/D
5-1/SD18	SPT1-CRA	1.80	8	18.5	0.988	45	5.000	1.200	18.06	0.192	1.930	0.371	0.102	#N/D	#N/D
5-1/SD18	SPT2-CRB	3.30	8	18.5	0.977	38	5.000	1.200	17.10	0.182	1.930	0.351	0.102	0.084	4.16
5-1/SD18	SPT3-CRC	4.80	13	18.5	0.967	24	4.196	1.109	21.97	0.242	1.930	0.466	0.102	0.096	4.86
5-1/SD18	SPT4-CRD	6.30	14	18.5	0.955	97	5.000	1.200	23.76	0.269	1.930	0.520	0.102	0.102	5.10
5-1/SD18	SPT5-CRE	7.80	22	18.5	0.940	34	4.921	1.186	31.74	#N/D	1.930	#N/D	0.102	#N/D	#N/D
5-1/SD18	SPT6-CRF	9.30	18	18.5	0.918	21	3.786	1.087	23.49	0.265	1.930	0.511	0.102	0.106	4.81
5-1/SD18	SPT7-CRG	10.30	21	18.5	0.899	15	2.433	1.047	23.67	0.268	1.930	0.517	0.102	0.108	4.79
5-1/SD18	SPT8-CRH	12.30	38	18.5	0.848	67	5.000	1.200	45.86	#N/D	1.930	#N/D	0.102	#N/D	#N/D
5-1/SD18	SPT9-CRI	13.80	24	18.5	0.801	29	4.655	1.148	28.15	0.375	1.930	0.724	0.102	0.107	6.74
5-1/SD18	SPT10-CRL	15.30	20	18.5	0.751	27	4.486	1.131	22.92	0.256	1.930	0.493	0.102	0.103	4.79
5-1/SD18	SPT11-CRM	18.30	24	18.5	0.659	40	5.000	1.200	26.67	0.329	1.930	0.636	0.102	0.096	6.61
5-1/SD18	SPT12	20.30	107	18.5	0.612	15	2.498	1.048	83.29	#N/D	1.930	#N/D	0.102	#N/D	#N/D

Sondaggio	Campione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_h [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	α_{max}/g	CSR	FS (-)
5-1/SD18	SPT13	22.30	125	18.5	0.576	15	2.498	1.048	92.78	#N/D	1.930	#N/D	0.102	#N/D	#N/D
5-1/SD18	SPT14	26.60	250	18.5	0.526	15	2.498	1.048	168.90	#N/D	1.930	#N/D	0.102	#N/D	#N/D
5-1/SD19	SPT1	1.80	6	18.5	0.988	15	2.498	1.048	11.05	0.122	1.930	0.236	0.102	0.140	1.69
5-1/SD19	SPT2-CRB	4.80	8	18.5	0.967	26	4.363	1.121	17.55	0.187	1.930	0.361	0.102	0.136	2.64
5-1/SD19	SPT3	6.30	22	18.5	0.955	15	2.498	1.048	32.10	#N/D	1.930	#N/D	0.102	#N/D	#N/D
5-1/SD19	SPT4-CRD	7.80	18	18.5	0.940	20	3.657	1.081	26.11	0.316	1.930	0.609	0.102	0.133	4.59
5-1/SD19	SPT5	9.30	23	18.5	0.918	15	2.498	1.048	29.31	0.426	1.930	0.822	0.102	0.130	6.35
5-1/SD19	SPT6-CRG	10.80	33	18.5	0.888	28	4.529	1.135	43.19	#N/D	1.930	#N/D	0.102	#N/D	#N/D
5-1/SD19	SPT7	12.30	26	18.5	0.848	15	2.498	1.048	28.86	0.404	1.930	0.779	0.102	0.122	6.39
5-1/SD19	SPT8-CRI	13.80	375	18.5	0.801	15	2.498	1.048	361.41	#N/D	1.930	#N/D	0.102	#N/D	#N/D
5-1/SD19	SPT9	15.30	250	18.5	0.751	15	2.498	1.048	229.74	#N/D	1.930	#N/D	0.102	#N/D	#N/D
5-1/SD20	SPT1	1.80	7	16	0.988	15	2.498	1.048	12.48	0.136	1.930	0.262	0.111	0.072	3.63
5-1/SD20	SPT2-CRB	3.90	13	16	0.973	77	5.000	1.200	25.07	0.293	1.930	0.566	0.111	0.104	5.45
5-1/SD20	SPT3	5.30	17	16	0.963	15	2.498	1.048	25.76	0.308	1.930	0.594	0.111	0.116	5.11
5-1/SD20	SPT4-CRD	6.30	18	16	0.955	85	5.000	1.200	31.69	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
5-1/SD20	SPT5	7.90	17	16	0.938	15	2.498	1.048	22.87	0.255	1.930	0.492	0.111	0.128	3.85

Sondaggio	Campione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_h [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	α_{max}/g	CSR	FS (-)
5-1/SD20	SPT6-CRE	9.30	19	16	0.918	38	5.000	1.200	30.87	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
5-1/SD20	SPT7	10.80	27	18.5	0.888	15	2.498	1.048	32.29	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
5-1/SD20	SPT8-CRG	12.30	24	18.5	0.848	0	0.000	1.000	23.62	0.267	1.930	0.515	0.111	0.124	4.15
5-1/SD20	SPT9	13.80	30	18.5	0.801	15	2.498	1.048	31.65	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
5-1/SD20	SPT10-CRL	15.30	32	18.5	0.751	18	3.284	1.068	33.33	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
5-1/SD20	SPT11	18.90	45	18.5	0.643	15	2.498	1.048	39.71	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
5-1/SD20	SPT12-CRN	21.30	35	18.5	0.593	80	5.000	1.200	36.25	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
5-1/SD20	SPT13	24.30	37	18.5	0.549	15	2.498	1.048	29.47	0.435	1.930	0.839	0.111	0.098	8.53
5-1/SD21	SPT1-CRA	3.30	25.00	16	0.98	24.20	4.200	1.110	36.36	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
5-1/SD21	SPT2-CRC	4.80	15.00	16	0.97	20.90	3.760	1.090	23.01	0.26	1.930	0.50	0.111	0.09	5.79
5-1/SD21	SPT3-CRD	6.30	15.00	16	0.96	15.12	2.530	1.050	19.92	0.21	1.930	0.41	0.111	0.10	4.29
5-1/SD21	SPT4	7.80	17.00	16	0.94	15.00	2.500	1.050	21.06	0.23	1.930	0.44	0.111	0.10	4.26
5-1/SD21	SPT5-CRF	10.80	23.00	18.5	0.89	88.14	5.000	1.200	32.26	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
5-1/SD21	CRG - SPT6	12.30	19.00	18.5	0.85	89.75	5.000	1.200	26.21	0.32	1.930	0.61	0.111	0.11	5.47
5-1/SD21	SPT7	13.80	22.00	18.5	0.80	15.00	2.500	1.050	22.84	0.25	1.930	0.49	0.111	0.11	4.44
5-1/SD21	SPT8-CRI	15.30	27.00	18.5	0.75	22.32	3.970	1.100	28.83	0.40	1.930	0.78	0.111	0.11	7.13

Sondaggio	Campione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_h [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	α_{max}/g	CSR	FS (-)
5-1/SD21	SPT9	17.30	30.00	18.5	0.69	15.00	2.500	1.050	27.44	0.35	1.930	0.68	0.111	0.10	6.52
5-1/SD22	SPT1-CR1	1.80	15.00	18.5	0.99	67.50	5.000	1.200	29.48	0.44	1.930	0.84	0.111	#N/D	#N/D
5-1/SD22	SPT2	3.30	13.00	18.5	0.98	15.00	2.500	1.050	17.55	0.19	1.930	0.36	0.111	#N/D	#N/D
5-1/SD22	SPT3-CR3	4.80	17.00	18.5	0.97	42.60	5.000	1.200	27.22	0.34	1.930	0.67	0.111	0.08	8.17
5-1/SD22	SPT4	7.80	10.00	18.5	0.94	15.00	2.500	1.050	12.35	0.13	1.930	0.26	0.111	0.10	2.70
5-1/SD22	SPT5-CR5	9.30	22.00	18.5	0.92	89.96	5.000	1.200	29.60	0.44	1.930	0.85	0.111	0.10	8.28
5-1/SD22	SPT6	10.80	29.00	18.5	0.89	15.00	2.500	1.050	29.34	0.43	1.930	0.83	0.111	0.11	7.72
5-1/SD22	SPT7-CR7	12.30	72.00	18.5	0.85	15.00	2.500	1.050	66.00	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
5-1/SD22	SPT8	13.90	65.00	18.5	0.80	15.00	2.500	1.050	57.20	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
5-1/SD22	SPT9-CR9	15.30	82.00	18.5	0.75	15.00	2.500	1.050	68.95	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
5-1/SD22	SPT10	16.90	345	18.5	0.699	15.00	2.498	1.048	271.12	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
5-1/SD22	SPT11-CR11	18.30	129	18.5	0.659	31.00	4.743	1.159	112.26	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
5-1/SD22	SPT12	21.30	750	18.5	0.593	15.00	2.498	1.048	534.21	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
5-1/SD22	SPT13	24.30	750	18.5	0.549	15.00	2.498	1.048	505.08	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
5-1/SD23	SPT1 - CRB	1.80	13.00	16	0.99	15.00	2.500	1.050	21.03	0.23	1.930	0.44	0.111	#N/D	#N/D
5-1/SD23	SPT2 - CRC	3.30	19.00	16	0.98	15.00	2.500	1.050	26.15	0.32	1.930	0.61	0.111	#N/D	#N/D

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	α_{max}/g	CSR	FS (-)
5-1/SD23	SPT3-CRD	4.80	15.00	16	0.97	48.56	5.000	1.200	26.14	0.32	1.930	0.61	0.111	0.08	7.46
5-1/SD23	SPT4-CRE	6.30	9.00	16	0.96	32.99	4.880	1.180	16.55	0.18	1.930	0.34	0.111	0.09	3.65
5-1/SD23	SPT5-CRF	9.30	13.00	18.5	0.92	56.27	5.000	1.200	20.88	0.23	1.930	0.44	0.111	0.10	4.19
5-1/SD23	SPT6-CRG	10.80	12.00	18.5	0.89	20.48	3.700	1.080	16.11	0.17	1.930	0.33	0.111	0.11	3.09
5-1/SD23	SPT7-CRH	13.80	19.00	18.5	0.80	31.52	4.800	1.170	23.84	0.27	1.930	0.52	0.111	0.11	4.83
5-1/SD23	SPT8-CRI	15.30	15.00	18.5	0.75	53.15	5.000	1.200	19.76	0.21	1.930	0.41	0.111	0.10	3.92
5-1/SD23	SPT9-CRL	16.70	71.00	18.5	0.71	32.03	4.830	1.170	70.40	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
C-SD16	-	3.30	30.00	18.5	0.98	15.00	2.500	1.050	47.93	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
C-SD16	-	4.60	25.00	18.5	0.97	15.00	2.500	1.050	37.72	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
C-SD16	-	6.30	16.00	18.5	0.96	15.00	2.500	1.050	24.03	0.27	1.930	0.53	0.111	0.15	3.60
C-SD16	-	7.70	62.00	18.5	0.94	15.00	2.500	1.050	77.97	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
C-SD16	-	9.50	25.00	18.5	0.91	15.00	2.500	1.050	31.34	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
C-SD16	-	10.80	32.00	18.5	0.89	15.00	2.500	1.050	37.12	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
C-SD16	-	12.30	19.00	18.5	0.85	49.50	5.000	1.200	27.05	0.34	1.930	0.66	0.111	0.13	4.94
C-SD16	-	13.60	15.00	18.5	0.81	15.00	2.500	1.050	16.96	0.18	1.930	0.35	0.111	0.13	2.71
C-SD16	-	16.80	28.00	18.5	0.70	15.00	2.500	1.050	26.79	0.33	1.930	0.64	0.111	0.12	5.40

Sondaggio	Campione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_h [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	$\alpha_{max/g}$	CSR	FS (-)
C-SD16	-	19.80	22	18.5	0.622	15	2.498	1.048	20.12	0.217	1.930	0.419	0.111	0.108	3.89
C-SD16	-	21.30	21	18.5	0.593	15	2.498	1.048	18.71	0.200	1.930	0.386	0.111	0.103	3.73
5-1/SD24	SPT1-CR1	1.80	15.00	18.5	0.99	45.12	5.000	1.200	29.48	0.44	1.930	0.84	0.133	#N/D	#N/D
5-1/SD24	SPT2	4.80	27.00	18.5	0.97	15.00	2.500	1.050	32.52	#N/D	1.930	#N/D	0.133	#N/D	#N/D
5-1/SD24	SPT3-CR3	6.30	10.00	18.5	0.96	72.56	5.000	1.200	16.81	0.18	1.930	0.35	0.133	0.10	3.34
5-1/SD24	SPT4	7.80	26.00	18.5	0.94	15.00	2.500	1.050	27.61	0.36	1.930	0.69	0.133	0.11	6.13
5-1/SD24	SPT5-CR5	10.80	23.00	18.5	0.89	12.99	1.890	1.040	22.62	0.25	1.930	0.48	0.133	0.12	3.91
5-1/SD24	SPT6	12.30	9.00	18.5	0.85	15.00	2.500	1.050	10.32	0.12	1.930	0.22	0.133	0.12	1.81
5-1/SD24	SPT7-CR7	13.80	12.00	18.5	0.80	15.00	2.500	1.050	12.49	0.14	1.930	0.26	0.133	0.12	2.14
5-1/SD24	SPT8	15.30	14.00	18.5	0.75	15.00	2.500	1.050	13.71	0.15	1.930	0.28	0.133	0.12	2.38
5-1/SD24	SPT9-CR9	17.30	16.00	18.5	0.69	15.00	2.500	1.050	14.70	0.16	1.930	0.30	0.133	0.11	2.65
5-1/SD24	SPT10	22.80	24	18.5	0.569	15	2.498	1.048	18.88	0.202	1.930	0.390	0.133	0.104	3.74
5-1/SD24	SPT11-CR11	24.30	24	18.5	0.549	49	5.000	1.200	23.26	0.261	1.930	0.504	0.133	0.104	4.86
5-1/SD24	SPT12	25.80	25	18.5	0.533	15	2.498	1.048	18.69	0.200	1.930	0.385	0.133	0.102	3.79
5-1/SD24	SPT13-CR13	28.80	22	18.5	0.509	48	5.000	1.200	20.56	0.222	1.930	0.429	0.133	0.100	4.28
5-1/SD24	SPT14	31.30	33	18.5	0.500	15	2.498	1.048	22.16	0.244	1.930	0.471	0.133	0.101	4.67

Sondaggio	Campione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_h [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	α_{max}/g	CSR	FS (-)
5-1/SD24	SPT15	33.30	26	18.5	0.500	15	2.498	1.048	17.57	0.187	1.930	0.361	0.133	0.103	3.51
5-1/SD25	SPT1	1.80	13.00	18.5	0.99	15.00	2.500	1.050	21.03	0.23	1.930	0.44	0.111	0.15	2.90
5-1/SD25	SPT2	3.30	11.00	18.5	0.98	15.00	2.500	1.050	19.16	0.21	1.930	0.40	0.111	0.15	2.64
5-1/SD25	SPT3-CRB	4.80	19.00	18.5	0.97	53.55	5.000	1.200	38.54	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
5-1/SD25	SPT4	6.30	28.00	18.5	0.96	15.00	2.500	1.050	40.18	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
5-1/SD25	SPT5	9.30	27.00	18.5	0.92	15.00	2.500	1.050	33.98	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
5-1/SD25	SPT6	10.80	31.00	18.5	0.89	15.00	2.500	1.050	36.04	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
5-1/SD25	SPT7	16.80	25.00	18.5	0.70	15.00	2.500	1.050	24.18	0.28	1.930	0.53	0.111	0.12	4.51
5-1/SD25	SPT8-CRH	18.30	63.00	18.5	0.66	21.66	3.880	1.090	58.37	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
5-1/SD25	SPT9-CRL	21.30	51.00	18.5	0.59	28.02	4.560	1.140	47.33	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
5-1/SD25	SPT10	25.30	37	18.5	0.538	15	2.498	1.048	28.70	0.397	1.930	0.766	0.111	0.100	7.66
5-1/SD25	SPT11	30.30	16	18.5	0.500	15	2.498	1.048	12.85	0.139	1.930	0.269	0.111	0.093	2.88
6B-SD24	SPT1	1.90	29.00	18.5	0.99	15.00	2.500	1.050	43.84	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
6B-SD24	SPT2	3.30	19.00	16	0.98	15.00	2.500	1.050	31.27	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
6B-SD24	SPT3	5.30	8.00	16	0.96	15.00	2.500	1.050	14.55	0.16	1.930	0.30	0.111	0.14	2.10
6B-SD24	SPT4	6.30	15.00	16	0.96	15.00	2.500	1.050	23.64	0.27	1.930	0.52	0.111	0.15	3.53

Sondaggio	Campione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_h [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	α_{max}/g	CSR	FS (-)
6B-SD24	SPT5	7.80	25.00	18.5	0.94	15.00	2.500	1.050	34.66	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
6B-SD24	SPT6	9.30	236.00	18.5	0.92	15.00	2.500	1.050	292.09	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
6B-SD24	SPT7	10.80	55.00	18.5	0.89	15.00	2.500	1.050	64.66	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
6B-SD24	SPT8	13.80	14.00	18.5	0.80	15.00	2.500	1.050	16.36	0.17	1.930	0.34	0.111	0.13	2.63
6B-SD24	SPT9	15.30	21.00	18.5	0.75	15.00	2.500	1.050	22.18	0.24	1.930	0.47	0.111	0.12	3.83
6B-SD24	SPT10	18.30	750	18.5	0.659	15	2.498	1.048	641.85	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
6B-SD24	SPT11	21.15	136	18.5	0.595	15	2.498	1.048	110.10	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
6B-SD24	SPT12	24.30	214	18.5	0.549	15	2.498	1.048	160.14	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
6B-SD24	SPT13	28.10	300	18.5	0.514	15	2.498	1.048	207.41	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
C-SD15	-	1.80	5.00	18.5	0.99	15.00	2.500	1.050	9.63	0.11	1.930	0.21	0.111	0.15	1.40
C-SD15	-	3.30	8.00	18.5	0.98	15.00	2.500	1.050	14.61	0.16	1.930	0.30	0.111	0.15	2.01
C-SD15	-	4.80	13.00	18.5	0.97	15.00	2.500	1.050	22.54	0.25	1.930	0.48	0.111	0.15	3.25
C-SD15	-	6.15	500.00	18.5	0.96	15.00	2.500	1.050	686.28	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
C-SD15	-	7.80	72.00	18.5	0.94	15.00	2.500	1.050	89.57	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
6B-SD22	SPT1	1.80	16.00	18.5	0.99	15.00	2.500	1.050	25.30	0.30	1.930	0.58	0.111	0.15	3.79
6B-SD22	SPT2	3.30	10.00	18.5	0.98	15.00	2.500	1.050	17.64	0.19	1.930	0.36	0.111	0.15	2.41

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	α_{max}/g	CSR	FS (-)
6B-SD22	SPT3	4.80	18.00	18.5	0.97	15.00	2.500	1.050	30.25	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
6B-SD22	SPT4	6.30	18.00	18.5	0.96	15.00	2.500	1.050	26.72	0.33	1.930	0.64	0.111	0.15	4.35
6B-SD22	SPT5	7.80	19.00	18.5	0.94	15.00	2.500	1.050	25.48	0.30	1.930	0.58	0.111	0.14	4.03
6B-SD22	SPT6	9.30	29.00	18.5	0.92	15.00	2.500	1.050	36.31	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
6B-SD22	SPT7	10.65	750.00	18.5	0.89	15.00	2.500	1.050	821.53	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
6B-SD22	SPT8	12.30	64.00	18.5	0.85	15.00	2.500	1.050	67.38	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
6B-SD22	SPT9	15.30	136.00	18.5	0.75	15.00	2.500	1.050	126.12	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
6B-SD22	SPT10	18.15		18.5	0.663	15	2.498	1.048	#N/D	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
6B-SD22	SPT11	21.15	500	18.5	0.595	15	2.498	1.048	389.51	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
6B-SD22	SPT12	24.15	375	18.5	0.551	15	2.498	1.048	274.09	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D
6B-SD21	SPT1	1.80	8.00	18.5	0.99	15.00	2.500	1.050	13.90	0.15	1.930	0.29	0.111	#N/D	#N/D
6B-SD21	SPT2	3.70	14.00	18.5	0.97	15.00	2.500	1.050	17.84	0.19	1.930	0.37	0.111	0.07	5.17
6B-SD21	SPT3	4.80	20.00	18.5	0.97	15.00	2.500	1.050	25.26	0.30	1.930	0.57	0.111	0.08	7.08
6B-SD21	SPT4	6.30	20.00	18.5	0.96	15.00	2.500	1.050	23.54	0.27	1.930	0.51	0.111	0.09	5.72
6B-SD21	SPT5	8.35	26.00	18.5	0.93	15.00	2.500	1.050	27.53	0.35	1.930	0.68	0.111	0.10	6.93
6B-SD21	SPT6	9.30	23.00	18.5	0.92	15.00	2.500	1.050	24.91	0.29	1.930	0.56	0.111	0.10	5.47

Sondaggio	Campione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_h [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a_{max}/g	CSR	FS (-)
6B-SD21	SPT7	10.80	24.00	18.5	0.89	15.00	2.500	1.050	24.74	0.29	1.930	0.55	0.111	0.11	5.22
6B-SD21	SPT8	12.30	10.00	16	0.85	15.00	2.500	1.050	11.45	0.13	1.930	0.24	0.111	0.11	2.30
6B-SD21	SPT9	15.30	24.00	18.5	0.75	15.00	2.500	1.050	22.32	0.25	1.930	0.48	0.111	0.10	4.59
6B-SD21	SPT10	18.30	97	18.5	0.659	15	2.498	1.048	76.82	#N/D	1.930	#N/D	0.111	#N/D	#N/D

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 rinvengono fondamentalmente depositi limoso-argillosi, limoso-sabbiosi e sabbiosi, olocenici (H1b), pleistocenici (Qt1a, Qt1b, Qt1d, Qt1e, Qt2 e Qt3), miocenici (MI01, MI02, MI03 e MI04) e cretacei (ASV), 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 geofisiche Cross-Hole e con cono sismico in foro attrezzato, per la misura della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s e di compressione V_p ;
- 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.

Dal punto di vista della caratterizzazione geotecnica (vedi Doc.Rif.[7]), i depositi sopra indicati (vedi anche il paragrafo 5.1) sono stati suddivisi come segue:

- I depositi fluviali olocenici (H1b), prevalentemente sabbiosi ma con percentuali di fine comprese tra il 35% ed il 55%, sono caratterizzabili come materiali dal comportamento geotecnico tipico di un materiale a grana fine; questi depositi risultano localizzati lungo alcuni brevi tratti del Lotto in oggetto e con spessori massimi dell'ordine di 6-8 m dal p.c. locale.
- Nell'ambito dei depositi pleistocenici (Qt1a, Qt1b, Qt1d/Qt1d1, Qt1e, Qt2 e Qt3a/ Qt3b) si possono distinguere depositi caratterizzati da un comportamento geotecnico tipico di un materiale a grana grossa (Qt1e e Qt2) e depositi caratterizzati da un comportamento geotecnico tipico di un materiale a grana fine (Qt1a, Qt1b, Qt1d/Qt1d1 e Qt3a/b). Nell'ambito dei

depositi Qt1b e Qt1d/Qt1d1 (soprattutto questi ultimi) possono rinvenirsi strati più prettamente sabbiosi, così come nei depositi Qt2 si possono rinvenire strati più prettamente limosi.

- Nell'ambito dei depositi miocenici (MI01, MI02, MI03 e MI04) si possono distinguere depositi caratterizzati da un comportamento geotecnico tipico di un materiale a grana grossa (MI01 e MI04) e depositi caratterizzati da un comportamento geotecnico tipico di un materiale a grana fine (MI02 e MI03).
- I depositi cretacei ASV sono caratterizzabili come materiali aventi un comportamento geotecnico tipico di un materiale a grana fine.

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.[53] e [54]);
- [Kokusho & Tanaka](#) per i materiali ghiaiosi (Doc.Rif.[73]).

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	$(21.7 \div 27.5) \cdot \frac{1 + 2 \cdot (ko)_{sc}}{1 + 2 \cdot (ko)_{nc}}$

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:

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

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

essendo:

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

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

$$m = 3$$

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 = $0.15 \div 0.20$

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:

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

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:

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

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

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} .

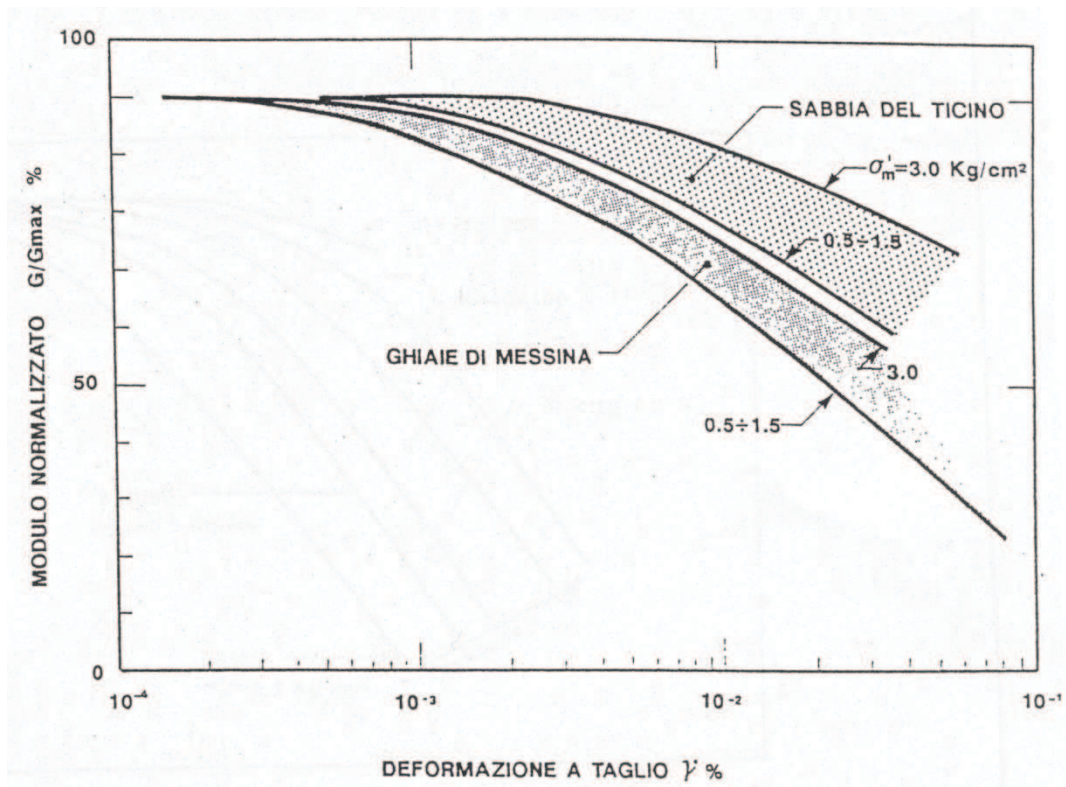


Figura 8.1: Degrado del modulo G per terreni incoerenti

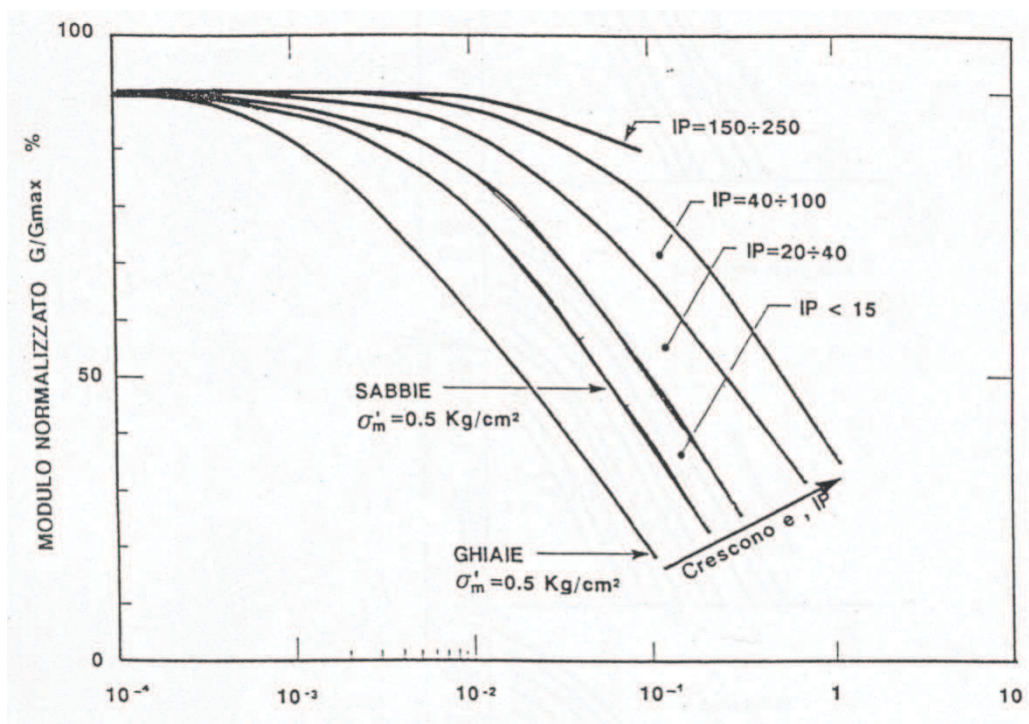


Figura 8.2: Degrado del modulo G per vari tipi di terreno

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

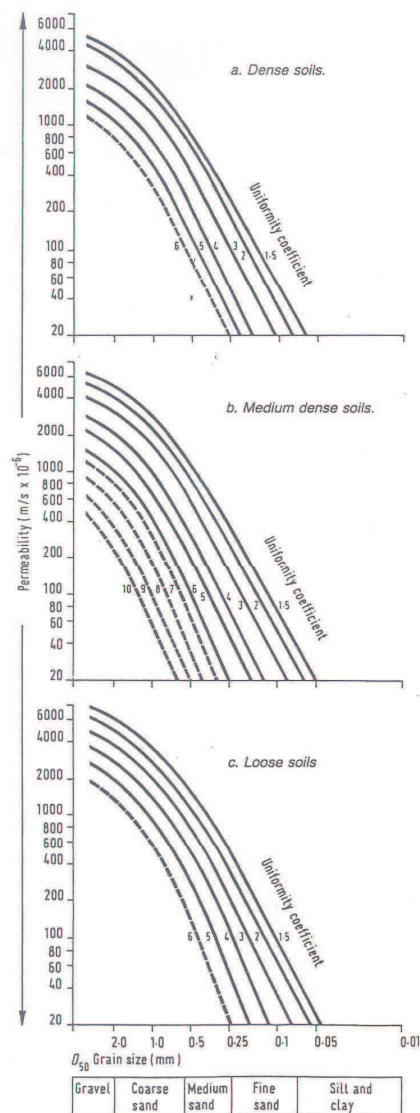


Figura 8.3: Coefficiente di permeabilità (k) in funzione del coefficiente di uniformità U ($U=D_{60}/D_{10}$) e del D_{50} (Sommerville, 1986)

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_0), o da quello normalizzato corrispondente l_{v0} , e dalla pressione verticale efficace geostatica (σ'_{v0}), rispetto alla curva di compressibilità intrinseca edometrica (ICL_{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:

$$I_{vo} = \frac{e_0 - e_{100}^*}{C_c^*} = \text{indice dei vuoti iniziale normalizzato}$$

essendo:

e_0 = 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.

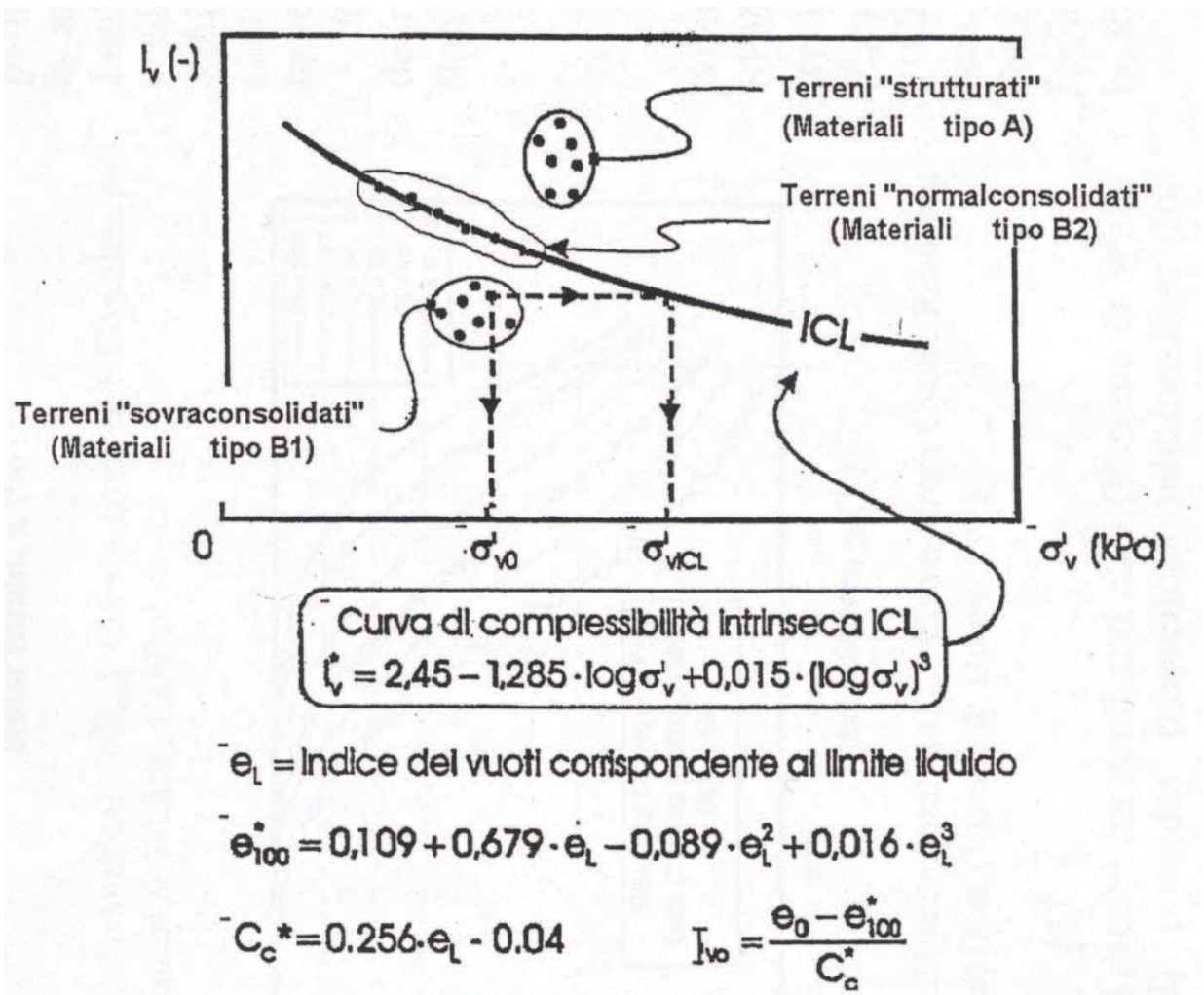


Figura 8.4: Diagramma di stato per i materiali a granulometria fine (limi e argille)

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):

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

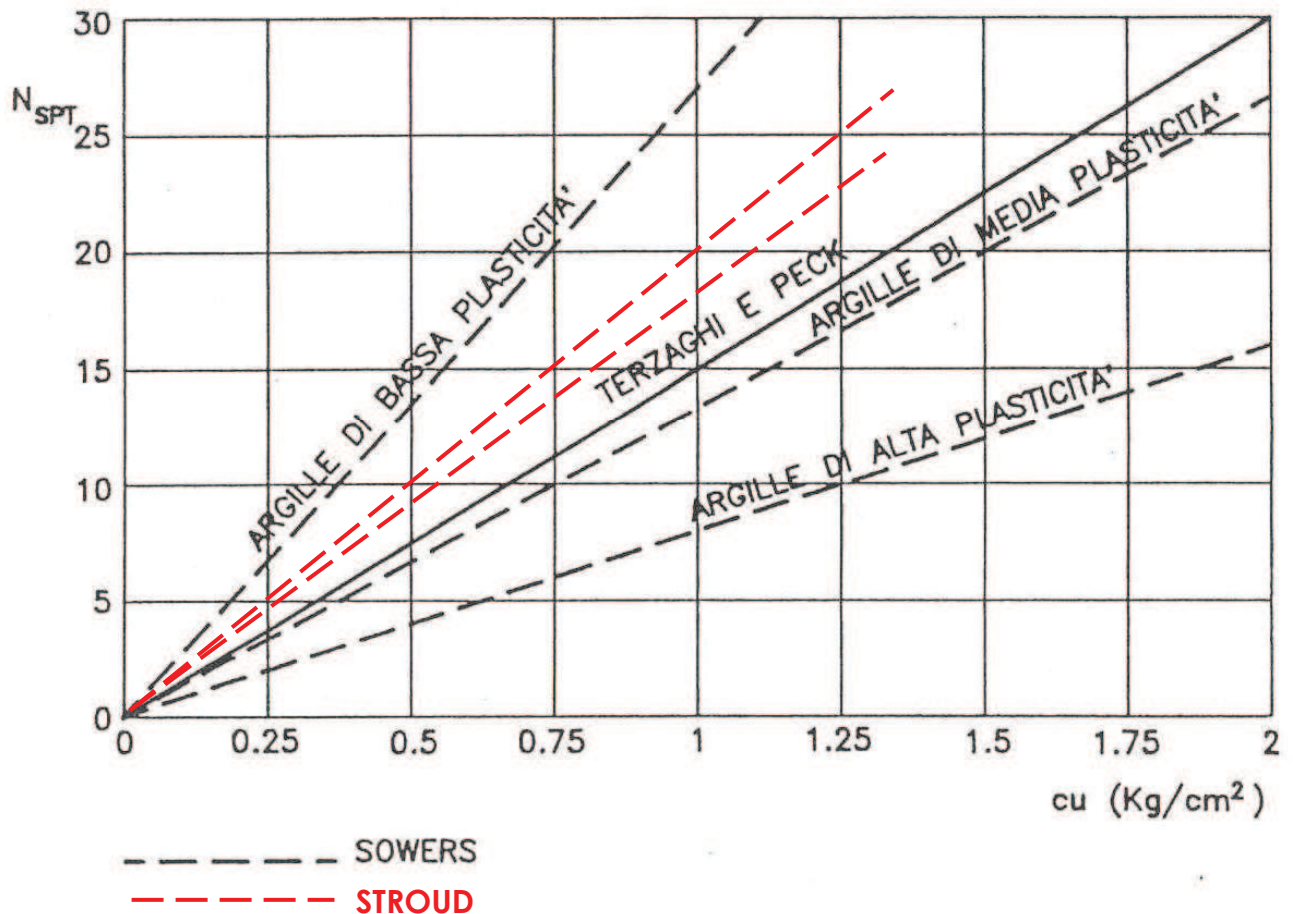


Figura 8.5: Correlazione N_{SPT} - c_u ([Navfac, 1971](#) e [Stroud, 1974](#))

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:

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

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

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:

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

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

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.

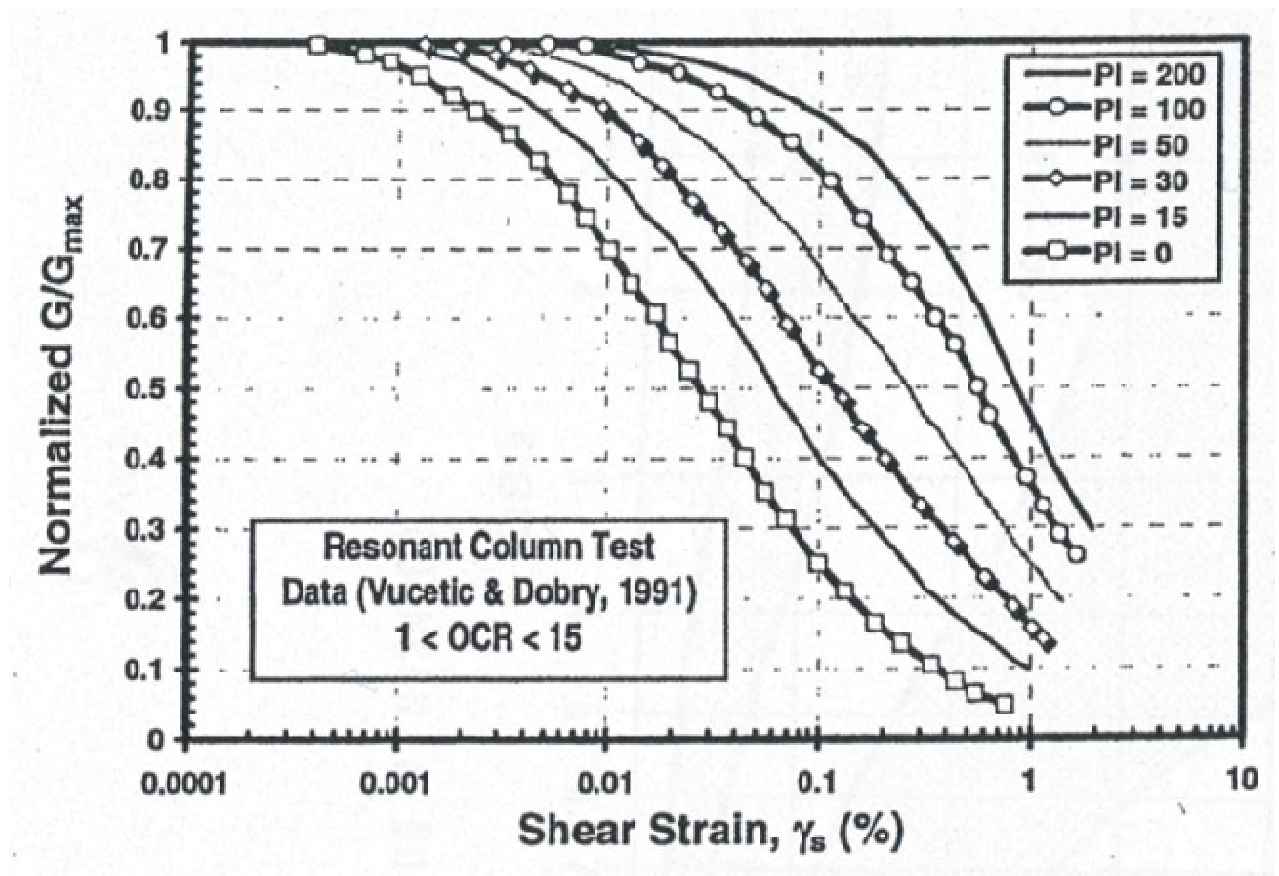


Figura 8.6: Curve sperimentali del rapporto G/G_{max} da prove di colonna risonante ciclica (Vucetic & Dobry, 1991)

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:

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

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).

9. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

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], [4] e [6]);
- dei profili longitudinali geotecnici (Doc.Rif.[7]);
- delle indagini geognostiche eseguite (Doc.Rif.[8], [9], [10], [11], [12], [13], [14], [15], [16], [17], [18], [19], [20], [21], [22] e [23]);
- dell'interpretazione delle indagini in accordo ai criteri descritti nel capitolo 8.

9.1 Unità geotecniche

Si è ritenuto opportuno in questa sede identificare le formazioni geotecniche con quelle geologiche, evidenziando all'interno di esse, in presenza di alternanze di strati a grana fine e strati a grana grossa, la differenza di comportamento dei due tipi di materiale. In relazione a quanto sopra le formazioni geotecniche hanno mantenuto la stessa denominazione di quelle geologiche.

Le formazioni geologico-geotecniche individuate lungo il tracciato sono le seguenti:

- **Qt1e** → geologicamente ascrivibile a depositi eolici (dune) risalenti al Pleistocene superiore. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie, sabbie limose o limoso-argillose, generalmente debolmente ghiaiose; in alcuni casi (molto localizzati) si rinvencono anche sabbie con limi o sabbie con ghiaie. I sondaggi hanno evidenziato inoltre la presenza di clasti arenacei, localmente anche diffusi, di dimensioni pluricentriche ($D_{max}=7\div 8$ cm da evidenze di carotaggio) e livelli decimetrici di arenaria fine o di sabbie parzialmente cementate; le dimensioni degli elementi sopra descritti (clasti e livelli arenacei) possono risultare condizionate dalle operazioni di carotaggio e quindi potrebbero rinvenirsi, durante gli scavi, anche in dimensioni e per estensioni laterali e verticali superiori.
- **Qt2** → geologicamente ascrivibile a depositi marino-costieri risalenti al Pleistocene medio-inferiore. Sulla base delle evidenze geologiche, dei

carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie, sabbie limose o limoso-argillose, generalmente debolmente ghiaiose; in alcuni casi (molto localizzati) si rinvencono anche sabbie con limi o sabbie con ghiaie e livelli di limi sabbiosi e argille limose. I sondaggi hanno evidenziato inoltre la presenza di clasti arenacei di dimensioni pluricentriche ($D_{max}=5\div 6\text{cm}$ da evidenze di carotaggio) e livelli, da centimetrici a decimetrici, di arenaria fine o litoide, nonché livelli di sabbie debolmente cementate; le dimensioni degli elementi sopra descritti (clasti e livelli arenacei) possono risultare condizionate dalle operazioni di carotaggio e quindi potrebbero rinvenirsi, durante gli scavi, anche in dimensioni e per estensioni laterali e verticali superiori. A luoghi sono presenti frammenti di malacofauna.

- **Qt1d/Qt1d1** → geologicamente ascrivibile a depositi fluviali risalenti al Pleistocene superiore. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, 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). È segnalata, a livello geologico, la locale presenza di materiale biancastro di probabile natura vulcanoclastica e di calcinelli e concrezioni manganesifere nei suoli.
- **Qt1b** → geologicamente ascrivibile a depositi lagunari risalenti al Pleistocene medio. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da limi con argille, limi argillosi, localmente ed in subordine, limi con sabbie ed anche sabbie limose. È segnalata, a livello geologico, la locale presenza di materiale biancastro di probabile natura vulcanoclastica, nonché la presenza di malacofauna di ambiente salmastro e conchiglie.

Si segnala che le descrizioni fatte in laboratorio all'apertura dei campioni C11 (9.00-9.50 m), C13 (13.00-13.45 m) ed SPT9 (16.50-16.95 m) del sondaggio C-S16bis e dei campioni CR4 (14.20-14.50 m) e C12 (18.50-19.00 m) del sondaggio C-S16Ter, indicano limo con argilla diatomica a comportamento fragile e molto

compressibile, talora con presenza di sostanza organica; nessun sondaggio della più recente campagna di indagine (2010) evidenzia tale tipo di materiale; tale aspetto verrà approfondito in sede di Progetto Esecutivo.

- **Qt1a** → geologicamente ascrivibile a depositi fluvio-deltizi risalenti al Pleistocene medio. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie limose, sabbie con limo, fino a sabbie con limo ed argilla. È segnalata inoltre la presenza di livelli di argilla ed inclusi poligenici.
- **H1b** → geologicamente ascrivibile a depositi fluviali risalenti all'Olocene. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie con limo, sabbie con argilla, limi argillosi, talora con clasti arrotondati eterogenei e ghiaie.
- **Qt3a/b** → geologicamente ascrivibile a depositi costieri (palustri ?) del pleistocene superiore (?). La formazione in oggetto, sulla base dei profili geologici, è stata intercettata dal solo sondaggio 5/1-SD25 tra le profondità di 26 e 32 m circa. Sulla base delle informazioni geologiche e delle evidenze dei carotaggi, si tratta di argille limose di colore grigio-nerastro (**Qt3b**) sovrastanti depositi di sabbie fini limose (**Qt3a**).
- **MI01** → geologicamente ascrivibile al periodo Messiniano terminale. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle poche curve granulometriche disponibili, i depositi in oggetto risultano granulometricamente costituiti da ghiaie con sabbia e limo, subordinatamente sabbie con ghiaie.
- **MI02** → geologicamente ascrivibile al periodo Messiniano superiore (?). Sulla base delle informazioni geologiche e delle evidenze dei carotaggi, i depositi in oggetto risultano costituiti da argilla semilitificata caratterizzata da una stratificazione sottilissima; sulla base delle poche curve granulometriche disponibili, i depositi in oggetto risultano granulometricamente costituiti da limo con argilla o argilla con limo, sabbiosi.

- **MI03** → geologicamente ascrivibile al periodo Miocenico (?). Sulla base delle informazioni geologiche e delle evidenze dei carotaggi, i terreni in oggetto risultano depositi di “Mud flow” costituiti da argilla semilitificata con frequenti clasti pelitici eterometrici da tondeggianti ad angolari; sulla base delle poche curve granulometriche disponibili, i depositi in oggetto risultano granulometricamente costituiti tanto da limi e argille quanto da sabbie e ghiaie.
- **MI04** → geologicamente ascrivibile al periodo Miocenico (?). Sulla base delle informazioni geologiche e delle evidenze dei carotaggi, i depositi in oggetto risultano costituiti da arenarie poco cementate, massive a grana fine; sulla base delle poche curve granulometriche disponibili, i depositi in oggetto risultano granulometricamente costituiti da sabbie con ghiaie e sabbie con limo, argillosi.
- **ASV** → l’Unità tettonica ligure ASV (Argilliti Varicolori Mangesifere) risulta geologicamente ascrivibile al periodo Cretaceo inferiore – Cretaceo superiore. Sulla base delle informazioni geologiche e delle evidenze dei carotaggi, i depositi in oggetto risultano costituiti da argilliti foliate di colore dal verdastro al nero con intercalazioni di trovanti e livelli di calcari marnosi grigi.

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+950 ca.
Si rinvencono nell'ordine: Q+1e in spessori da 5 a 27 m ca. dal p.c.;
Q+2 fino alle massime profondità investigate.
- Dal Km.1+950 al Km.2+900 ca.
Si rinvencono nell'ordine: Q+1e in spessori da 13 a 25 m ca. dal p.c.;
Q+1b in spessori da 0 a 13 m;

Qt2 fino alle massime profondità investigate

- Dal Km.2+900 al Km.5+800 ca.

Si rinvengono nell'ordine: Qt1d in spessori da 0 a 9 m ca. dal p.c. ⁽¹⁾ ⁽²⁾;

Qt1b in spessori da 10 a 20 m;

Qt2 fino alle massime profondità investigate ⁽³⁾.

⁽¹⁾ Dal Km.3+350 al Km.3+650 ca. si rinviene in superficie la formazione Qt1e per spessori massimi pari a 5-6 m.

⁽²⁾ Presenza locale, in superficie, della formazione H1b in corrispondenza di fossi, canali e fiumi.

⁽³⁾ Al Km.3+850 ed al Km.5+450 ca. si rinviene in profondità, sotto la formazione Qt2, la formazione MI01.

- Dal Km.5+800 al Km.7+050 ca.

Si rinvengono nell'ordine: Qt1b in spessori da 15 a 18 m ca. dal p.c.;

Qt2 fino alle massime profondità investigate ⁽⁴⁾.

⁽⁴⁾ Segnalato livello di Qt1a di spessore pari a 3 m ca. al Km.6+450.

- Dal Km.7+050 al Km.8+850 ca.

Si rinvengono nell'ordine: Qt1b in spessori da 3 a 17 m ca. dal p.c. ⁽²⁾;

Qt2 in spessori da 2 a 17 m ca.;

MI01/MI02 fino alle massime profondità investigate.

⁽²⁾ Presenza locale, in superficie, della formazione H1b in corrispondenza di fossi, canali e fiumi.

- Al Km.8+400 ca.

Il profilo geologico individua una faglia.

- Dal Km.9+950 al Km.10+100 ca.

Si rinvengono nell'ordine: Qt1d/Qt1d1 in spessori da 0 a 6 m ca. dal p.c.;

Qt1b in spessori da 0 a 9 m ca.;

Qt2 in spessori da 7 a 22 m ca.;

MI01/MI02 fino alle massime profondità investigate.

- Dal Km.10+100 al Km.10+450 ca.
Si rinvengono nell'ordine: Qt1d/Qt1d1 in spessori da 5 a 8 m ca. dal p.c.;
Qt1b in spessori da 7 a 8 m ca.;
Qt2 in spessori da 6 a 22 m ca.;
MI02/MI03 fino alle massime profondità investigate.
- Al Km.10+450 ca.
Il profilo geologico individua una faglia.
- Dal Km.10+450 al Km.11+350 ca.
Si rinvengono nell'ordine: Qt1d/Qt1d1 in spessori da 0 a 7 m ca. dal p.c.⁽²⁾;
Qt1b in spessori da 0 a 8 m ca.;
Qt1a in spessori da 8 a 17 m ca.;
MI03/MI04 fino alle massime profondità investigate.
⁽²⁾ Presenza locale, in superficie, della formazione H1b in corrispondenza di fossi, canali e fiumi.
- Dal Km.11+350 al Km.11+600 ca.
Si rinvengono nell'ordine: Qt1d/Qt1d1 in spessori da 9 a 34 m ca. dal p.c.
MI04 fino alle massime profondità investigate.
- Dal Km.11+600 al Km.11+750 ca.
Si rinvengono nell'ordine: Qt1d in spessori da 25 a 37 m ca. dal p.c.;
Qt3a/Qt3b fino alle massime profondità investigate.
- Dal Km.11+750 al Km.12+250 ca.
Si rinvengono nell'ordine: Qt1d/Qt1d1 in spessori da 18 a 24 m ca. dal p.c.;
Qt2 in spessori da 0 a 15 m ca.;
Qt3a/Qt3b fino alle massime profondità investigate.
- Dal Km.12+200 al Km.12+400 ca.
Si rinvengono nell'ordine: Qt1d/Qt1d1 in spessori da 9 a 18 m ca. dal p.c.;
Qt2 in spessori da 15 a 22 m ca.;
Qt3a/Qt3b in spessori variabili da 0 a 15 m;
ASV fino alle massime profondità investigate.
- Dal Km.12+400 al Km.12+700 ca.
Si rinvengono nell'ordine: Qt1d/Qt1d1 in spessori da 5 a 9 m ca. dal p.c.;

Qt1a in spessori da 0 a 4 m ca.;
Qt2 in spessori da 5 a 21 m ca.;
ASV fino alle massime profondità investigate.

- Dal Km.12+700 al Km.13+300 ca.

Si rinvencono nell'ordine: Qt1d/Qt1d1 in spessori da 0 a 15 m ca. dal p.c.;
Qt1b in spessori da 0 a 6 m ca.;
Qt1a in spessori da 0 a 4 m ca. ⁽⁵⁾;
ASV fino alle massime profondità investigate.

⁽⁵⁾ Nei primi 100 m ca. presenza della formazione Qt2, tra la Qt1a e la ASV, che scompare progressivamente.

- Dal Km.13+300 al Km.14+150 ca.

Si rinvencono nell'ordine: Qt1d/Qt1d1 in spessori da 4 a 15 m ca. dal p.c. ⁽²⁾;
ASV fino alle massime profondità investigate.

⁽²⁾ Presenza locale, in superficie, della formazione H1b in corrispondenza di fossi, canali e fiumi.

- Dal Km.14+150 ca. a fine lotto

Si rinvencono nell'ordine: Qt1d/Qt1d1 in spessori da 10 a 12 m ca. dal p.c.;
Qt1b in spessori da 0 a 3 m ca.;
Qt2 in spessori da 0 a 5 m ca.;
ASV fino alle massime profondità investigate.

La formazione H1b, come già evidenziato dalla nota ⁽²⁾, risulta molto localizzata lungo il Lotto in oggetto; i profili geologici, in particolare, la localizzano in corrispondenza dei sondaggi 5/1-SD11, 5/1-SD12, 5/1-SD16, 5/1-SD19, 5/1-SD22 e C-S15.

9.3 Depositi eolici sabbiosi Qt1e

La formazione Qt1e risulta geologicamente ascrivibile a depositi eolici (dune) risalenti al Pleistocene superiore. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie, sabbie limose o limoso-argillose, generalmente debolmente ghiaiose; in alcuni casi (molto localizzati) si rinvencono anche sabbie con limi o sabbie con ghiaie. I sondaggi hanno evidenziato inoltre la presenza di clasti arenacei, localmente anche diffusi, di dimensioni pluricentriche ($D_{max}=7\div 8$ cm da evidenze di carotaggio) e livelli decimetrici di arenaria fine o di sabbie parzialmente cementate; le dimensioni degli elementi sopra descritti (clasti e livelli arenacei) possono risultare condizionate dalle operazioni di carotaggio e quindi potrebbero rinvenirsi, durante gli scavi, anche in dimensioni e per estensioni laterali e verticali superiori.

Considerando che:

- i depositi in oggetto sono di origine eolica (dune);
- i depositi in oggetto vengono descritti localmente come parzialmente cementati;
- i risultati delle prove di carico su piastra (eseguite a 0.5 ed 1.0 m di profondità all'interno dei pozzetti esplorativi) forniscono moduli al primo ciclo carico $Md1$ (sul gradino di carico 50-150 kPa) generalmente inferiori o prossimi a 10 MPa e rapporti tra moduli $Md1^* / Md1$ (rispettivamente di secondo e primo ciclo di carico) molto elevati, spesso superiori a 10 (vedi Figura 11.2),

non è possibile escludere che i depositi in oggetto, soggetti a carichi e/o inondazioni d'acqua, possano risultare collassabili e quindi siano tali da generare cedimenti di creep nel tempo (vedi ad esempio le esperienze di [Burland & Burbidge, Doc.Rif.\[64\]](#)). I risultati delle prove SPT (disponibili a partire da profondità dell'ordine di 2 m circa da p.c.) risultano sempre maggiori o uguali a 10-15 colpi/30cm (vedi Figura 9.2) e potrebbero far presupporre che l'eventuale comportamento collassabile possa essere limitato ai primi metri di profondità.

Alla luce di quanto sopra descritto, fenomeni di creep dovranno essere tenuti in conto nel dimensionamento e verifica di eventuali fondazioni dirette. In questa fase progettuale, fatta salva la necessità di condurre tutte le verifiche geotecniche necessarie (comprese quelle dei cedimenti tenendo conto degli effetti di creep, vedi [Burland & Burbidge, Doc.Rif.\[64\]](#)), si raccomanda comunque di limitare la pressione scaricata in fondazione da eventuali fondazioni dirette a non più di 200 kPa.

In sede di Progetto Esecutivo il comportamento dei depositi Qt1e sarà approfondito attraverso ulteriori indagini in sito specificatamente rivolte alla verifica del loro comportamento potenzialmente collassabile.

La caratterizzazione geotecnica dei materiali sabbiosi Qt1e è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione delle:

- prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati 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 9.2;
- prove penetrometriche dinamiche SPT delle indagini di Progetto Preliminare (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 9.1; l'analisi di tale figura conferma che i depositi in oggetto sono costituiti essenzialmente da strati di terreno a grana grossa ($FC < 35\%$).

Nella Figura 9.2 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 10 colpi/30 cm e valori massimi che hanno dato rifiuto ($N_{SPT} \geq 100$ colpi/30cm); come

intervallo caratteristico della formazione in oggetto si può assumere $20 \leq N_{SPT} \leq 55$ colpi/30 cm.

9.3.1 Caratteristiche fisiche

La formazione in oggetto, includendo anche qualche livello più prettamente limoso, presenta la seguente composizione:

- sabbia = 35 ÷ 84%, mediamente 60%
- limo = 8 ÷ 39%, mediamente 20%
- ghiaia = 0 ÷ 47%, mediamente 10%
- argilla = 2 ÷ 25%, mediamente 10%

la percentuale di fine è dell'ordine di:

- limo + argilla = 5 ÷ 50%, mediamente 30%

Il peso di volume naturale può essere assunto pari a $\gamma_n = 18 \div 20$ kN/m³.

La densità relativa (D_r), determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT risulta generalmente compresa nell'intervallo $D_r = 60 \div 100\%$ (vedi Figura 9.3). 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 aventi percentuale di fine superiore al 35% sono state considerate come materiali aventi comportamento geotecnico tipico di un terreno a grana fine.

9.3.2 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 $\varphi' = 34^\circ \div 39^\circ$ (vedi la Figura 9.4). L'angolo di attrito determinato da una prova di taglio diretto eseguita su un campione di sabbia ghiaiosa è risultato essere pari a $\varphi' = 38^\circ$, mentre una prova analoga su un campione di sabbia con limo ha fornito un valore pari a $\varphi' = 30^\circ$ (vedi Figura 9.5). Sulla base di quanto sopra, alla formazione Qt1e possono essere assegnati valori caratteristici dell'angolo di attrito nei range:

- $\varphi' = 36^\circ \div 38^\circ$ per le sabbie e le sabbie debolmente limose
- $\varphi' = 34^\circ \div 36^\circ$ per le sabbie limose e sabbie con limo aventi $CF < 35\%$
- $\varphi' = 28^\circ \div 32^\circ$ per le sabbie con limo aventi $CF \geq 35\%$

9.3.3 Deformabilità

Le velocità delle onde di taglio ricavate dall'interpretazione delle prove penetrometriche SPT sono riportati nella Figura 9.6. I moduli di taglio iniziale (G_{01}), determinati a partire dai valori delle velocità calcolate in precedenza, sono riportati nella Figura 9.7. In questa sede, a titolo cautelativo, i valori di G_{01} dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

$$G_{01} = 100000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{vo}}{p_a} \right)^{0.6} \text{ in kPa}$$

essendo:

p_a = pressione atmosferica di riferimento;

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

Con i presupposti indicati nel paragrafo 8.2.4, i moduli di Young operativi E_{op1} , E_{op2} ed E_{op3} , da utilizzare nelle analisi delle opere di sostegno, nella stima dei cedimenti delle fondazioni e nella stima dei cedimenti dei rilevati, con metodi elastici, sono pari ad una frazione di E_0 ; quest'ultimo modulo può essere calcolato in accordo al legame che intercorre tra E_0 e G_0 , 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} e E_{op3}), possono essere valutati in accordo a quanto descritto nel paragrafo 8.2.4 a seconda del problema geotecnico da affrontare.

9.3.4 Permeabilità

Sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc (vedi Tabella 5.2), ai terreni sabbiosi e sabbioso limosi possono essere assegnati coefficienti di permeabilità medi dell'ordine $1 \cdot 10^{-5} \div 3 \cdot 10^{-5}$ m/s; congruentemente con quanto riportato nella Tabella 5.3, la permeabilità dei depositi potrebbe innalzarsi fino a valori dell'ordine di $1 \cdot 10^{-3}$ m/s nei depositi più prettamente sabbioso-ghiaiosi. Infine, le prove Lefranc e la Tabella 5.3 indicano possibili valori estremi anche di $1 \cdot 10^{-7}$ m/s \div $1 \cdot 10^{-8}$ m/s, attribuibili agli strati più limoso-sabbiosi o 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.

9.3.5 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 Qt1e.

Tabella 9.1: Formazione Qt1e – Parametri geotecnici medi caratteristici

Parametro	Sabbie limose	Sabbie con limi (FC < 35%)	Sabbie con limi (FC \geq 35%)
γ (kN/m ³)	19		
N _{SPT} (colpi/30 cm)	20+1.5·z		
D _r (%)	60÷100		-
ϕ' (°)	36÷38	34÷36	28÷32
GSC = $\sigma'_{v,max} / \sigma'_{v,0}$ (-)	1.0		
k ₀ (-)	$(1 - \text{sen}\phi') \cdot \sqrt{\text{GSC}}$		
v _s (m/s)	$140 \cdot z^{0.3}$		
G ₀₁ (kPa)	$G_{01} = 100000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.6}$		
E _{op1} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / (3 \div 5)$ ⁽¹⁾		
E _{op2} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 5$ ⁽¹⁾		
E _{op3} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 10$ ⁽¹⁾		

Simbologia:

γ_t	= peso di volume naturale;
N_{SPT}	= resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;
D_r	= densità relativa;
ϕ'	= angolo di attrito operativo;
GSC	= grado di sovraconsolidazione 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).

Note:

(1)
$$= G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5} \text{ (kPa)},$$
 essendo p' la pressione efficace media corrente e p_0' la pressione efficace media geostatica.

Tabella 9.2: Formazione Qt1e – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

Sondaggio	Quota	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA					ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE				PROPRIETÀ FISICHE				LABORATORIO
			D _α (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	γ _n (kN/m ³)	G _s (-)	e (-)	s (-)		
5/1-SD7	10.37	CR0	0.40	0.60	11.29	60.33	16.92	11.46	13.4	-	-	SM	A2-4	S(L)(A)(G)	-	-	-	-	-		
5/1-SD7	10.37	SPT1	1.50	1.95	11.39	65.29	14.80	8.52	12.9	-	-	SM	A2-4	S(L)(G)(A)	-	-	-	-	-		
5/1-SD7	10.37	SPT2	3.00	3.45	5.55	74.90	19.55	12.5	12.5	-	-	SM	A2-4	S(G)	-	-	-	-	-		
5/1-SD7	10.37	SPT3	4.50	4.95	8.57	50.38	23.50	17.54	15.7	-	-	SM	A4	S(L)(A)(G)	-	-	-	-	-		
5/1-SD7	10.37	SPT4	6.00	6.45	7.30	55.40	21.55	15.76	15.3	-	-	SM	A4	S(L)(A)(G)	-	-	-	-	-		
5/1-SD7	10.37	SPT5	7.50	7.85	8.19	57.26	22.89	11.66	14.9	-	-	SM	A4	S(L)(A)(G)	-	-	-	-	-		
5/1-SD7	10.37	SPT6	9.00	9.45	31.12	46.04	14.06	8.78	14.1	-	-	SM	A1-b	S.G(L)(A)	-	-	-	-	-		
5/1-SD7	10.37	SPT7	10.50	10.95	8.96	62.24	17.51	11.29	14.8	-	-	SM	A2-4	S(L)(A)(G)	-	-	-	-	-		
5/1-SD7	10.37	SPT8	12.00	12.45	9.21	60.56	17.17	13.03	15.0	-	-	SM	A2-4	S(L)(A)(G)	-	-	-	-	-		
5/1-SD7	10.37	SPT9	13.50	13.95	15.97	72.07	7.61	4.35	14.0	-	-	SW-SM	A1-b	S(G)(L)	-	-	-	-	-		
5/1-SD7	10.37	SPT10	15.00	15.45	14.22	71.29	9.40	5.09	13.8	-	-	SM	A1-b	S(G)(L)(A)	-	-	-	-	-		
5/1-SD8	8.71	CR0	0.40	0.60	23.27	45.22	31.51	13.2	13.2	-	-	SM	A2-4	S(G)	-	-	-	-	-		
5/1-SD8	8.71	SPT2	3.00	3.50	14.19	51.85	21.93	12.02	14.2	-	-	SM	A2-4	S(L)(G)(A)	-	-	-	-	-		
5/1-SD8	8.71	SPT4	6.00	6.45	26.92	43.13	19.81	10.14	13.3	-	-	SM	A2-4	S.G(L)(A)	-	-	-	-	-		
5/1-SD8	8.71	SPT6	9.00	9.45	15.04	53.27	20.55	11.14	14.0	-	-	SM	A2-4	S(L)(G)(A)	-	-	-	-	-		
5/1-SD8	8.71	SPT8	12.00	12.45	7.02	70.94	14.70	7.34	13.8	-	-	SM	A2-4	S(L)(A)(G)	-	-	-	-	-		
5/1-SD8	8.71	SPT10	15.00	15.45	5.06	70.58	15.73	8.62	13.6	-	-	SM	A2-4	S(L)(A)(G)	-	-	-	-	-		
5/1-SD8	8.71	SPT12	21.00	21.45	1.03	76.09	15.43	7.45	17.6	-	-	SM	A2-4	S(L)(A)	-	-	-	-	-		
5/1-SD9	15.14	SPT1-	1.50	1.95	16.16	56.98	18.05	8.81	13.2	-	-	SM	A2-4	S(L)(G)(A)	-	-	-	-	-		
5/1-SD9	15.14	SPT3	4.50	4.95	9.40	56.45	24.31	9.84	13.9	11.6	2.3	SM	A2-4	S(L)(A)(G)	-	-	-	-	-		
5/1-SD9	15.14	SPT5	7.50	7.74	13.15	47.60	29.76	9.50	14.9	10.9	4.0	SM-SC	A4	S(L)(G)(A)	-	-	-	-	-		

Sondaggio	Quota	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE				PROPRIETÀ FISICHE					LABORATORIO
			D _a (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	γ _n (kN/m ³)	G _s (-)	e (-)	S (-)		
5/1-SD9	15.14	SPT7	10.50	10.95	30.59	45.04	17.71	9.66	14.0	-	-	-	SM	A2-4	S,G(L)[A]	-	-	-	-		
5/1-SD9	15.14	SPT9	13.50	13.91	11.75	62.29	15.67	10.29	12.9	-	-	-	SM	A2-4	S(L)[G][A]	-	-	-	-		
5/1-SD9	15.14	SPT11	18.00	18.45	0.14	67.28	28.23	4.35	19.2	15.8	3.4	SM	A2-4	S,L	-	-	-	-			
B1 S14	12.20	A	4.00	4.45	10.00	68.00	18.00	4.00	-	-	-	-	-	-	S(L)[G]	-	-	-	-		
B1 S14	12.20	1	10.50	11.00	0.00	72.00	26.00	2.00	24.0	-	-	-	-	-	S,L	22.00	19.60	2.70	0.65	0.92	
5/1-SD10	17.12	CR0	0.50	0.70	46.53	35.10	12.83	5.54	14.0	-	-	GM	A1-b	G,S(L)[A]	-	-	-	-	-		
5/1-SD10	17.12	SPT2	4.50	4.95	25.47	65.00	9.53	17.5	-	-	-	SM	A1-b	S,G	-	-	-	-	-		
5/1-SD10	17.12	SPT4	8.50	8.95	6.25	65.51	18.85	9.39	18.4	-	-	GM	A1-b	S(L)[A][G]	-	-	-	-	-		
5/1-SD10	17.12	SPT6	12.00	12.41	4.68	57.46	25.28	12.58	14.4	-	-	SM	A4	S,L(A)	-	-	-	-	-		
5/1-SD10	17.12	SPT8	15.00	15.39	4.00	58.64	23.00	14.36	15.3	-	-	SM	A4	S(L)[A]	-	-	-	-	-		
CS16ter	9.99	CR1	0.30	0.60	0.10	53.10	26.90	19.90	22.0	15.0	7.0	-	-	-	S,L(A)	-	-	-	-	-	
CS16ter	9.99	CR2	3.30	3.60	6.90	70.90	16.70	5.50	-	-	-	-	-	-	S(L)[G][A]	-	-	-	-	-	
CS16ter	9.99	SPT5	7.50	7.95	0.00	50.40	39.30	10.30	29.0	21.0	8.0	-	-	-	S,L(A)	-	-	-	-	-	
CS16ter	9.99	SPT6	9.00	9.45	0.70	84.10	13.10	2.10	-	-	-	-	-	-	S(L)	-	-	-	-	-	
5/1-SD10 Bis	8.87	SPT1	1.50	1.95	0.91	59.81	14.31	24.96	28.9	19.2	9.7	SC	A4	S(A)(L)	-	-	-	-	-	-	
5/1-SD10 Bis	8.87	SPT3-	6.00	6.45	0.51	56.39	32.86	10.24	19.9	15.1	4.9	SM-SC	A4	S,L(A)	-	-	-	-	-	-	
5/1-SD10 Bis	8.87	CI2	7.50	8.00	17.39	77.47	5.15	16.7	-	-	-	SM	A3	S(G)	18.51	18.45	2.62	0.68	0.71	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
CM	= prova di compressione monoassiale non confinata

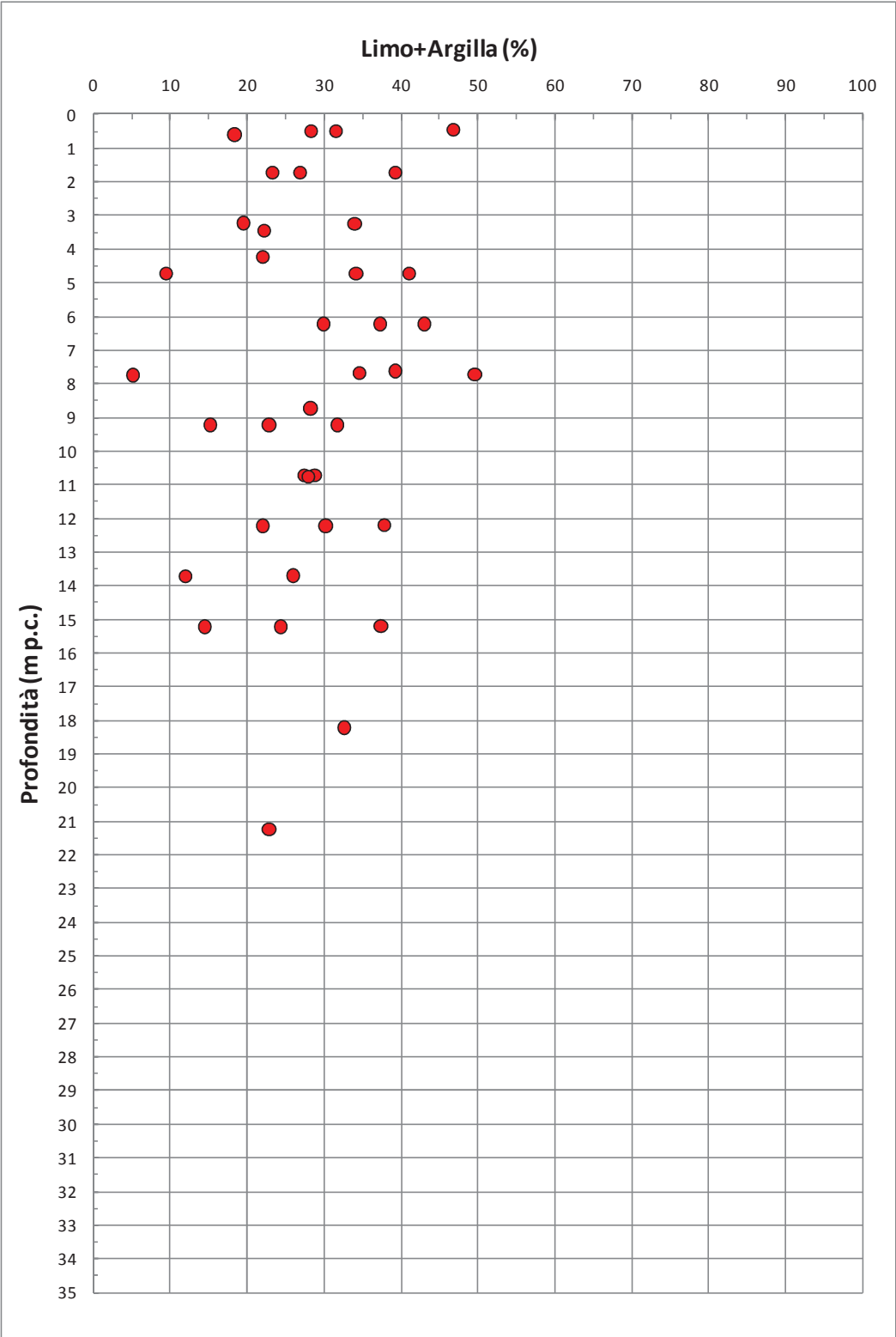


Figura 9.1: Formazione Qt1e – Contenuti di fine (CF)

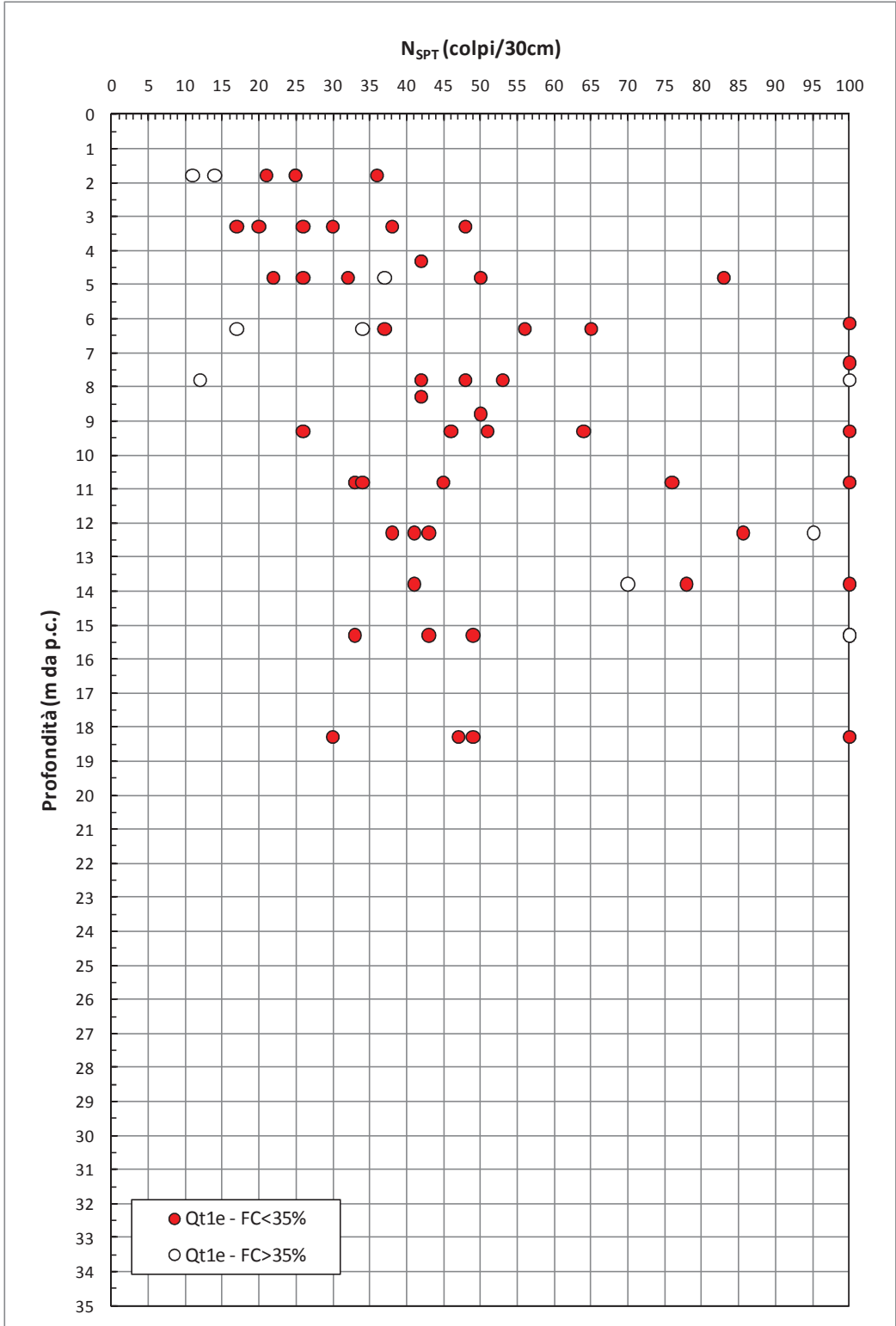


Figura 9.2: Formazione Qt1e – Valori di N_{SPT}

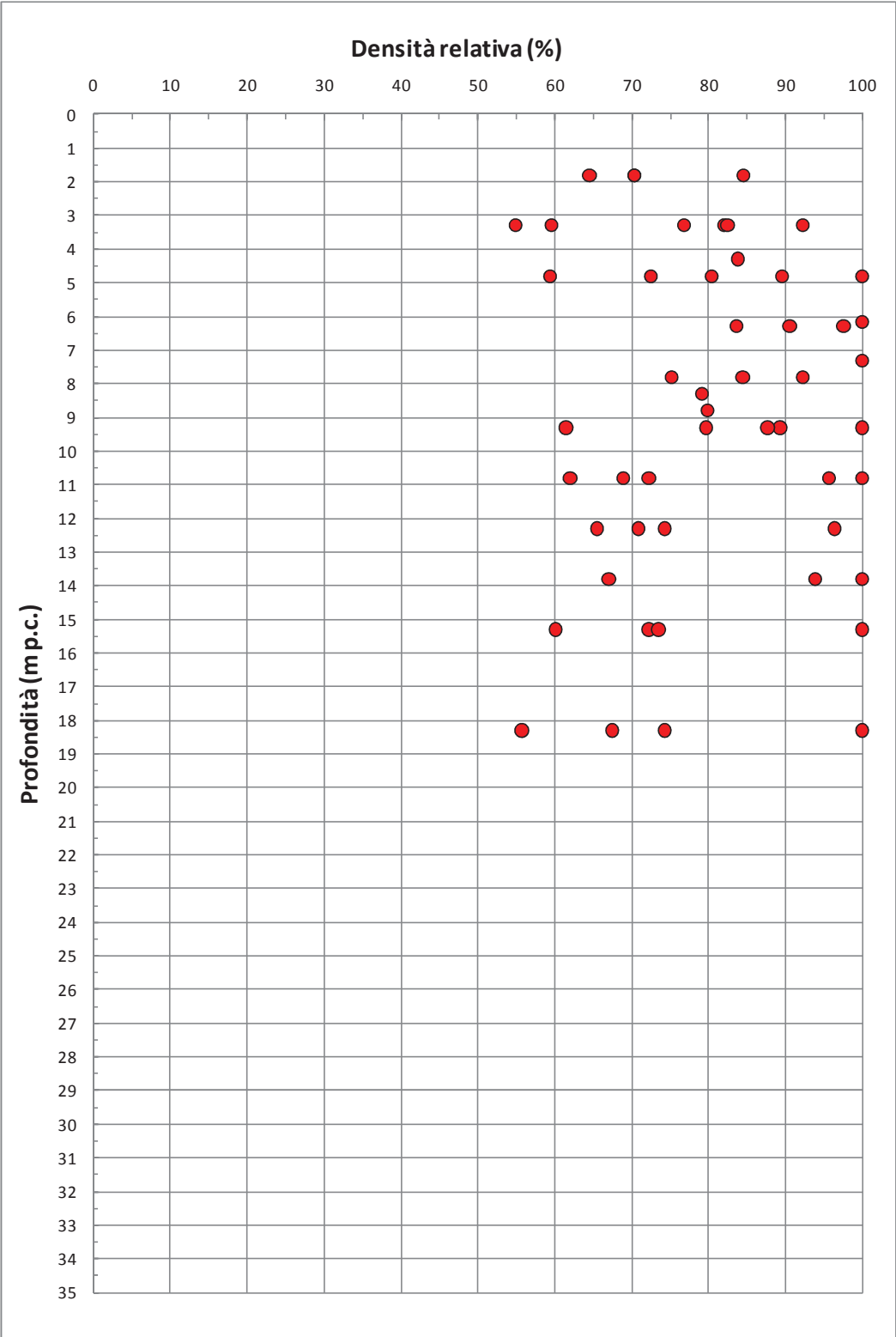


Figura 9.3: Formazione Qt1e – Densità relativa

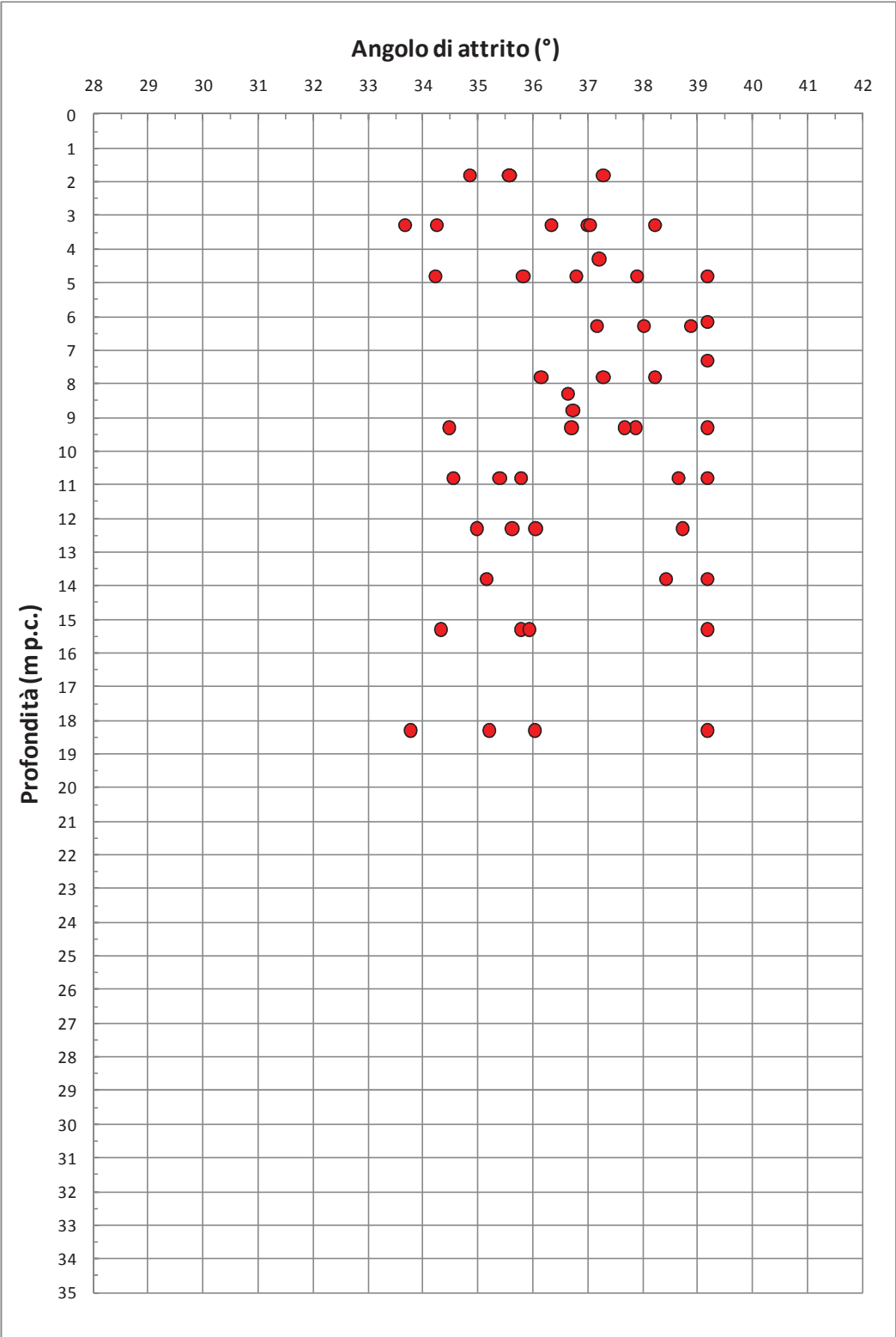


Figura 9.4: Formazione Qt1e – Angolo di attrito da prove SPT

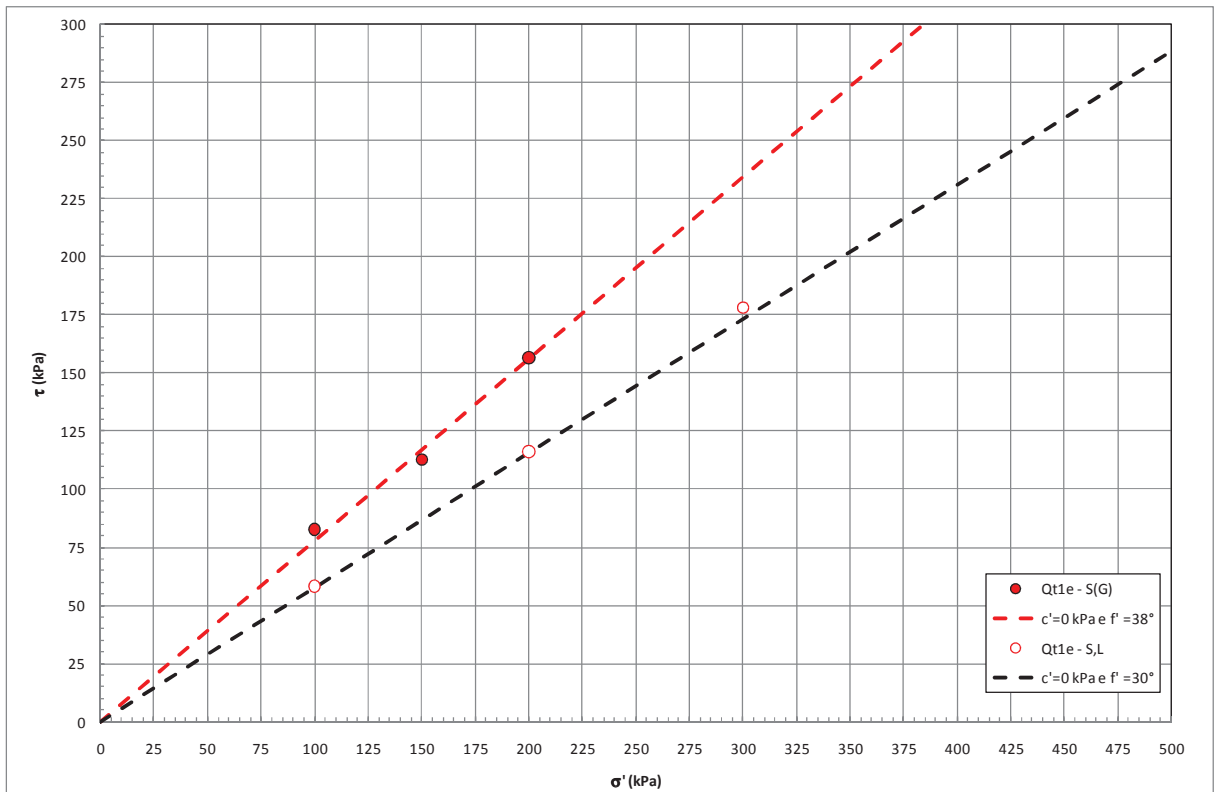


Figura 9.5: Formazione Qt1e – Angolo di attrito da prove di Taglio Diretto

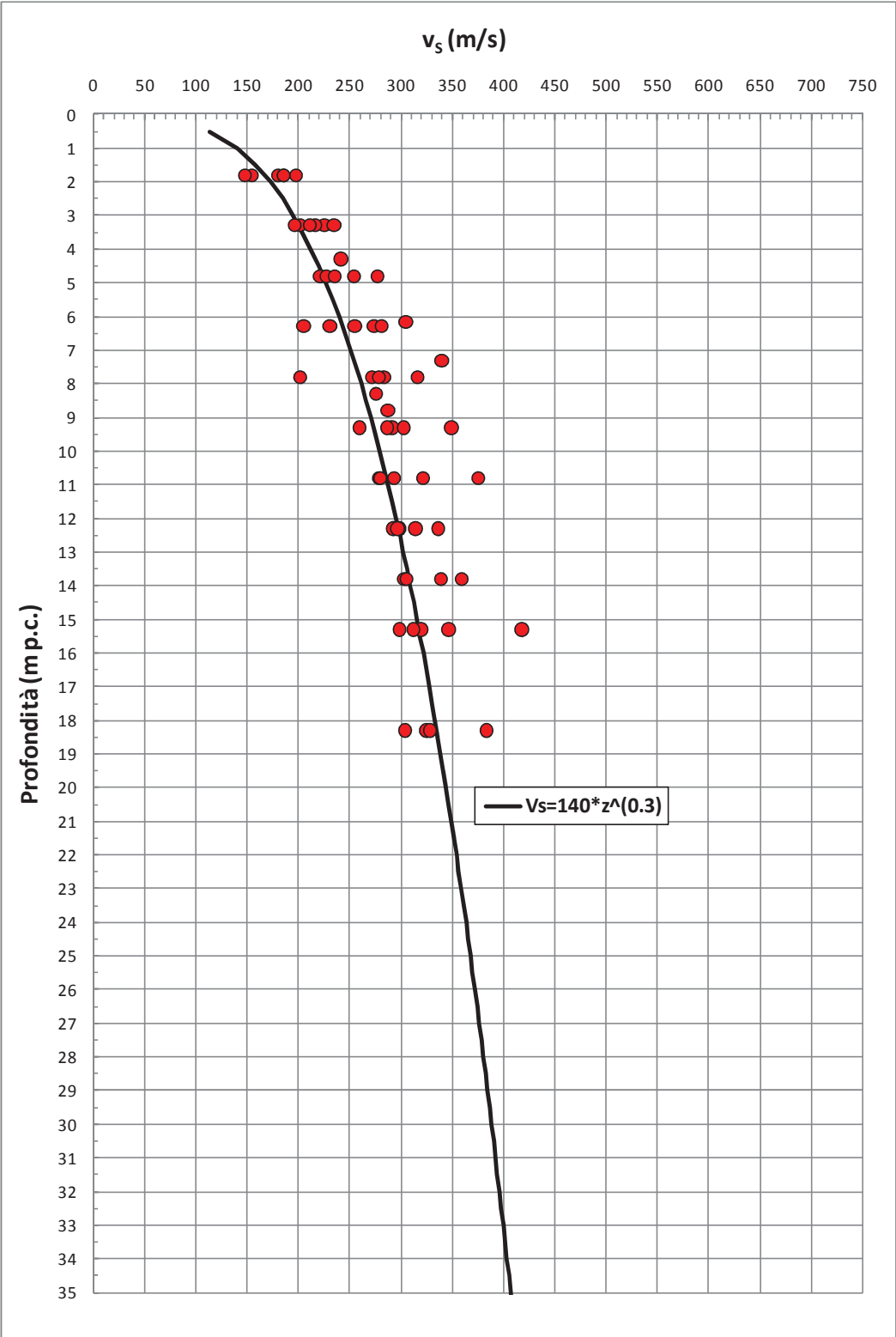


Figura 9.6: Formazione Qt1e – Valori di v_s

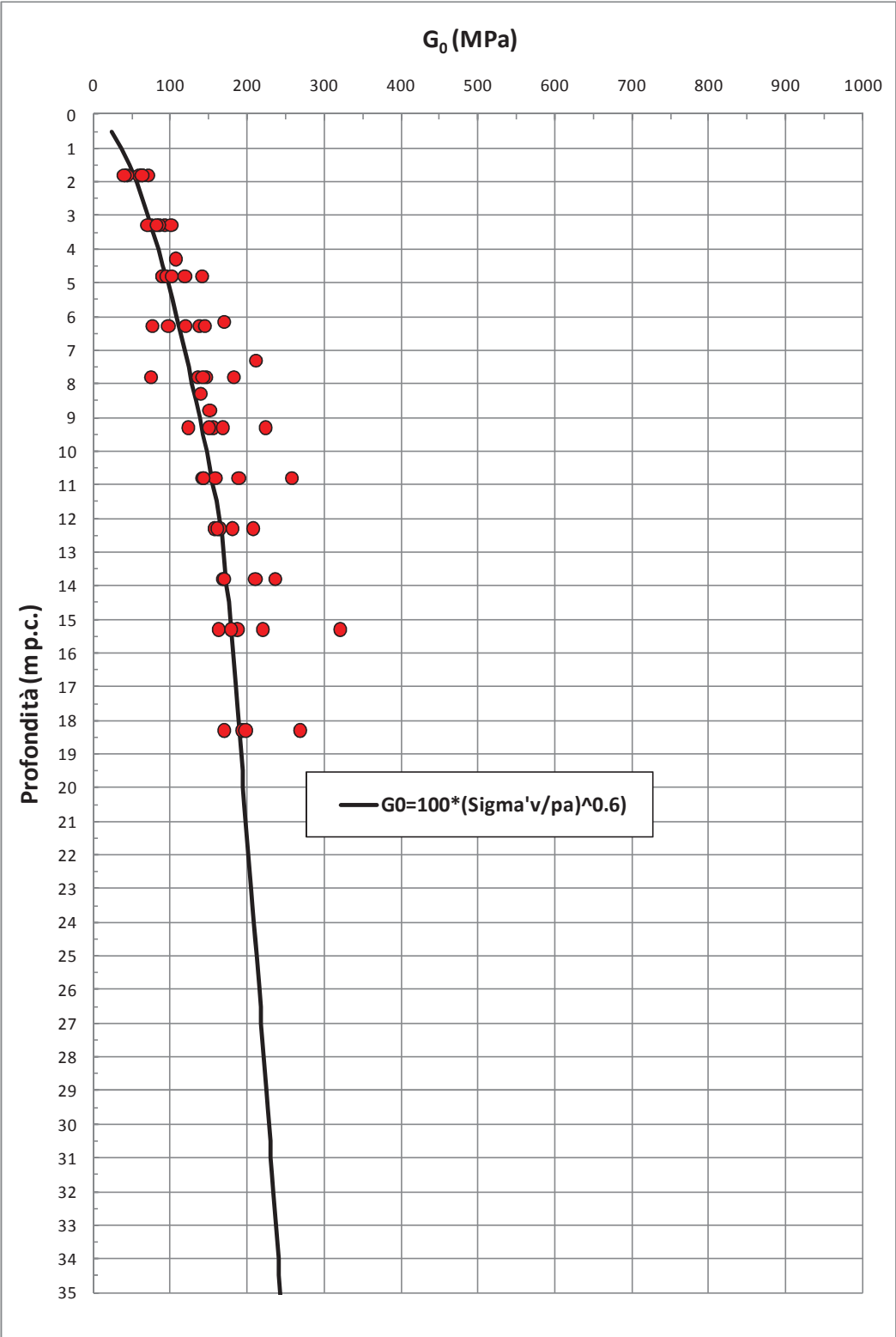


Figura 9.7: Formazione Qt1e – Valori di G_0

9.4 Depositi marino-costieri sabbiosi Qt2

La formazione Qt2 risulta geologicamente ascrivibile a depositi marino-costieri risalenti al Pleistocene medio-inferiore. Sulla base delle evidenze geologiche, dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie, sabbie limose o limoso-argillose, generalmente debolmente ghiaiose; in alcuni casi (molto localizzati) si rinvencono anche sabbie con limi o sabbie con ghiaie e livelli di limi sabbiosi e argille limose. I sondaggi hanno evidenziato inoltre la presenza di clasti arenacei di dimensioni pluricentriche ($D_{max}=5\div 6\text{cm}$ da evidenze di carotaggio) e livelli, da centimetrici a decimetrici, di arenaria fine o litoide, nonché livelli di sabbie debolmente cementate; le dimensioni degli elementi sopra descritti (clasti e livelli arenacei) possono risultare condizionate dalle operazioni di carotaggio e quindi rinvenirsi anche in dimensioni e con continuità maggiori. A luoghi sono presenti frammenti di malacofauna.

La caratterizzazione geotecnica dei materiali sabbiosi Qt2 è stata sviluppata, in analogia con quanto fatto per i depositi Qt1e, sulla base dell'interpretazione delle:

- prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati 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 9.4;
- prove penetrometriche dinamiche SPT delle indagini di Progetto Preliminare (fase B e fase C) e di Progetto Definitivo;
- prove di permeabilità Lefranc delle indagini di Progetto Preliminare (fase B) 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 9.8; l'analisi di tale figura conferma che i depositi in oggetto sono costituiti essenzialmente da strati di terreno a grana grossa ($FC < 35\%$).

Nella Figura 9.9 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 15 colpi/30 cm e valori massimi che hanno dato rifiuto ($N_{SPT} \geq 100$ colpi/30cm); come intervallo caratteristico della formazione in oggetto si può assumere $20 \leq N_{SPT} \leq 40$ colpi/30 cm.

9.4.1 Caratteristiche fisiche

La formazione Qt2 in oggetto, con la sola esclusione dei livelli più limoso-argillosi con percentuali di fine superiori al 35%, presenta la seguente composizione:

- sabbia = 44 ÷ 90%, mediamente 69%
- limo = 12 ÷ 24%, mediamente 17%
- ghiaia = 0 ÷ 35%, mediamente 7%
- argilla = 3 ÷ 10%, mediamente 7%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 10% ÷ 34%, mediamente 24%

Gli strati più limoso-argillosi, aventi una percentuale di fine superiore al 35% e costituenti delle locali intercalazioni nell'ambito della formazione Qt2, presentano la seguente composizione:

- limo = 21 ÷ 57%, mediamente 33%
- argilla = 8 ÷ 66%, mediamente 33%
- sabbia = 4 ÷ 62%, mediamente 33%
- ghiaia = 0 ÷ 5%, mediamente 1%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 37% ÷ 96%, mediamente 66%

Il peso di volume naturale può essere assunto pari a $\gamma_n = 19 \div 20$ kN/m³.

La densità relativa (D_r), determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT risulta generalmente compresa nell'intervallo $D_r = 50 \div 70\%$ (vedi Figura 9.10), con valori locali anche più elevati. 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 aventi percentuale di fine superiore al 35% sono state considerate come materiali aventi comportamento geotecnico tipico di un terreno a grana fine.

9.4.2 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 $\varphi' = 32^\circ \div 36^\circ$ (vedi la Figura 9.11). L'angolo di attrito determinato da prove di taglio diretto eseguite su un campioni di sabbie limose e sabbie con limo hanno fornito valori pari a $\varphi' = 34^\circ \div 39^\circ$, mentre altre prove analoghe su campioni di sabbie limose argillose fino a limi argillosi hanno fornito valori pari a $\varphi' = 26^\circ \div 28^\circ$ (vedi Figura 9.12).

Sulla base di quanto sopra, alla formazione Qt2 possono essere assegnati valori caratteristici dell'angolo di attrito nei range:

- $\varphi' = 34^\circ \div 36^\circ$ per le sabbie e le sabbie debolmente limose
- $\varphi' = 30^\circ \div 34^\circ$ per le sabbie limose e sabbie con limo aventi $CF < 35\%$
- $\varphi' = 26^\circ \div 28^\circ$ per le sabbie con limo aventi $CF \geq 35\%$ e limi argillosi

9.4.3 Deformabilità

Le velocità delle onde di taglio ricavate dall'interpretazione delle prove penetrometriche SPT sono riportati nella Figura 9.13. Nella figura sono riportati anche i valori delle velocità delle onde di taglio ottenuti dalla prova Cross-Hole e dalla prova con cono simico (verticali 5/1-SD13 e 5/1-SD13CH), limitati alle profondità in cui è stata incontrata la formazione in oggetto; per i commenti relativi al confronto tra le velocità delle onde di taglio ricavate direttamente dalla prova Cross-Hole e quelle ricavate dall'interpretazione delle prove SPT si rimanda a quanto già discusso nel paragrafo 6.4.

I moduli di taglio iniziale (G_{01}), determinati a partire dai valori delle velocità calcolate in precedenza sono riportati nella Figura 9.14. In questa sede, a titolo cautelativo, i valori di G_{01} dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

$$G_{01} = 80000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.6} \quad \text{in kPa}$$

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} , E_{op2} ed E_{op3} , da utilizzare nelle analisi delle opere di sostegno, nella stima dei cedimenti delle fondazioni e nella stima dei cedimenti dei rilevati, con metodi elastici, sono pari ad una frazione di E_0 ; quest'ultimo modulo può essere calcolato in accordo al legame che intercorre tra E_0 e G_0 , 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.

9.4.4 Permeabilità

Sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc (vedi Tabella 5.2) ai terreni sabbioso e sabbioso limosi possono essere assegnati coefficienti di permeabilità dell'ordine $1 \cdot 10^{-5} \div 3 \cdot 10^{-5}$ m/s; congruentemente con quanto riportato nella Tabella 5.3, la permeabilità dei depositi potrebbe innalzarsi fino a valori dell'ordine di $1 \cdot 10^{-3}$ m/s nei depositi più prettamente sabbioso-ghiaiosi. Infine, la Tabella 5.3 indica possibili valori estremi anche di $1 \cdot 10^{-7}$ m/s \div $1 \cdot 10^{-8}$ m/s, attribuibili agli strati più limoso-sabbiosi o 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.

9.4.5 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 Qt2.

Tabella 9.3: Formazione Qt2 – Parametri geotecnici medi caratteristici

Parametro	Sabbie limose	Sabbie con limi (FC < 35%)	Sabbie con limi (FC ≥ 35%) e limi argillosi
γ_t (kN/m ³)	19÷20		
N _{SPT} (colpi/30 cm)	20+0.7·(z-6) ⁽¹⁾		
D _r (%)	50÷70		-
φ' (°)	34÷36	30÷34	26÷28
GSC = $\sigma'_{v,max} / \sigma'_{v,0}$ (-)	1.0		
k ₀ (-)	$(1 - \text{sen}\varphi') \cdot \sqrt{\text{GSC}}$		
v _s (m/sec)	120 · z ^{0.3}		
G ₀₁ (kPa)	$G_{01} = 80000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v,0}}{p_a} \right)^{0.6}$		
E _{op1} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / (3 \div 5)$ ⁽²⁾		
E _{op2} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 5$ ⁽²⁾		
E _{op3} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 10$ ⁽²⁾		

Simbologia:

- γ_t = peso di volume naturale;
 N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;
 D_r = densità relativa;
 φ' = angolo di attrito operativo;
 GSC = grado di sovraconsolidazione 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).

Note:

(1) = essendo sempre $z \geq 6$ m.

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

e p_0' la pressione efficace media geostatica.

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/m³)	Gs (-)	e (-)	S (-)		
5/1-SD18	10.88	SPT7	10.50	10.95	9.21	76.03	11.56	3.21	16.1	-	-	-	SM	A1-b	S(L)[G]	-	-	-	-		
5/1-SD18	10.88	SPT8	12.00	12.45	5.15	28.31	34.54	32.01	31.1	16.7	14.4	-	CL	A6	L,A,S[G]	-	-	-	-		
5/1-SD18	10.88	SPT9	13.50	13.95	0.00	70.75	19.18	10.07	15.9	-	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-		
5/1-SD18	10.88	SPT10	15.00	15.45	0.00	72.92	17.75	9.33	15.1	-	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-		
5/1-SD18	10.88	SPT11	18.00	18.45	0.00	60.02	32.32	7.66	30.7	-	-	-	SM	A4	S(L)[A]	-	-	-	-		
B1 S13	12.40	1	3.00	3.30	4.00	85.00	11.00	-	-	-	-	-	-	-	S	16.00	-	2.71	-	-	
B1 S13	12.40	C	12.00	12.45	0.00	90.00	10.00	-	-	-	-	-	-	-	S	-	-	-	-	-	
5/1-SD19	6.74	SPT2	4.50	4.95	2.26	72.00	17.54	8.20	14.6	-	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-		
5/1-SD19	6.74	SPT4	7.50	7.95	25.38	54.36	13.85	6.40	15.7	-	-	-	SM	A2-4	S,G(L)[A]	-	-	-	-		
5/1-SD19	6.74	SPT6	10.50	10.95	3.16	69.24	19.38	8.22	12.1	-	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-		
5/1-SD20	11.73	SPT6	9.00	9.45	0.67	61.47	20.84	17.01	30.5	20.5	10.1	-	SC	A4	S(L)[A]	-	-	-	-		
5/1-SD20	11.73	SPT8	12.00	12.45	0.00	81.31	18.69	-	16.2	-	-	-	SM	A2-4	S	-	-	-	-		
5/1-SD20	11.73	SPT10	15.00	15.45	3.86	77.90	11.64	6.60	15.9	-	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-		
5/1-SD20	11.73	Cl3	18.00	18.60	0.00	48.18	36.94	14.88	45.3	34.3	10.9	-	ML	A7-5	S,L[A]	52.74	15.37	2.51	1.50	0.88	
5/1-SD20	11.73	SPT12	21.00	21.45	0.62	17.78	32.95	46.66	40.1	24.5	15.6	-	CL	A7-6	A,L[S]	-	-	-	-	-	
5/1-SD21	13.56	SPT5	10.50	10.95	4.18	7.68	24.21	63.93	54.5	28.1	26.4	-	CH	A7-6	A(L)[S]	-	-	-	-	-	
5/1-SD21	13.56	CRG	11.40	11.80	5.10	5.12	23.43	66.32	55.4	27.6	27.8	-	CH	A7-6	A(L)[S][G]	-	-	-	-	-	
5/1-SD21	13.56	SPT8	15.00	15.45	0.85	76.82	13.14	9.18	14.9	-	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-	
5/1-SD25	17.41	SPT9	21.00	21.45	27.60	44.38	19.53	8.49	21.6	15.2	6.3	-	SM-SC	A1-b	S,G(L)[A]	-	-	-	-	-	
5/1-SD25	17.41	Cl4	23.00	23.60	0.00	52.29	24.68	23.03	33.9	18.7	15.2	-	SC	A6	S(L)[A]	20.27	18.98	2.59	0.64	0.82	
5/1-SD25	17.41	Cl6	33.60	34.00	0.00	32.17	40.60	27.24	27.3	17.5	9.8	-	CL	A4	L,S,A	21.34	19.87	2.60	0.59	0.94	

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

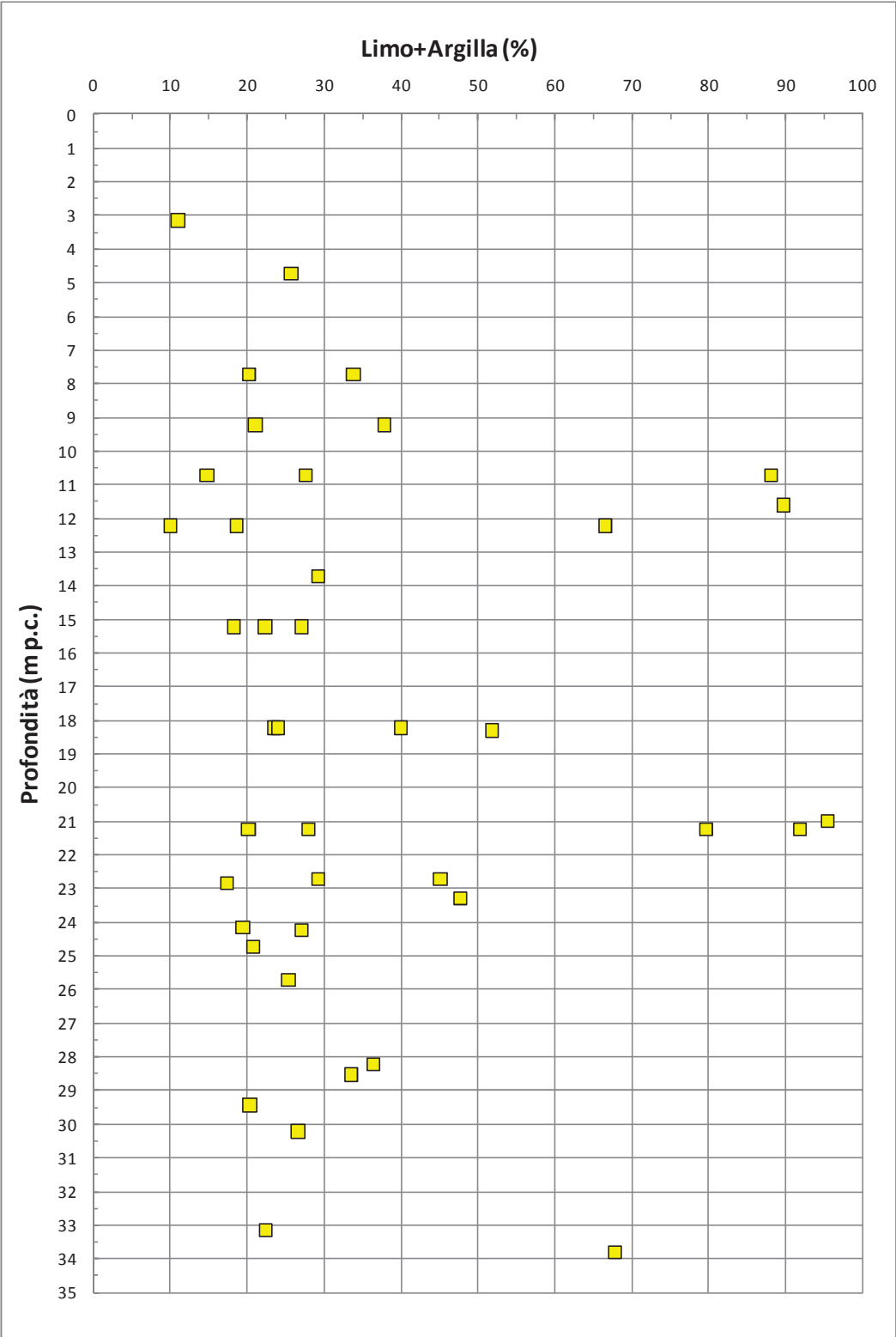


Figura 9.8: Formazione Qt2 – Contenuti di fine (CF)

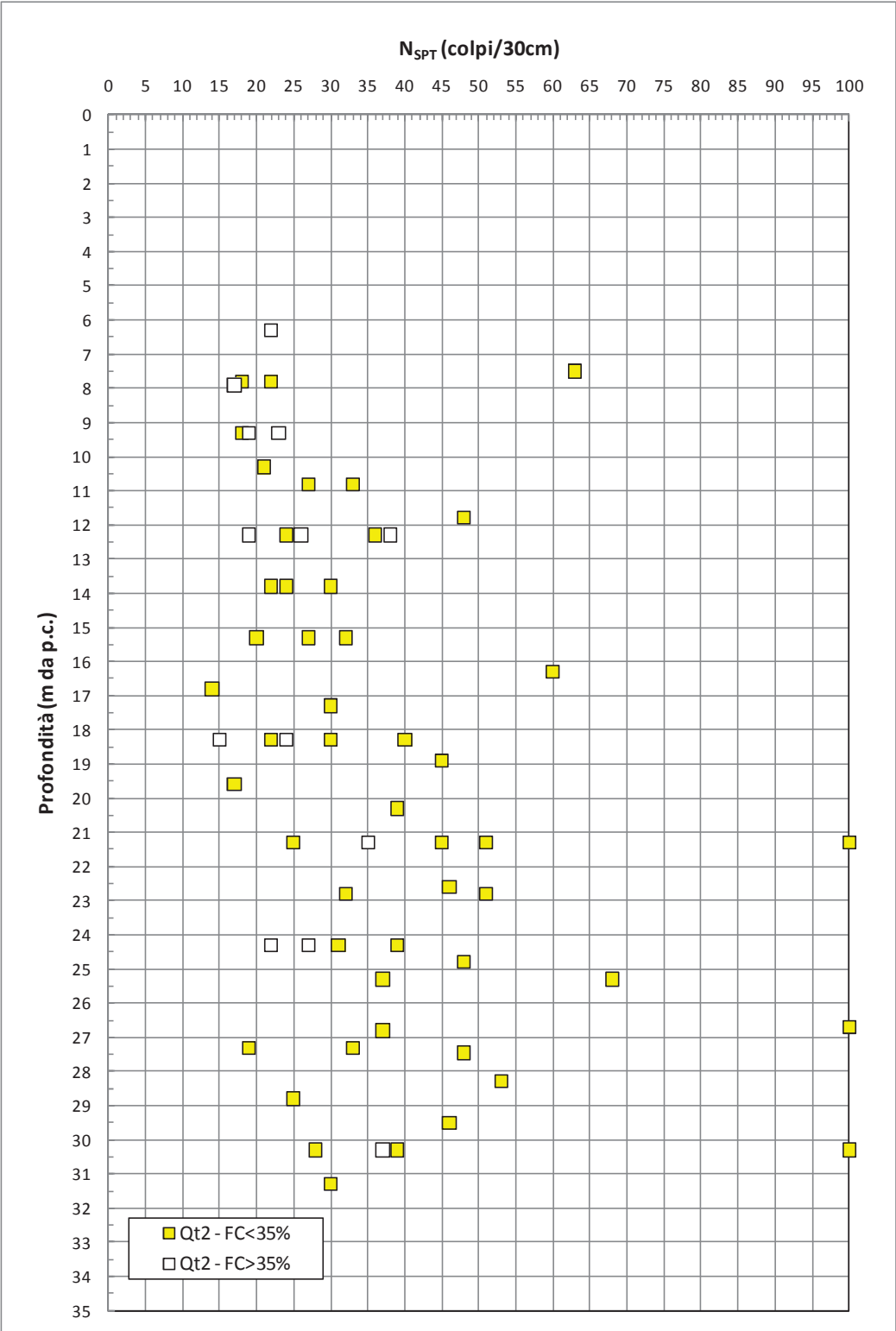


Figura 9.9: Formazione Qt2 – Valori di N_{SPT}

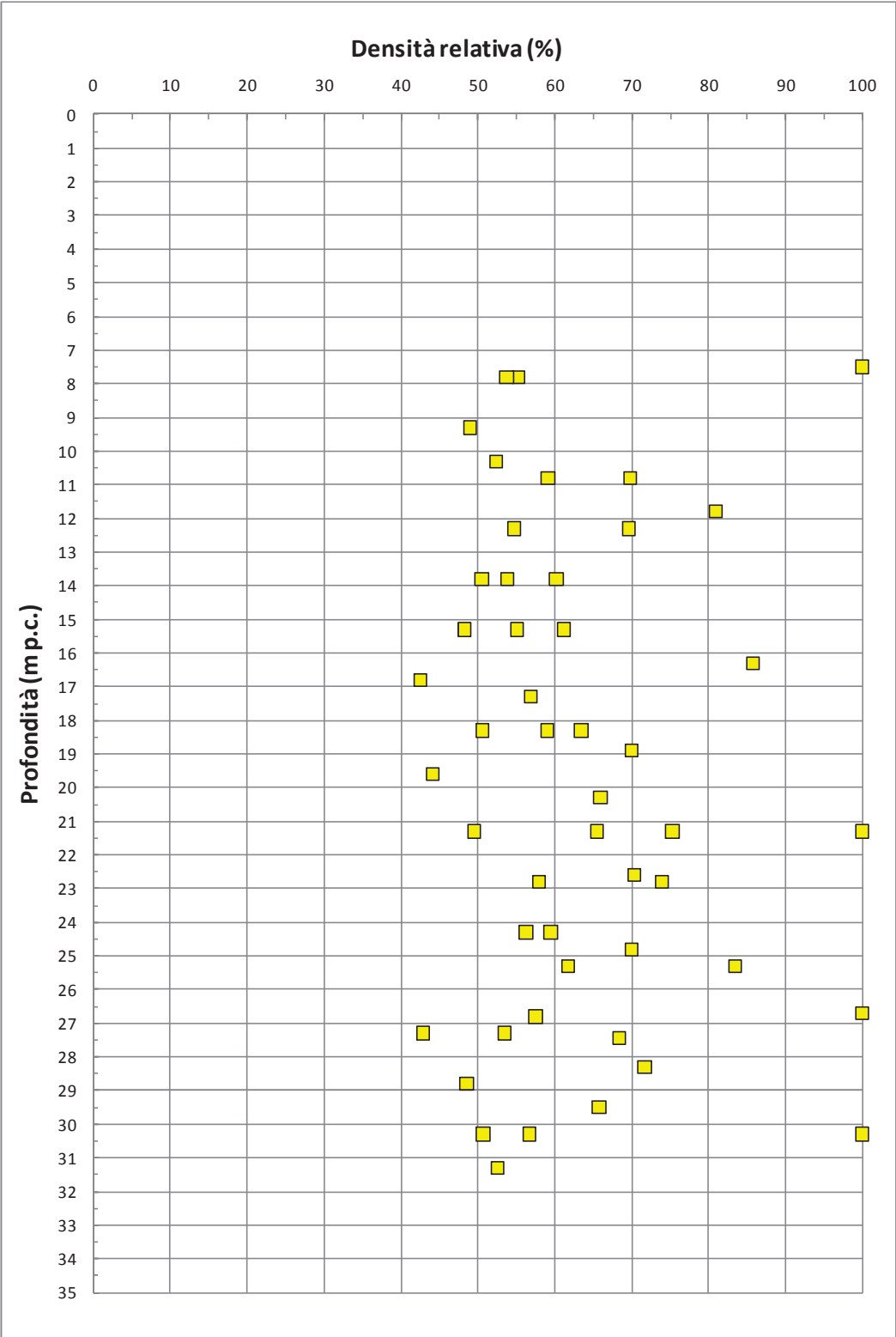


Figura 9.10: Formazione Qt2 – Densità relativa

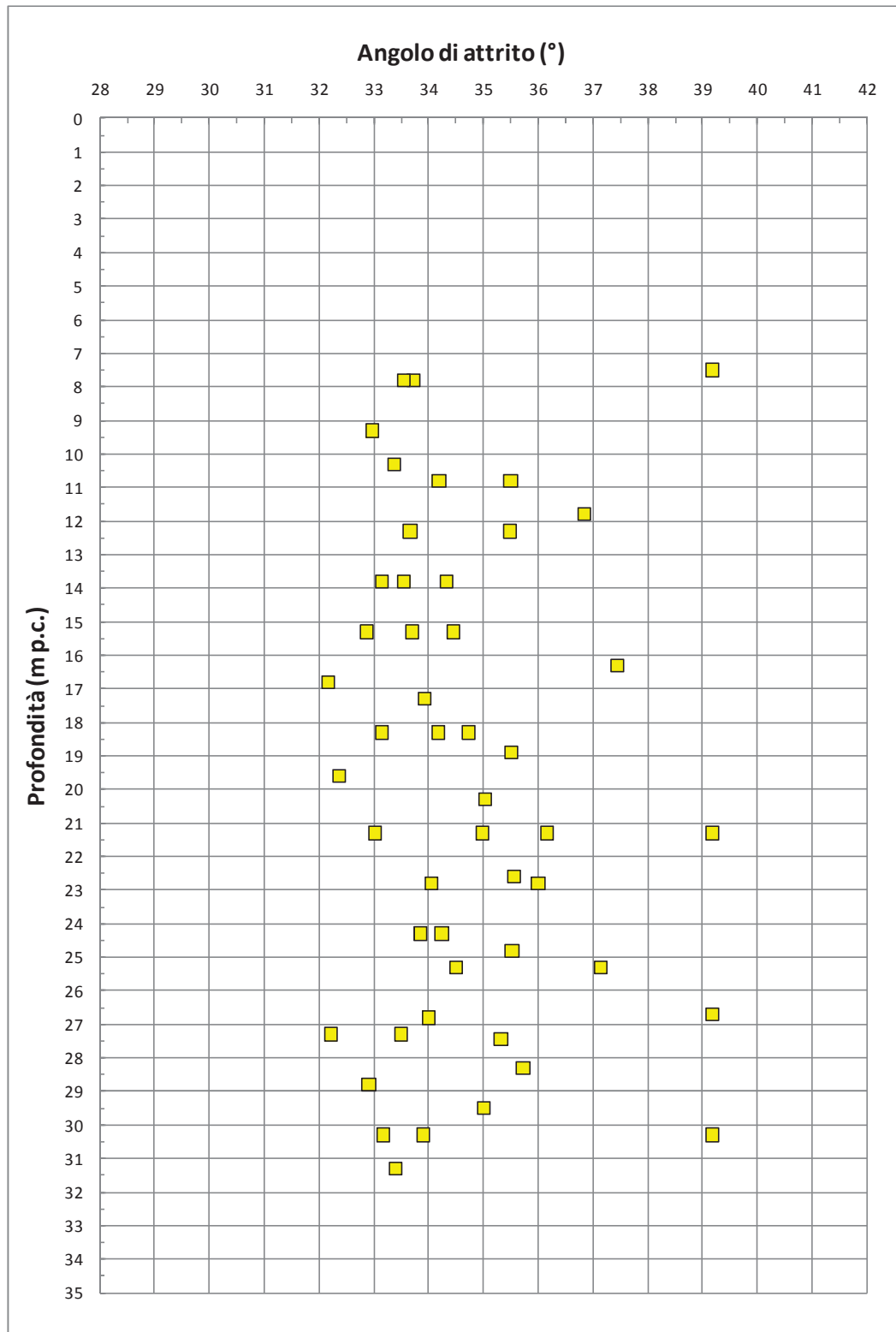


Figura 9.11: Formazione Qt2 – Angolo di attrito da prove SPT

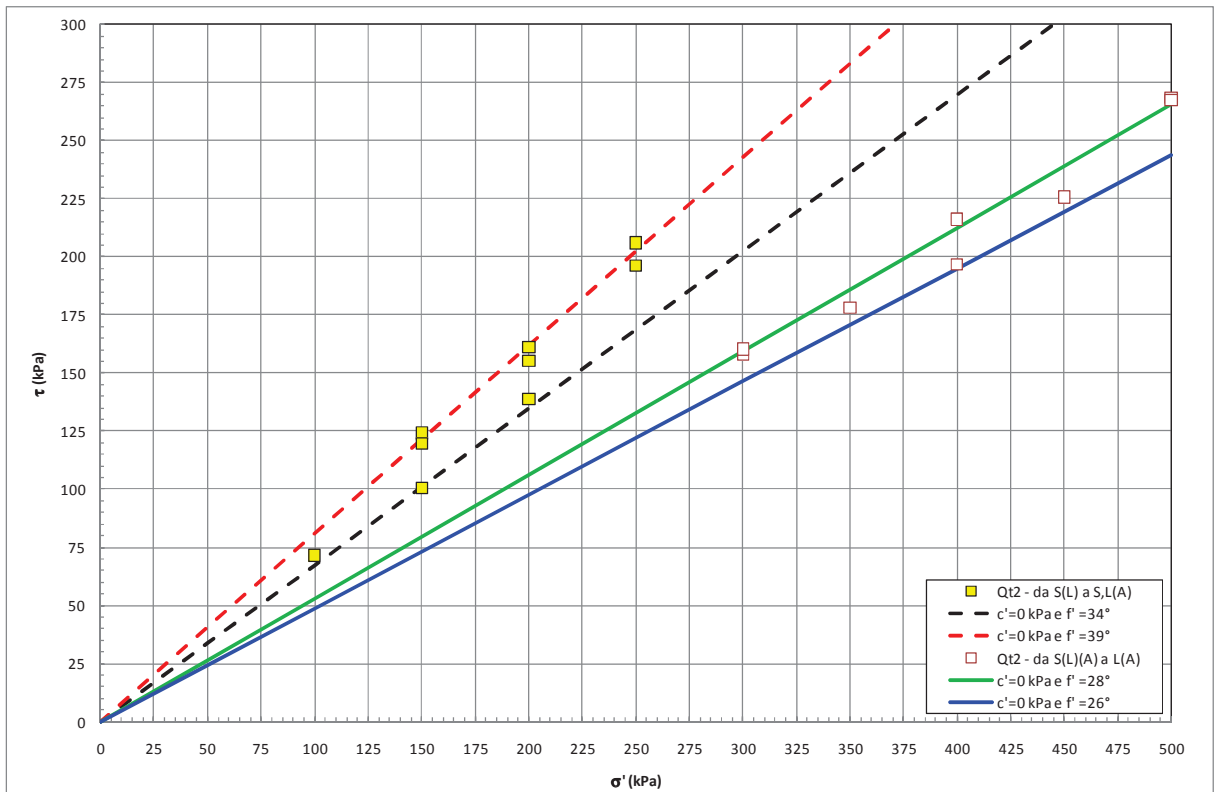
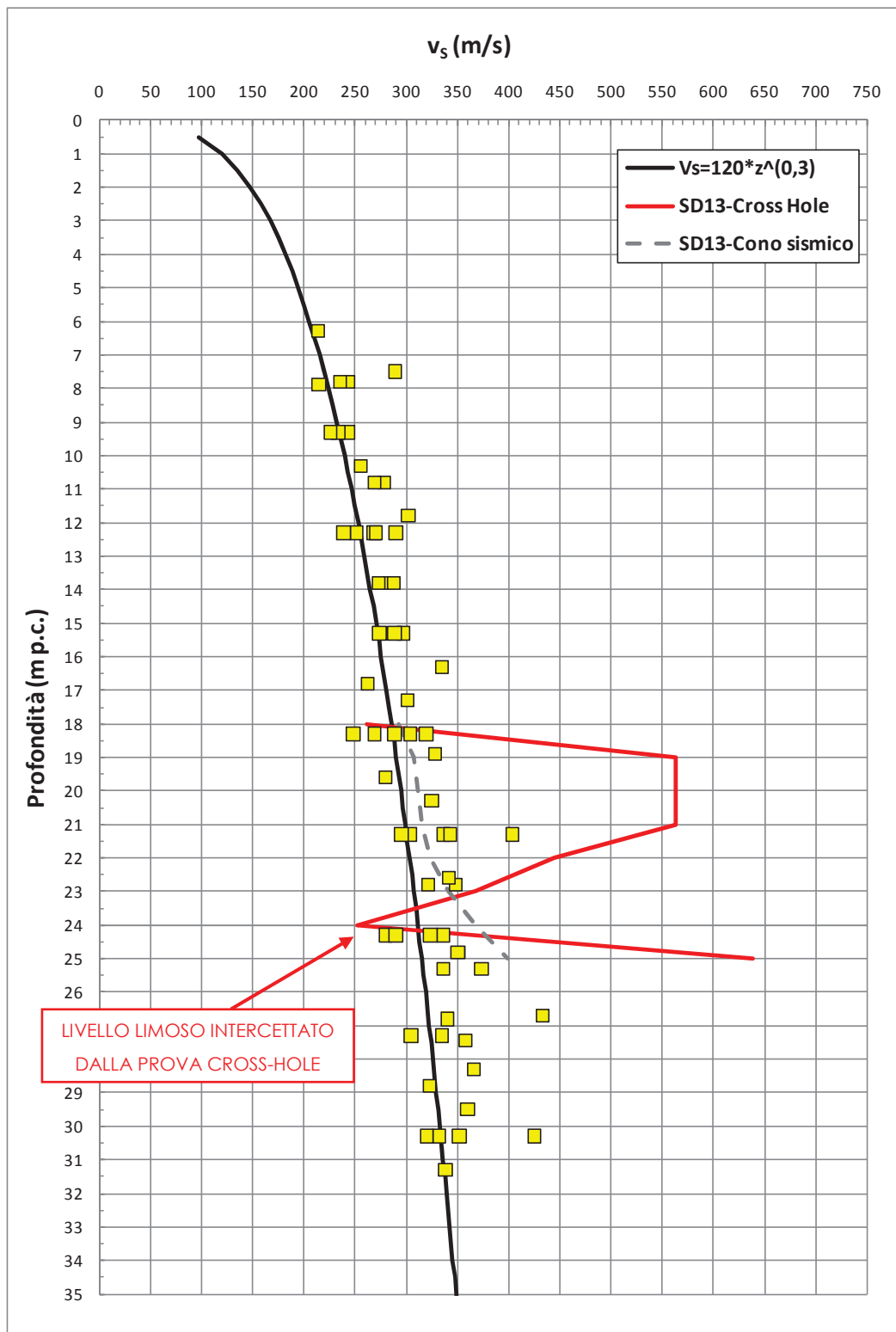


Figura 9.12: Formazione Qt2 – Angolo di attrito da prove di Taglio Diretto

Figura 9.13: Formazione Qt2 – Valori di v_s

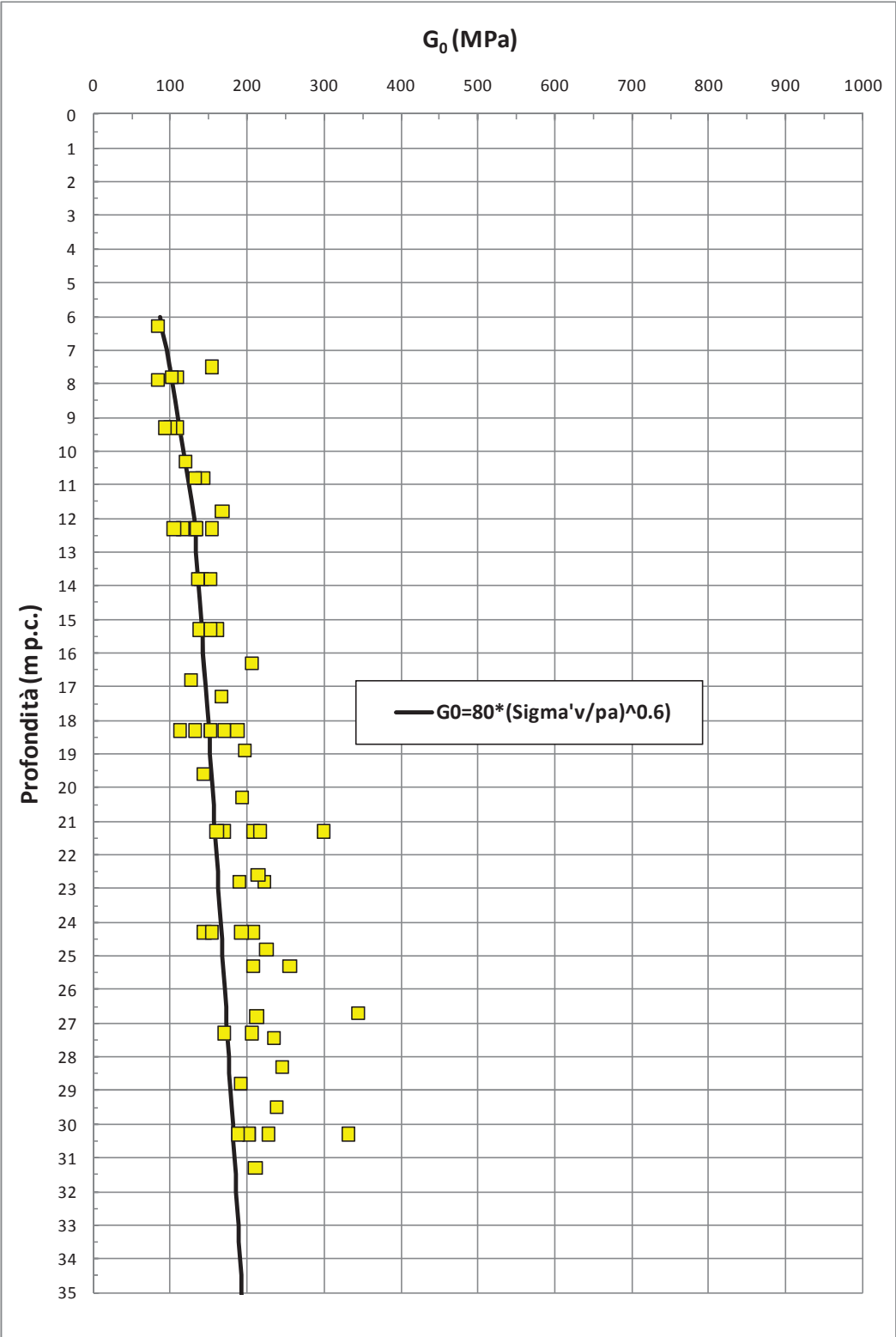


Figura 9.14: Formazione Qt2 – Valori di G_0

9.5 Depositi fluviali Qt1d/Qt1d1

La formazione Qt1d risulta geologicamente ascrivibile a depositi fluviali risalenti al Pleistocene superiore. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, 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). È segnalata a livello geologico la locale presenza di materiale biancastro di probabile natura vulcanoclastica e di calcinelli e concrezioni manganesifere nei suoli.

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, fase B e fase C) e da quelli dell'indagine di Progetto Definitivo, i cui risultati sono sintetizzati nella Tabella 9.6;
- prove penetrometriche dinamiche SPT delle indagini di Progetto Preliminare (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 9.15; 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 9.16 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 32 colpi/30cm; come intervallo caratteristico della formazione in oggetto si può assumere $10 \leq N_{SPT} \leq 25$ colpi/30 cm.

9.5.1 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:

- limo = 15 ÷ 68%, mediamente 33%
- argilla = 6 ÷ 58%, mediamente 33%
- sabbia = 2 ÷ 62%, mediamente 31%
- ghiaia = 0 ÷ 26%, mediamente 3%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 38% ÷ 98%, mediamente 64%

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

- sabbia = 46 ÷ 86%, mediamente 71%
- limo = 9 ÷ 21%, mediamente 15%
- ghiaia = 0 ÷ 35%, mediamente 7%
- argilla = 3 ÷ 10%, mediamente 7%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 8% ÷ 29%, mediamente 19%

Il peso di volume naturale può essere assunto pari a $\gamma_n = 18 \div 21$ kN/m³ (vedi Figura 9.17).

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

- Figura 9.18: contenuto d'acqua
- Figura 9.19: limite liquido
- Figura 9.20: limite plastico
- Figura 9.21: indice dei vuoti

- Figura 9.22: carta di plasticità di Casagrande

Nella Figura 9.23 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_{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 9.24). 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) I_v - $\log\sigma_{vo}'$, si colloca al di sotto della linea di compressibilità intrinseca edometrica IC_{Loed} (Figura 8.4). I terreni a grana fine della formazione Qt1d risultano pertanto ascrivibili a terreni tipo B1 (Figura 9.23), 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 ed attribuibile ai livelli sabbiosi o sabbioso-limosi aventi $FC < 35\%$, ha fornito valori variabili nel range $\phi' = 32^\circ\div 35^\circ$ (vedi la Figura 9.25), mentre l'angolo di attrito

determinato da prove di taglio diretto eseguite su un campioni di sabbie argillose hanno fornito valori pari a $\varphi' = 32^\circ \div 36^\circ$.

Prove di taglio diretto su campioni di sabbie con argille fino ad argille limose hanno fornito valori pari a $c' = 5$ kPa e $\varphi' = 20^\circ \div 27^\circ$ (vedi Figura 9.26).

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

- $\varphi' = 32^\circ \div 35^\circ$ per le sabbie e le sabbie debolmente limose
- $\varphi' = 30^\circ \div 32^\circ$ per le sabbie limose e sabbie con limo aventi $CF < 35\%$
- $\varphi' = 20^\circ \div 27^\circ$ e $c' = 5$ 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 9.27; 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 9.28. Nella figura sono riportati anche i valori delle velocità delle onde di taglio ottenuti dalla prova Cross-Hole e dalla prova con cono simico (verticali 5/1-SD13 e 5/1-SD13CH), limitati alle profondità in cui è stata incontrata la formazione in oggetto; per i commenti relativi al confronto tra le velocità delle onde di taglio ricavate direttamente dalla prova Cross-Hole e quelle ricavate dall'interpretazione delle prove SPT si rimanda a quanto già discusso nel paragrafo 6.4.

I moduli di taglio iniziale (G_{01}), determinati a partire delle velocità calcolate in precedenza sono riportati nella Figura 9.29. In questa sede, a titolo cautelativo, i valori di G_{01} dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

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

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} , E_{op2} ed E_{op3} , da utilizzare nelle analisi delle opere di sostegno, nella stima dei cedimenti delle fondazioni e nella stima dei cedimenti dei rilevati, con metodi elastici, sono pari ad una frazione di E_0 ; quest'ultimo modulo può essere calcolato in accordo al legame che intercorre tra E_0 e G_0 , 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 sulla base di quanto riportato in [Simpson et al. \(1979\)](#), assumendo $G_0=500\div700\cdot c_u$, 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 $5\cdot 10^{-5}\div 1\cdot 10^{-6}$ 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.

9.5.6 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 della formazione Qt1d.

Tabella 9.5: Formazione Qt1d – Parametri geotecnici medi caratteristici

Parametro	Sabbie, Sabbie limose	Sabbie con limi, Limi sabbiosi	Limi ed Argille ⁽¹⁾
γ_t (kN/m ³)	19÷20		18÷19
N _{SPT} (colpi/30 cm)	5+0.8·z ≥ 10		
D _r (%)	40÷60		-
c' (kPa)	0	0	0÷5
φ' (°)	32÷35	30÷32	20÷27
c _u (kPa)	-		50÷100 ⁽²⁾ 100÷150 ⁽³⁾
GSC = $\sigma'_{v,max} / \sigma'_{v,0}$ (-)	2.0 ⁽⁴⁾		
k ₀ (-)	$(1 - \text{sen}\phi')\sqrt{GSC}$		
v _s (m/sec)	130 · z ^{0.25}		
G ₀₁ (kPa)	$G_{01} = 70000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{vo}}{Pa}\right)^{0.6}$		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 (-)	-	-	0.15÷0.25 ⁽⁴⁾
c _r (-)	-	-	0.2 · c _c ⁽⁴⁾
c _v (cm ² /s)	-	-	1·10 ⁻³ ÷ 5·10 ⁻³ ⁽⁴⁾
c _{αe} (%)	-	-	0.3÷0.4 ⁽⁴⁾

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 Qt1d – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

Sondaggio	Quota	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE				PROPRIETÀ FISICHE				LABORATORIO
			D _a (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	γ _n (kN/m ³)	G _s (-)	e (-)	S (-)	
CS16bis	6.87	CR2	2.40	2.60	9.10	26.60	36.30	28.00	41.0	24.0	17.0	-	-	L,A,S[G]	-	-	-	-	-	-
5/1-SD13	7.95	CR0	0.50	0.60	0.00	49.06	24.28	26.65	26.0	17.5	8.5	CL	A4	S,A(L)	-	-	-	-	-	-
5/1-SD13	7.95	SPT1	1.50	1.95	0.00	47.99	23.81	28.20	28.9	18.9	10.0	CL	A4	S,A(L)	-	-	-	-	-	-
5/1-SD13	7.95	CI1	3.00	3.60	0.00	74.22	11.22	14.56	22.5	-	-	SM	A2-4	S(A)(L)	22.48	18.63	2.60	0.71	0.82	ED
5/1-SD13	7.95	SPT3	6.00	6.45	0.00	44.38	34.59	21.02	26.7	24.6	12.1	ML-CL	A6	S,L(A)	-	-	-	-	-	-
5/1-SD14	11.08	CR0	0.50	0.70	11.40	10.10	26.40	52.10	47.5	26.9	20.6	SC	A6	A,L(G)(S)	-	-	-	-	-	-
5/1-SD14	11.08	CI1	3.00	3.60	0.00	52.91	21.98	25.11	33.2	20.1	13.1	SC	A6	S,A(L)	17.80	20.50	2.74	0.58	0.84	TD
5/1-SD14	11.08	SPT2	4.50	4.95	1.37	79.69	18.94	18.94	19.0	-	-	SM	A2-4	S	-	-	-	-	-	-
5/1-SD18	10.88	CR0	0.40	0.60	1.98	8.00	33.94	56.07	54.0	29.9	24.2	MH	A6	A,L(S)	-	-	-	-	-	-
5/1-SD18	10.88	SPT1	1.50	1.95	2.04	52.99	28.17	16.81	42.6	33.2	9.4	SM	A5	S,L(A)	-	-	-	-	-	-
5/1-SD18	10.88	SPT2	3.00	3.45	0.00	61.73	32.57	5.69	33.8	-	-	SM	A4	S,L[A]	-	-	-	-	-	-
5/1-SD18	10.88	SPT3	4.50	4.95	0.00	75.85	20.38	3.77	17.6	-	-	SM	A2-4	S(L)	-	-	-	-	-	-
5/1-SD18	10.88	SPT4	6.00	6.45	0.45	2.61	67.16	29.78	53.2	29.5	23.7	MH-CH	A7-6	L,A	-	-	-	-	-	-
5/1-SD20	11.73	I	0.50	0.70	14.83	56.44	17.98	10.75	23.8	18.8	5.0	SM-SC	A2-4	S(L)(G)(A)	-	-	-	-	-	-
CS16	23.62	CR1	3.40	3.70	2.80	26.10	34.70	36.40	33.0	20.0	13.0	-	-	A,L,S	-	-	-	-	-	-
CS16	23.62	CI1	5.00	5.55	0.50	28.30	28.30	42.90	50.0	31.0	19.0	-	-	A,S,L	25.90	19.32	2.72	0.74	0.95	-
CS16	23.62	CR2	8.20	8.40	0.10	15.00	36.80	48.10	53.0	30.0	23.0	-	-	A,L(S)	24.20	17.69	2.65	-	-	-
CS16	23.62	CR3	10.15	10.50	0.00	5.50	39.70	54.80	42.0	24.0	18.0	-	-	A,L[S]	20.30	19.65	2.65	-	-	-
CS16	23.62	SPT7	12.00	12.45	1.50	49.00	49.50	26.0	26.0	16.0	10.0	-	-	S	-	-	-	-	-	-
CS16	23.62	CI2	15.00	15.50	3.40	36.00	37.00	23.60	32.0	20.0	12.0	-	-	L,S(A)	25.50	19.40	2.73	0.73	0.95	-
CS16	23.62	CR4	18.60	19.00	0.20	78.40	16.30	5.10	-	-	-	-	-	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)	Gs (-)	e (-)	s (-)		
CS16	23.62	CI3	20.60	21.00	0.00	2.00	40.00	58.00	44.0	22.0	22.0	-	-	A,L	18.70	21.05	2.65	-	-	-	
5/1-SD24	21.67	CR0	0.50	0.70	11.62	38.98	21.05	28.35	33.2	23.7	9.5	SM-SC	A4	S,A(L)(G)	-	-	-	-	-	-	
5/1-SD24	21.67	SPT1	1.50	1.95	18.49	36.38	21.24	23.88	33.5	22.2	11.3	SC	A6	S(A)(L)(G)	-	-	-	-	-	-	
5/1-SD24	21.67	CI1	3.00	3.60	5.94	67.34	21.04	5.68	24.3	20.9	3.3	SM-SC	A2-4	S(U)(G)[A]	19.23	18.43	2.63	0.70	0.72	TD	
5/1-SD24	21.67	SPT3	6.00	6.45	0.35	27.09	50.61	21.95	27.4	17.0	10.4	CL	A6	L,S(A)	-	-	-	-	-	-	
5/1-SD24	21.67	CI2	8.40	9.00	0.00	28.88	30.20	40.92	35.9	19.6	16.3	CL	A6	A,L,S	20.12	20.35	2.59	0.53	0.98	ED	
5/1-SD24	21.67	SPT5	10.50	10.95	0.76	86.26	9.61	3.38	17.5	-	-	SM	A2-4	S[L]	-	-	-	-	-	-	
5/1-SD24	21.67	SPT7	13.50	13.95	8.07	80.03	11.90	15.4	-	-	-	SW-SM	A1-b	S[G]	-	-	-	-	-	-	
5/1-SD24	21.67	SPT9	17.00	17.45	46.24	46.28	7.48	23.4	17.4	6.0	6.0	SW-SM-SC	A1-b	S,G	-	-	-	-	-	-	
5/1-SD24	21.67	CI3	19.40	20.00	26.08	34.04	39.88	30.7	18.5	12.2	12.2	SC	A6	S,G	15.51	-	2.62	-	-	UU	
5/1-SD24	21.67	CI4	21.00	21.60	4.87	35.25	26.69	33.19	30.0	18.5	11.6	CL	A6	S,A,L	18.60	20.73	2.63	0.50	0.98	TD	
5/1-SD24	21.67	SPT11	24.00	24.50	0.00	50.88	21.04	28.08	28.3	15.8	12.5	SC	A6	S,A(L)	-	-	-	-	-	-	
5/1-SD24	21.67	SPT13	28.50	28.95	1.09	51.23	23.43	24.26	25.6	13.3	12.3	SC	A6	S(A)(L)	-	-	-	-	-	-	
5/1-SD25	17.41	SPT1	1.50	1.95	2.36	75.68	21.96	19.5	-	-	-	SM	A2-4	S	-	-	-	-	-	-	
5/1-SD25	17.41	SPT3-CRB	4.50	4.95	7.95	38.50	25.68	27.87	33.0	16.4	16.6	CL	A6	S,A,L[G]	-	-	-	-	-	-	
5/1-SD25	17.41	CI1	7.00	7.32	10.34	77.74	9.33	2.59	18.7	-	-	SM	A2-4	S[G][L]	20.85	20.20	2.70	0.62	0.91	TD	
5/1-SD25	17.41	CRD	9.70	10.00	14.91	68.85	12.27	3.97	14.8	-	-	SM	A1-b	S(G)(L)	-	-	-	-	-	-	
5/1-SD25	17.41	CRF	11.50	12.00	0.00	46.97	24.47	28.55	32.1	18.4	13.6	CL	A6	S,A(L)	-	-	-	-	-	-	
5/1-SD25	17.41	CI3	15.00	15.60	0.00	42.53	24.93	32.54	31.8	19.8	12.0	CL	A6	S,A(L)	24.21	18.96	2.58	0.69	0.91	TD	
5/1-SD25	17.41	SPT8	18.00	18.45	28.09	50.24	14.72	6.94	20.7	15.1	5.5	SM-SC	A1-b	S,G(L)[A]	-	-	-	-	-	-	
6b-SD22	23.10	CR2	4.30	4.50	2.77	78.70	14.97	3.57	-	-	-	SM	A2-4	S(L)	-	-	-	-	-	-	
6b-SD21	27.92	SPT1	1.50	1.95	9.84	25.36	20.03	44.78	57.0	28.0	29.0	SM	A1-b	A,S(L)[G]	-	-	-	-	-	-	

Sondaggio	Quota	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE				PROPRIETÀ FISICHE					LABORATORIO
			D _a (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	γ _n (kN/m ³)	G _s (-)	e (-)	S (-)		
6b-SD21	27.92	C11	3.00	3.40	7.61	25.78	15.27	51.34	52.0	31.0	21.0	MH	A7-5	A _s [L][G]	28.00	19.30	2.63	-	-	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
 CM = prova di compressione monoassiale non confinata

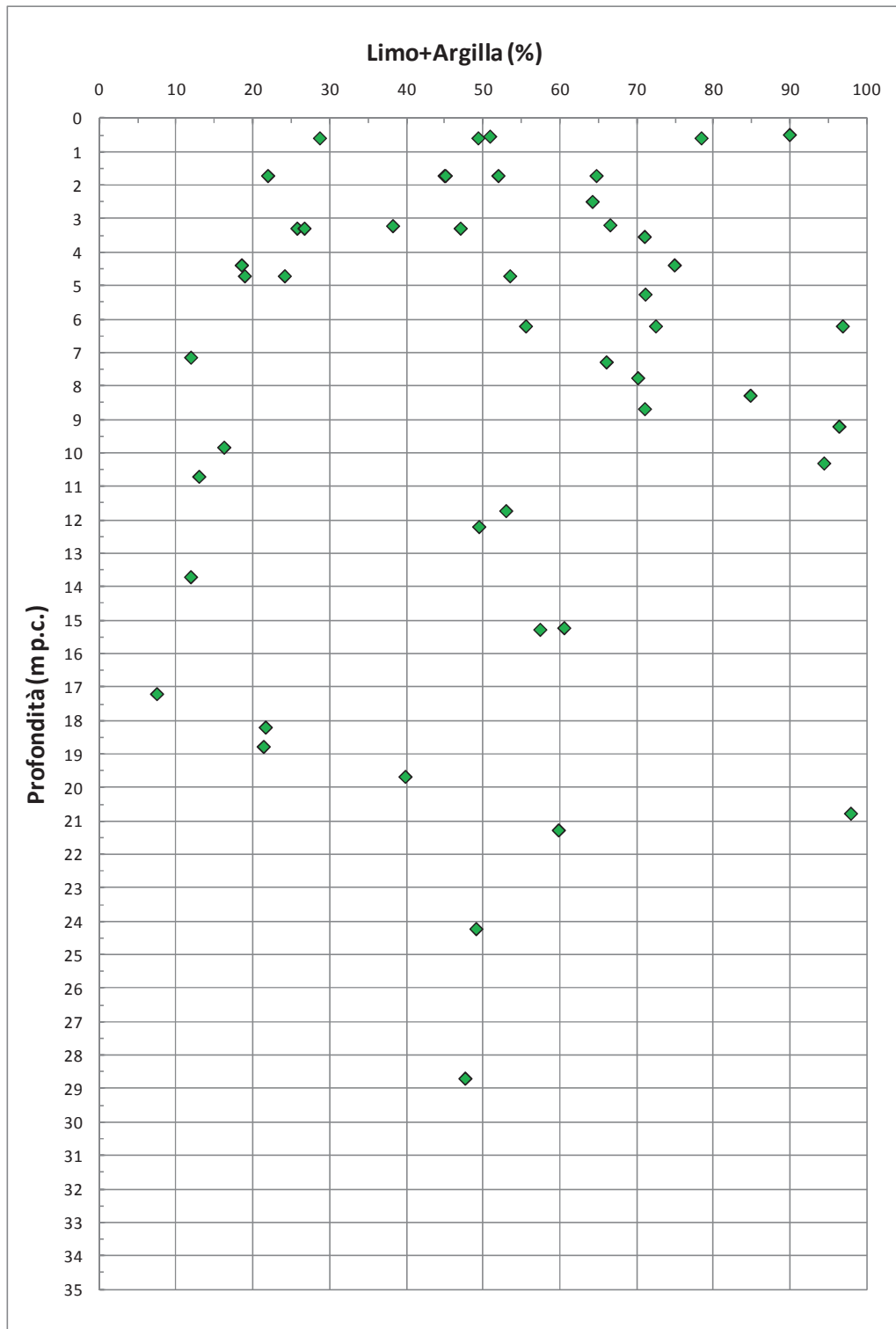


Figura 9.15: Formazione Qt1d – Contenuti di fine (CF)

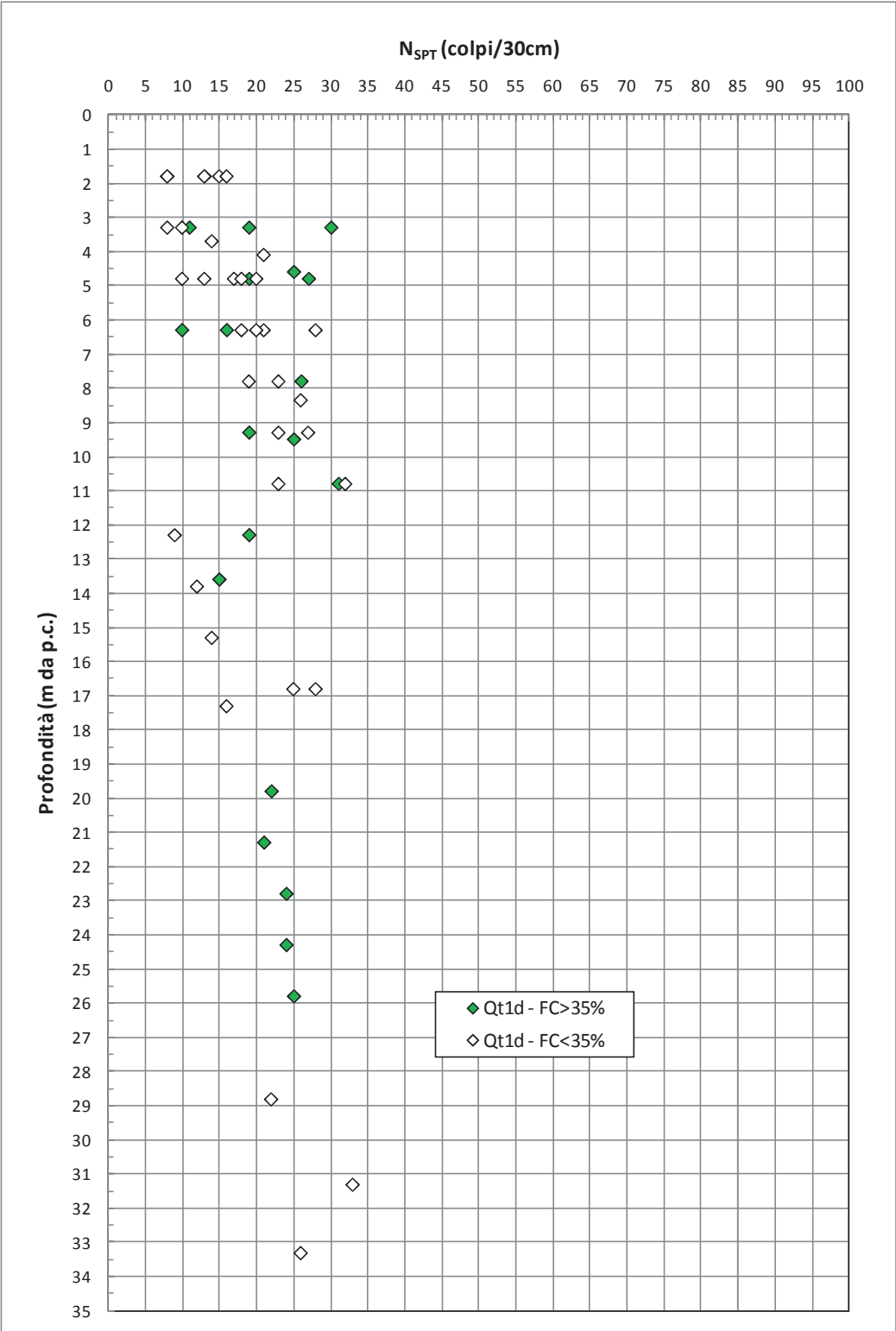


Figura 9.16: Formazione Qt1d – Valori di N_{SPT}

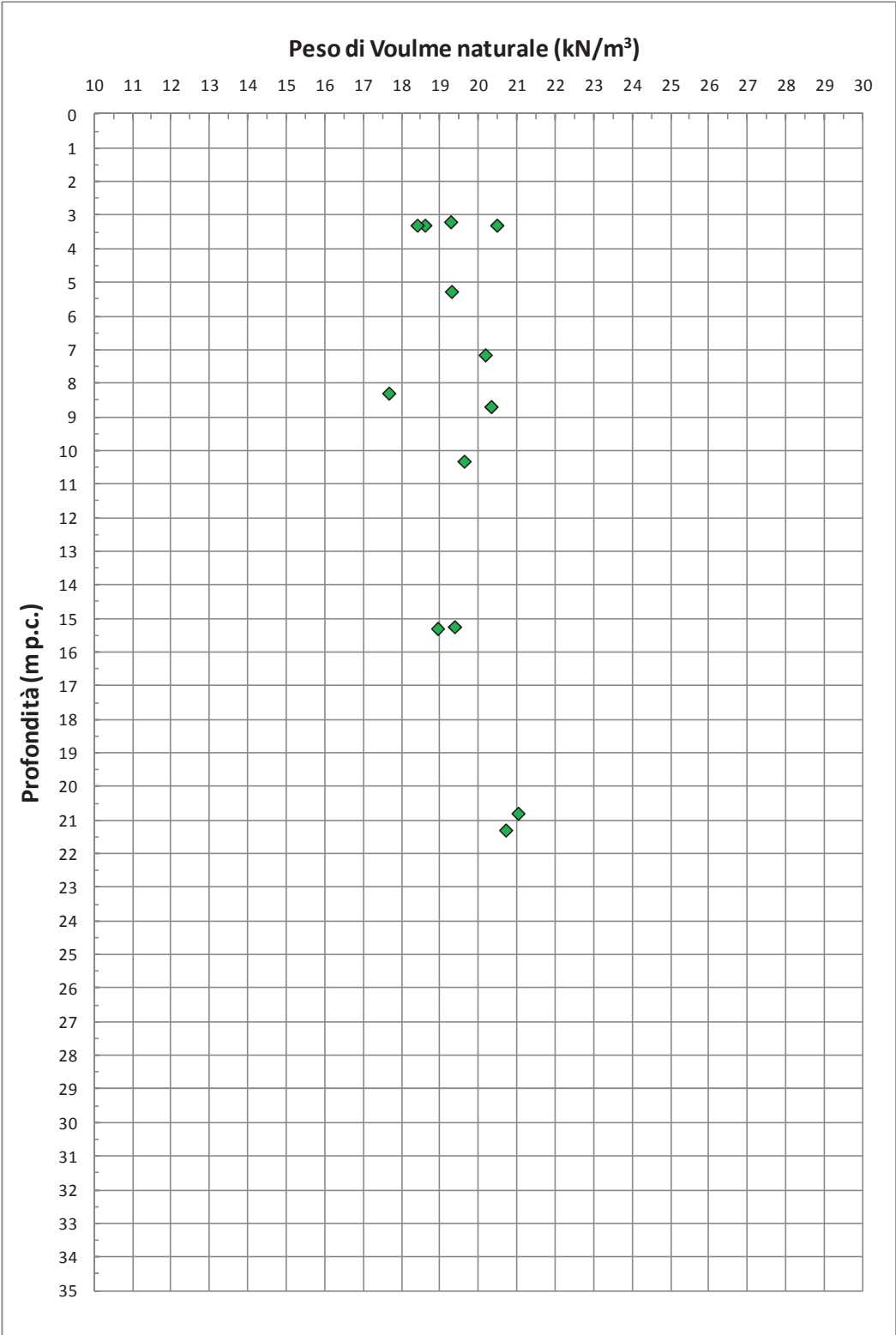


Figura 9.17: Formazione Qt1d – Pesì di volume naturale

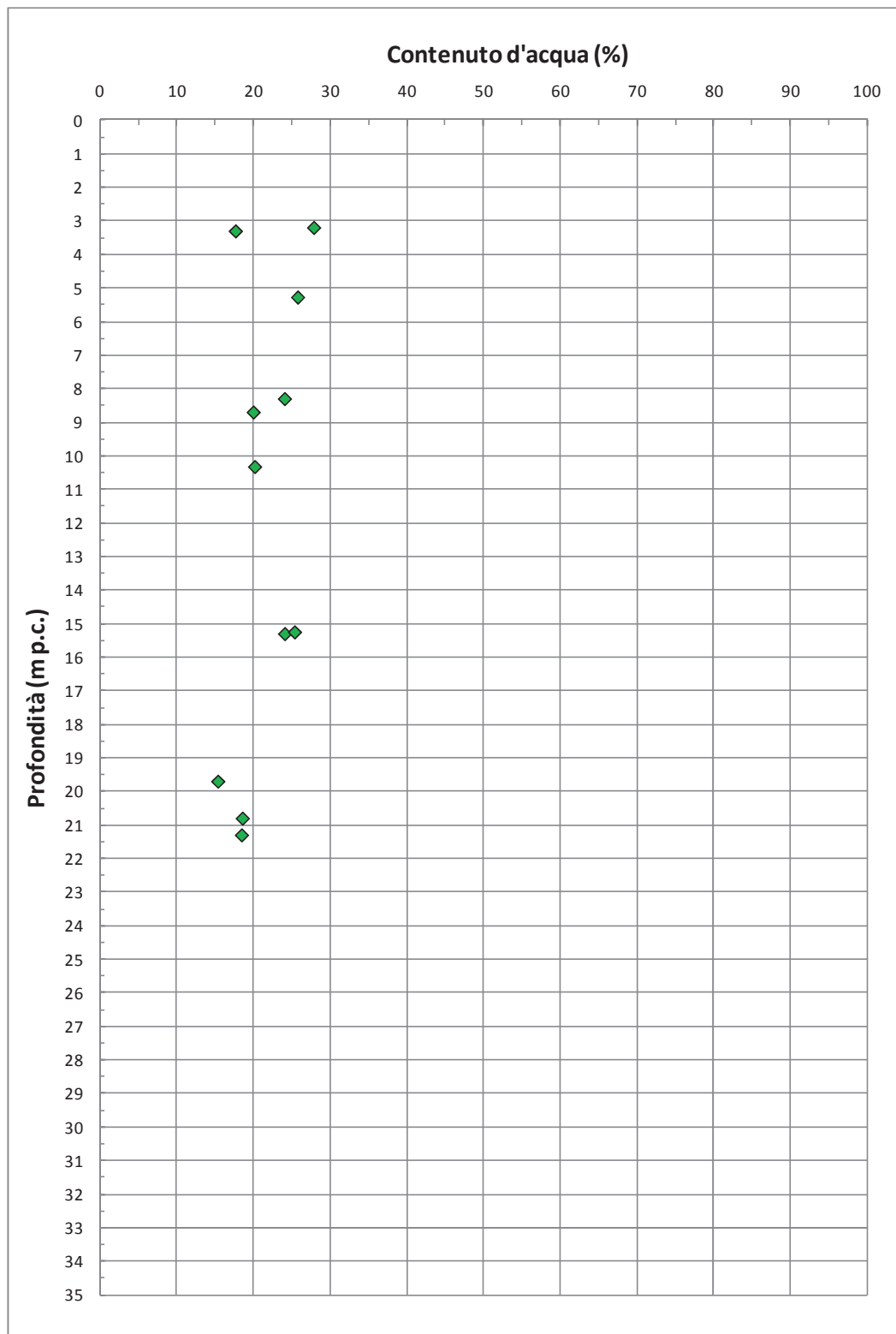


Figura 9.18: Formazione Qt1d – Contenuto d'acqua naturale

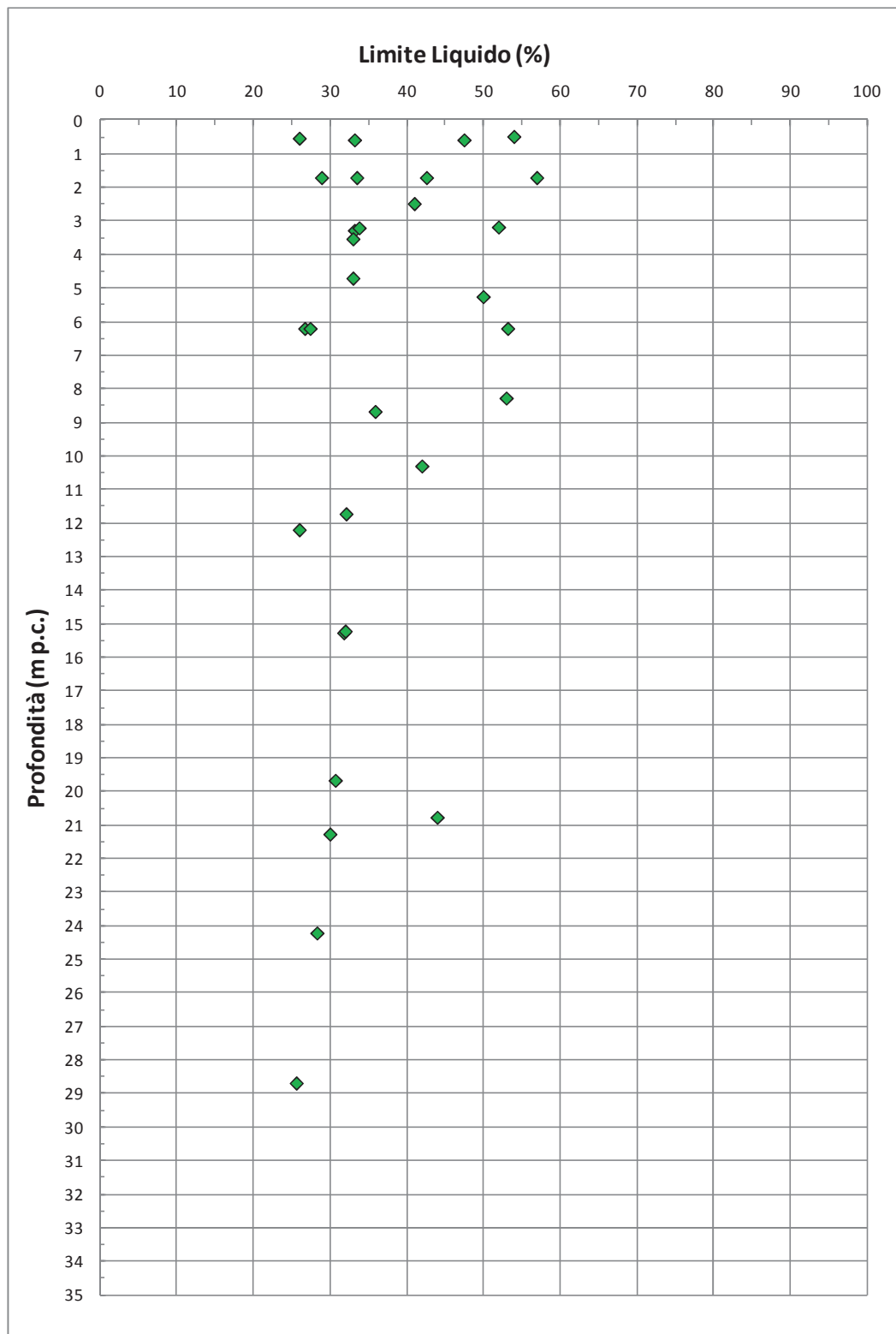


Figura 9.19: Formazione Qt1d – Limite Liquido

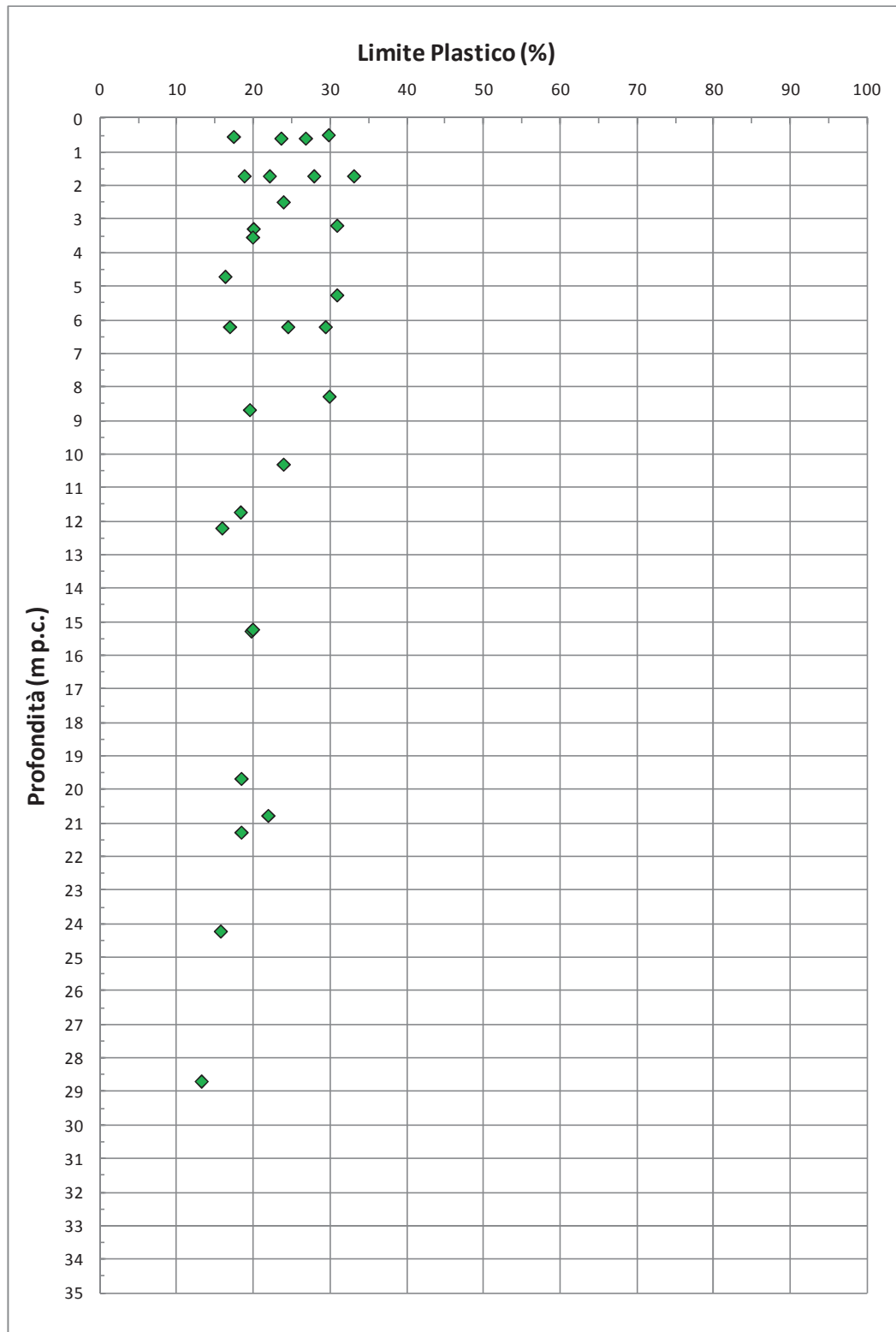


Figura 9.20: Formazione Qt1d – Limite Plastico

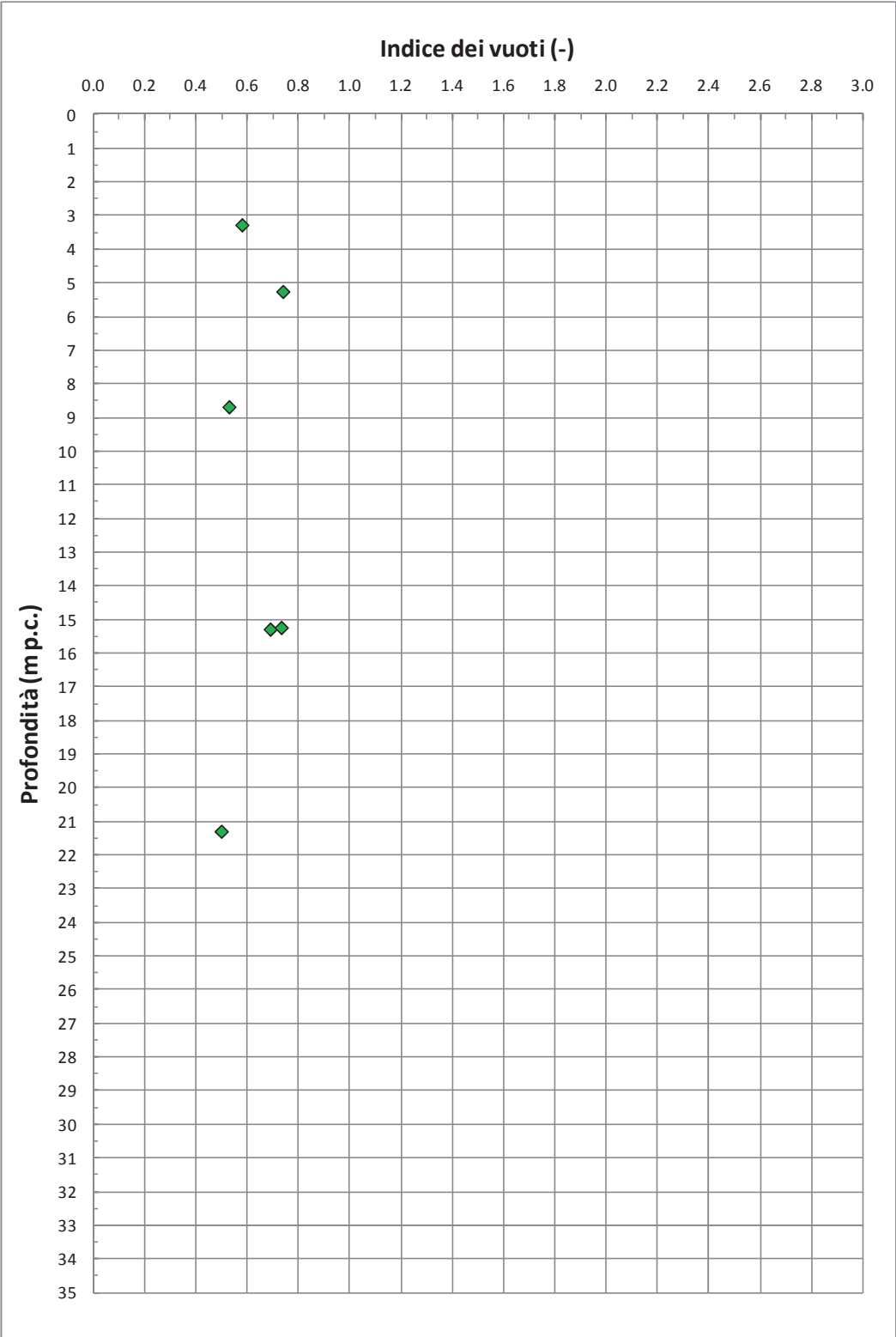


Figura 9.21: Formazione Qt1d – Indice dei vuoti

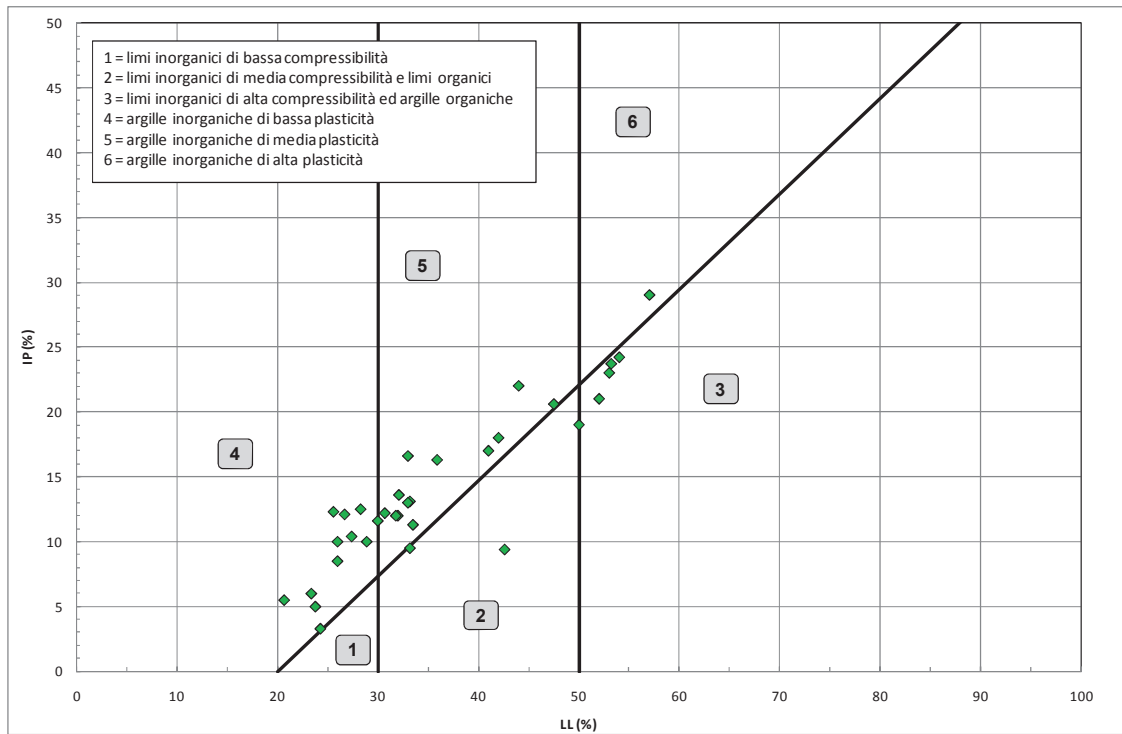


Figura 9.22: Formazione Qt1d – Carta di plasticità di Casagrande

**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 $LL > 35\%$**

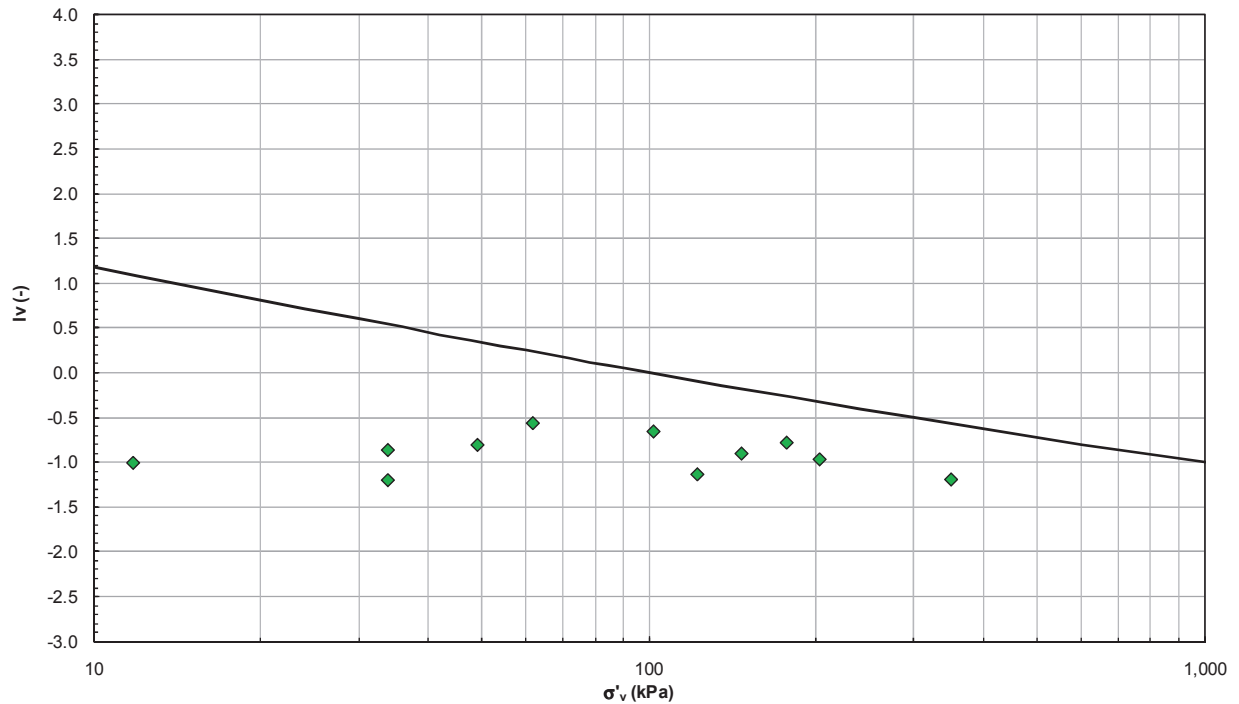


Figura 9.23: Formazione Qt1d – Piano di Burland

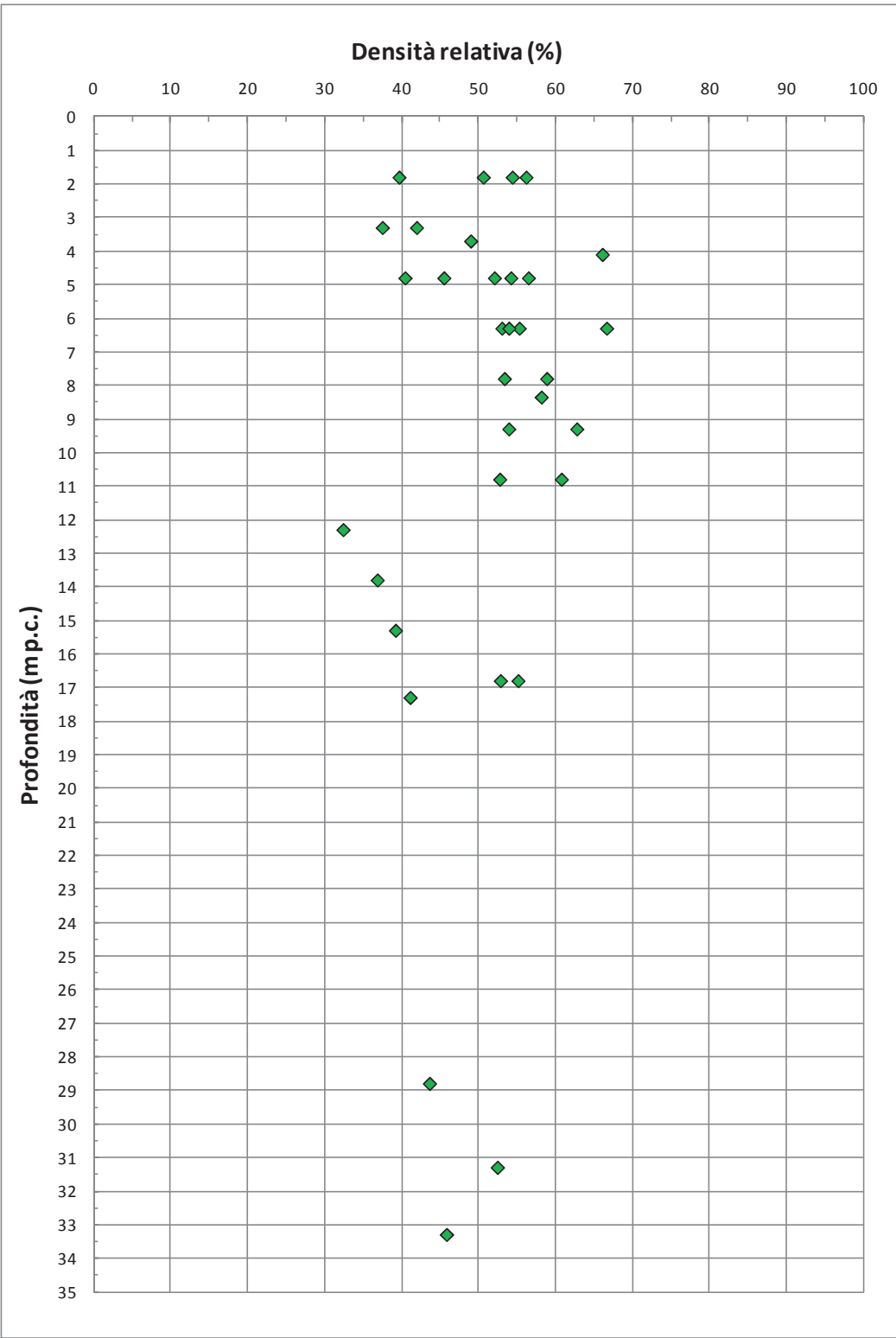


Figura 9.24: Formazione Qt1d – Densità relativa

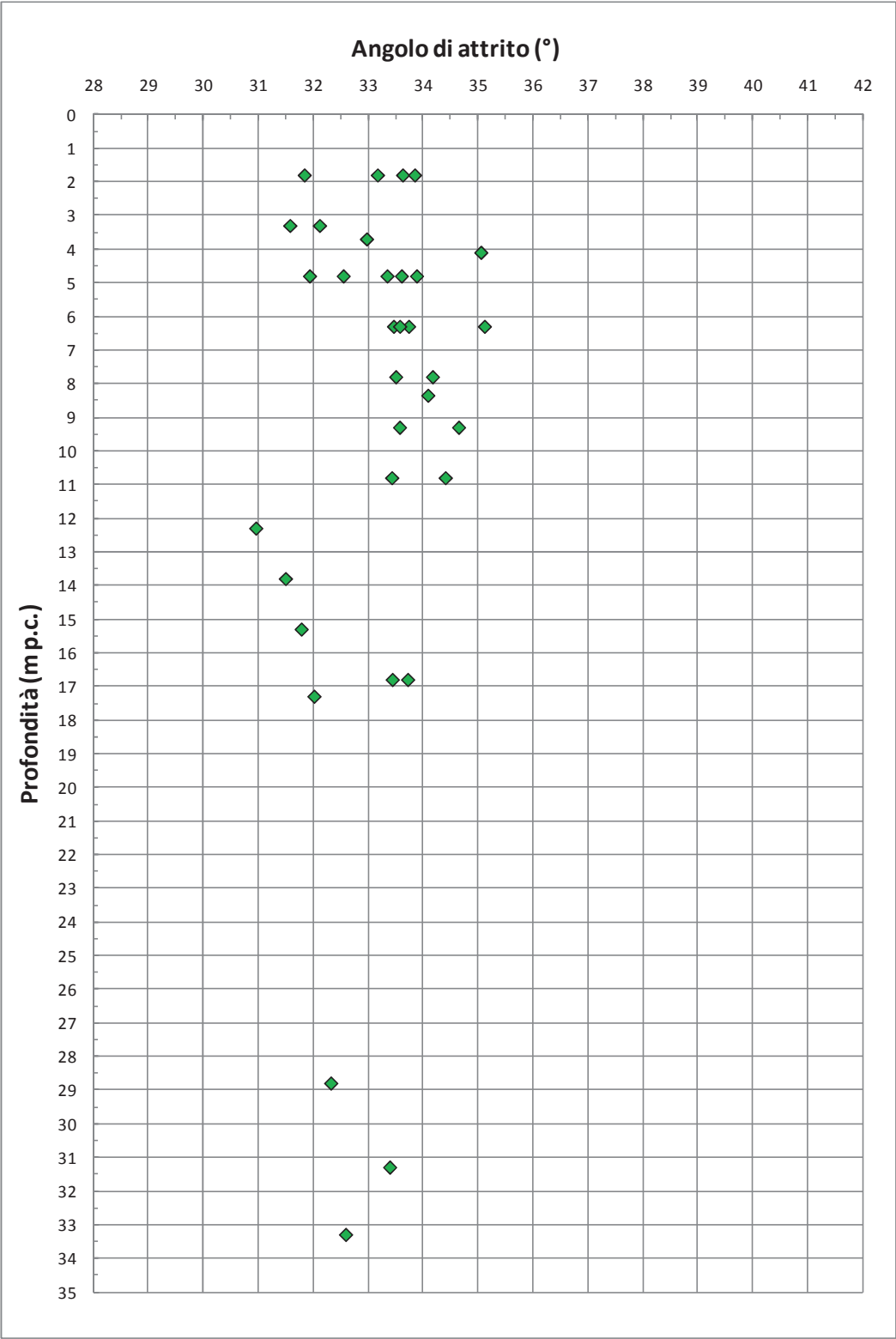


Figura 9.25: Formazione Qt1d – Angolo di attrito da prove SPT

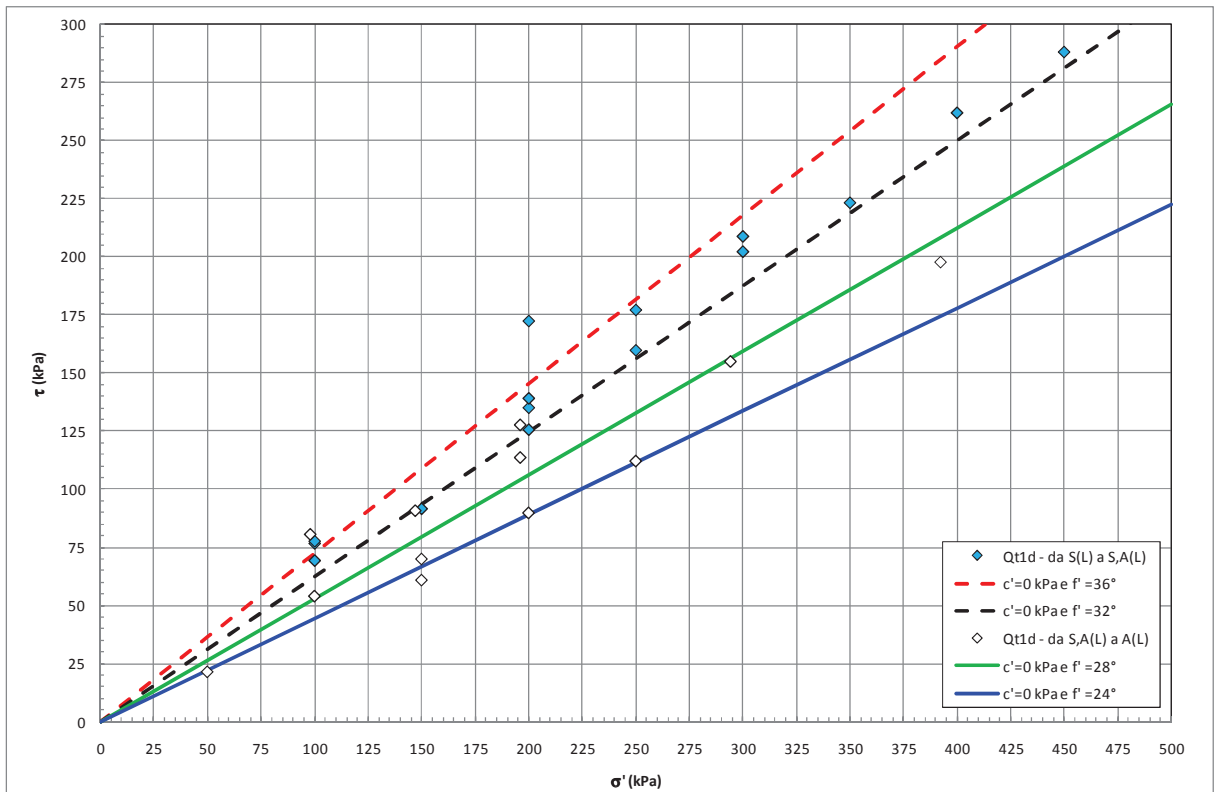


Figura 9.26: Formazione Qt1d – Angolo di attrito da prove di Taglio Diretto

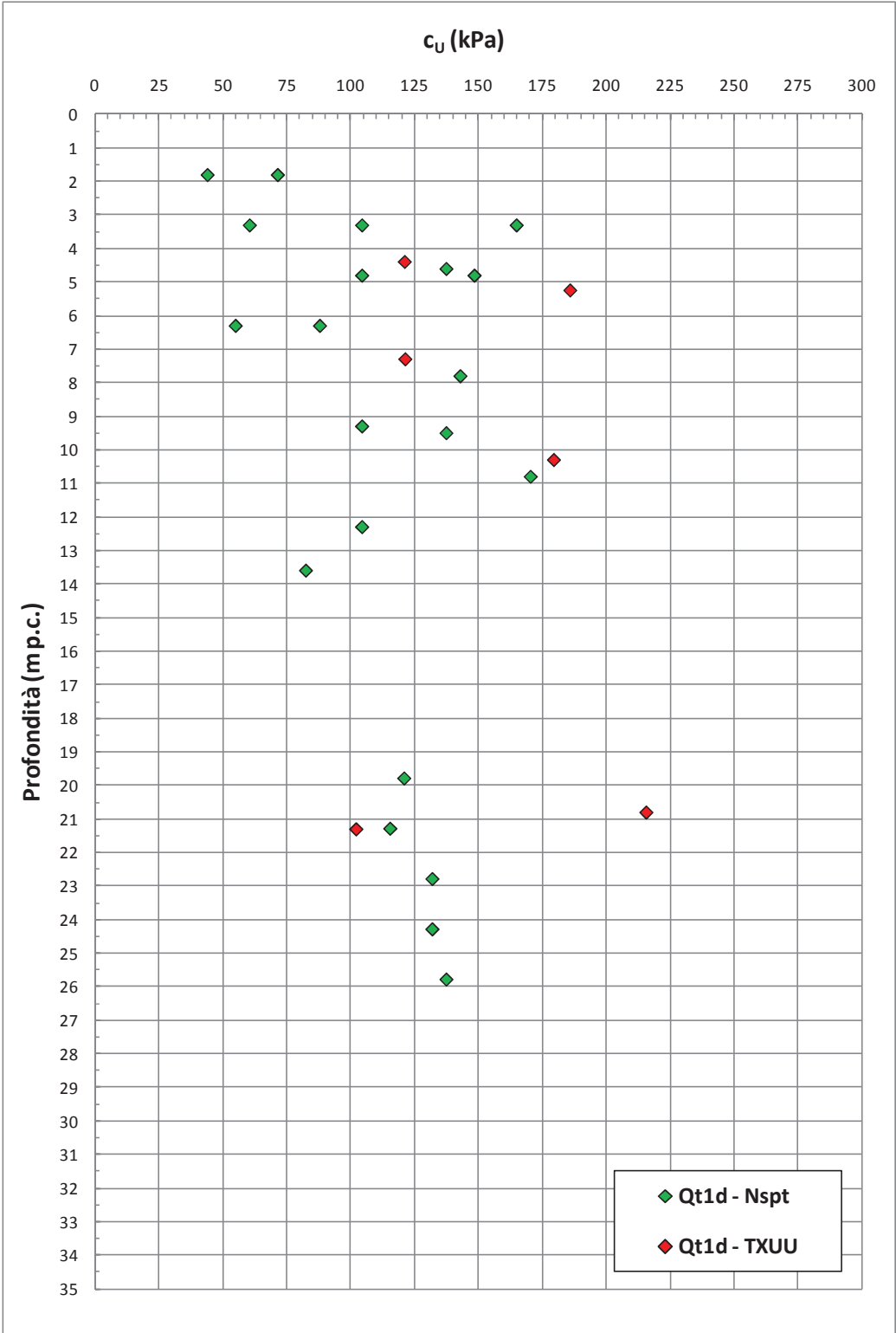
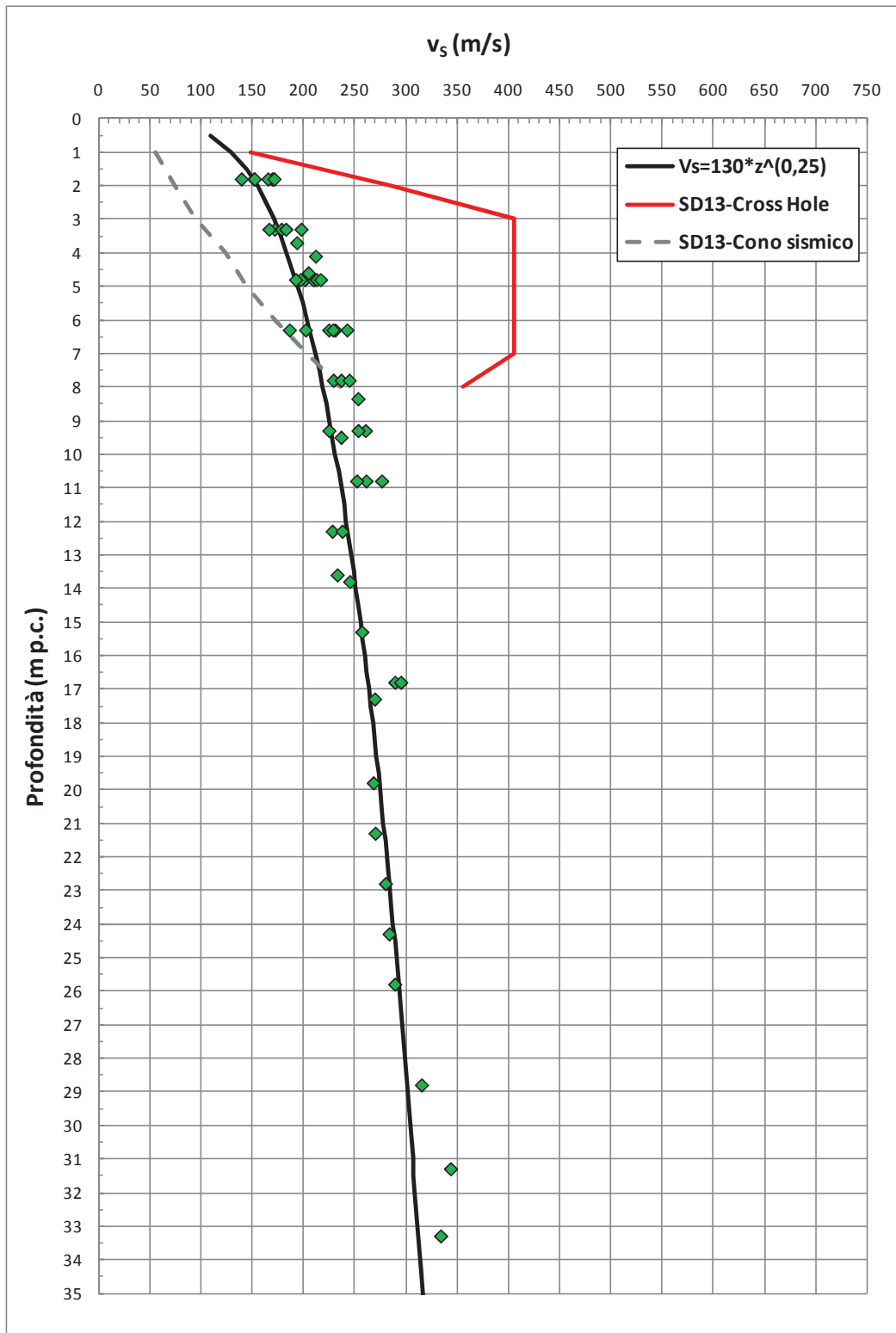


Figura 9.27: Formazione Qt1d – Coesione non drenata

Figura 9.28: Formazione Qt1d – Valori di v_s

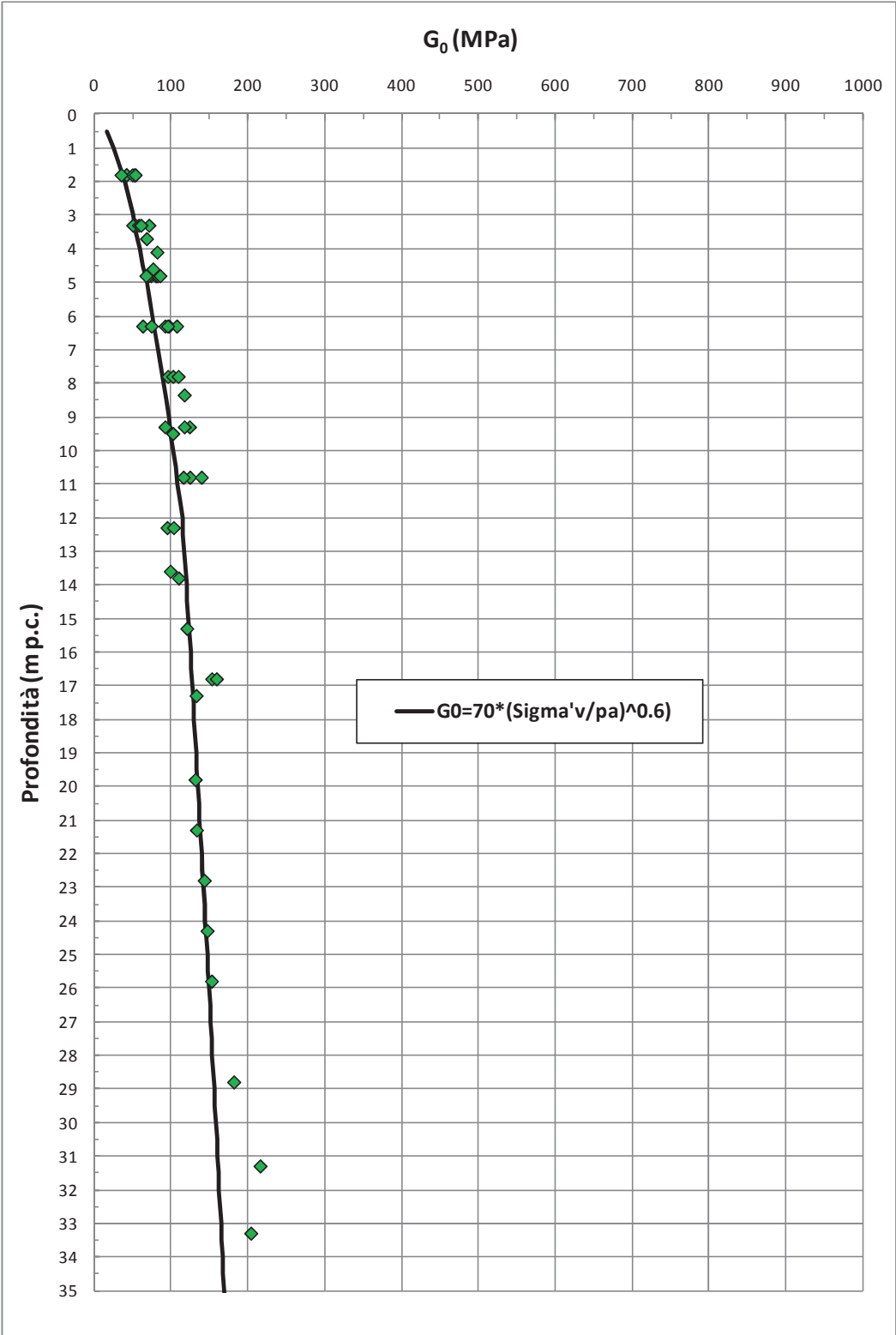


Figura 9.29: Formazione Qt1d – Valori di G_0

9.6 Depositi lagunari Qt1b

La formazione Qt1b risulta geologicamente ascrivibile a depositi lagunari risalenti al Pleistocene medio. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da limi con argille, limi argillosi, localmente ed in subordine, limi con sabbie ed anche sabbie limose. È segnalata a livello geologico la locale presenza di materiale biancastro di probabile natura vulcanoclastica, nonché la presenza di malacofauna di ambiente salmastro e conchiglie.

Si segnala che le descrizioni fatte in laboratorio all'apertura dei campioni CI1 (9.00-9.50 m), CI3 (13.00-13.45 m) ed SPT9 (16.50-16.95 m) del sondaggio C-S16bis e dei campioni CR4 (14.20-14.50 m) e CI2 (18.50-19.00 m) del sondaggio C-S16Ter, indicano limo con argilla diatomica a comportamento fragile e talora presenza di sostanza organica.

La caratterizzazione geotecnica dei materiali a grana fine Qt1b 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 9.8;
- prove penetrometriche dinamiche SPT delle indagini di Progetto Preliminare (fase B e fase C) e di Progetto Definitivo;
- prove di permeabilità Lefranc delle indagini di Progetto Definitivo (n.1 sola prova disponibile).

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 9.30; l'analisi di tale figura evidenzia come i depositi in oggetto, pur essendo principalmente costituiti da terreni a grana fine ($FC \geq 35\%$), possono comprendere anche

intercalazioni importanti di terreni a grana grossa ($FC < 35\%$). 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 9.31 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 4 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.

9.6.1 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:

- limo = 15 ÷ 76%, mediamente 42%
- argilla = 7 ÷ 74%, mediamente 33%
- sabbia = 1 ÷ 65%, mediamente 21%
- ghiaia = 0 ÷ 40%, mediamente 4%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 35% ÷ 99%, mediamente 74%

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

- sabbia = 5 ÷ 90%, mediamente 66%
- limo = 12 ÷ 31%, mediamente 20%
- ghiaia = 0 ÷ 60%, mediamente 9%
- argilla = 1 ÷ 11%, mediamente 5%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 10% ÷ 35%, mediamente 24%

Il peso di volume naturale risulta variabile in un range di valori piuttosto ampio, compreso tra un minimo di 13 kN/m^3 ed un massimo di 20 kN/m^3 (vedi Figura 9.32).

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

- Figura 9.33: contenuto d'acqua
- Figura 9.34: limite liquido
- Figura 9.35: limite plastico
- Figura 9.36: indice dei vuoti
- Figura 9.37: carta di plasticità di Casagrande

Nella Figura 9.38 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 maggiore del 35%; nella stessa figura è tracciata anche la linea di compressibilità intrinseca $IC_{L_{oed}}$. I terreni appartenenti alla formazione Qt1b, in accordo alla classificazione di Figura 8.4, risultano ascrivibili a terreni tipo A (terreni strutturati).

L'analisi delle figure sopra elencate mostra come i valori delle proprietà fisiche dei terreni in oggetto risultino disperse, coprendo range di variazione piuttosto ampi; fermo restando la suddivisione all'interno della formazione in oggetto tra strati a grana fine (preponderanti) e strati a grana grossa (subordinati), gli strati a grana fine sembrano mostrare ulteriori differenziazioni, ad oggi non facilmente mappabili lungo il tracciato in oggetto. Si può ad esempio osservare che tutti i campioni di terreno caratterizzati da limite plastico $LP \geq 40\%$ sono stati prelevati nei sondaggi che vanno dal 5/1-SD10 (Km.2+700 ca.) al 5/1-SD13 (Km.4+100 ca.) e che tutti questi campioni hanno pesi di volume naturale inferiori a 15.5 kN/m^3 ; di questi campioni fanno parte anche quelli descritti come limi con argille diatomiche dal comportamento fragile. Dal sondaggio 5/1-SD15 (Km.6+500 ca.) in poi, ossia quando la formazione Qt1b diventa affiorante, il limite plastico risulta pressoché sempre minore del 35% ed i pesi di volume sono praticamente sempre sopra i 15.5 kN/m^3 . In ragione di quanto sopra sembrerebbe che il tratto più critico, date le caratteristiche geotecniche dei terreni in oggetto, sia quello compreso tra il Km.2+000 ca. ed il Km.6+500 ca.; oltre tale progressiva sembrerebbe osservarsi un relativo miglioramento delle caratteristiche geotecniche degli strati a grana fine della formazione in oggetto. Ad oggi non ci

sono comunque elementi sufficienti per poter circoscrivere, con sufficiente certezza, comportamenti geotecnici diversi nell'ambito degli strati a grana fine della formazione Qt1b; la formazione Qt1b è stata quindi necessariamente caratterizzata in questa fase progettuale assumendo parametri di resistenza e di deformabilità (soprattutto) globalmente dal lato della sicurezza. In sede di Progetto Esecutivo, a valle della campagna di indagine geognostica integrativa, sarà possibile caratterizzare la formazione in oggetto in maniera più puntuale (lungo lo sviluppo del tracciato autostradale) e delineare meglio gli spessori dei livelli a grana fine più o meno deformabili.

La densità relativa (D_r) degli strati sabbioso limosi, determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT risulta generalmente compresa nell'intervallo $D_r=30\%÷60\%$ (vedi Figura 9.39). 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.

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

Considerando che:

- i terreni in oggetto si sono depositati in ambiente lagunare;
- i terreni in oggetto risultano caratterizzati da:
 - pesi di volume naturale bassi, mediamente variabili tra 14 e 17 kN/m³;
 - indici dei vuoti elevati, mediamente variabili tra 1.2 e 2.0;
 - limiti liquidi piuttosto elevati, mediamente variabili tra il 40 e 80%;
- la geologia individua un possibile livello vulcanoclastico;
- alcuni campioni indisturbati sono stati descritti come limi con argille diatomici;
- solo localmente è segnalata la presenza di materiale organico;
- lo stato iniziale dei campioni indisturbati (caratterizzati da $FC \geq 35\%$ ed $LL \geq 35\%$) rappresentato nel piano di Burland si trova sempre al di sopra della Linea di

Compressibilità Intrinseca edometrica (terreni tipo A, vedi Figura 8.4 e Figura 9.38);

i depositi lagunari Qt1b a grana fine risultano strutturati ("sottoconsolidati"), ossia suscettibili di importanti cedimenti plastici se sottoposti a carichi "elevati"; alla luce di quanto sopra i calcoli geotecnici devono essere effettuati con modelli visco-plastici (vedi ad esempio il modello costitutivo "*Soft Soil Creep Model*" della libreria del codice di calcolo [Plaxis](#)) o modelli visco-plastici destrutturanti (vedi modello di [Rocchi et al, 2003](#)). Si rileva che per rilevati stradali di altezza maggiore di 2 m ca. si potranno scontare, in presenza dei livelli della formazione Qt1b più deformabili, cedimenti pluri-decimetrici, fino a cedimenti dell'ordine di grandezza del metro e più per rilevati di altezza superiore a 5-6 m ca.. Cedimenti pluri-decimetrici dei rilevati autostradali possono condizionare significativamente il comportamento delle fondazioni indirette delle opere d'arte, sia in termini di attrito negativo che in termini di ulteriori spinte orizzontali indotte sui pali di fondazione; non è trascurabile neanche il "gradino" di cedimento che si potrebbe formare al passaggio da rilevato stradale all'opera d'arte impostata su pali. In ragione di quanto sopra, come meglio descritto nel capitolo 10, sono da prevedersi trattamenti colonnari al di sotto dei rilevati per contenere i cedimenti assoluti e garantire una transizione rilevato-opera d'arte più regolare.

9.6.3 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 $\varphi' = 31^\circ \div 33^\circ$ (vedi la Figura 9.40).

L'angolo di attrito determinato da prove triassiali CU eseguite su un campioni di limi argillosi e limi argillosi con sabbia hanno fornito valori pari a $c' = 20$ kPa e $\varphi' = 24^\circ$ (vedi Figura 9.41).

L'angolo di attrito determinato da prove di taglio diretto eseguite su un campioni di limo con argilla hanno fornito valori compresi tra $\{c' = 0$ kPa - $\varphi' = 24^\circ\}$ e $\{c' = 5$ kPa - $\varphi' = 26^\circ\}$, mentre altre prove analoghe su campioni di sabbie con limo hanno fornito valori pari a $c' = 0$ kPa e $\varphi' = 30^\circ \div 36^\circ$ (vedi Figura 9.42).

Sulla base di quanto sopra, alla formazione Qt1b possono essere assegnati valori caratteristici dell'angolo di attrito nei range:

- $\varphi' = 31\div 33^\circ$ per le sabbie e le sabbie debolmente limose
- $\varphi' = 28\div 32^\circ$ per le sabbie limose, sabbie con limo e limi sabbiosi
- $\varphi' = 24\div 26^\circ$ e $c' = 0\div 5$ kPa per i limi argillosi e limi con argilla

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 9.43; nella stessa figura si riportano anche i valori di resistenza ricavati da prove di laboratorio del tipo TX-UU.

9.6.4 Deformabilità

Le velocità delle onde di taglio ricavate dall'interpretazione delle prove penetrometriche SPT sono riportate nella Figura 9.44. Nella figura sono riportati anche i valori delle velocità delle onde di taglio ottenuti dalla prova Cross-Hole e dalla prova con cono simico (verticali 5/1-SD13 e 5/1-SD13CH), limitati alle profondità in cui è stata incontrata la formazione in oggetto; per i commenti relativi al confronto tra le velocità delle onde di taglio ricavate direttamente dalla prova Cross-Hole e quelle ricavate dall'interpretazione delle prove SPT si rimanda a quanto già discusso nel paragrafo 6.4.

I moduli di taglio iniziale (G_{01}), determinati a partire delle velocità calcolate in precedenza sono riportati nella Figura 9.45. 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} , E_{op2} ed E_{op3} , da utilizzare nelle analisi delle opere di sostegno, nella stima dei cedimenti delle fondazioni e nella stima dei cedimenti dei rilevati, con metodi elastici, sono pari ad

una frazione di E_0 ; quest'ultimo modulo può essere calcolato in accordo al legame che intercorre tra E_0 e G_0 , 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.

9.6.5 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 $5 \cdot 10^{-6} \div 5 \cdot 10^{-5}$ 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; la Figura 9.46 indica valori di permeabilità ancora più bassi, dell'ordine di $1 \cdot 10^{-10} \div 1 \cdot 10^{-8}$ 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.

9.6.6 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 Qt1b.

Tabella 9.7: Formazione Qt1b – Parametri geotecnici medi caratteristici

Parametro	Limi argillosi e limi sabbiosi	Sabbie limose	Sabbie con limi
γ_t (kN/m ³)	13÷17	18÷19	18
N _{SPT} (colpi/30 cm)	5÷15	10÷20	5÷15
D _r (%)	-	30÷60	
c' (kPa)	0÷5	0	0
ϕ' (°)	24÷26	31÷33	28÷32
c _u (kPa)	25÷75 ⁽¹⁾ 75÷125 ⁽²⁾	-	
GSC = $\sigma'_{v,max}/\sigma'_{v,0}$ (-)	-	1.00	
OCR* = $\sigma'_{vy}/\sigma'_{v,0}$	1.05÷1.10	-	
k _o (-)	$(1 - \text{sen}\phi')\sqrt{OCR^*}$	$(1 - \text{sen}\phi')\sqrt{GSC}$	
v _s (m/sec)	130 · z ^{0.2}		
G ₀₁ (kPa)	-	$G_{01} = 55000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{0.6}$	
E _{op1} (kPa)	-	(2.3·G ₀)/(3÷5) ⁽³⁾	
E _{op2} (kPa)	-	(2.3·G ₀)/5 ⁽³⁾	
E _{op3} (kPa)	-	(2.3·G ₀)/10 ⁽³⁾	
c _c (-)	0.60÷0.80 ⁽⁴⁾ ⁽⁵⁾ 0.40÷0.60 ⁽⁶⁾	-	-
c _r (-)	0.2 · c _c	-	-
c _{αe} (%)	1.0÷2.0 ⁽⁴⁾	-	-

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;

OCR* = grado di sovraconsolidazione equivalente per terreni tipo A

$\sigma'_{v,max}$ = 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·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_α	= coefficiente di consolidazione secondaria.

Note:

- (1) = da 0 a 15 m di profondità dal piano campagna locale;
- (2) = al di sotto dei 15 m di profondità dal piano campagna locale;
- (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.
- (4) = l'unico edometro disponibile negli strati limoso-argillosi più deformabili è quello relativo al campione C13 prelevato tra le profondità di 13.00 e 13.45 m all'interno del sondaggio C16-Bis, campione parzialmente organico.
- (5) = valori rappresentativi di limiti plastici superiori al 40%.
- (6) = valori rappresentativi di limiti plastici compresi tra il 35% ed il 40%.

Tabella 9.8: Formazione Qt1b – 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/m³)	Gs (-)	e (-)	s (-)			
B1 S14	12.20	C	16.00	16.50	40.00	15.00	30.00	15.00	64.0	39.0	25.0	-	-	G,L(S)(A)	-	-	-	-	-			
5/1-SD10	17.12	Cl2	19.50	19.92	1.05	15.16	44.38	39.41	55.7	30.3	25.4	MH	A7-5	L,A(S)	53.57	16.16	2.46	1.34	0.98	UU		
5/1-SD10	17.12	SPT10	21.00	21.45	5.09	14.86	52.02	28.02	75.2	63.5	11.7	MH	A7-5	L,A(S)(G)	-	-	-	-	-	-		
5/1-SD10	17.12	Cl3	24.00	24.60	0.34	31.22	51.24	17.20	79.5	55.3	24.2	MH	A7-5	L,S(A)	94.55	12.90	2.46	2.70	0.86	CU		
5/1-SD10	17.12	Cl4	30.00	30.43	0.30	37.56	43.66	18.48	45.7	28.0	17.7	ML	A7-6	L,S(A)	38.88	16.67	2.51	1.09	0.90	TD		
CS16ter	9.99	Cl1	11.60	11.90	2.20	38.60	39.30	19.90	39.0	25.0	14.0	-	-	L,S(A)	47.70	15.96	2.73	1.48	0.88	-		
CS16ter	9.99	CR4	14.20	14.50	11.30	13.80	56.00	18.90	47.0	33.0	14.0	-	-	L(A)(S)(G)	62.70	14.17	-	-	-	-		
CS16ter	9.98	Cl2	18.50	19.00	11.30	13.20	54.20	21.30	75.0	55.0	20.0	-	-	L(A)(S)(G)	76.70	15.12	-	-	-	-		
5/1-SD10 Bis	8.87	SPT5	10.50	10.95	0.98	89.35	9.67	-	-	-	-	-	-	S	-	-	-	-	-	-		
5/1-SD10 Bis	8.87	Cl3	13.00	13.60	14.01	10.43	52.85	12.71	87.4	52.3	35.1	MH	A7-5	L(G)(A)(S)	76.12	12.33	2.24	2.21	0.77	CU		
5/1-SD10 Bis	8.87	SPT7	15.00	15.45	0.51	19.83	46.60	33.05	80.5	68.4	12.1	MH-OH	A7-5	L,A(S)	-	-	-	-	-	-		
5/1-SD10 Bis	8.87	Cl4	16.90	17.10	4.53	12.29	60.24	22.94	37.6	31.1	6.5	ML	A4	L(A)(S)	47.76	16.11	2.57	1.35	0.91	UU		
5/1-SD10 Bis	8.87	SPT9	22.00	22.45	0.00	79.68	20.32	18.7	-	-	-	SM	A2-4	S	-	-	-	-	-	-		
5/1-SD10 Bis	8.87	Cl5	24.50	25.10	0.17	5.41	46.87	47.55	51.2	37.8	13.4	MH-OH	A7-5	A,L(S)	56.95	15.76	2.67	1.65	0.92	UU		
5/1-SD11	7.64	SPT3	6.00	6.45	1.68	15.72	31.61	50.99	65.4	33.5	31.9	MH	A7-5	A,L(S)	-	-	-	-	-	-		
5/1-SD11	7.64	SPT5	10.50	10.95	12.03	12.97	43.66	31.35	68.6	49.7	18.9	MH	A7-5	L,A(S)(G)	-	-	-	-	-	-		
5/1-SD11	7.64	Cl2	12.00	12.60	6.06	17.47	50.72	25.74	76.5	58.0	18.4	MH-OH	A7-5	L,A(S)(G)	78.28	14.05	2.38	1.98	0.94	UU		
5/1-SD11	7.64	SPT7	15.00	15.45	7.07	16.77	48.67	27.49	77.0	57.0	20.0	MH-OH	A7-5	L,A(S)(G)	-	-	-	-	-	-		
5/1-SD11	7.64	I	18.50	18.80	0.00	3.44	50.29	46.27	56.6	29.2	27.3	MH-CH	A6	L,A	46.13	17.12	2.56	1.18	1.00	TD		
5/1-SD11	7.64	L	20.40	20.80	0.00	3.56	54.10	42.35	65.5	38.4	27.1	MH	A7-5	L,A	48.28	16.41	2.60	1.35	0.93	TD		

Sondaggio	Quota	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA					ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE					PROPRIETÀ FISICHE					LABORATORIO
			D _a (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	w _n (kN/m³)	G _s (-)	e (-)	s (-)				
CS16bis	6.87	CI1	5.50	6.10	2.10	15.70	42.10	40.10	54.0	35.0	19.0	-	-	L,A(S)	44.30	17.21	-	-	-	-			
CS16bis	6.87	SPT4	7.50	7.95	0.20	64.60	18.10	17.10	36.0	24.0	12.0	-	-	S(L)(A)	-	-	-	-	-	-			
CS16bis	6.87	CI2	9.00	9.50	2.10	3.80	68.40	25.70	95.0	67.0	28.0	-	-	L,A	118.9	13.37	2.70	3.34	0.96	-			
CS16bis	6.87	CI3	13.00	13.45	5.20	12.60	54.30	27.90	76.0	59.0	17.0	-	-	L,A(S)[G]	71.10	15.09	2.62	1.91	0.97	ED			
CS16bis	6.87	SPT9	16.50	16.95	1.00	17.90	57.40	23.70	75.0	56.0	19.0	-	-	L(A)(S)	-	-	-	-	-	-			
CS16bis	6.87	CR5	18.00	18.30	3.40	75.20	21.40	-	-	-	-	-	-	S	-	-	-	-	-	-			
5/1-SD12	7.34	SPT3	6.00	6.45	0.95	39.63	35.09	24.33	36.3	20.0	16.3	CL	A6	S,L(A)	-	-	-	-	-	-			
5/1-SD12	7.34	CI2	8.00	8.60	60.10	5.09	23.48	11.32	46.2	30.5	15.7	GM	A2-4	G(L)(A)[S]	42.75	-	-	-	-	-			
5/1-SD12	7.34	SPT5	10.50	10.95	1.22	11.99	57.48	29.30	78.2	52.1	26.1	MH	A7-5	L,A(S)	-	-	-	-	-	-			
5/1-SD12	7.34	CI3	12.00	12.60	0.54	20.73	54.55	24.19	76.3	67.0	9.3	MH	A7-5	L(A)(S)	91.13	13.86	2.42	2.34	0.94	TD			
5/1-SD12	7.34	CI4	15.00	15.50	0.53	8.25	75.86	15.37	43.4	38.8	5.1	ML	A4	L(A)[S]	53.14	15.47	2.49	1.46	0.91	UU			
5/1-SD13	7.95	CI2	8.00	8.60	0.00	8.59	23.61	67.80	75.0	48.1	26.9	MH	A7-5	A(L)[S]	64.54	15.63	2.63	1.77	0.96	-			
5/1-SD13	7.95	SPT5	9.00	9.45	0.00	48.02	36.47	15.50	38.6	30.7	8.0	ML	A4	S,L(A)	-	-	-	-	-	-			
5/1-SD13	7.95	SPT7	12.00	12.45	3.17	37.16	41.75	17.93	76.2	53.7	22.6	MH	A7-5	L,S(A)	-	-	-	-	-	-			
5/1-SD13	7.95	CI3	14.40	15.00	6.94	12.84	54.73	25.49	84.4	58.4	26.0	MH	A7-5	L,A(S)[G]	63.04	13.75	2.40	1.85	0.82	UU			
5/1-SD13	7.95	SPT9	15.00	15.45	3.97	14.08	51.33	30.61	87.9	54.1	33.8	MH	A7-5	L,A(S)	-	-	-	-	-	-			
5/1-SD13	7.95	SPT11	18.00	18.45	2.03	12.47	47.56	37.95	56.2	35.6	20.6	MH	A7-5	L,A(S)	-	-	-	-	-	-			
5/1-SD13	7.95	CI4	19.00	19.45	10.60	18.86	49.46	21.08	46.9	39.5	7.4	ML	A5	L(A)(S)[G]	65.97	15.38	2.55	1.75	0.96	-			
5/1-SD14	11.08	CI3	12.40	13.00	7.77	52.47	30.55	9.21	49.6	32.2	17.4	SM	A7-5	S,L[A][G]	48.61	14.62	2.68	1.72	0.76	UU			
5/1-SD14	11.08	SPT6	13.50	13.95	0.45	76.77	22.78	-	19.6	-	-	SM	A2-4	S	-	-	-	-	-	-			
5/1-SD14	11.08	SPT8	16.50	16.95	1.05	35.57	41.04	22.34	41.1	27.6	13.4	ML	A7-6	L,S(A)	-	-	-	-	-	-			
5/1-SD14	11.08	SPT10	19.50	19.95	0.88	38.07	41.89	19.15	40.5	28.3	12.2	ML	A7-6	L,S(A)	-	-	-	-	-	-			
5/1-SD14	11.08	SPT12	22.50	22.95	0.00	15.62	49.36	35.02	35.4	18.6	16.8	CL	A6	L,A(S)	-	-	-	-	-	-			

Sondaggio	Quota	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA					ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE				PROPRIETÀ FISICHE				LABORATORIO
			D _a (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	w _n (kN/m³)	G _s (-)	e (-)	s (-)		
5/1-SD15	6.78	SPT1	1.50	1.95	0.00	11.55	26.05	62.39	65.4	26.2	39.2	CH	A7-6	A.L(S)	-	-	-	-	-		
5/1-SD15	6.78	SPT2	3.00	3.45	3.32	7.13	39.15	50.40	59.9	34.7	25.2	MH	A7-5	A.L(S)	-	-	-	-	-		
5/1-SD15	6.78	CI1	4.00	4.40	2.29	6.46	36.21	55.04	61.0	34.7	26.3	MH	A7-5	A.L(S)	43.09	16.80	2.53	1.16	0.94		
5/1-SD15	6.78	SPT3	6.00	6.45	10.95	6.87	32.59	49.60	56.6	26.1	30.5	CH	A7-6	A.L(G)(S)	-	-	-	-	-		
5/1-SD15	6.78	SPT4	9.00	9.45	11.13	8.15	35.29	45.43	55.9	27.2	28.9	CH	A7-6	A.L(G)(S)	-	-	-	-	-		
5/1-SD15	6.78	SPT5	10.52	10.95	12.65	9.87	29.99	47.49	56.1	27.4	28.7	CH	A7-6	A.L(G)(S)	-	-	-	-	-		
5/1-SD15	6.78	CI3	12.00	12.50	0.00	6.70	44.39	48.91	51.6	25.5	26.1	CH	A7-6	A.L(S)	38.24	16.87	2.64	1.17	0.86		
5/1-SD16	5.12	CR0	0.50	0.70	32.86	28.03	14.58	24.53	35.9	22.3	13.6	GC	A6	G.S(A)(L)	-	-	-	-	-		
5/1-SD16	5.12	SPT1	1.60	1.80	19.48	17.09	29.30	34.14	50.6	32.3	18.3	MH	A7-5	A.L(G)(S)	-	-	-	-	-		
5/1-SD16	5.12	SPT3	4.50	4.95	1.06	3.03	32.22	63.69	68.0	39.3	28.7	MH-OH	A7-5	A.L	-	-	-	-	-		
5/1-SD16	5.12	CI1	5.10	6.00	0.00	1.04	25.05	73.91	57.1	36.1	21.0	MH-OH	A7-5	A.L	48.13	16.73	2.60	1.30	0.96		
5/1-SD16	5.12	SPT5	9.00	9.45	1.47	9.59	48.33	40.60	47.5	31.8	15.8	ML	A7-5	L(A)(S)	-	-	-	-	-		
5/1-SD16	5.12	CI2	10.40	11.00	0.20	5.21	47.03	47.56	50.0	31.7	18.3	ML-MH	A7-5	A.L(S)	41.78	17.63	2.60	1.09	1.00		
5/1-SD16	5.12	SPT7	13.50	13.95	4.60	56.52	30.13	8.75	31.0	24.1	6.9	SM	A4	S.L(A)	-	-	-	-	-		
5/1-SD20	11.73	SPT2	3.60	4.05	10.71	12.06	20.53	56.70	51.1	27.8	23.3	MH-CH	A7-6	A(L)(S)(G)	-	-	-	-	-		
5/1-SD20	11.73	SPT4	6.00	6.45	2.08	13.14	29.78	55.00	43.8	28.4	15.4	ML	A7-6	A.L(S)	-	-	-	-	-		
5/1-SD20	11.73	CI2	7.00	7.60	2.63	41.76	27.64	27.97	40.2	25.1	15.1	ML-CL	A7-5	S.A.L	25.80	17.54	2.54	0.82	0.80		
5/1-SD21	13.56	SPT1	3.00	3.45	34.80	41.00	17.47	6.73	16.3	-	-	SM	A1-b	S.G(L)(A)	-	-	-	-	-		
5/1-SD21	13.56	SPT2	4.50	4.95	1.14	77.97	15.92	4.98	19.3	-	-	SM	A2-4	S(L)	-	-	-	-	-		
5/1-SD21	13.56	SPT3	6.00	6.45	0.29	84.58	11.58	3.54	19.5	-	-	SM	A2-4	S(L)	-	-	-	-	-		
5/1-SD23	19.35	SPT3	4.50	4.95	0.00	51.43	28.21	20.35	39.4	29.7	9.7	CL	A4	S.L(A)	-	-	-	-	-		
5/1-SD23	19.35	SPT4	6.00	6.45	0.16	66.86	24.36	8.63	17.2	-	-	SM	A2-4	S(L)(A)	-	-	-	-	-		
6b-SD24	23.55	CI1	4.50	5.00	7.40	69.61	21.91	1.07	-	-	-	SM	A2-4	S(L)(G)	45.36	15.50	2.53	-	-		

Sondaggio	Quota	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE				PROPRIETÀ FISICHE					LABORATORIO
			D _a (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	γ _n (kN/m³)	G _s (-)	e (-)	S (-)		
6b-SD21	27.92	SPT7	10.50	10.95	0.62	45.04	47.46	6.88	-	-	-	ML	A-4	L _s [A]	-	-	-	-	-		

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
 CM = prova di compressione monoassiale non confinata

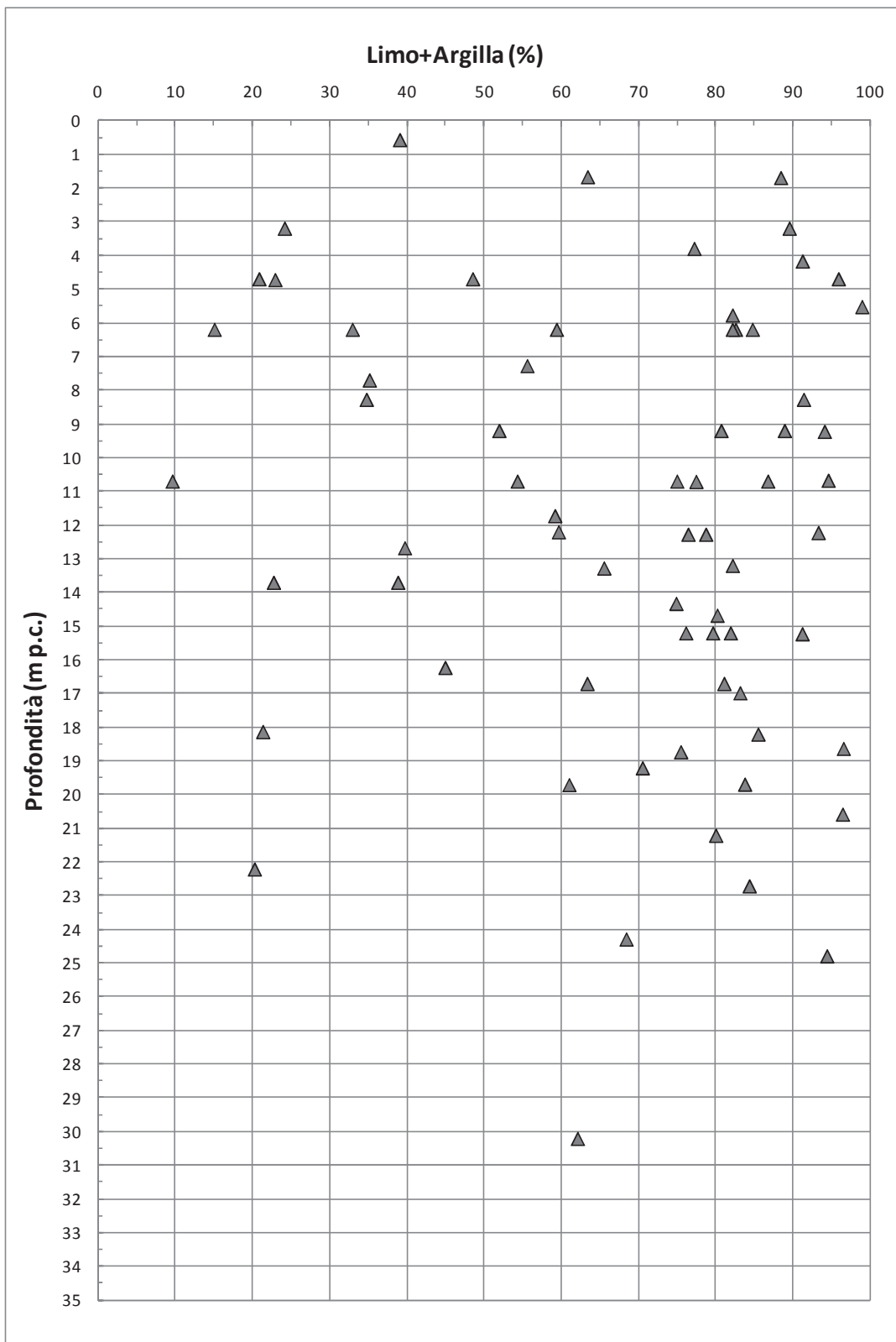


Figura 9.30: Formazione Qt1b – Contenuti di fine (CF)

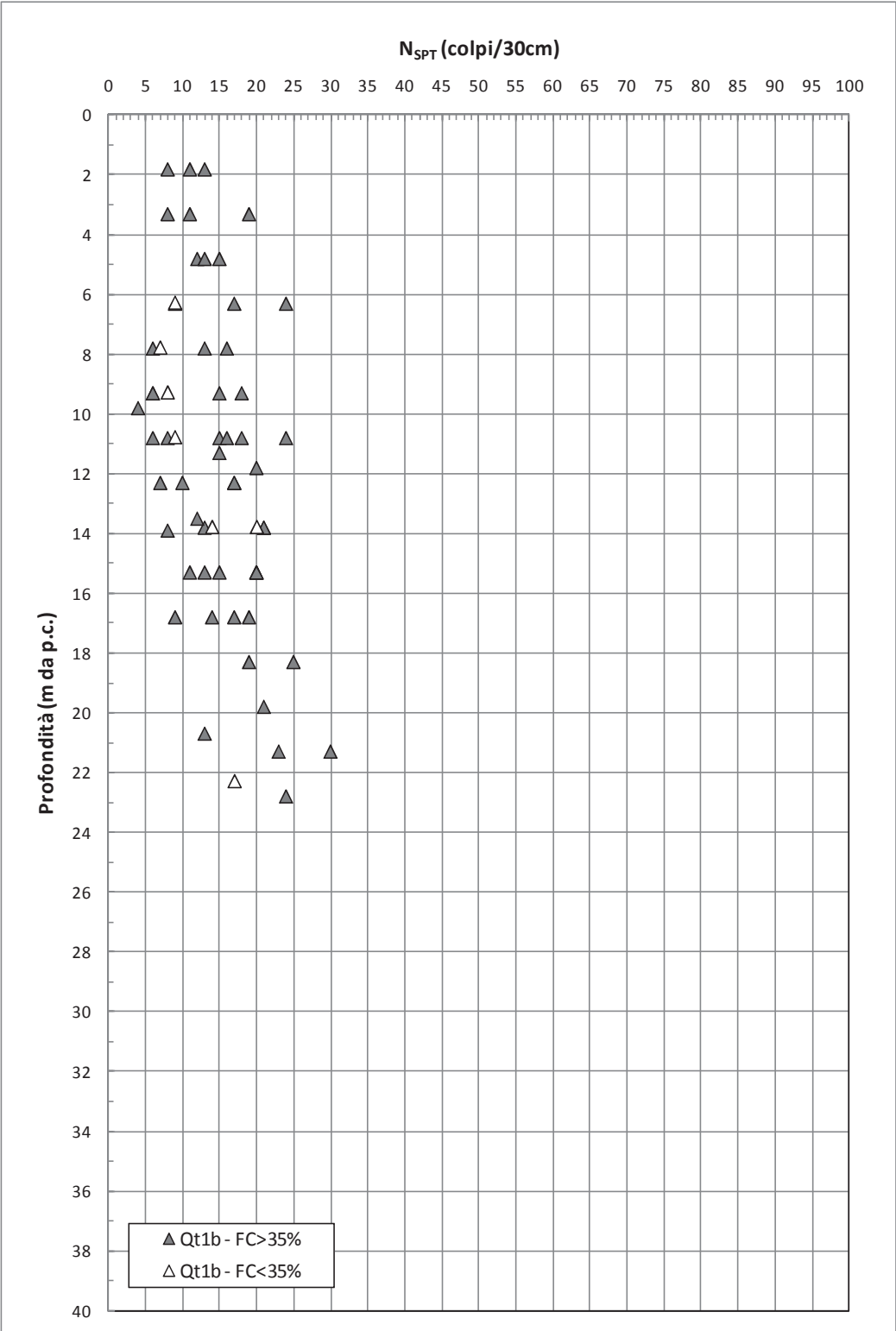


Figura 9.31: Formazione Qt1b – Valori di N_{SPT}

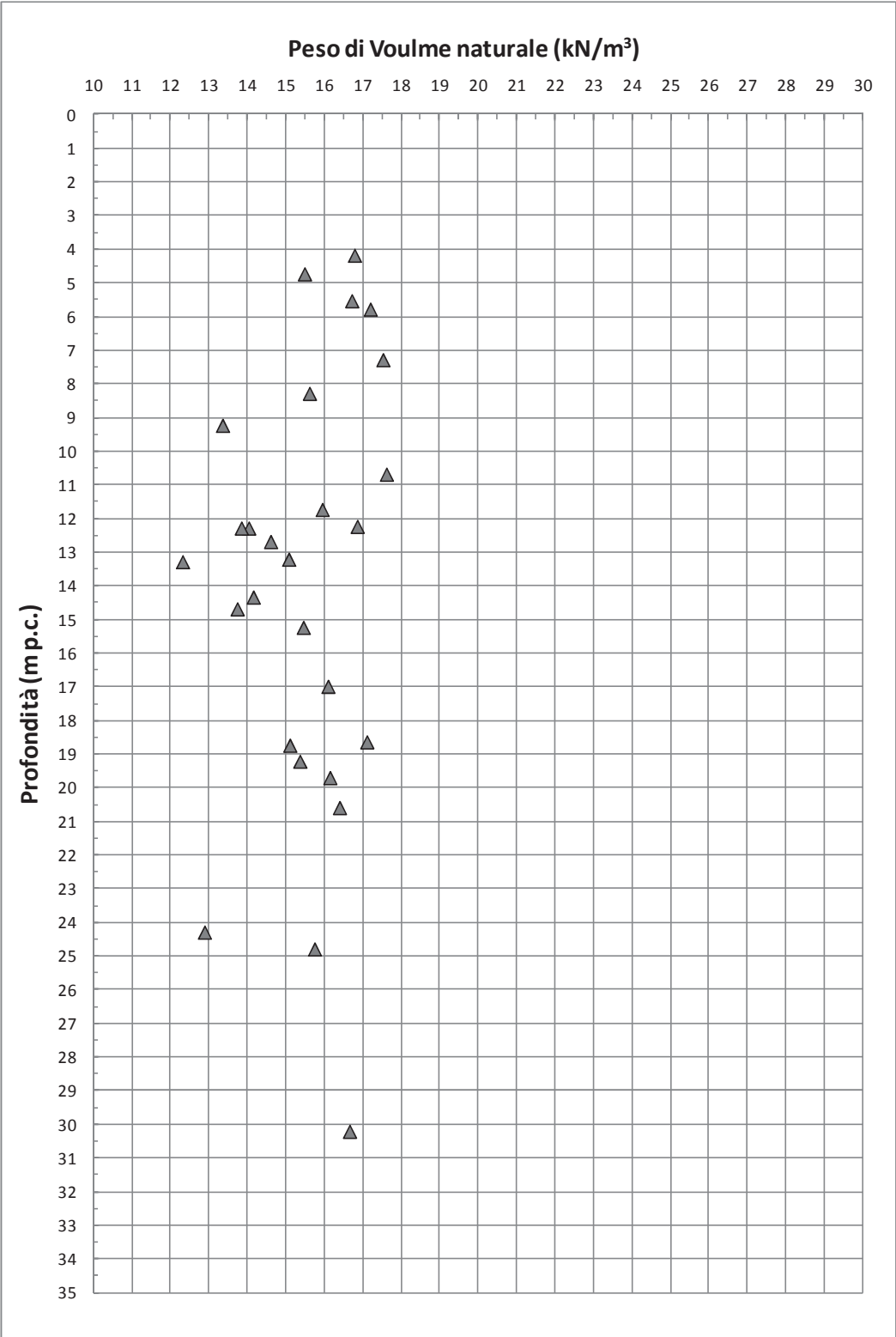


Figura 9.32: Formazione Qt1b – Pesì di volume naturale

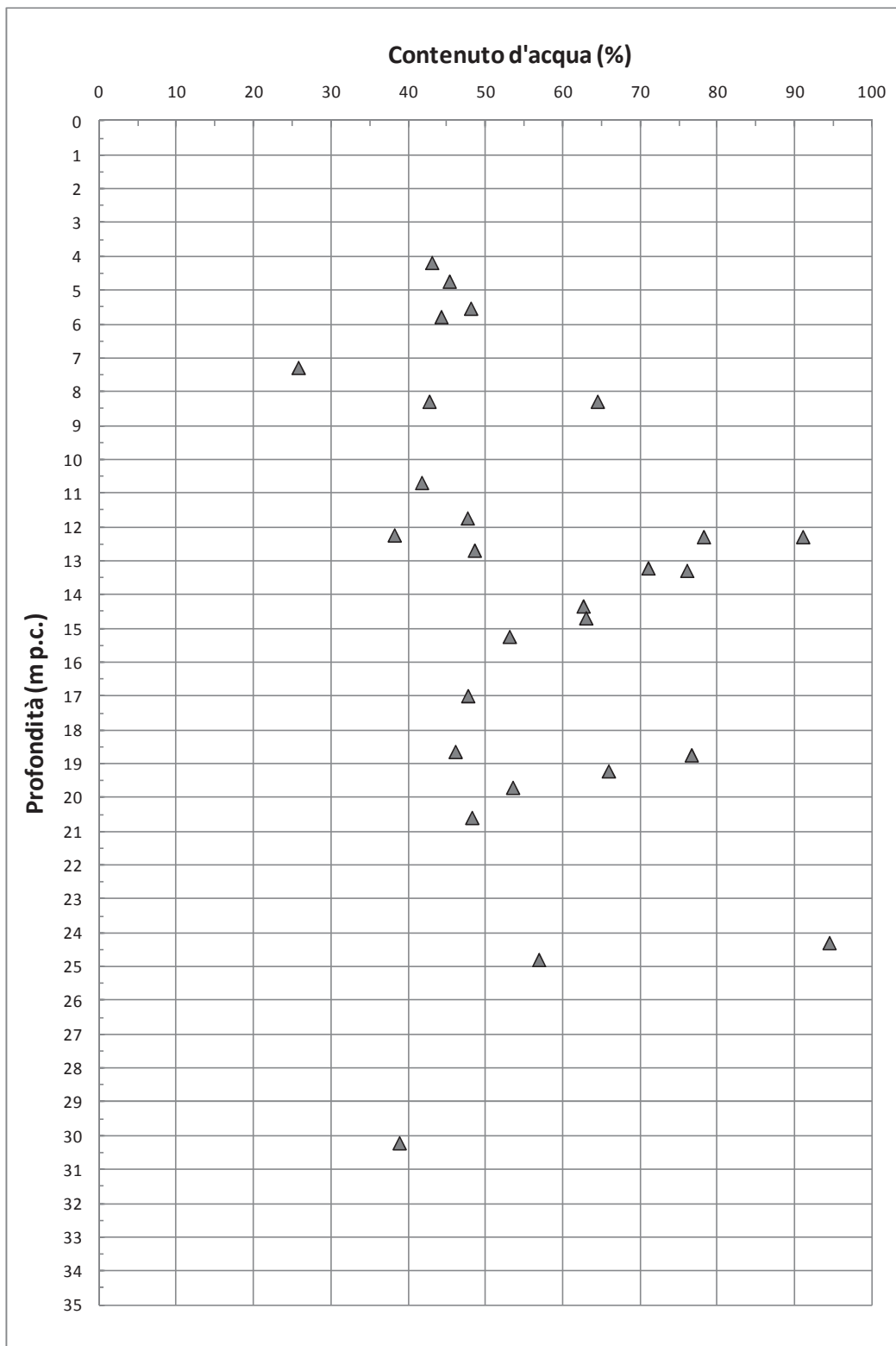


Figura 9.33: Formazione Qt1b – Contenuto d'acqua naturale

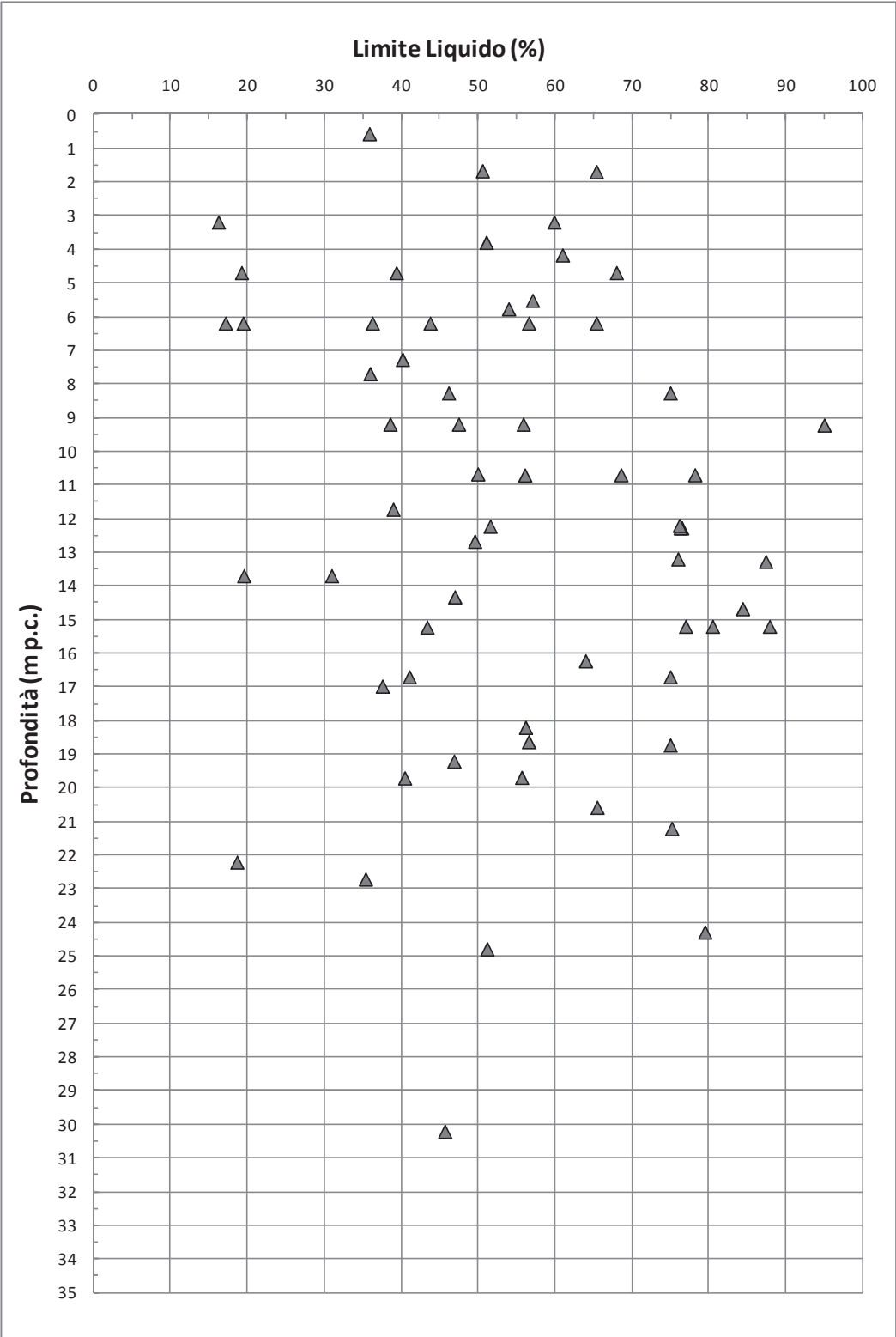


Figura 9.34: Formazione Qt1b – Limite Liquido

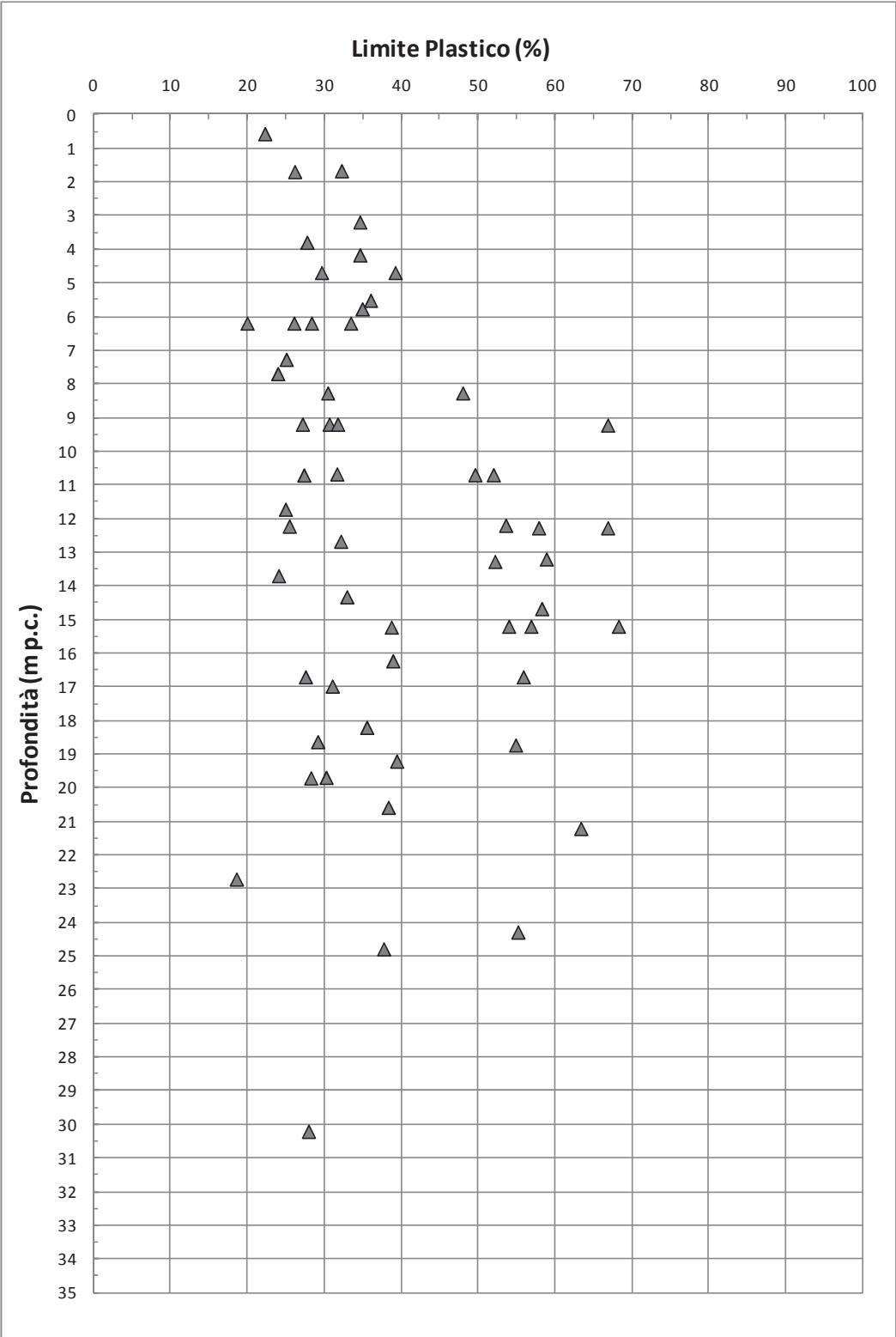


Figura 9.35: Formazione Qt1b – Limite Plastico

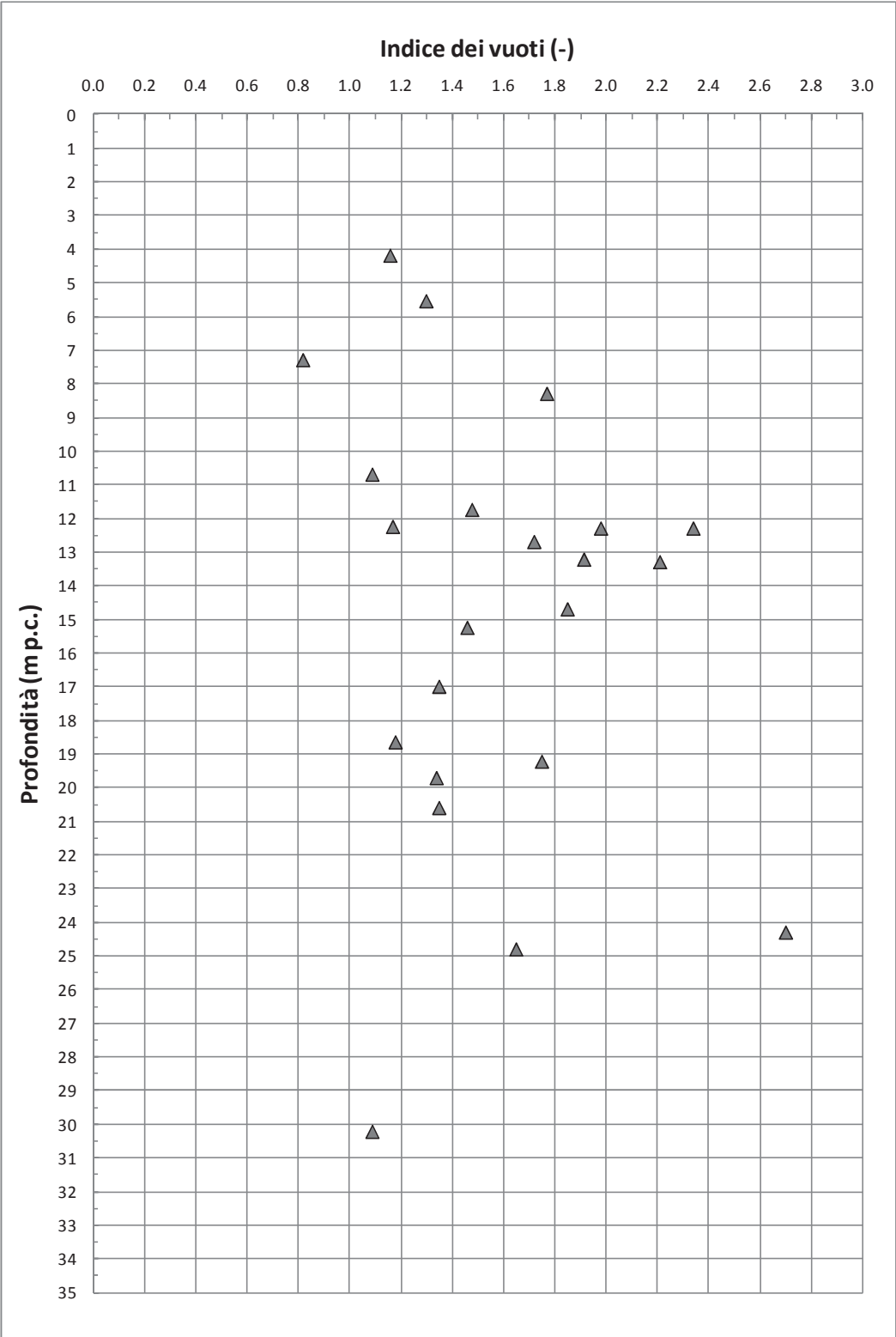


Figura 9.36: Formazione Qt1b – Indice dei vuoti

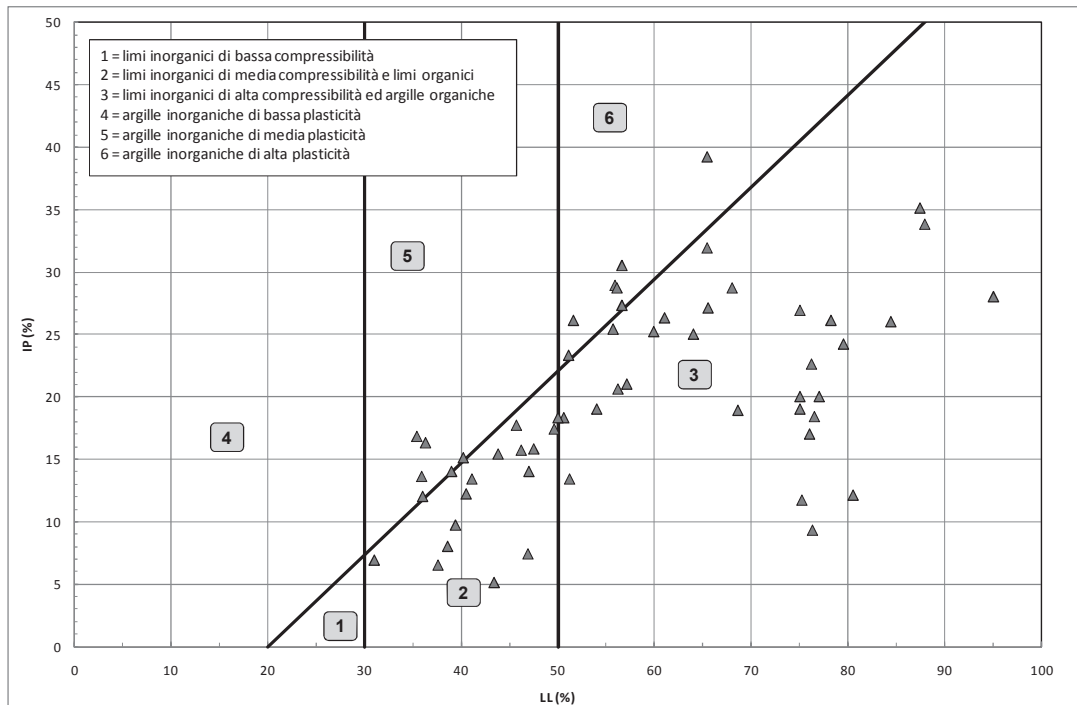


Figura 9.37: Formazione Qt1b – Carta di plasticità di Casagrande

**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 $LL > 35\%$**

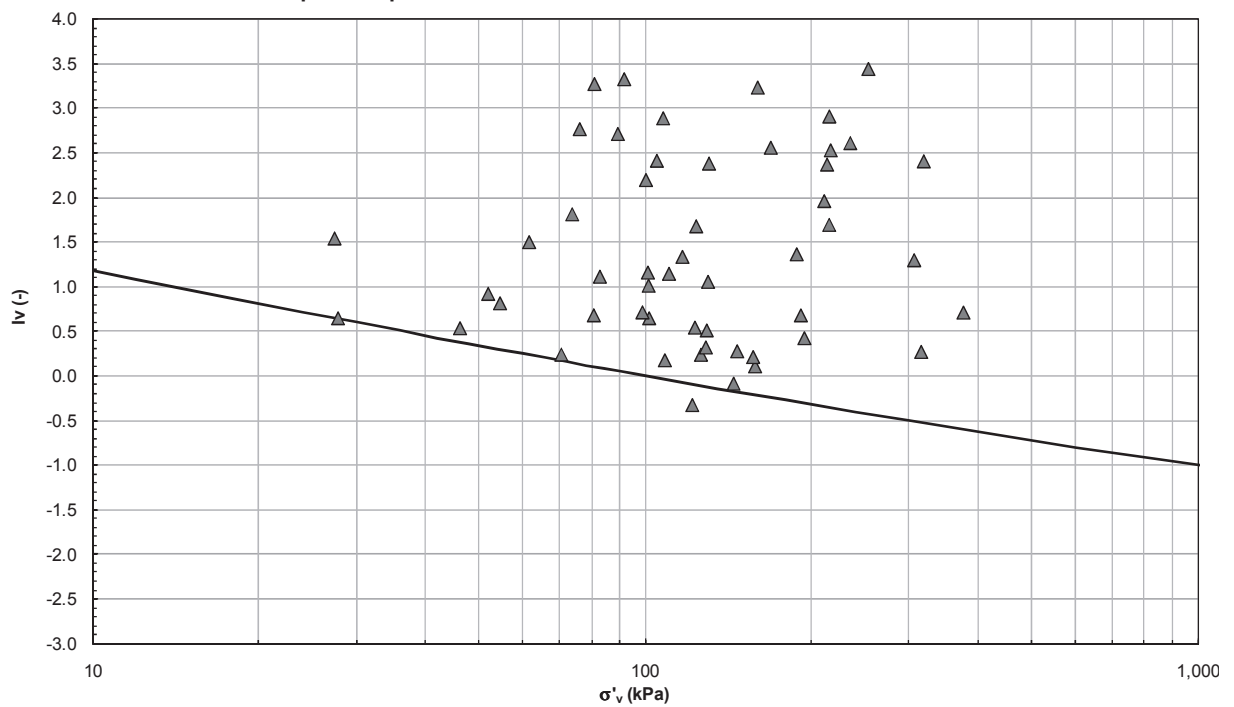


Figura 9.38: Formazione Qt1b – Piano di Burland

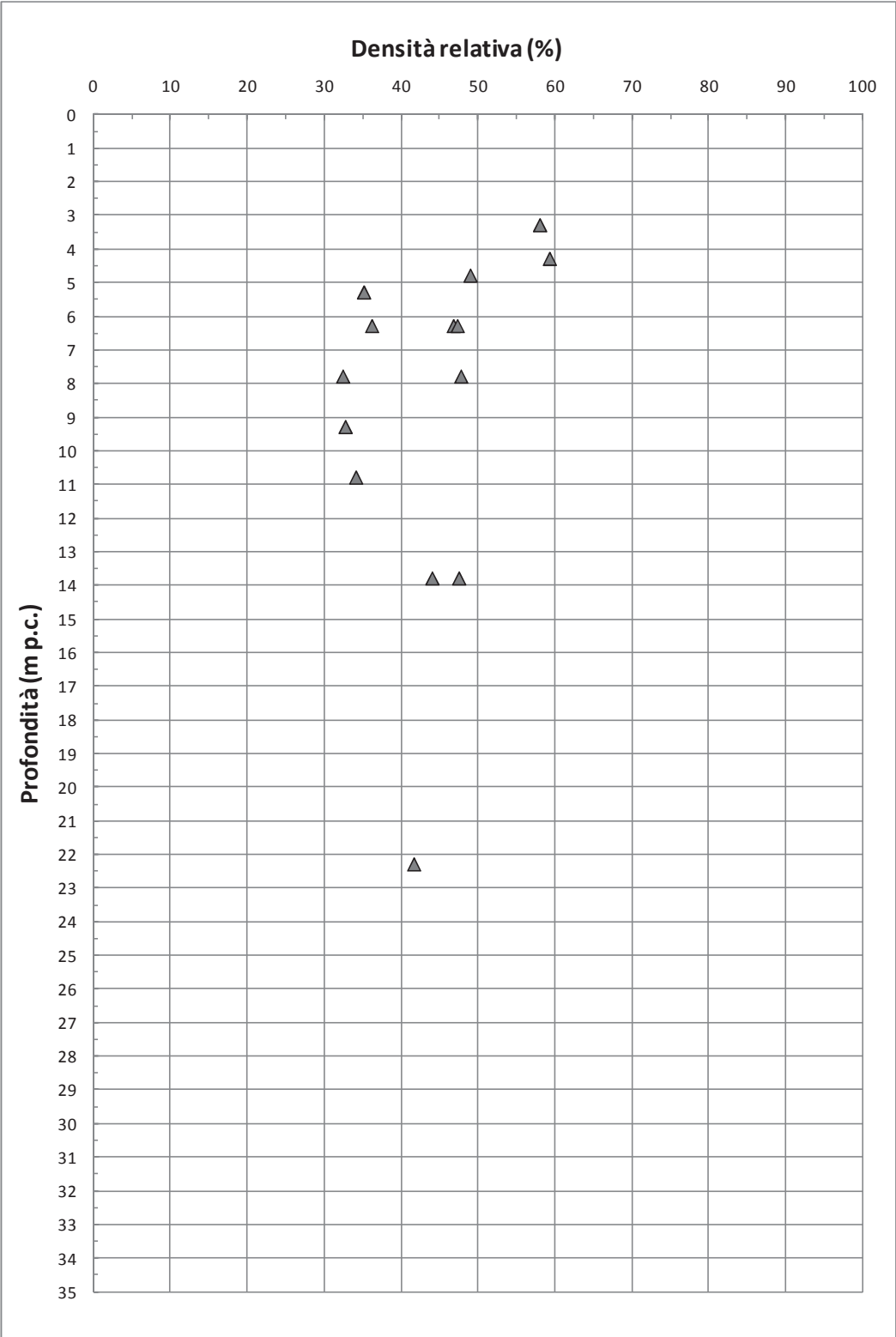


Figura 9.39: Formazione Qt1b – Densità relativa

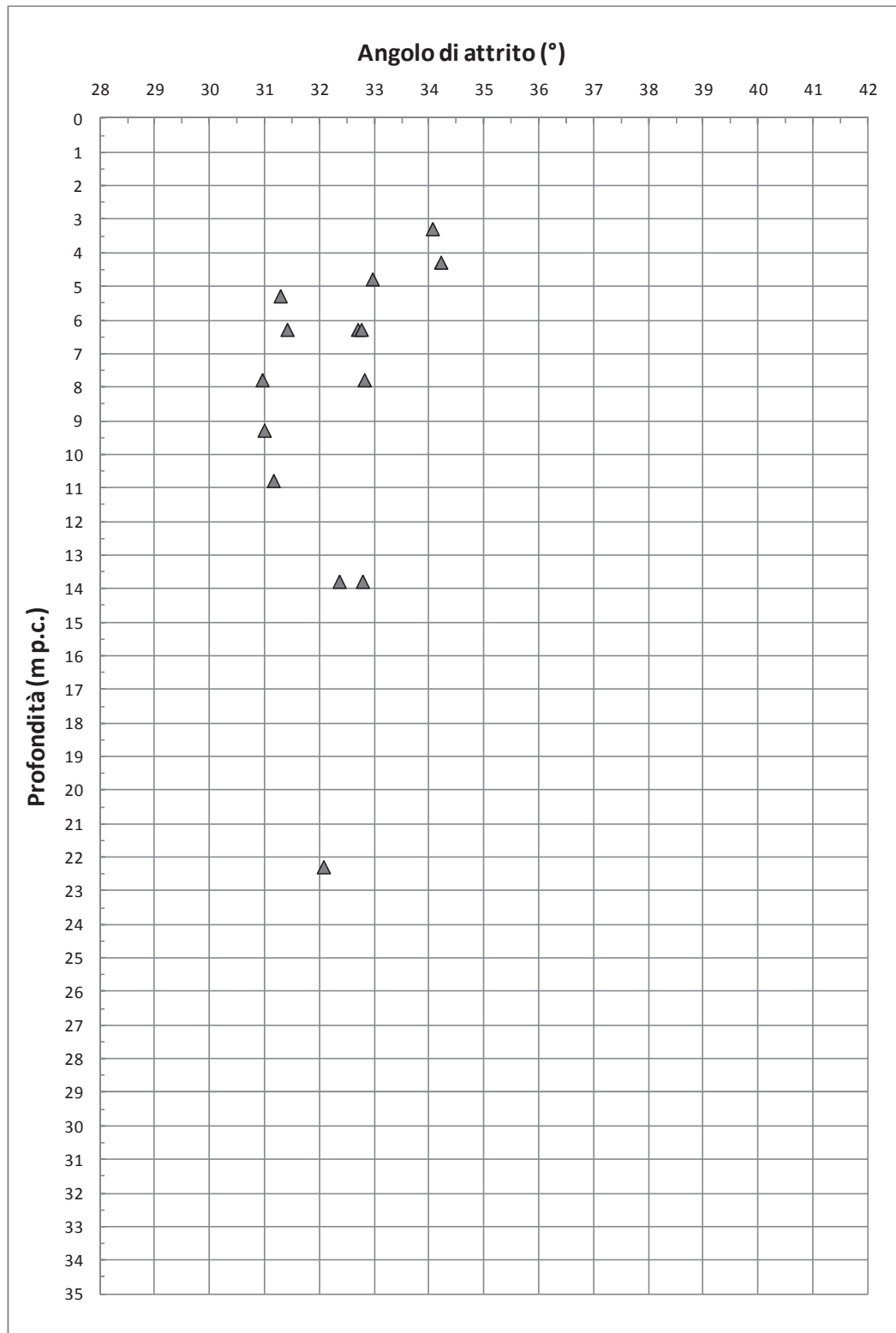


Figura 9.40: Formazione Qt1b – Angolo di attrito da prove SPT

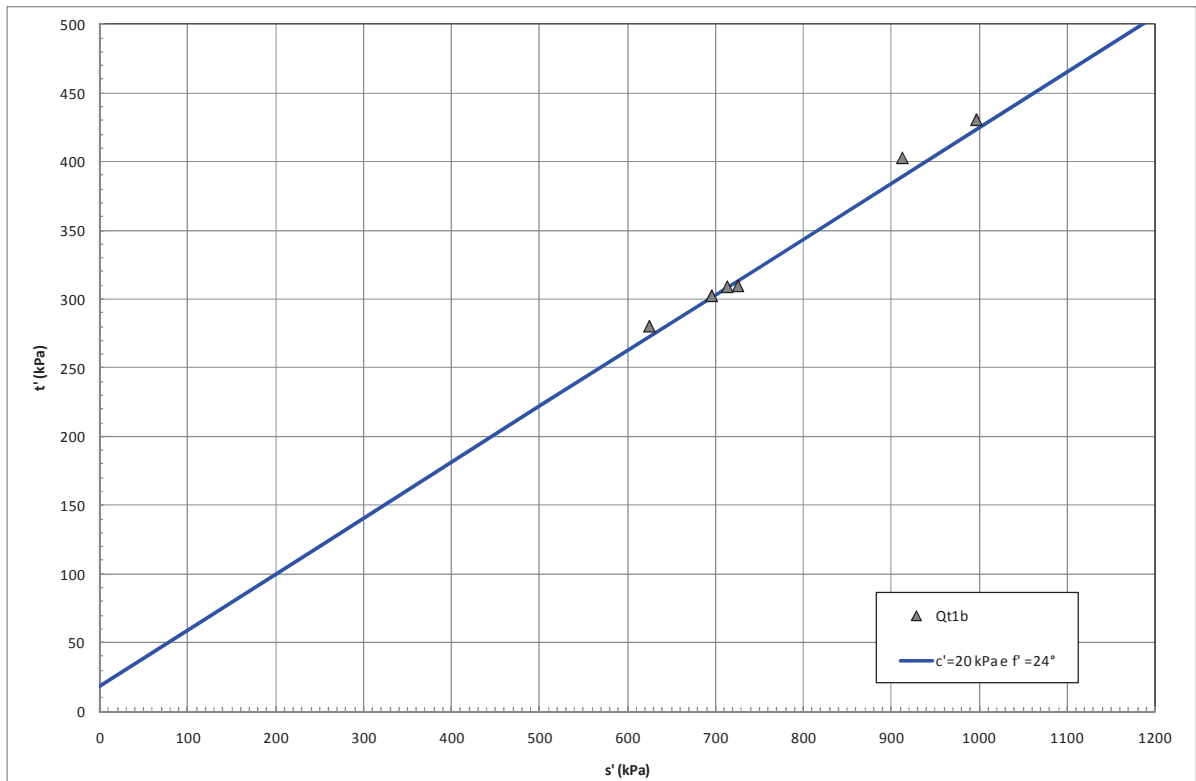


Figura 9.41: Formazione Qt1b – Angolo di attrito da prove TX-CU

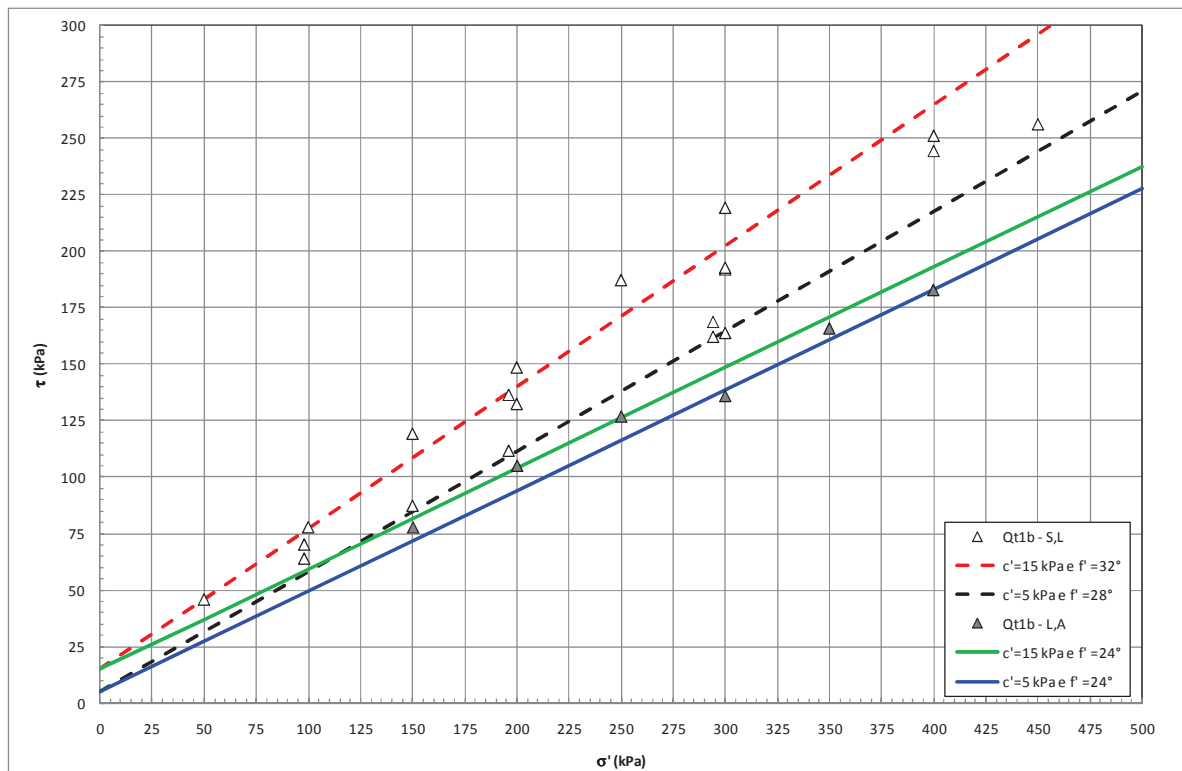


Figura 9.42: Formazione Qt1b – Angolo di attrito da prove di Taglio Diretto

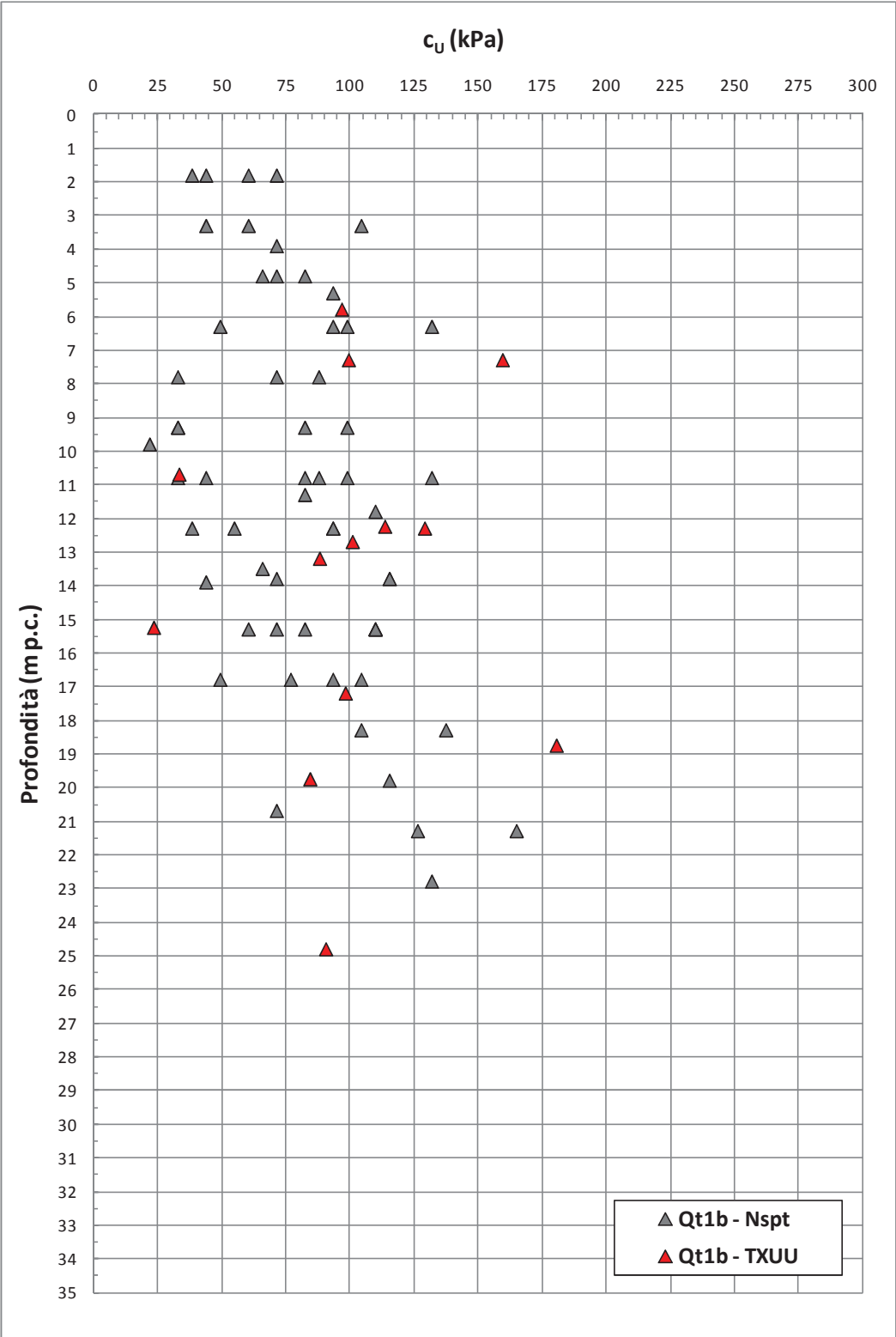


Figura 9.43: Formazione Qt1b – Coesione non drenata

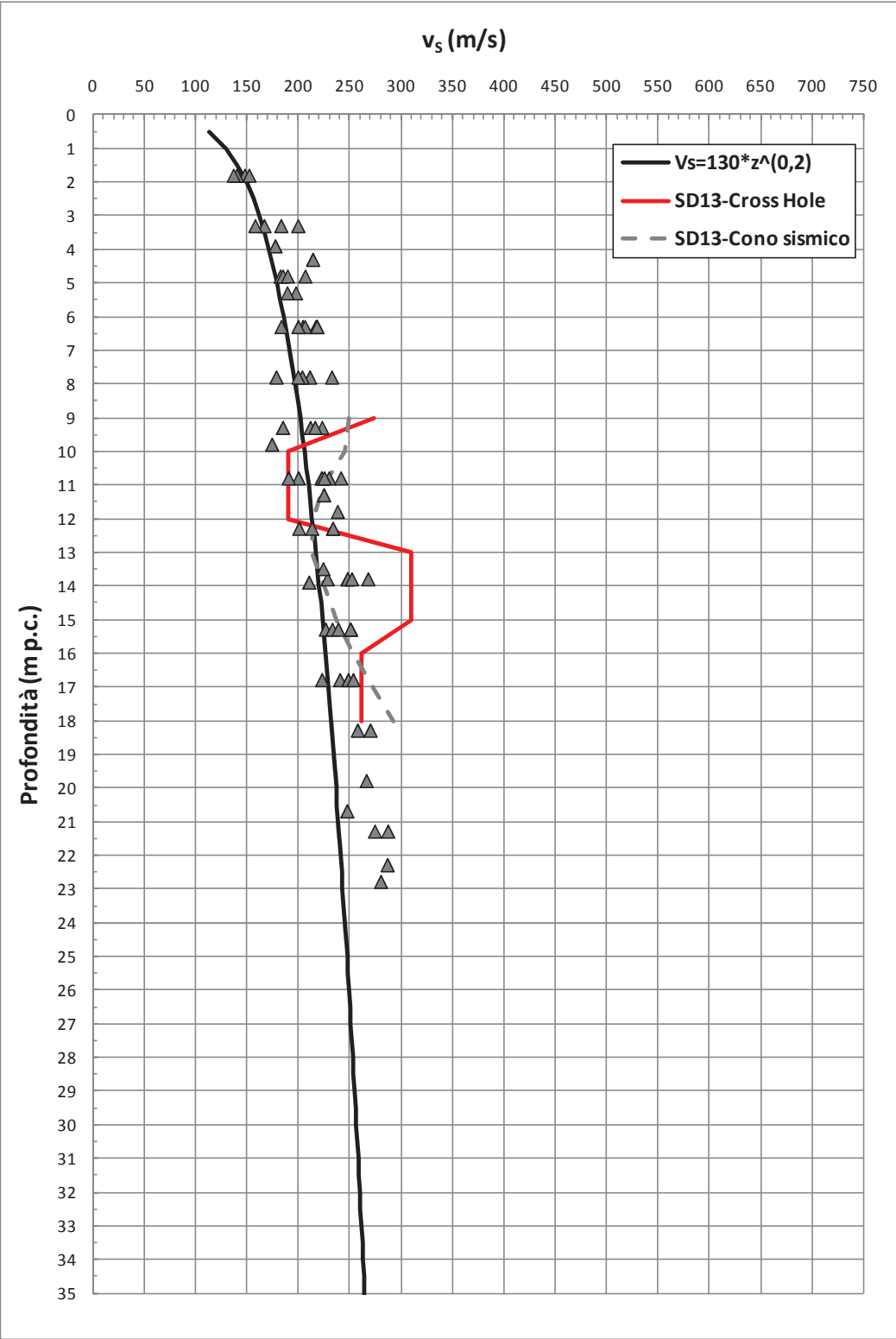


Figura 9.44: Formazione Qt1b – Valori di v_s

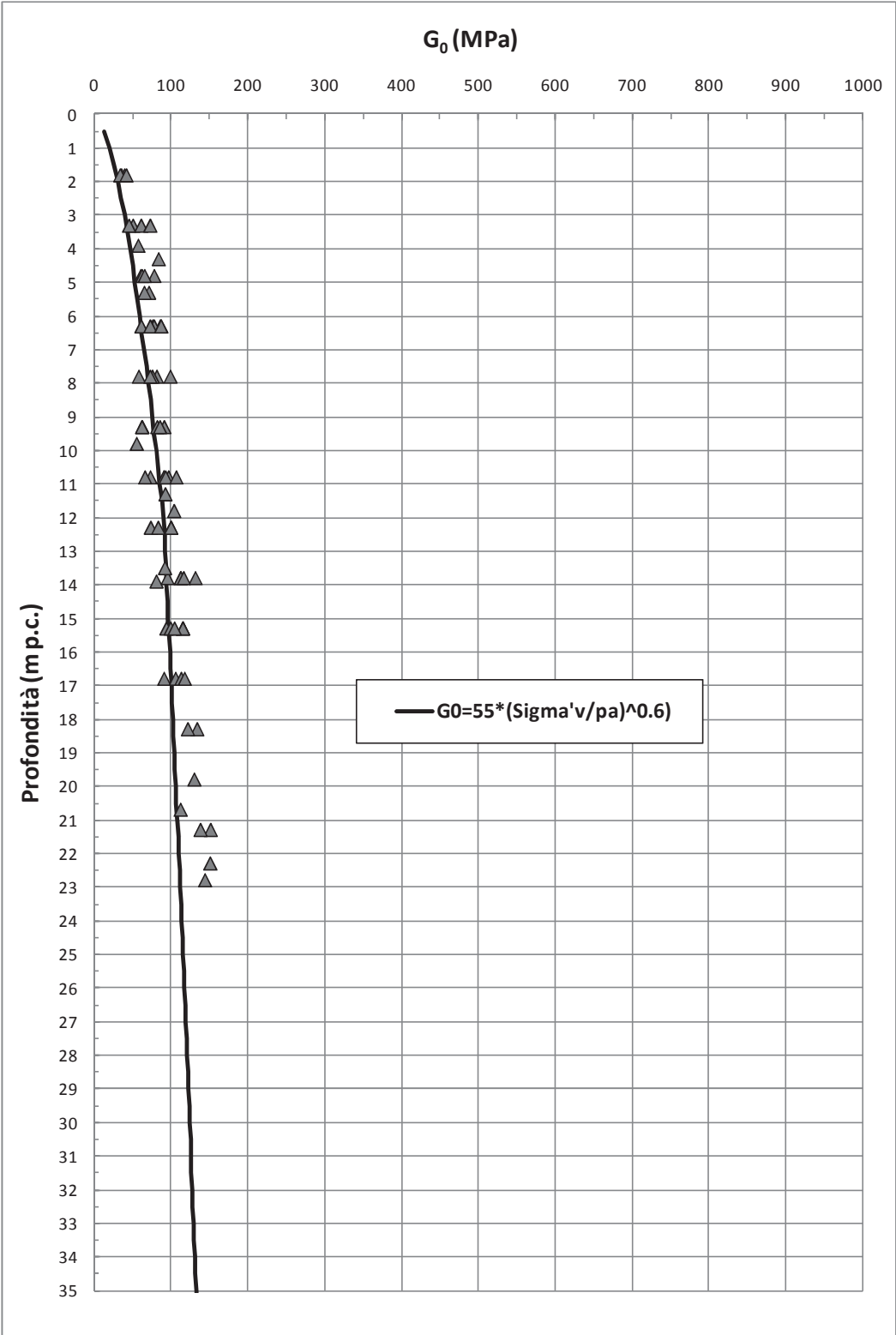


Figura 9.45: Formazione Qt1b – Valori di G_0

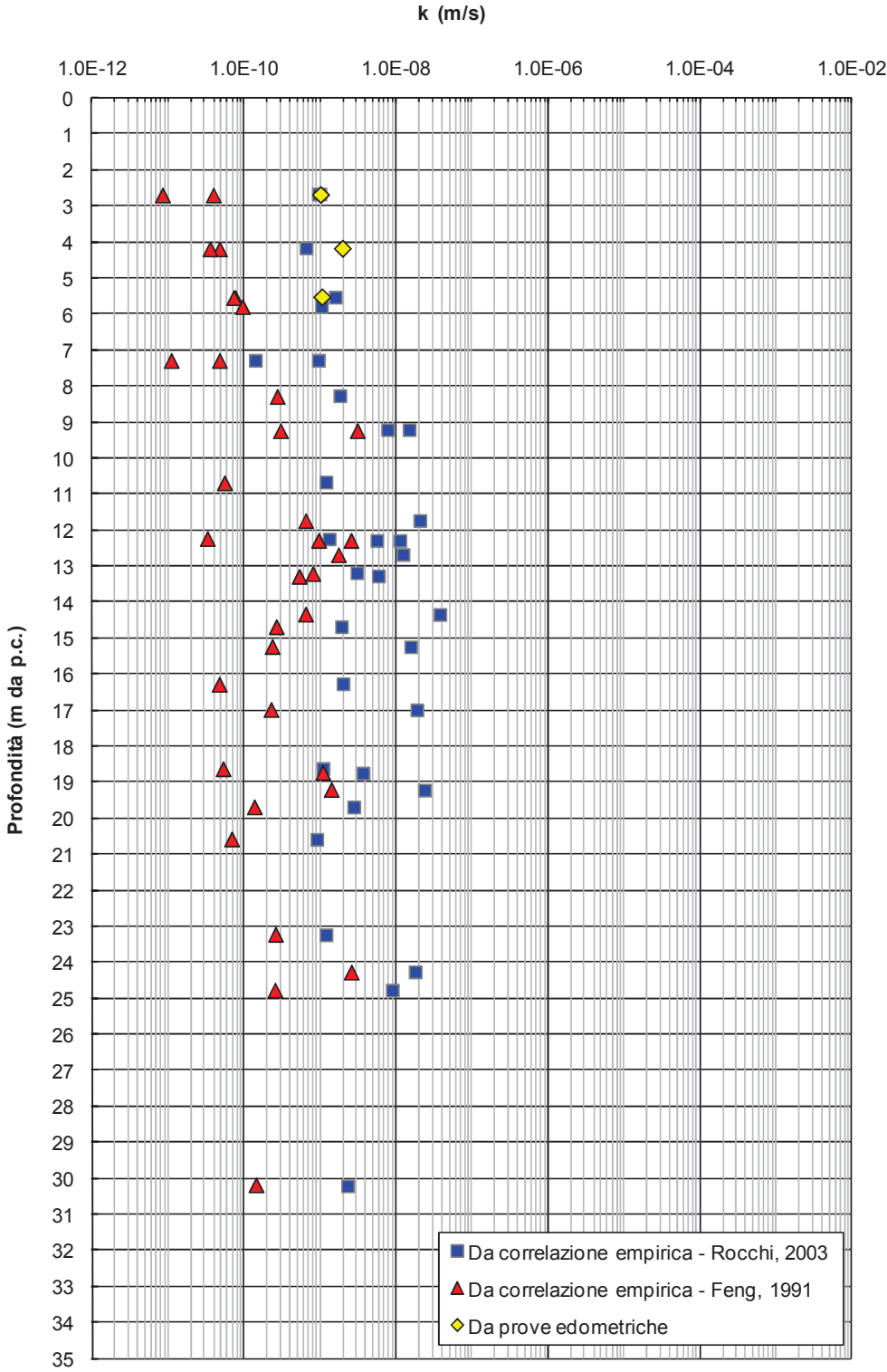


Figura 9.46: Formazione Qt1b – Permeabilità

9.7 Depositi fluvio-deltizi Qt1a

La formazione Qt1a risulta geologicamente ascrivibile a depositi fluvio-deltizi risalenti al Pleistocene medio. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie limose, sabbie con limo, fino a sabbie con limo ed argilla. È segnalata inoltre la presenza di livelli di argilla ed inclusi poligenici.

Si rileva che la formazione in oggetto è stata intercettata dai soli sondaggi 5/1-SD22 e 5/1-SD23 (oltreché, per uno spessore di soli 3.5 m ca., nel sondaggio 5/1-SD15) e che quindi gran parte della ricostruzione della sua estensione è possibile solo sulla base delle informazioni derivanti dai profili geologici.

La caratterizzazione geotecnica dei materiali a grana fine Qt1a 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 9.10;
- prove penetrometriche dinamiche SPT delle indagini di Progetto Preliminare (fase B e fase C) e di Progetto Definitivo;
- prove di permeabilità Lefranc delle indagini di Progetto 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 9.47; i dati disponibili mostrano una notevole dispersione indicandola presenza di strati a grana fine ($FC \geq 35\%$) e strati a grana grossa ($FC < 35\%$).

Nella Figura 9.48 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 10 colpi/30 cm e valori massimi di 20 colpi/30cm; come intervallo caratteristico della formazione in oggetto si può assumere $10 \leq N_{SPT} \leq 15$ colpi/30 cm.

9.7.1 Caratteristiche fisiche

La formazione Qt1a in oggetto presenta la seguente composizione:

- sabbia = 6 ÷ 79%, mediamente 46%
- argilla = 3 ÷ 81%, mediamente 26%
- limo = 9 ÷ 41%, mediamente 24%
- ghiaia = 0 ÷ 16%, mediamente 4%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 21% ÷ 90%, mediamente 50%

Il peso di volume naturale risulta dell'ordine di 18÷20 kN/m³.

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

- contenuto d'acqua pari al 21% ca. in due campioni e al 45% ca. in un terzo campione;
- limite liquido come da Figura 9.49;
- limite plastic come da Figura 9.50;
- indice dei vuoti pari a 0.6 ca. in due campioni e 1.3 ca. in un terzo campione;
- carta di plasticità di Casagrande come da Figura 9.51.

Nella Figura 9.52 si riporta, sul piano 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 maggiore del 35%; nella stessa figura è tracciata anche la linea di compressibilità intrinseca IC_{Loed} .

I terreni appartenenti alla formazione Qt1a, in accordo alla classificazione di Figura 8.4, risultano ascrivibili a terreni tipo B1/B2.

Sono disponibili due soli valori di densità relativa (D_r) degli strati sabbioso limosi, determinati sulla base dell'interpretazione delle prove SPT; tali valori risultano pari al 40% e al 50%. 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.

9.7.2 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 della formazione Qt1d risultano pertanto ascrivibili a terreni tipo B1 (Figura 9.52), ossia risultano sovraconsolidati meccanicamente.

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

9.7.3 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 pari a 31° e 33° (due soli valori disponibili).

L'angolo di attrito determinato da prove di taglio diretto eseguite su un campioni di sabbie limose e sabbie con limo hanno fornito valori pari a $c' = 0$ kPa e $\varphi' = 31\text{-}35^\circ$ (vedi Figura 9.53).

L'angolo di attrito determinato da prova TXCU, eseguita su un campione descritto come argilla con sabbia e con limo, ha fornito valori pari a $c' = 0$ kPa e $\varphi' = 24^\circ$ (vedi Figura 9.54).

Sulla base di quanto sopra, alla formazione Qt1a possono essere assegnati valori caratteristici dell'angolo di attrito nei range:

- $\varphi' = 31^\circ\text{-}33^\circ$ per le sabbie e le sabbie debolmente limose
- $\varphi' = 28^\circ\text{-}32^\circ$ per le sabbie limose, sabbie con limo e limi sabbiosi
- $\varphi' = 24^\circ$ e $c' = 0$ kPa per i limi argillosi e argilla con limo

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 9.55; risultano valori di c_u variabili tra 50 kPa e 100

kPa. Non risultano disponibili per la formazione in oggetto prove di laboratorio del tipo TX-UU.

9.7.4 Deformabilità

Le velocità delle onde di taglio ricavate dall'interpretazione delle prove penetrometriche SPT sono riportati nella Figura 9.56. I moduli di taglio iniziale (G_{01}), determinati a partire delle velocità calcolate in precedenza sono riportati nella Figura 9.57. In questa sede, a titolo cautelativo, i valori di G_{01} dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

$$G_{01} = 60000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.6} \quad \text{in kPa}$$

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} , E_{op2} ed E_{op3} , da utilizzare nelle analisi delle opere di sostegno, nella stima dei cedimenti delle fondazioni e nella stima dei cedimenti dei rilevati, con metodi elastici, sono pari ad una frazione di E_0 ; quest'ultimo modulo può essere calcolato in accordo al legame che intercorre tra E_0 e G_0 , 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 sulla base di quanto riportato in [Simpson et al. \(1979\)](#), assumendo $G_0=500\div700 \cdot c_u$, 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.

9.7.5 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 $5 \cdot 10^{-6} \div 5 \cdot 10^{-4}$ 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.

9.7.6 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 Qt1a.

Tabella 9.9: Formazione Qt1a – Parametri geotecnici medi caratteristici

Parametro	Sabbie, Sabbie limose	Sabbie con limi, Limi sabbiosi	Limi ed Argille ⁽¹⁾
γ_t (kN/m ³)	19÷20		18÷19
N _{SPT} (colpi/30 cm)	10÷15		
D _r (%)	40÷50		-
c' (kPa)	0	0	5
ϕ' (°)	31÷33	28÷32	24
c _u (kPa)	-		50÷75
GSC = $\sigma'_{v,max} / \sigma'_{v,0}$ (-)	1.0 ⁽²⁾		
k ₀ (-)	$(1 - \text{sen}\phi')\sqrt{GSC}$		
v _s (m/sec)	$135 \cdot z^{0.20}$		
G ₀₁ (kPa)	$G_{01} = 60000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v,0}}{p_a}\right)^{0.6}$		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 (-)	-	-	0.20÷0.40 ⁽²⁾
c _r (-)	-	-	0.2 · c _c ⁽²⁾
c _v (cm ² /s)	-	-	1·10 ⁻³ ÷ 5·10 ⁻³ ⁽²⁾
c _{αe} (%)	-	-	0.3 ÷ 0.4 ⁽²⁾

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 prove udometriche per la formazione in oggetto.
- (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 9.10: Formazione Qt1a – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

Sondaggio	Quota	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			PROPRIETÀ FISICHE				LABORATORIO	
			D _α (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	γ _n (kN/m ³)	G _s (-)	e (-)		S (-)
5/1-SD15	6.78	CI4	15.00	15.50	3.81	53.41	32.95	9.83	22.9	15.0	7.9	SC	A4	S,L[A]	21.46	20.03	2.64	0.60	0.94	TD
5/1-SD22	8.45	SPT1	1.50	1.95	0.15	32.35	30.16	37.34	27.6	18.7	8.9	CL	A4	A,S,L	-	-	-	-	-	-
5/1-SD22	8.45	SPT3	4.50	4.95	15.69	41.70	15.59	27.01	37.6	23.5	14.1	SC	A6	S,A(G)[L]	-	-	-	-	-	-
5/1-SD22	8.45	CI1	6.00	6.60	1.11	74.89	21.13	2.87	31.7	-	-	SM	A2-4	S(L)	44.39	16.92	2.58	1.28	0.89	TD
5/1-SD22	8.45	SPT5	9.00	9.45	3.68	6.36	8.68	81.28	58.8	30.5	28.3	MH-CH	A7-5	A[L][S]	-	-	-	-	-	-
5/1-SD23	19.35	SPT5	9.00	9.45	7.15	36.58	28.97	27.30	27.2	20.0	7.3	CL	A4	S,L,A[G]	-	-	-	-	-	-
5/1-SD23	19.35	SPT6	10.50	10.95	0.11	79.41	15.54	4.94	15.8	-	-	SM	A2-4	S(L)	-	-	-	-	-	-
5/1-SD23	19.35	CI2	12.00	12.50	0.00	30.24	27.83	41.93	36.2	17.9	18.3	CL	A6	A,S,L	21.25	19.62	2.63	0.63	0.89	CU
5/1-SD23	19.35	SPT7	13.50	13.95	0.37	68.11	21.75	9.77	20.2	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-	-
5/1-SD23	19.35	SPT8	15.10	15.45	3.65	43.20	40.35	12.80	25.0	20.8	4.2	ML-CL	A4	S,L(A)	-	-	-	-	-	-

Simbologia:

w = contenuto in acqua

ED = prova edometrica

γ_n = peso di volume naturale

UU = prova triassiale di compressione TX-UU

G_s = gravità specifica dei grani

CU = prova triassiale di compressione TX-CU

e = indice dei vuoti

TD = taglio diretto

S = grado di saturazione

CM = prova di compressione monoassiale non confinata

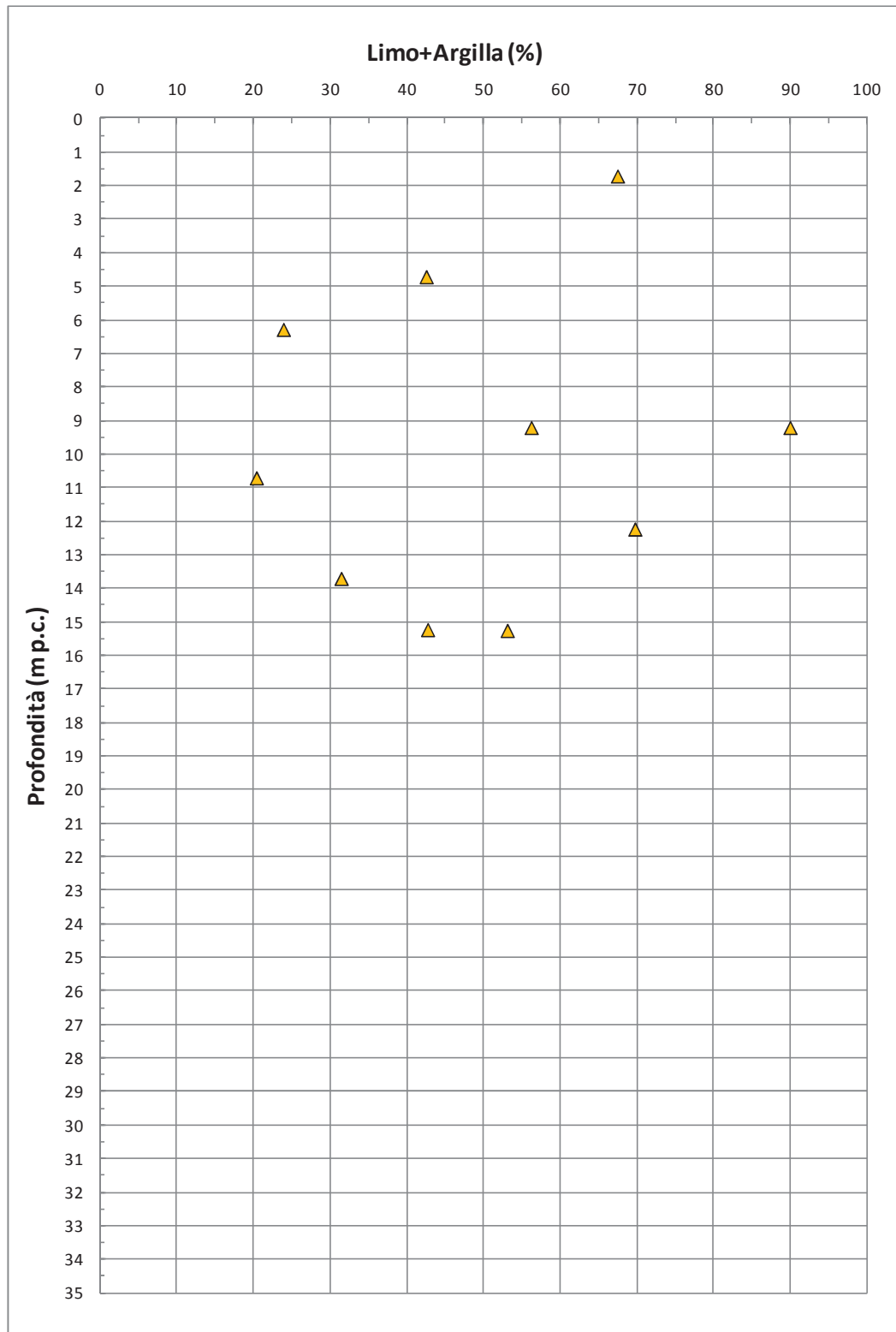
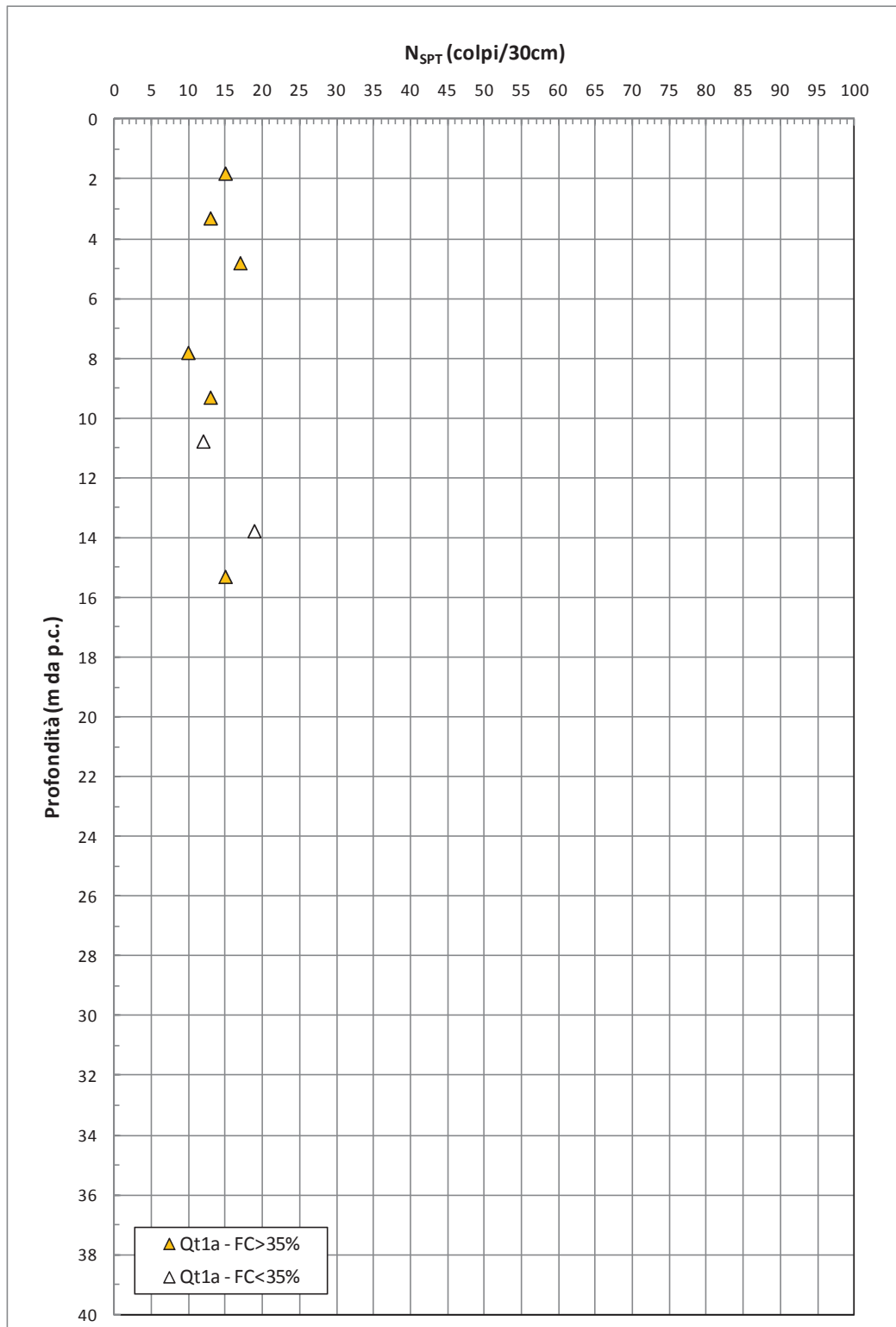


Figura 9.47: Formazione Qt1a – Contenuti di fine (CF)

Figura 9.48: Formazione Qt1a – Valori di N_{SPT}

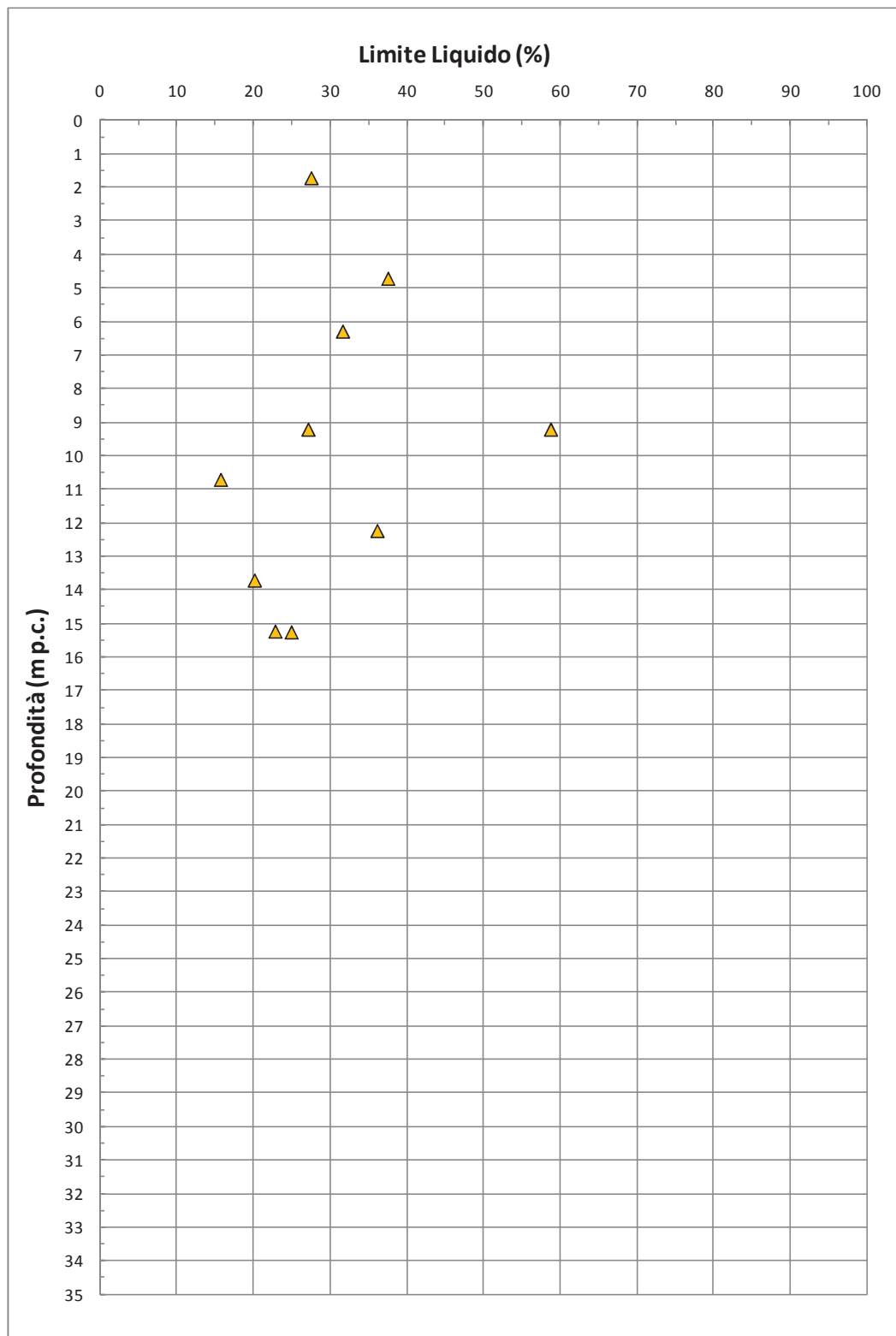


Figura 9.49: Formazione Qt1a – Limite Liquido

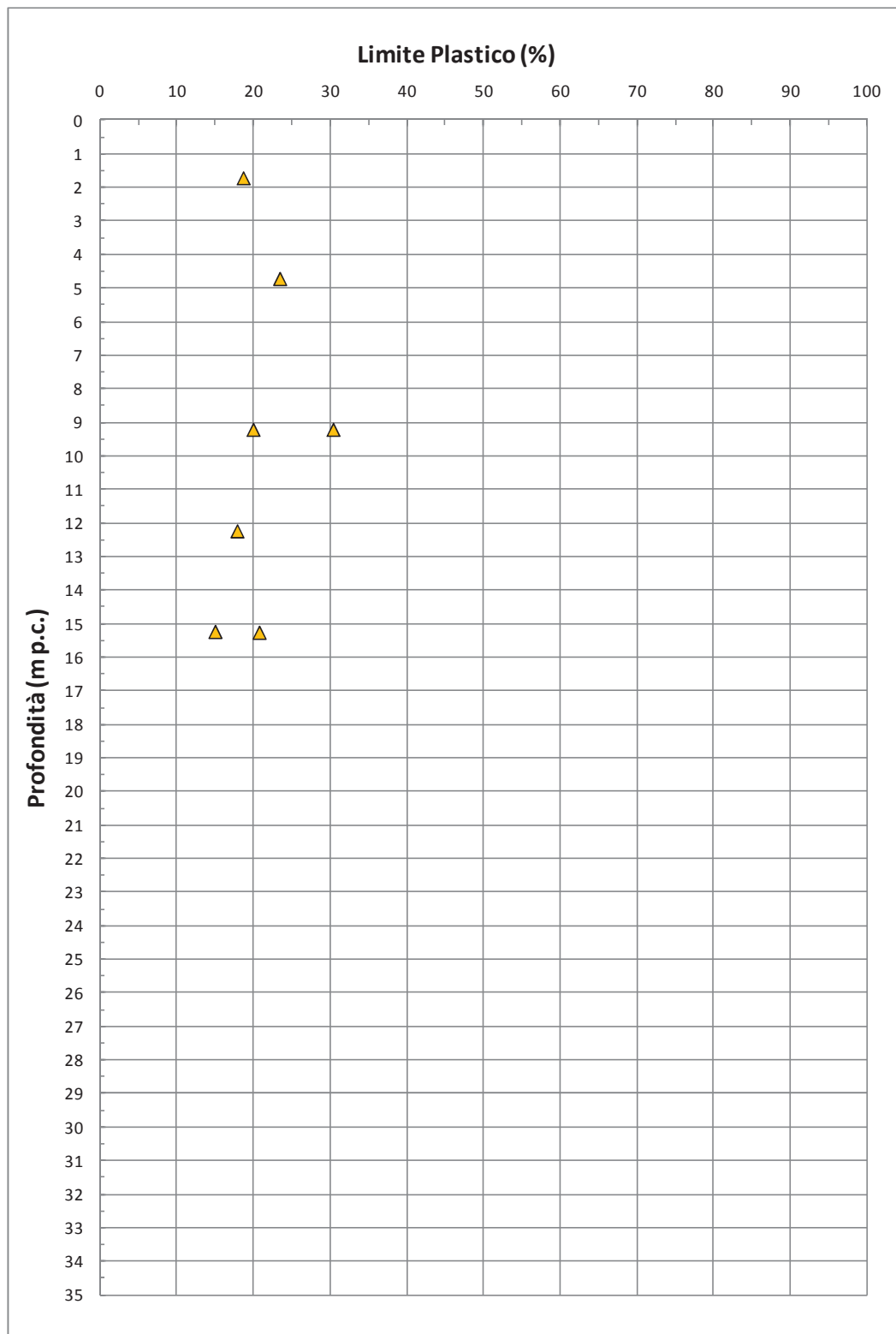


Figura 9.50: Formazione Qt1a – Limite Plastico

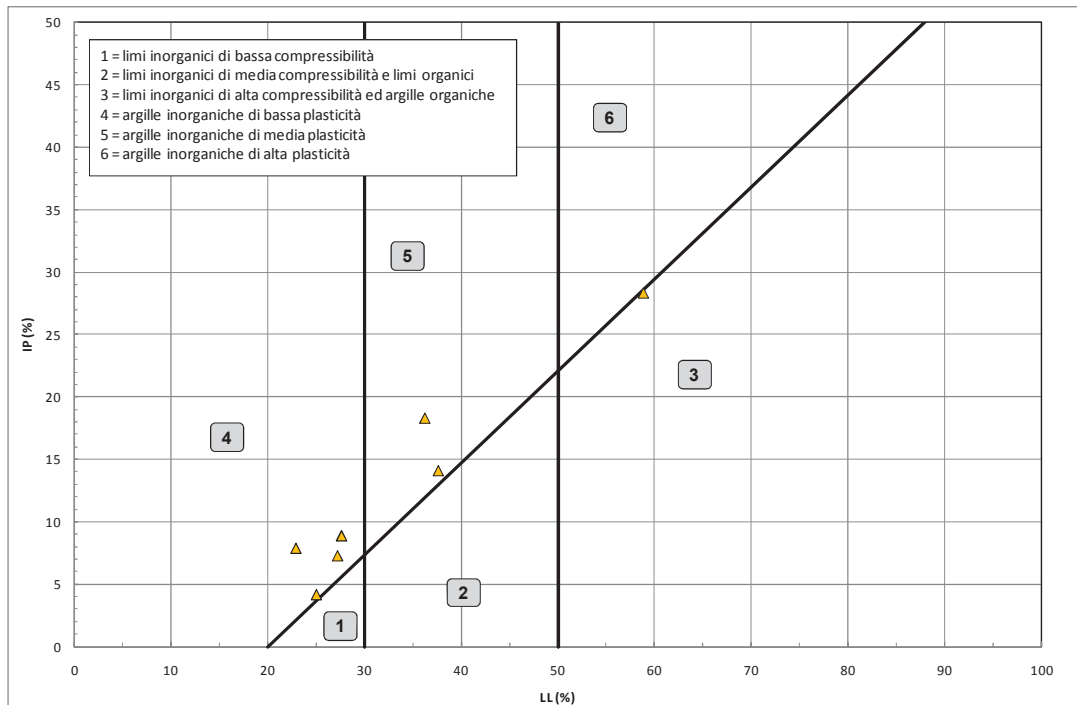


Figura 9.51: Formazione Qt1a – Carta di plasticità di Casagrande

**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 $LL > 35\%$**

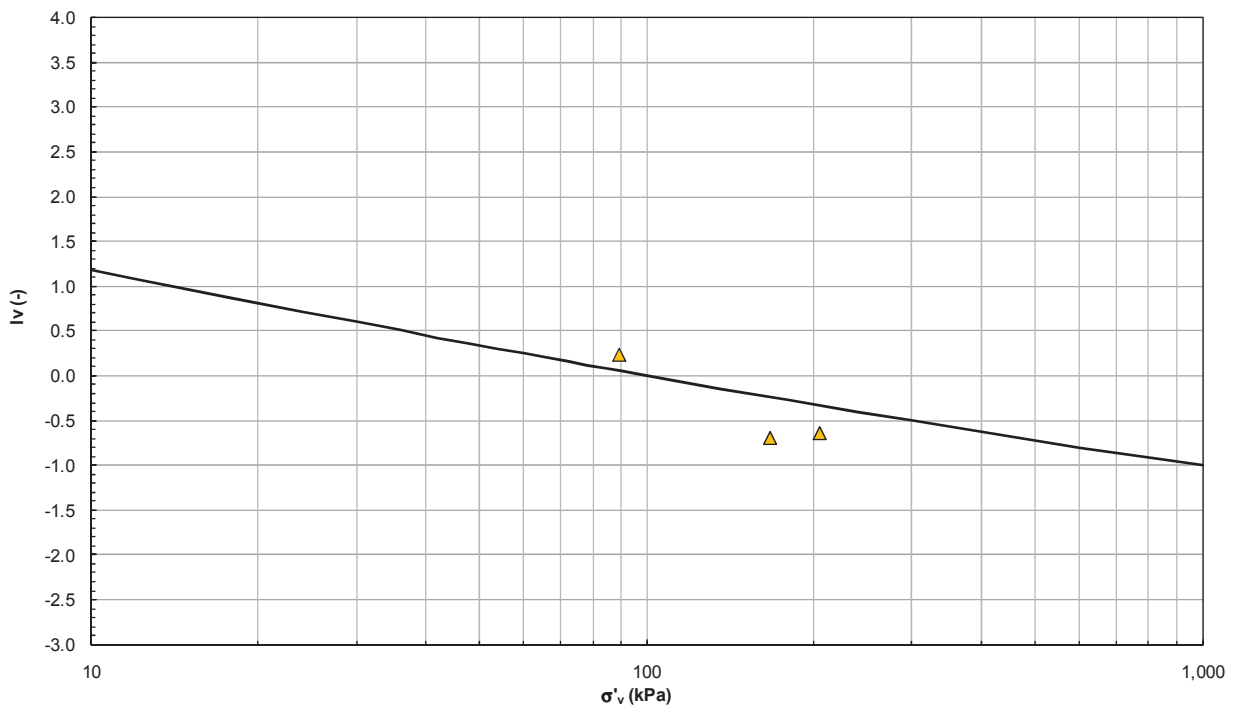


Figura 9.52: Formazione Qt1a – Piano di Burland

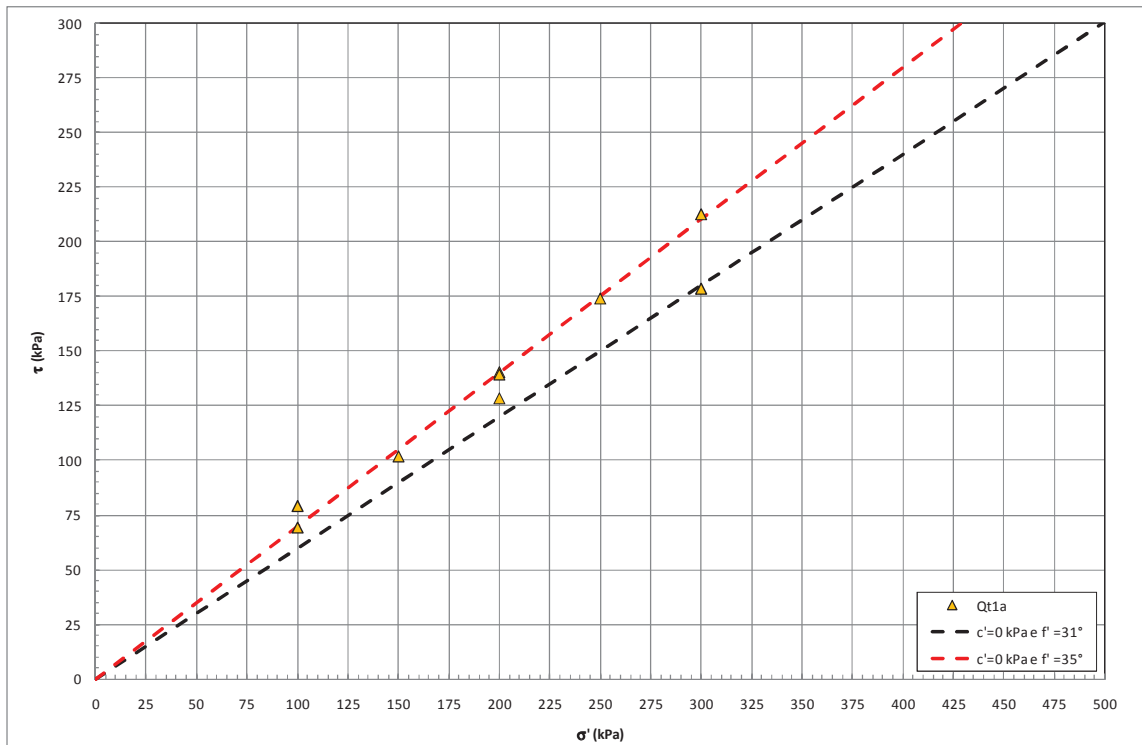


Figura 9.53: Formazione Qt1a – Angolo di attrito da prove di Taglio Diretto

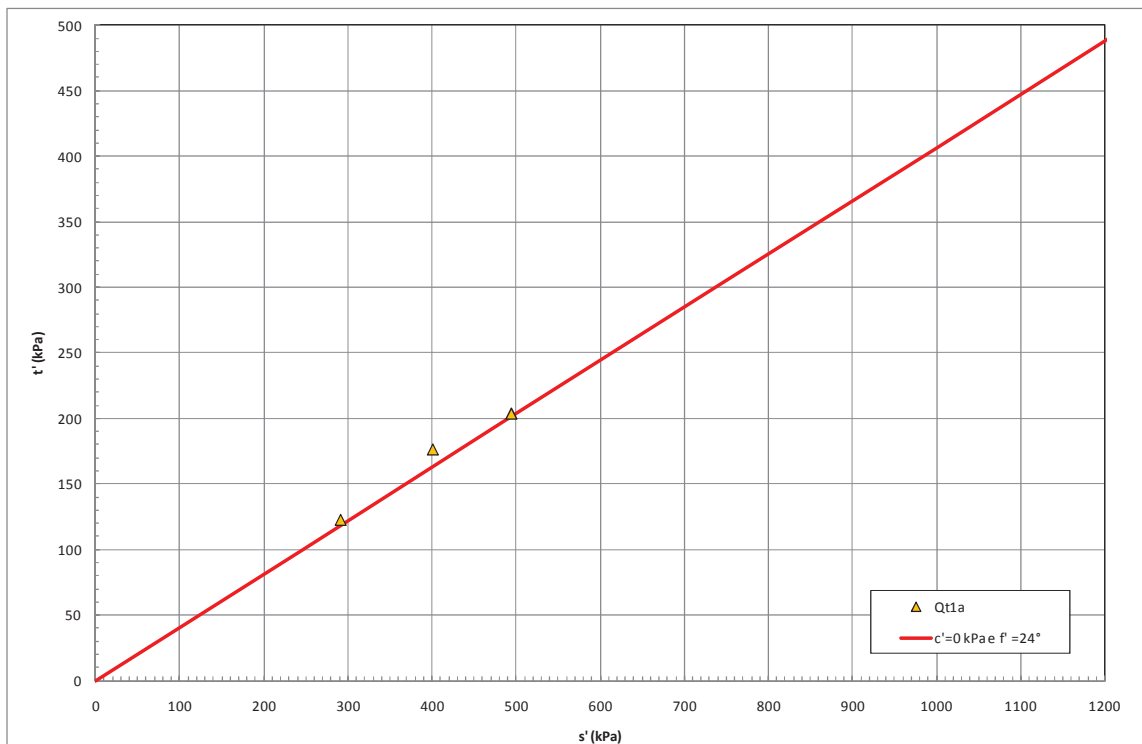


Figura 9.54: Formazione Qt1a – Angolo di attrito da prove TX-CU

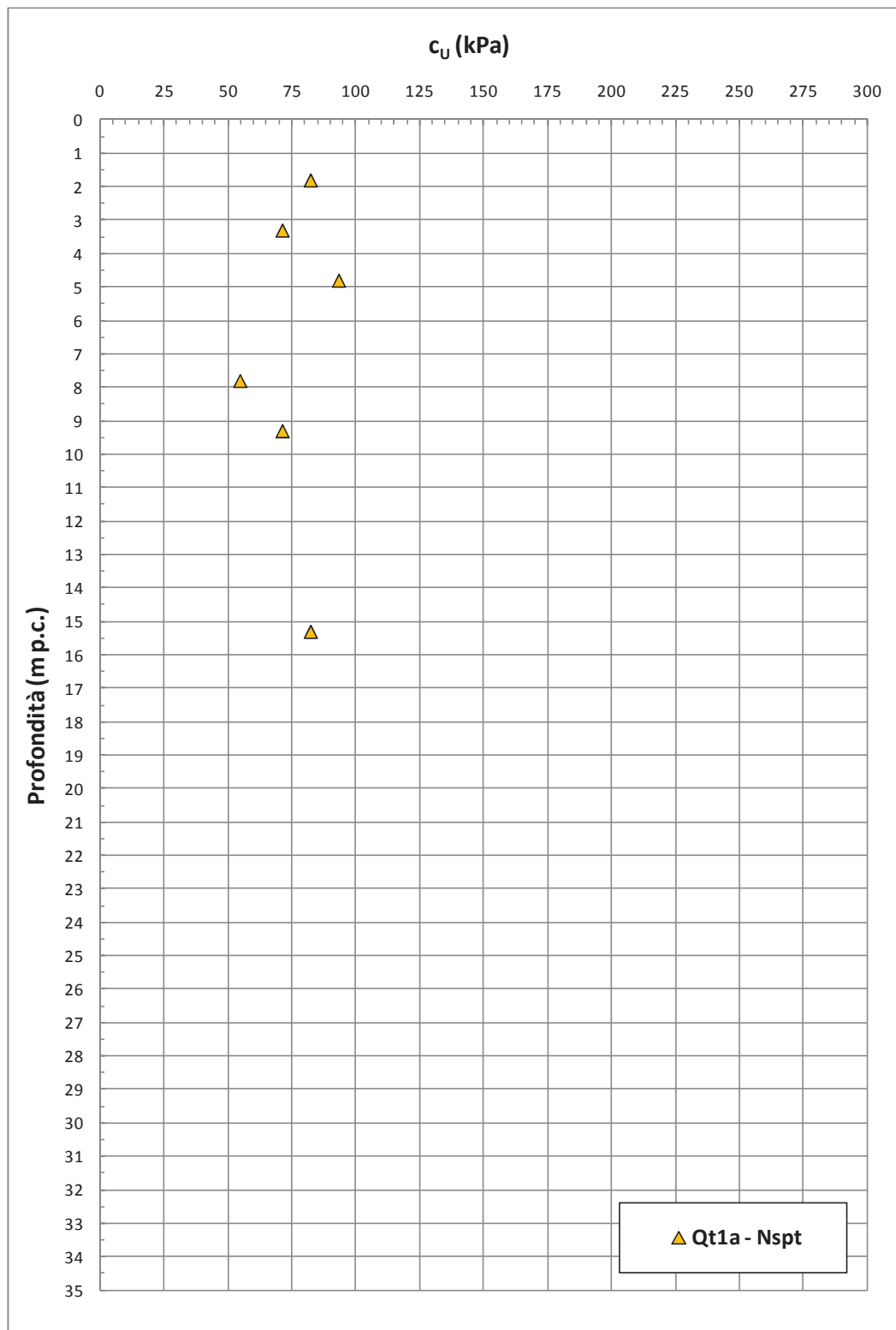


Figura 9.55: Formazione Qt1a – Coesione non drenata

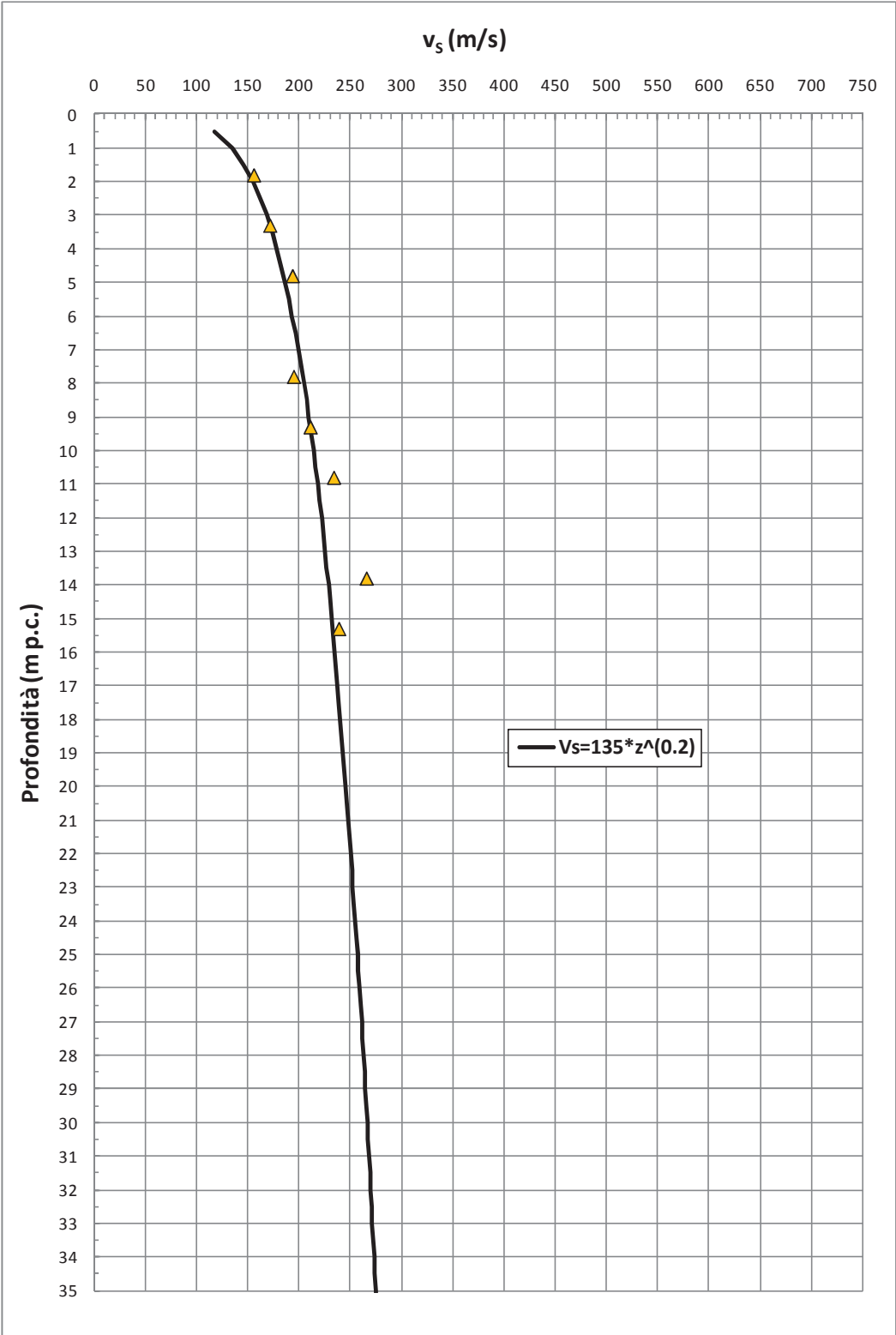


Figura 9.56: Formazione Qt1a – Valori di v_s

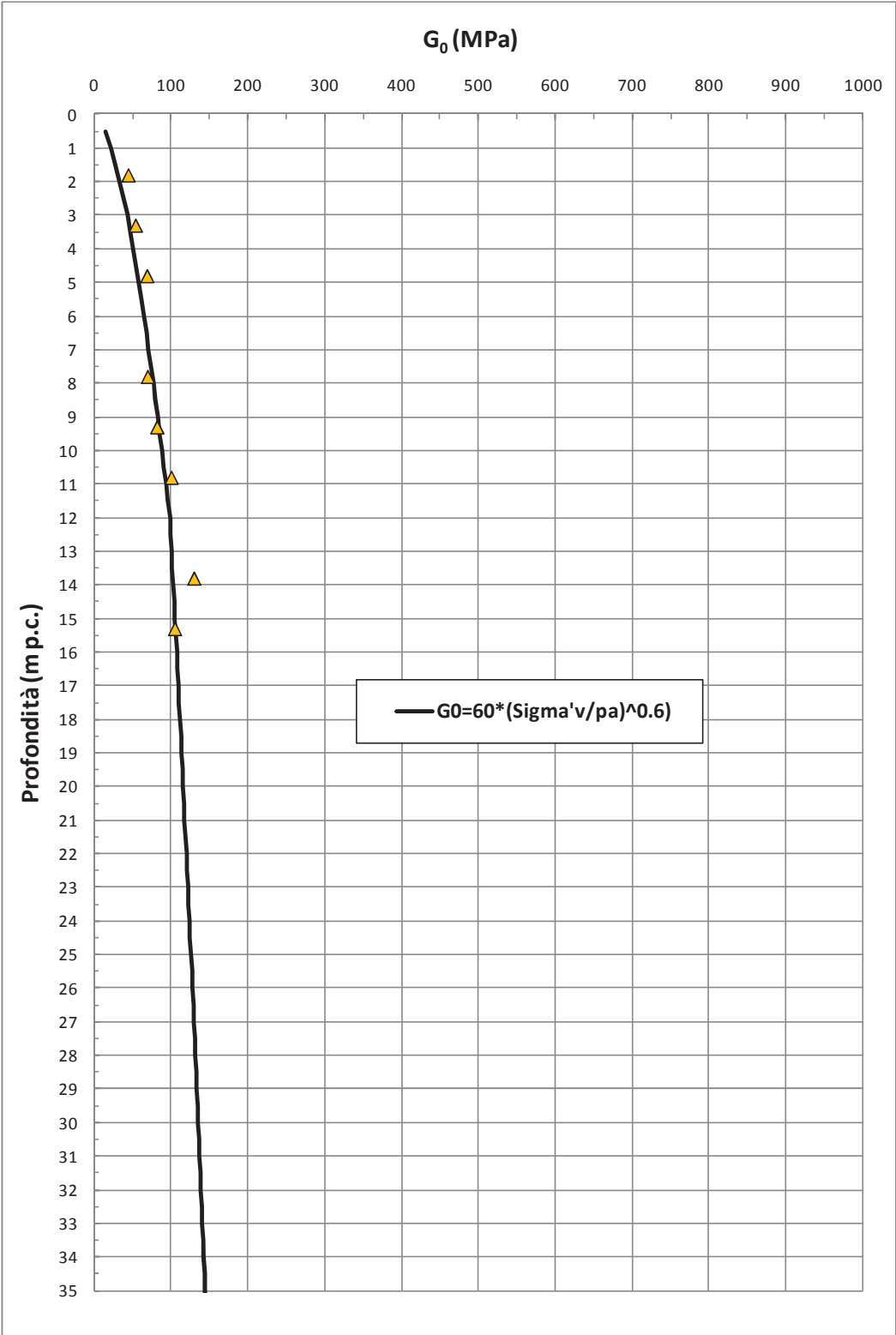


Figura 9.57: Formazione Qt1a – Valori di G_0

9.8 Depositi fluviali H1b

La formazione H1b risulta geologicamente ascrivibile a depositi fluviali risalenti all'Olocene. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie con limo, sabbie con argilla, limi argillosi, talora con clasti arrotondati eterogenei e ghiaie. La formazione H1b risulta molto localizzata lungo il Lotto in oggetto; i profili geologici, in particolare, la localizzano in corrispondenza dei corsi d'acqua principali (sondaggi 5/1-SD11, 5/1-SD12, 5/1-SD16, 5/1-SD19 e C-S15).

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 9.12;
- prove penetrometriche dinamiche SPT delle indagini di Progetto Preliminare (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.

Il contenuto di fine dei materiali in oggetto (FC) è riportato nella Figura 9.58; esso risulta variabile tra il 25% ed il 65%.

Nella Figura 9.59 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 5 colpi/30 cm e valori massimi di 15 colpi/30cm; come intervallo caratteristico della formazione in oggetto si può assumere $5 \leq N_{SPT} \leq 10$ colpi/30 cm.

9.8.1 Caratteristiche fisiche

La formazione Qt1a in oggetto presenta la seguente composizione:

- sabbia = 24 ÷ 57%, mediamente 46%
- limo = 16 ÷ 37%, mediamente 24%
- argilla = 10 ÷ 29%, mediamente 22%
- ghiaia = 0 ÷ 50%, mediamente 8%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 26% ÷ 66%, mediamente 46%

Il peso di volume naturale risulta dell'ordine di 18÷20 kN/m³.

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

- contenuto d'acqua pari al 25% nei tre campioni disponibili;
- limite liquido come da Figura 9.60;
- limite plastico come da Figura 9.61;
- indice dei vuoti pari a 0.7 ca. nei due campioni disponibili;
- carta di plasticità di Casagrande come da Figura 9.62.

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

9.8.2 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 9.63; risultano valori di c_u variabili tra 25 kPa e 75 kPa. Non risultano disponibili per la formazione in oggetto prove di laboratorio del tipo TX-UU.

9.8.3 Deformabilità

Le velocità delle onde di taglio ricavate dall'interpretazione delle prove penetrometriche SPT sono riportati nella Figura 9.64. I moduli di taglio iniziale (G_{01}), determinati a partire delle velocità calcolate in precedenza sono riportati nella Figura 9.65. In questa sede, a titolo cautelativo, i valori di G_{01} dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

$$G_{01} = 35000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.25} \quad \text{in kPa}$$

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} , E_{op2} ed E_{op3} , da utilizzare nelle analisi delle opere di sostegno, nella stima dei cedimenti delle fondazioni e nella stima dei cedimenti dei rilevati, con metodi elastici, sono pari ad una frazione di E_0 ; quest'ultimo modulo può essere calcolato in accordo al legame che intercorre tra E_0 e G_0 , 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 sulla base di quanto riportato in [Simpson et al. \(1979\)](#), assumendo $G_0=500\div700\cdot c_u$, 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.

9.8.4 Permeabilità

Sulla base di quanto riportato nella Tabella 5.3 i valori di permeabilità della formazione in oggetto possono variare tra $1 \cdot 10^{-8}$ m/s (limite inferiore per i depositi più fini) e $1 \cdot 10^{-3}$ m/s (limite superiore per i depositi prettamente sabbiosi). 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.

9.8.5 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 9.11: 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÷20		18÷19
N _{SPT} (colpi/30 cm)	5÷10		
D _r (%)	-		
c' (kPa)	0	0	0
ϕ' (°)	32÷33 ⁽²⁾	28÷32 ⁽²⁾	24 ⁽²⁾
c _u (kPa)	-		25÷75
GSC = $\sigma'_{v,max} / \sigma'_{v,0}$ (-)	1.0 ⁽²⁾		
k ₀ (-)	$(1 - \text{sen}\phi')\sqrt{GSC}$		
v _s (m/sec)	100 · z ^{0.20}		
G ₀₁ (kPa)	$G_{01} = 35000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{vo}}{p_a}\right)^{0.25}$		G ₀₁ =(700·c _u)
E _{op1} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0)/(3+5)$ ⁽³⁾		
E _{op2} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0)/5$ ⁽³⁾		
E _{op3} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0)/10$ ⁽³⁾		
c _c (-)	-	-	0.20÷0.30
c _r (-)	-	-	0.2 · c _c
c _v (cm ² /s)	-	-	1·10 ⁻³ ÷ 5·10 ⁻³
c _{αe} (%)	-	-	0.3 ÷ 0.4

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 9.12: Formazione H11b – 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 (-)		
5/1-SD11	7.64	CRO	0.40	0.60	7.18	56.21	16.77	19.83	19.7	17.1	2.7	SM	A4	S(A)(L)[G]	-	-	-	-	-		
5/1-SD11	7.64	SPT1	1.50	1.95	0.00	52.24	29.53	18.23	17.7	14.4	3.4	SM	A4	S,L(A)	-	-	-	-	-		
5/1-SD11	7.64	CI1	2.60	3.10	3.35	40.10	32.56	24.00	33.6	24.8	8.8	ML	A4	S,L(A)	24.28	18.90	2.63	0.73	0.87		
5/1-SD12	7.34	CR0	0.40	0.70	0.00	54.90	17.02	28.08	25.7	15.3	10.4	SC	A6	S,A(L)	-	-	-	-	-		
5/1-SD12	7.34	SPT1	1.50	1.95	0.00	56.76	16.71	26.53	24.8	15.8	9.0	SC	A6	S,A(L)	-	-	-	-	-		
5/1-SD12	7.34	CI1	2.40	3.00	0.00	34.11	36.83	29.06	33.8	24.7	9.1	ML	A4	L,S,A	25.72	18.95	2.58	0.71	0.93		
5/1-SD19	6.74	CR0	0.50	0.70	2.62	51.77	21.97	23.64	21.6	16.8	4.8	SM-SC	A4	S(A)(L)	-	-	-	-	-		
5/1-SD19	6.74	CI1	3.00	3.50	50.26	23.74	16.35	9.65	17.5	-	-	GM	A2-4	G(S)(L)[A]	23.96	-	2.56	-	-		

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

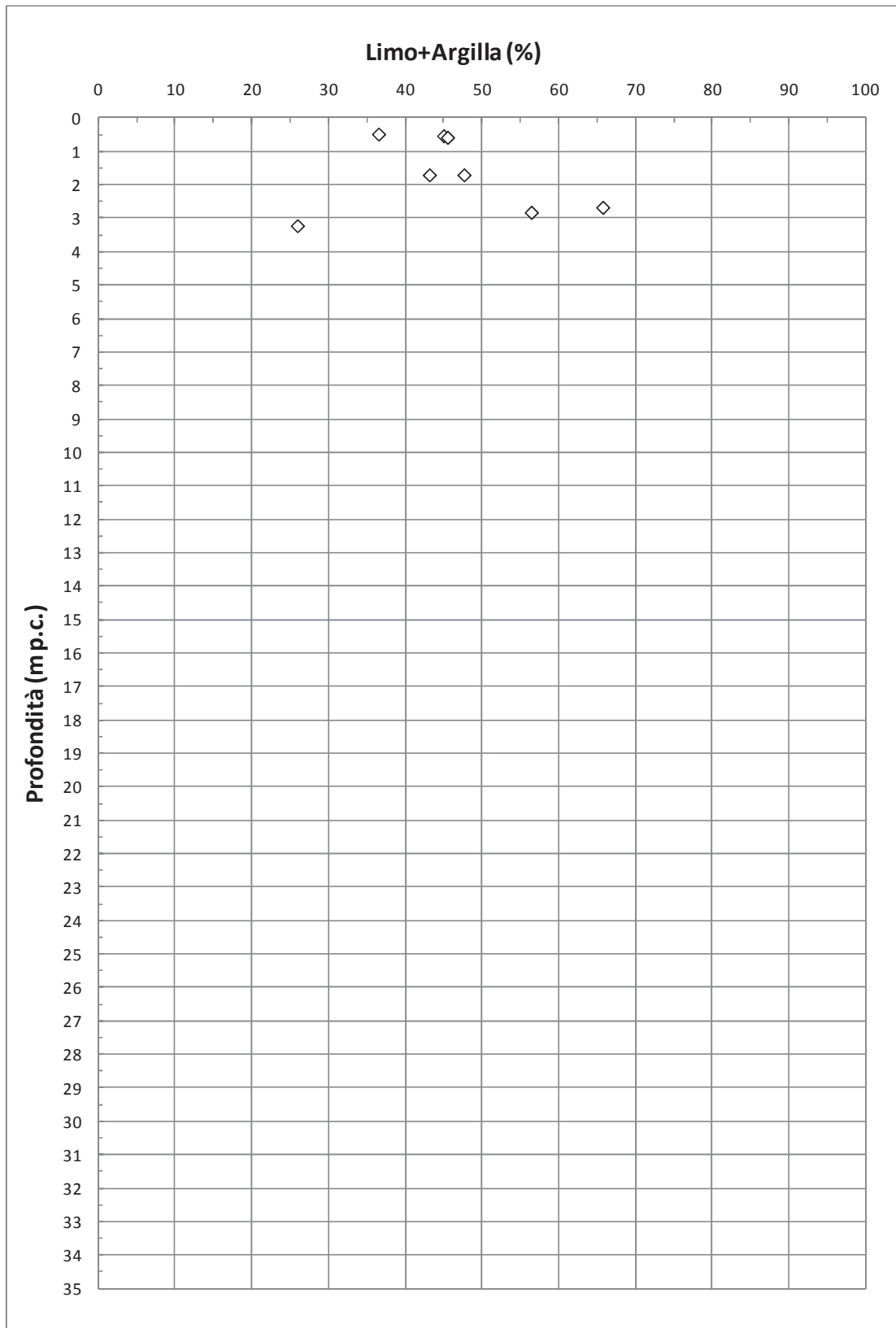


Figura 9.58: Formazione H1b – Contenuti di fine (CF)

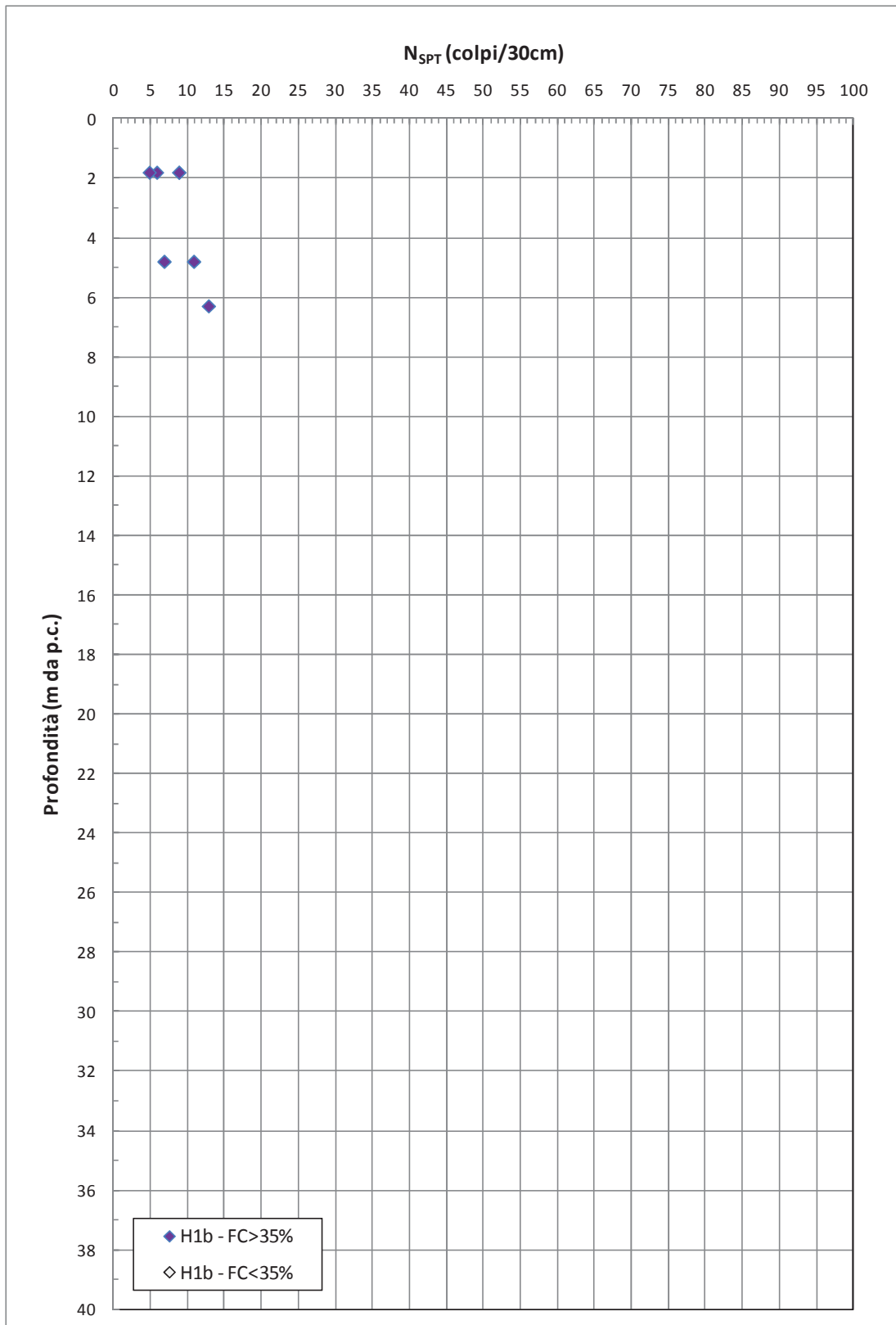


Figura 9.59: Formazione H1b – Valori di N_{SPT}

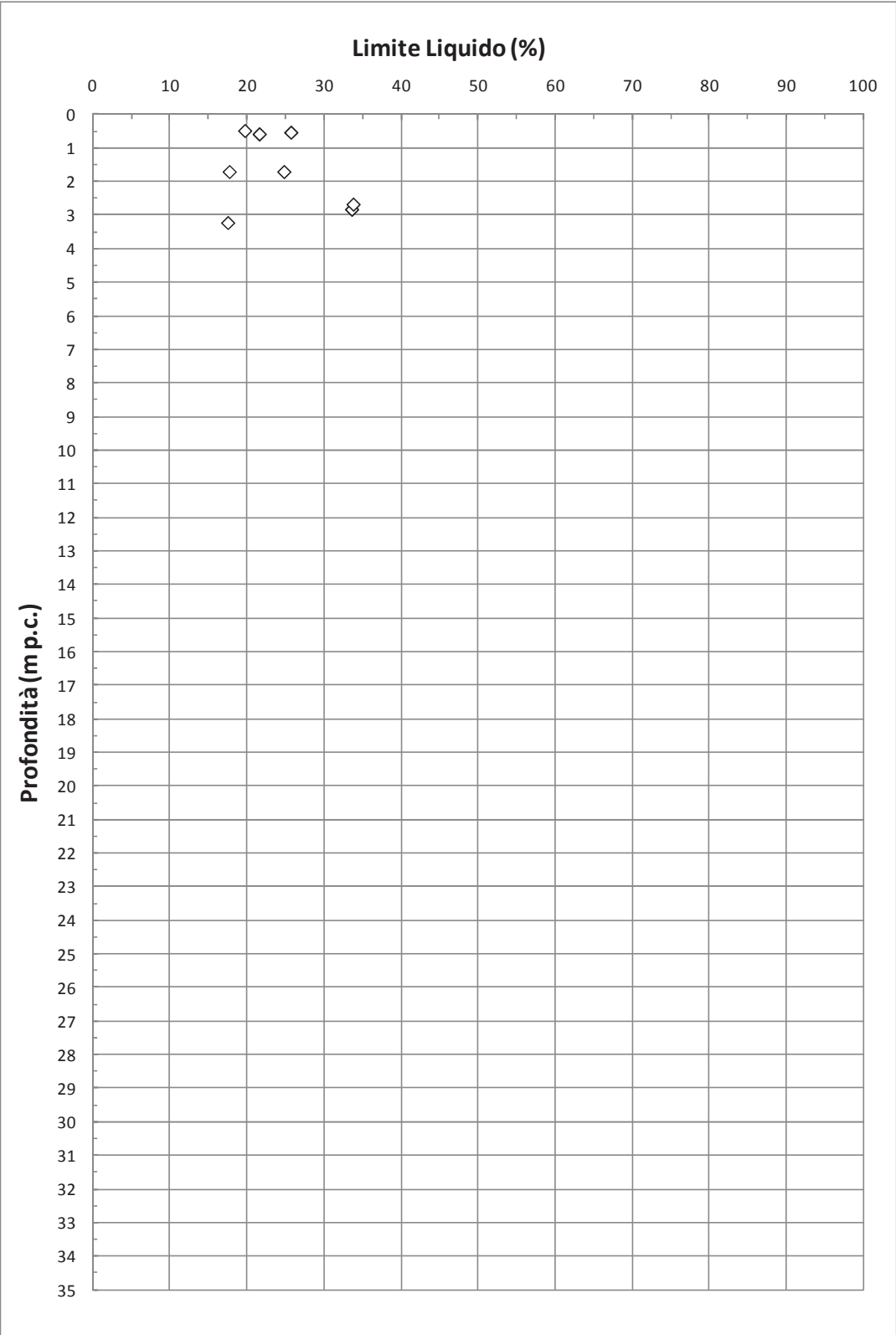


Figura 9.60: Formazione H1b – Limite Liquido

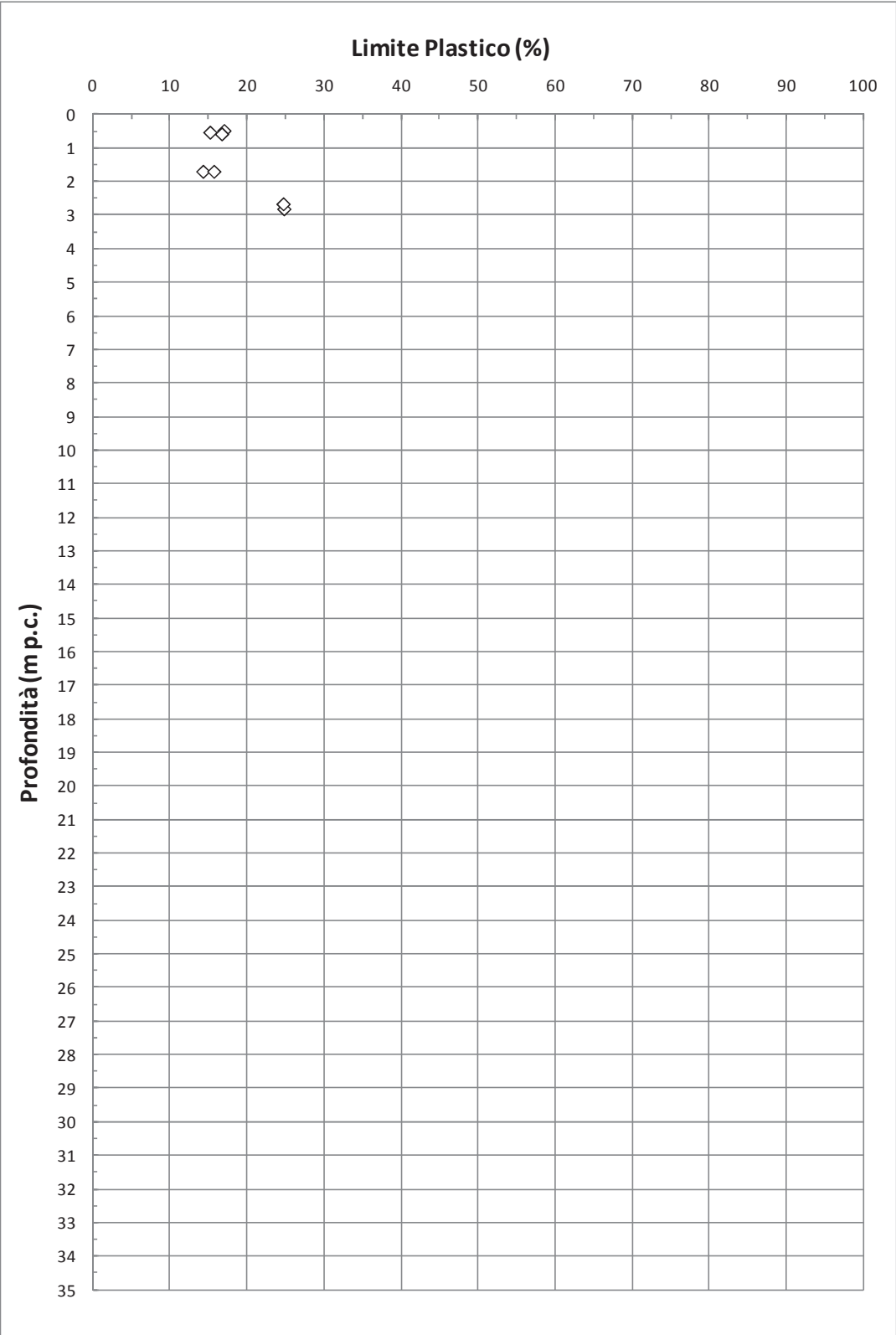


Figura 9.61: Formazione H1b – Limite Plastico

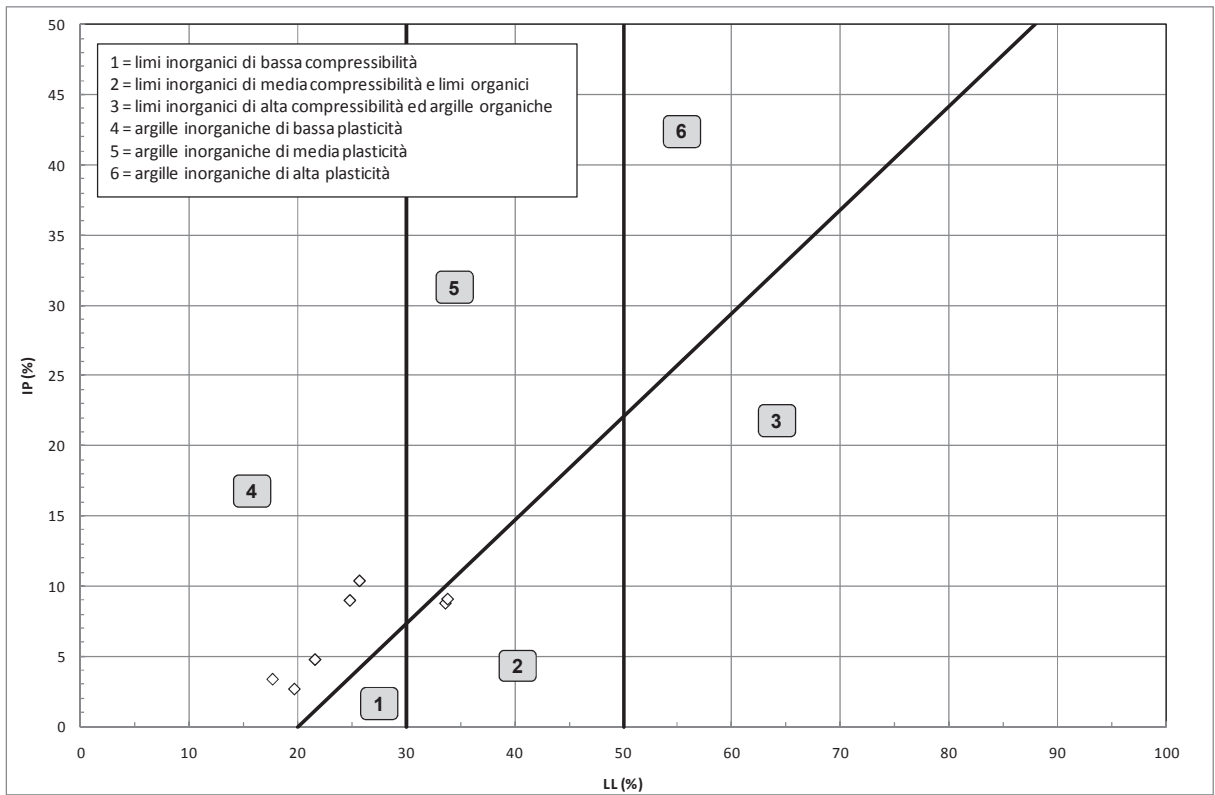


Figura 9.62: Formazione H1b – Carta di plasticità di Casagrande

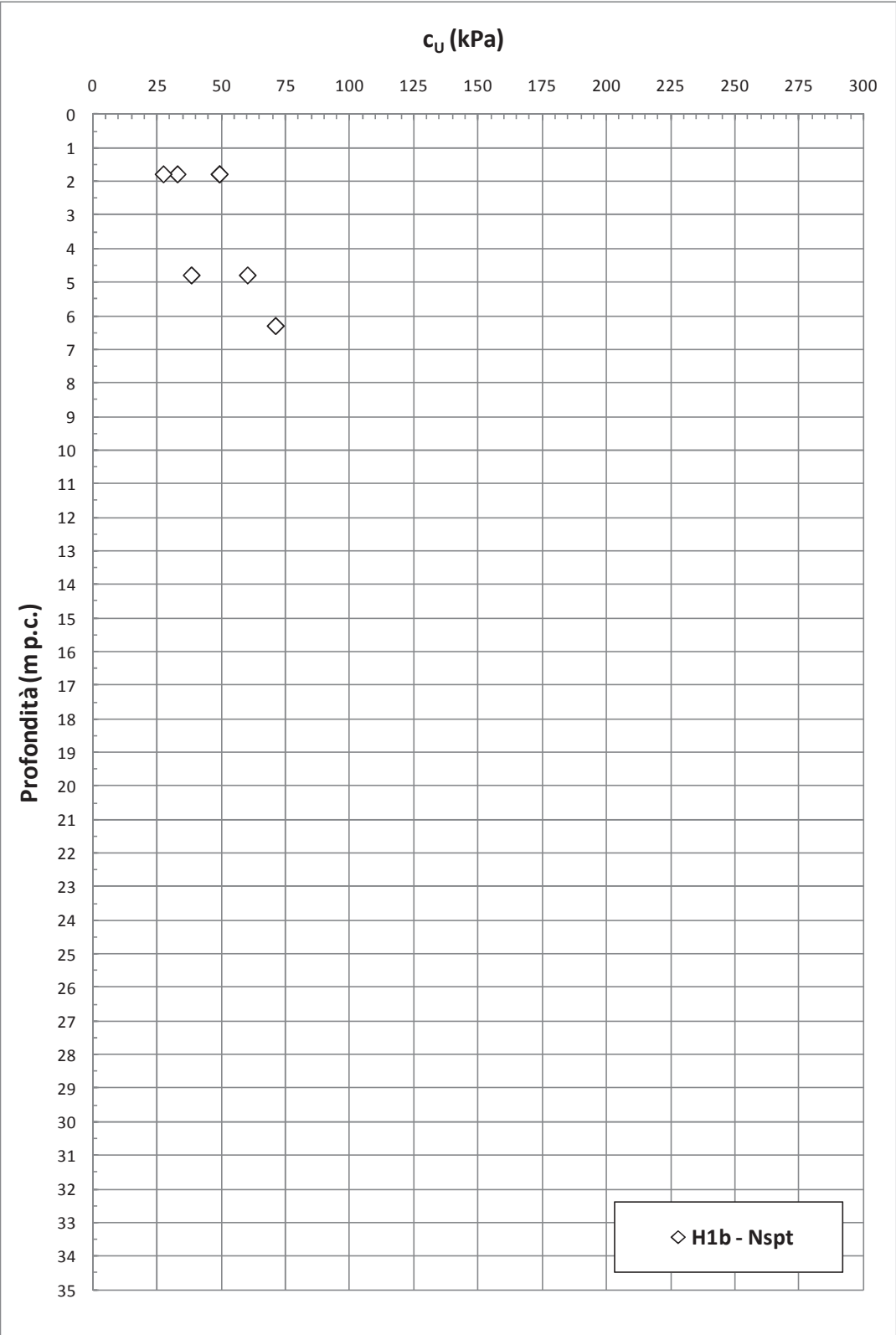


Figura 9.63: Formazione H1b – Coesione non drenata

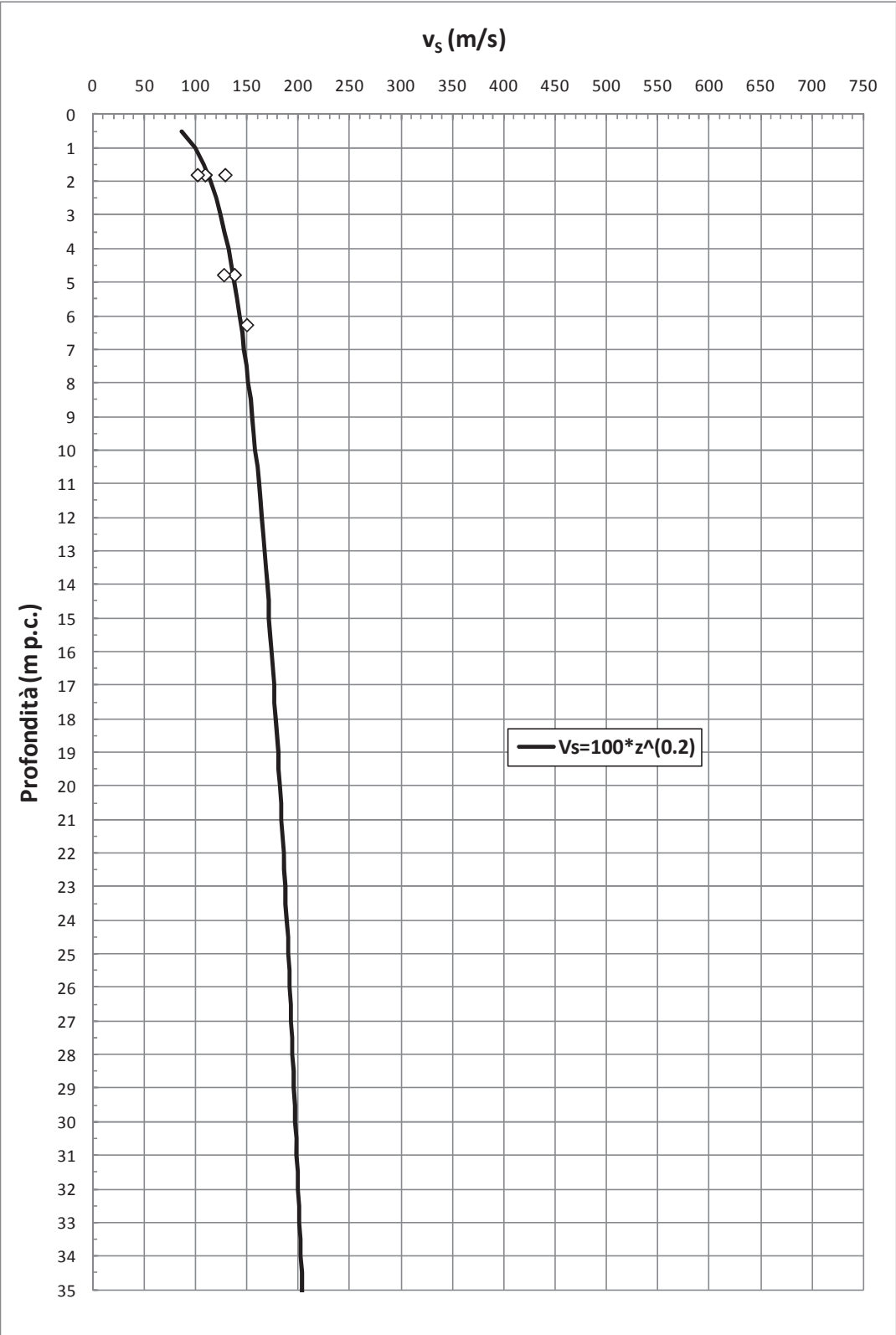


Figura 9.64: Formazione H1b – Valori di v_s

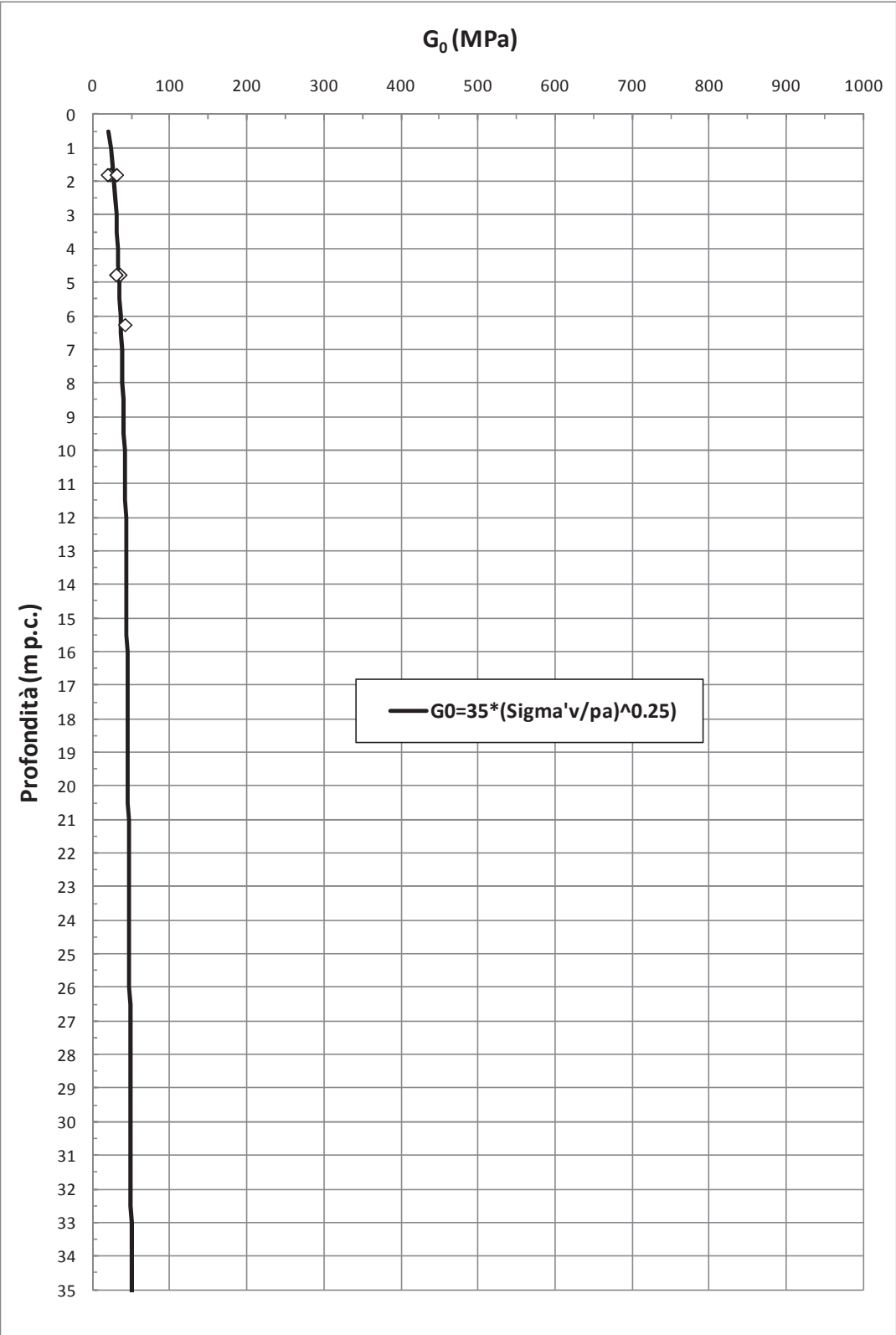


Figura 9.65: Formazione H1b – Valori di G_0

9.9 Depositi costieri Qt3a/b

La formazione Qt3 (Qt3ae Qt3b) risulta geologicamente ascrivibile a depositi costieri (palustri ?) del pleistocene superiore (?). La formazione in oggetto, sulla base dei profili geologici, è stata intercettata dal solo sondaggio 5/1-SD25 tra le profondità di 26 e 32 m circa. Sulla base delle informazioni geologiche e delle evidenze dei carotaggi, si tratta di argille limose di colore grigio-nerastro (Qt3b) sovrastanti depositi di sabbie fini limose (Qt3a).

Risultano disponibili due campioni indisturbati per la formazione in oggetto (vedi Tabella 9.13) che permettono di determinare quanto segue:

- peso di volume naturale $\gamma_n=18.5\div 20.0$ kN/m³
- contenuto d'acqua naturale $w_n=21\div 31\%$
- limite liquido $LL=27\div 31\%$
- limite plastico $LP=17\div 20\%$
- indice plastico $IP=9\div 12\%$
- indice dei vuoti iniziale $e_0=0.60\div 0.85$

La prova triassiale TX-UU eseguita sul campione C15 ha fornito un valore di $c_u=55$ kPa; questo valore risulta congruente con i valori misurati al pocket penetrometer all'interno dello strato in oggetto ($c_u(P.P.)= 50, 50, 45, 60, 40, 50, 50$ e 65 kPa). L'unica prova SPT disponibile ha fornito $N_{SPT}=16$ colpi/30 cm a cui può essere associato un valore di $c_u=80$ kPa. La prova di taglio diretto eseguita sul campione C16 ha fornito parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate pari a $c'=10$ kPa e $\phi'=26^\circ$.

Fermo restando gli approfondimenti che verranno effettuati in sede di Progetto Esecutivo, in questa sede si raccomanda di assumere i seguenti parametri geotecnici di calcolo:

- $\gamma_n=18.5\div 20.0$ kN/m³
- Parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate: $c'=0\div 10$ kPa e $\phi'=26^\circ$
- Parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate: $c_u=50$ kPa
- Modulo di deformazione operativo $E=4000$ kPa

Tabella 9.13: Formazione Qt3a/b – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

Sondaggio	Quota	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE				PROPRIETÀ FISICHE				LABORATORIO	
			D _a (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	γ_n (kN/m ³)	G _s (-)	e (-)	S (-)		
5/1-SD25	17,41	Cl5	28,00	28,35	0,00	28,31	40,59	31,13	30,4	19,2	11,2	CL	A6	L,A,S		30,54	18,61	2,60	0,83	0,96	UU
5/1-SD25	17,41	Cl6	33,60	34,00	0,00	32,17	40,60	27,24	27,3	17,5	9,8	CL	A4	L,S,A		21,34	19,87	2,60	0,59	0,94	TD

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

9.10 Depositi neogenici MI01, MI02, MI03 e MI04

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

- **MI01** → geologicamente ascrivibile al periodo Messiniano terminale. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle poche curve granulometriche disponibili, i depositi in oggetto risultano costituiti da ghiaie con sabbia e limo, subordinatamente sabbie con ghiaie.
- **MI02** → geologicamente ascrivibile al periodo Messiniano superiore (?). Sulla base delle informazioni geologiche e delle evidenze dei carotaggi, i depositi in oggetto risultano costituiti da argilla semilitificata caratterizzata da una stratificazione sottilissima; sulla base delle poche curve granulometriche disponibili, i depositi in oggetto risultano costituiti da limo con argilla o argilla con limo, sabbiosi.
- **MI03** → geologicamente ascrivibile al periodo Miocenico (?). Sulla base delle informazioni geologiche e delle evidenze dei carotaggi, i terreni in oggetto risultano depositi di "Mud flow" costituiti da argilla semilitificata con frequenti clasti pelitici eterometrici da tondeggianti ad angolari; sulla base delle poche curve granulometriche disponibili, i depositi in oggetto risultano costituiti tanto da limi e argille quanto da sabbie e ghiaie.
- **MI04** → geologicamente ascrivibile al periodo Miocenico (?). Sulla base delle informazioni geologiche e delle evidenze dei carotaggi, i depositi in oggetto risultano costituiti da arenarie poco cementate, massive a grana fine; sulla base delle poche curve granulometriche disponibili, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie con ghiaie e sabbie con limo, argillosi.

La caratterizzazione geotecnica dei materiali neogenici 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 9.14 (MI01), Tabella 9.15 (MI02), Tabella 9.16 (MI03) e Tabella 9.17 (MI04).

- prove penetrometriche dinamiche SPT delle indagini di Progetto Preliminare (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 9.66 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 delle formazioni in oggetto sono le seguenti:

- limiti liquidi come da Figura 9.67;
- limiti plastici come da Figura 9.68;
- carta di plasticità di Casagrande come da Figura 9.69.

Per la formazione MI02 risultano disponibili due prove meccaniche di resistenza alla compressione monoassiale non confinata (campioni CRO e CRR in 5/1-SD16) che hanno fornito valori pari a 1.9 MPa; per le altre formazioni neogeniche non sono disponibili prove di laboratorio.

Tabella 9.14: Formazione MIO1 – 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 (-)		
5/1-SD18	10.88	GRO	26.30	26.50	25.67	36.95	22.74	14.64	22.8	17.8	5.0	SM-SC	A4	S,G(L)(A)	-	-	-	-	-		
5/1-SD19	6.74	SPT8	13.50	13.69	62.56	30.54	6.90	12.4	-	-	-	GM	A1-a	G-S	-	-	-	-	-		

Tabella 9.15: Formazione MIO2 – 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 (-)		
5/1-SD16	5.12	SPT9	18.00	18.32	0.00	19.46	48.49	32.05	31.5	19.5	12.0	CL	A6	L,A(S)	-	-	-	-	-		
5/1-SD16	5.12	CRM	22.10	22.40	0.00	17.56	49.63	32.80	28.6	20.0	8.6	CL	A4	L,A(S)	-	-	-	-	-		
5/1-SD16	5.12	GRO	26.35	26.70	1.35	24.26	43.07	31.31	27.2	16.0	11.2	CL	A6	L,A(S)	-	-	-	-	CM		
5/1-SD16	5.12	C15	30.50	30.70	3.03	31.22	37.94	27.82	24.5	17.7	6.8	ML-CL	A4	L,S,A	6.88	-	2.54	-	-		
5/1-SD16	5.12	CRR	32.40	32.70	0.00	13.37	41.39	45.24	33.1	18.6	14.4	CL	A6	A,L(S)	-	-	-	-	CM		

Tabella 9.16: Formazione MIO3 – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

Sondaggio	Quota	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE				PROPRIETÀ FISICHE				LABORATORIO
			D _α (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	γ _n (kN/m³)	G _s (-)	e (-)	S (-)	
5/1-SD22	8.45	SPT7	12.00	12.45	19.24	33.37	19.05	28.34	32.3	18.4	14.0	SC	A6	S,A(G)(L)	-	-	-	-	-	
5/1-SD22	8.45	SPT9	15.00	15.45	1.05	20.48	30.68	47.79	36.8	21.2	15.6	CL	A6	A,L(S)	-	-	-	-	-	
5/1-SD22	8.45	SPT11	18.00	18.25	31.92	37.51	15.19	15.38	25.9	17.6	8.3	SC	A2-4	S,G(A)(L)	-	-	-	-	-	
5/1-SD22	8.45	CR3	22.00	22.30	0.00	5.25	58.40	36.35	25.2	17.5	7.7	CL	A4	L,A(S)	-	-	-	-	-	

Tabella 9.17: Formazione MIO4 – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

Sondaggio	Quota	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE				PROPRIETÀ FISICHE				LABORATORIO
			D _α (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	γ _n (kN/m³)	G _s (-)	e (-)	S (-)	
B1 S13	12.40	E	19.60	20.00	9.00	50.00	25.00	16.00	29.0	16.0	13.0	-	-	S,L(A)[G]	-	-	-	-	-	
5/1-SD23	19.35	SPT9	16.40	16.85	42.03	25.94	21.90	10.13	22.4	17.8	4.7	GM-GC	A2-4	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

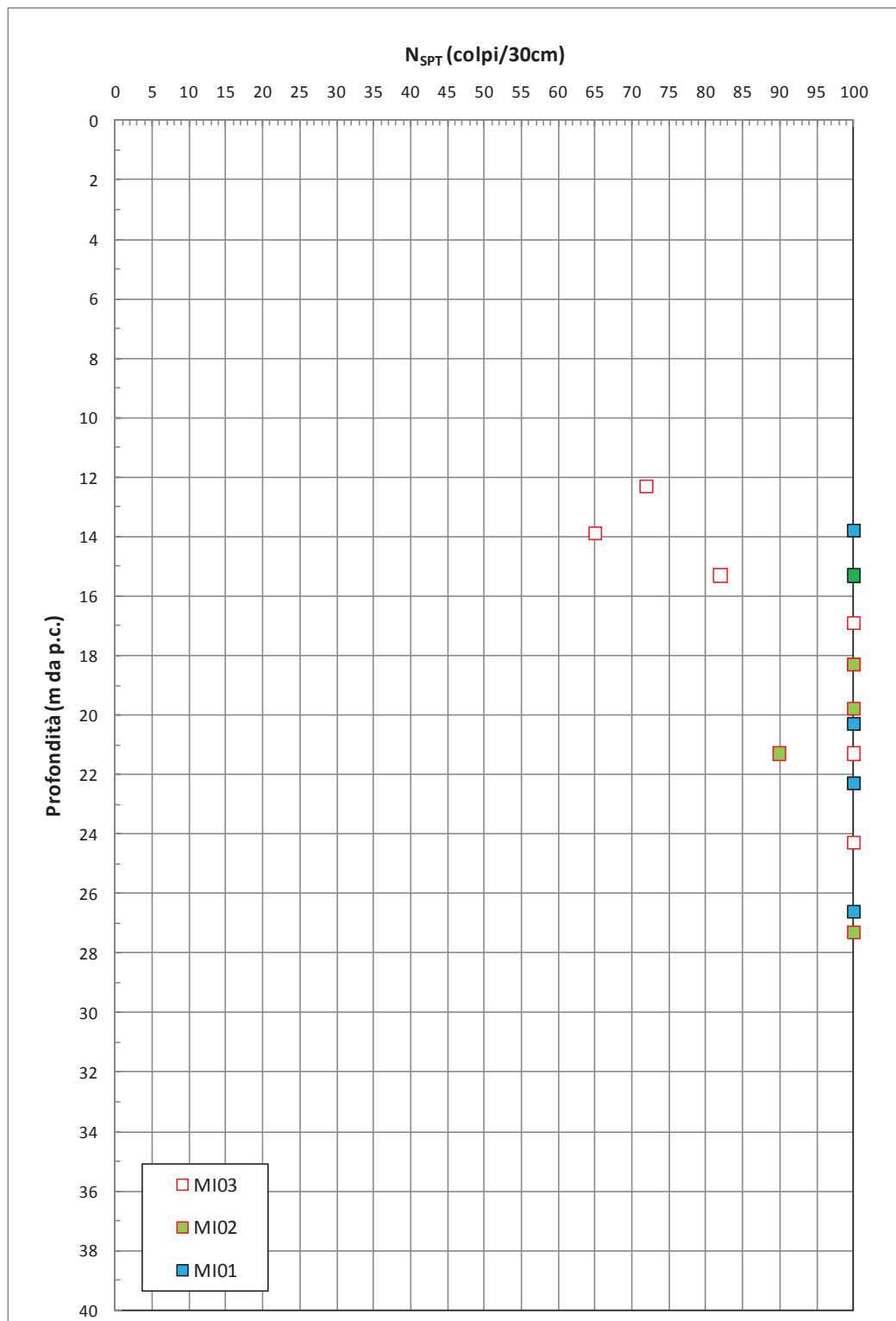


Figura 9.66: Formazioni neogene MI01, MI02, MI03 e MI04 – Valori di N_{SPT}

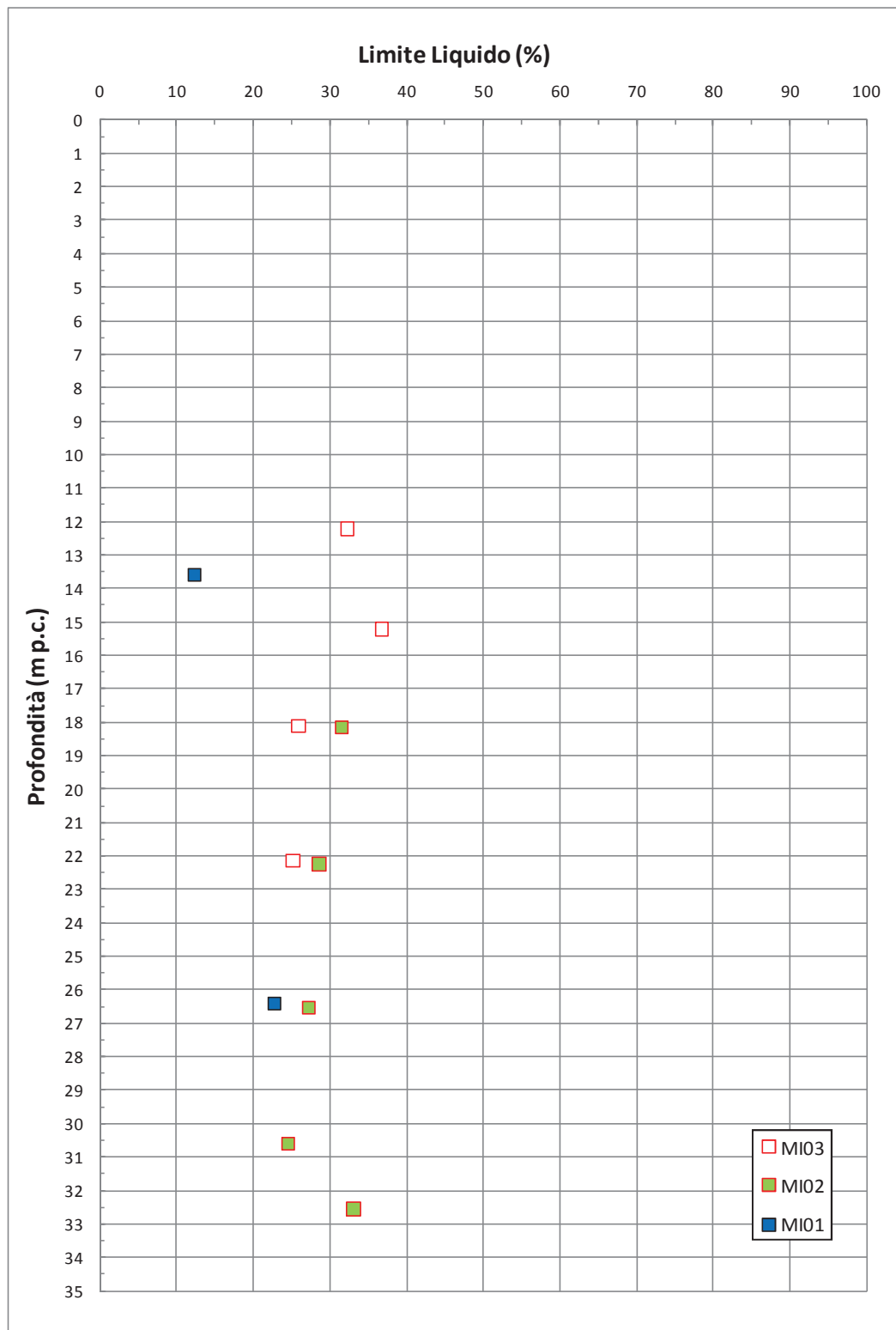


Figura 9.67: Formazioni neogeniche MI01, MI02, MI03 e MI04 – Limite Liquido

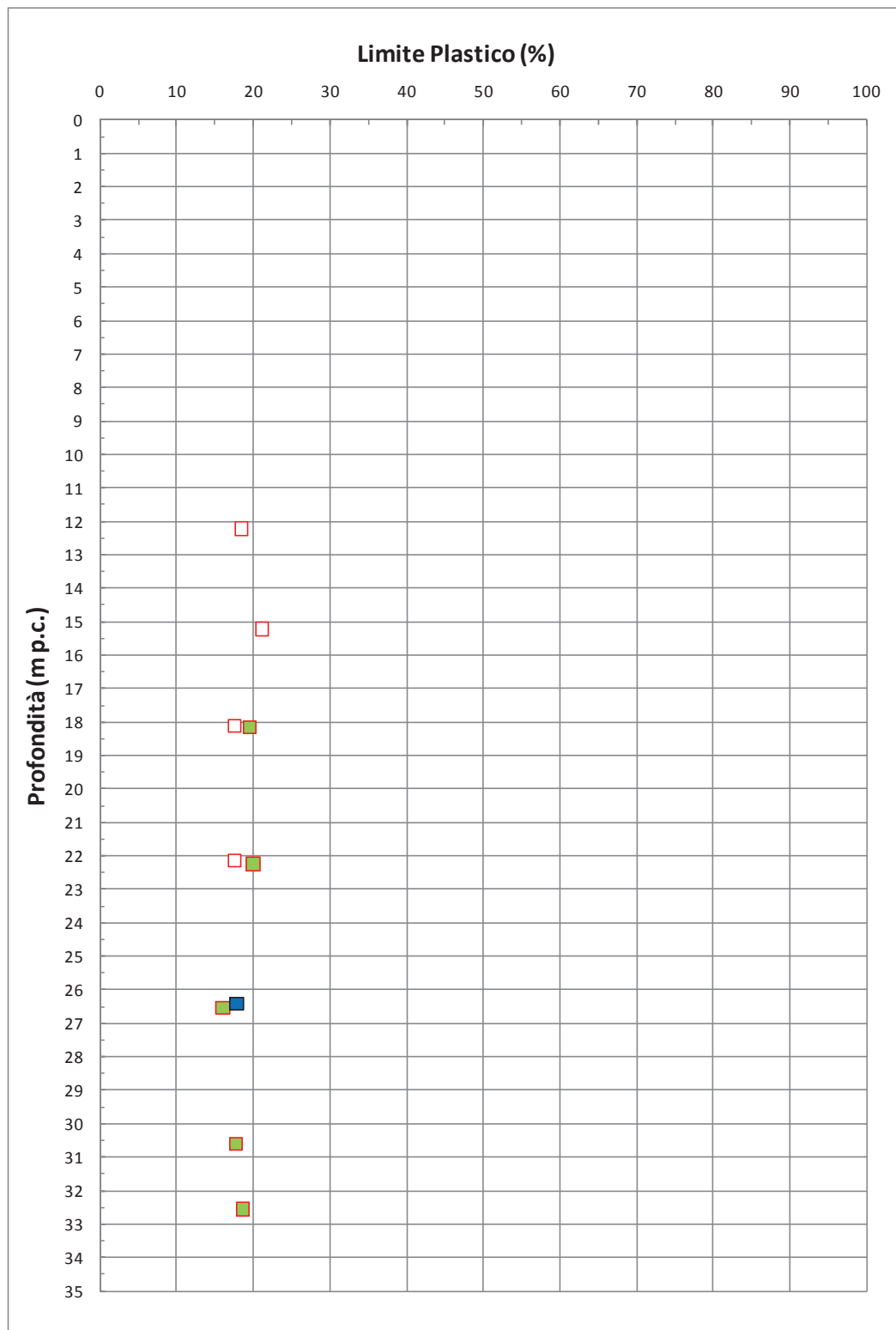


Figura 9.68: Formazioni neogene MI01, MI02, MI03 e MI04 – Limite Plastico

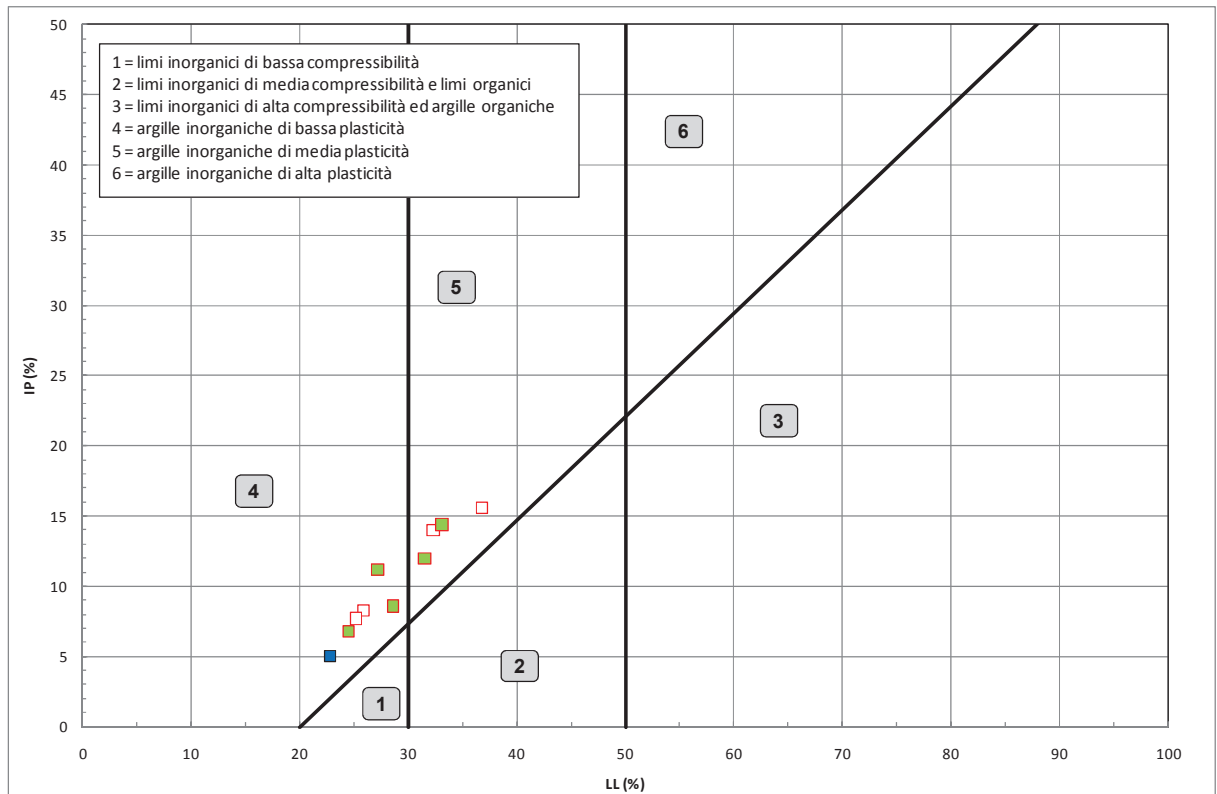


Figura 9.69: Formazioni neogeniche MI01, MI02, MI03 e MI04 –
Carta di plasticità di Casagrande

9.11 Unità tettonica ligure ASV

L'Unità tettonica ligure ASV (Argilliti Varicolori Manganesifere) risulta geologicamente ascrivibile al periodo Cretaceo inferiore – Cretaceo superiore. Sulla base delle informazioni geologiche e delle evidenze dei carotaggi, i depositi in oggetto risultano costituiti da argilliti foliate di colore dal verdastro al nero con intercalazioni di trovanti e livelli di calcari marnosi grigi.

La caratterizzazione geotecnica della formazione ASV 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 9.18;
- prove penetrometriche dinamiche SPT delle indagini di Progetto Preliminare (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 9.71 sono riportate le resistenze N_{SPT} registrate nelle varie verticali di interesse. I valori di N_{SPT} risultano pressoché sempre superiori a 55 colpi/30 cm con parecchi valori a rifiuto; si registrano due soli valori bassi di N_{SPT} , pari a 15 e 20 colpi/30 cm ca., nel sondaggio 6b-SD24 a profondità di 7-8 m ca. dal tetto della formazione (?).

Il peso di volume naturale risulta dell'ordine di $20\div 22$ kN/m³ (Figura 9.72).

Le principali caratteristiche fisiche delle formazioni in oggetto sono le seguenti:

- contenuto d'acqua come da Figura 9.73;
- limiti liquidi come da Figura 9.74;
- limiti plastici come da Figura 9.75;
- carta di plasticità di Casagrande come da Figura 9.76;
- indice dei vuoti pari a $0.40\div 0.50$.

Per la formazione ASV risultano disponibili n.3 prove di taglio diretto i cui risultati sono mostrati nella Figura 9.77; dall'analisi della figura alla formazione in oggetto possono esser attribuiti angoli di attrito ϕ' variabili tra 26° e 34° e valori dell'intercetta di coesione nulli.

In merito ai parametri di resistenza al taglio in condizioni non drenate, il risultato di una prova TX-UU ha fornito un valore di $c_u = 180$ kPa ca.

In relazione a quanto sopra, ai depositi in oggetto può essere associato un modulo di taglio a piccole deformazioni pari a $G_0 = 125000$ kPa.

Tabella 9.18: Formazione ASV – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

Sondaggio	Quota	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			PROPRIETÀ FISICHE				LABORATORIO
			D _a (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	γ _n (kN/m ³)	G _s (-)	e (-)	
CS16	23.62	CR1BIS	0.30	0.60	4.30	25.50	51.90	18.30	26.0	16.0	10.0	-	-	L,S(A)	-	-	-	-	-
6b-SD24	23.55	C12	26.00	26.30	1.81	17.11	56.20	24.88	41.0	21.0	20.0	CL	A7-6	L(A)(S)	13.63	21.80	2.75	-	UU
CS15	16.50	CR2	5.30	5.50	10.30	37.80	24.80	27.10	42.0	24.0	18.0	-	-	S,A(L)(G)	-	-	-	-	-
CS15	16.50	C13	14.70	15.40	8.30	16.60	43.80	31.30	39.0	23.0	16.0	-	-	L,A(S)[G]	11.60	22.09	2.76	0.37	0.87
6b-SD22	23.10	CR3	9.80	10.00	0.32	24.73	44.05	30.90	46.0	24.0	22.0	CL	A7-6	L,A(S)	20.63	20.10	2.84	-	TD
6b-SD22	23.10	CR5	19.00	19.30	-	-	-	-	32.0	22.0	10.0	CL	A-4	-	10.71	20.10	2.69	-	TD
6b-SD21	27.92	C13	13.50	14.00	0.03	20.62	63.55	15.81	-	-	-	ML	A-4	L(S)(A)	18.40	19.20	2.67	-	TD
6b-SD21	27.92	SPT9	15.00	15.45	0.07	80.40	12.13	7.40	-	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-
6b-SD21	27.92	CRB	18.50	19.00	26.86	36.95	17.84	18.34	27.0	15.0	12.0	SC	A-6	S,G(A)(L)	12.12	21.50	2.77	-	-

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

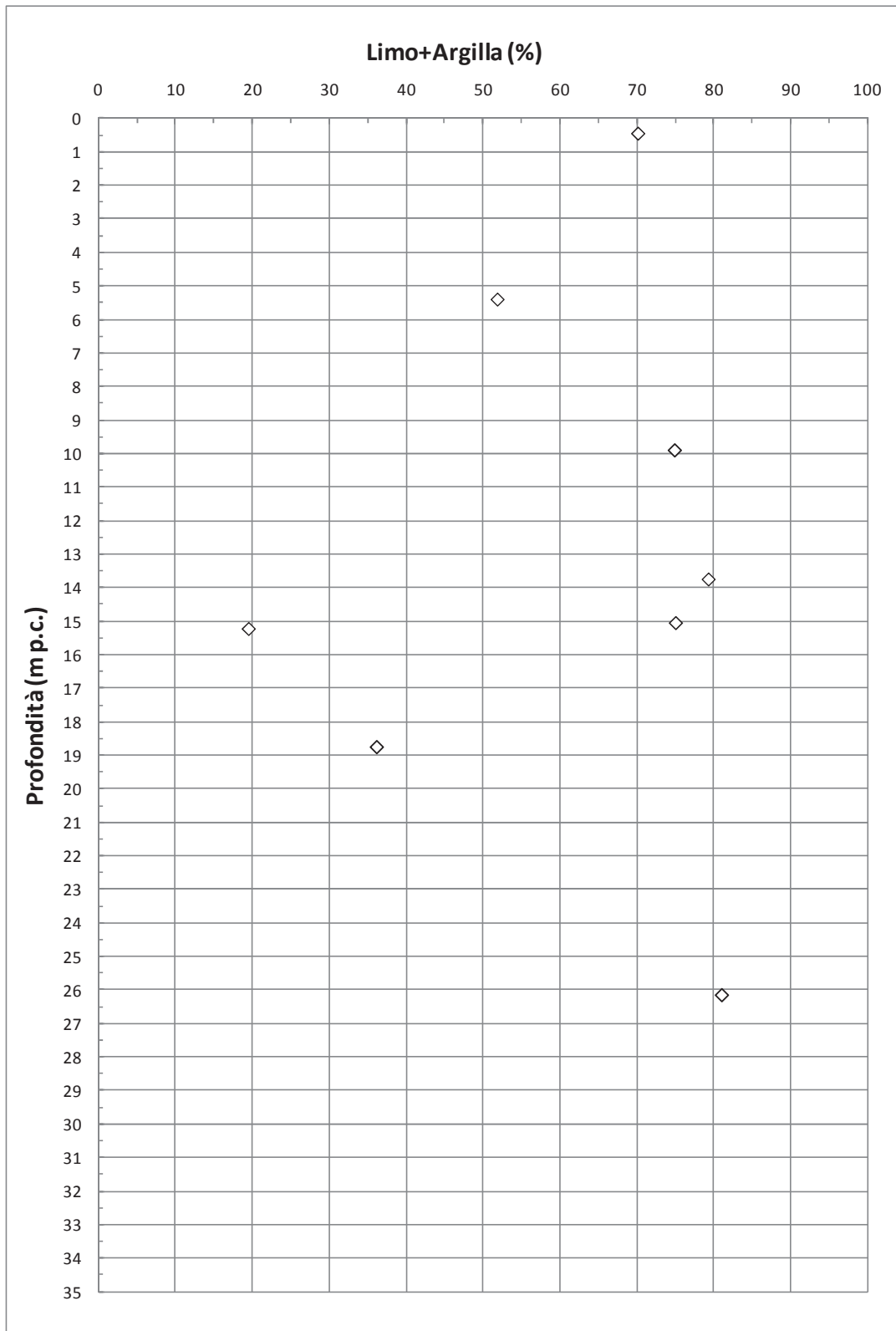


Figura 9.70: Formazione ASV – Contenuti di fine (CF)

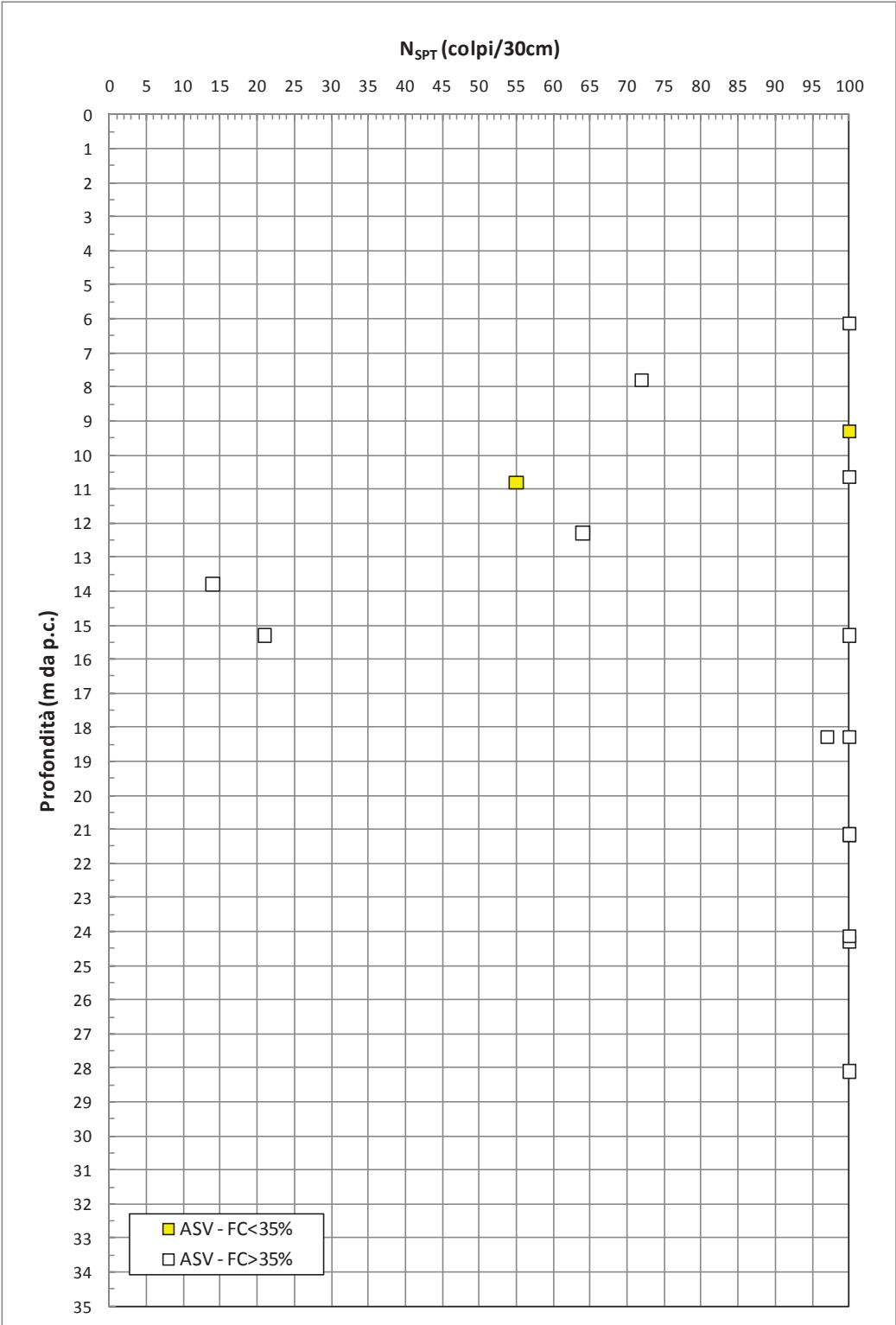


Figura 9.71: Formazione ASV – Valori di N_{SPT}

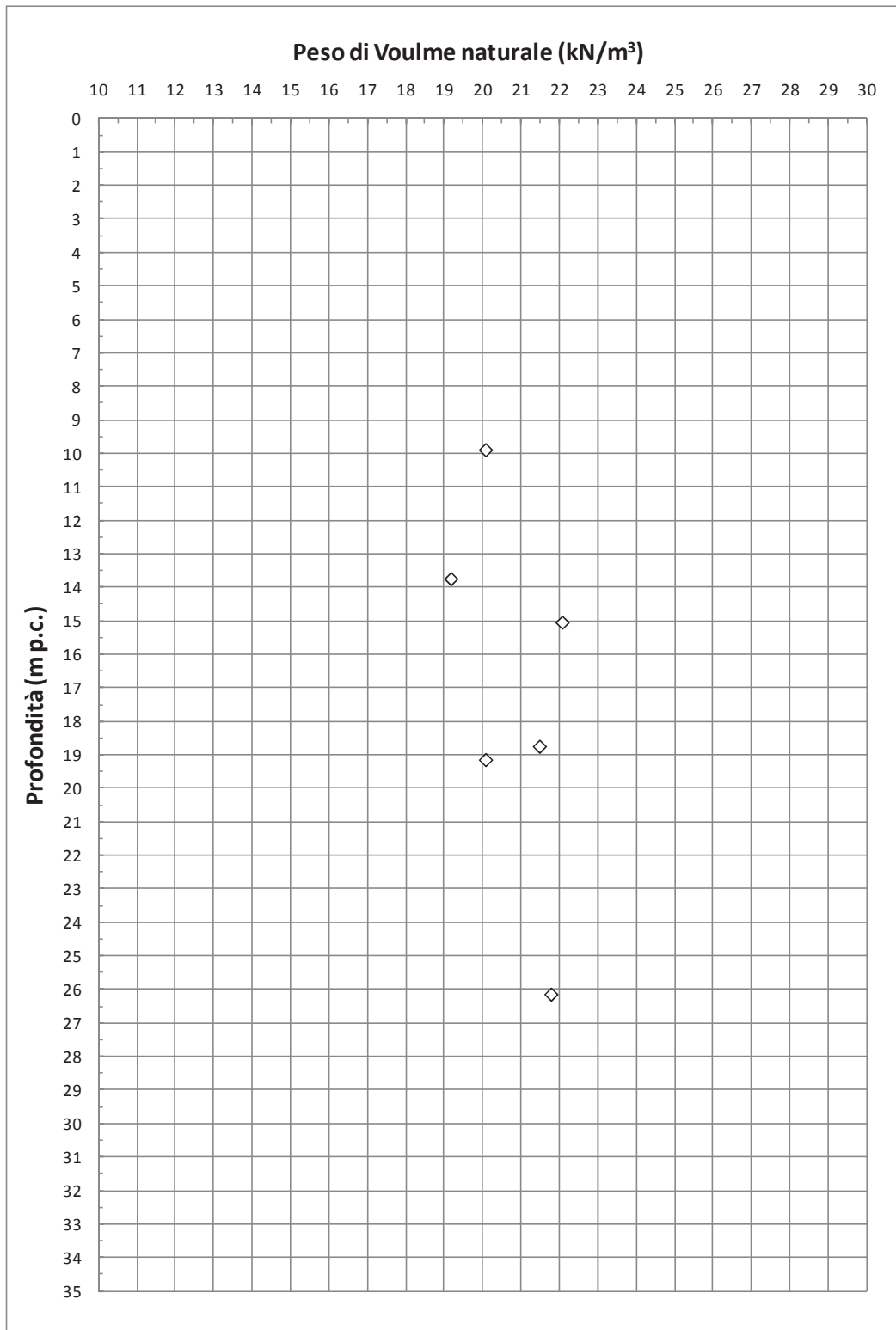


Figura 9.72: Formazione ASV – Pesì di volume naturale

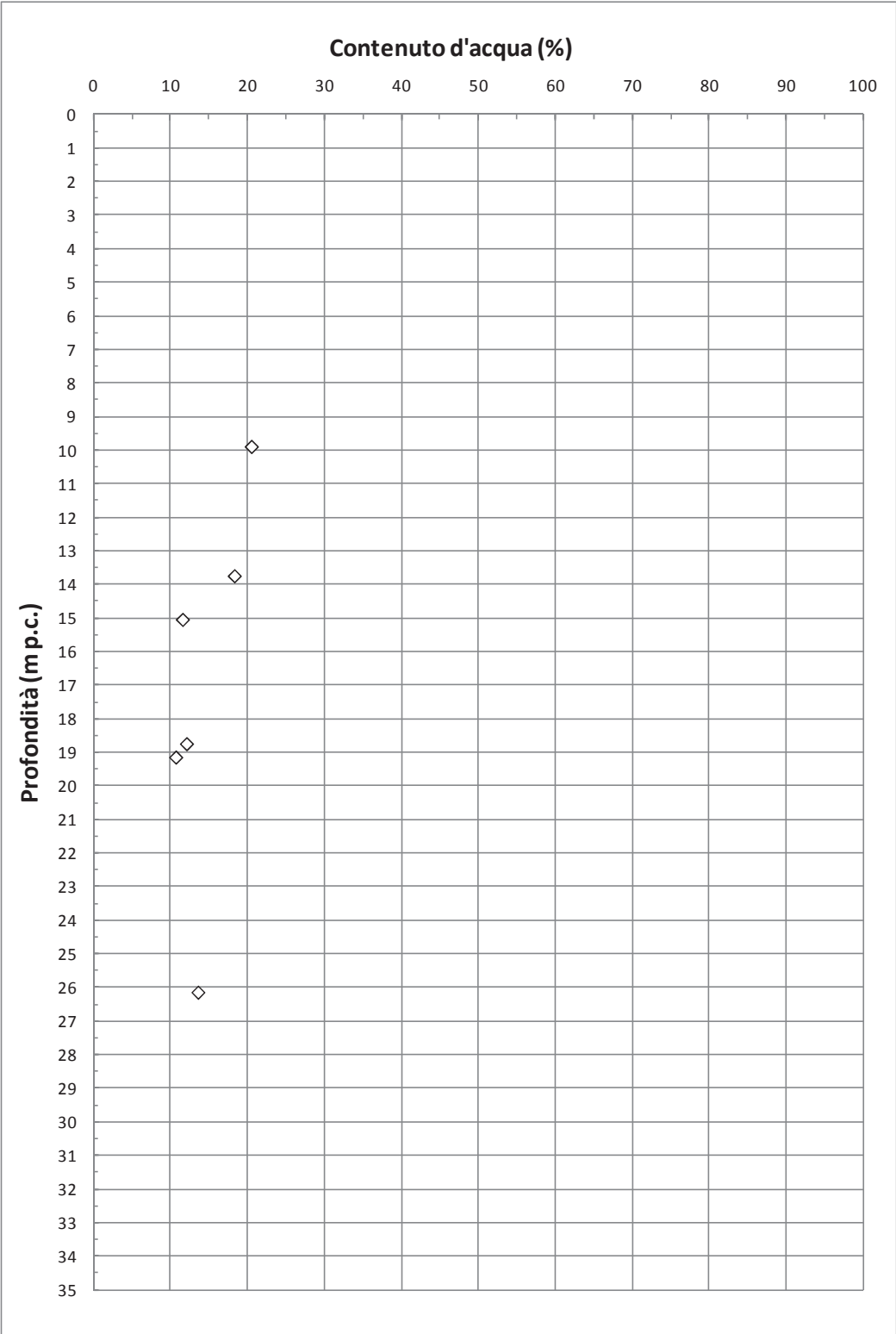


Figura 9.73: Formazione ASV – Contenuto d'acqua

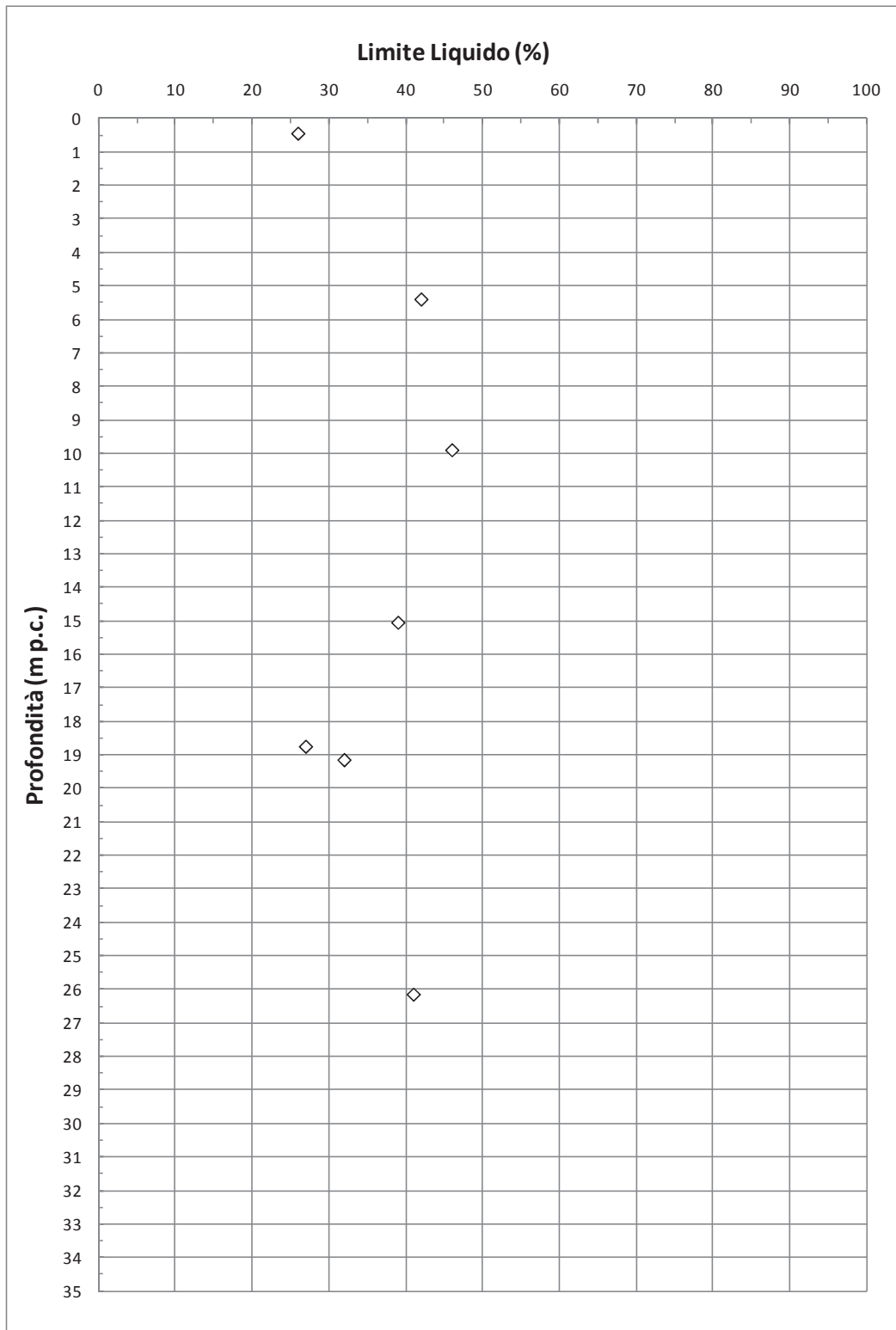


Figura 9.74: Formazione ASV – Limite Liquido

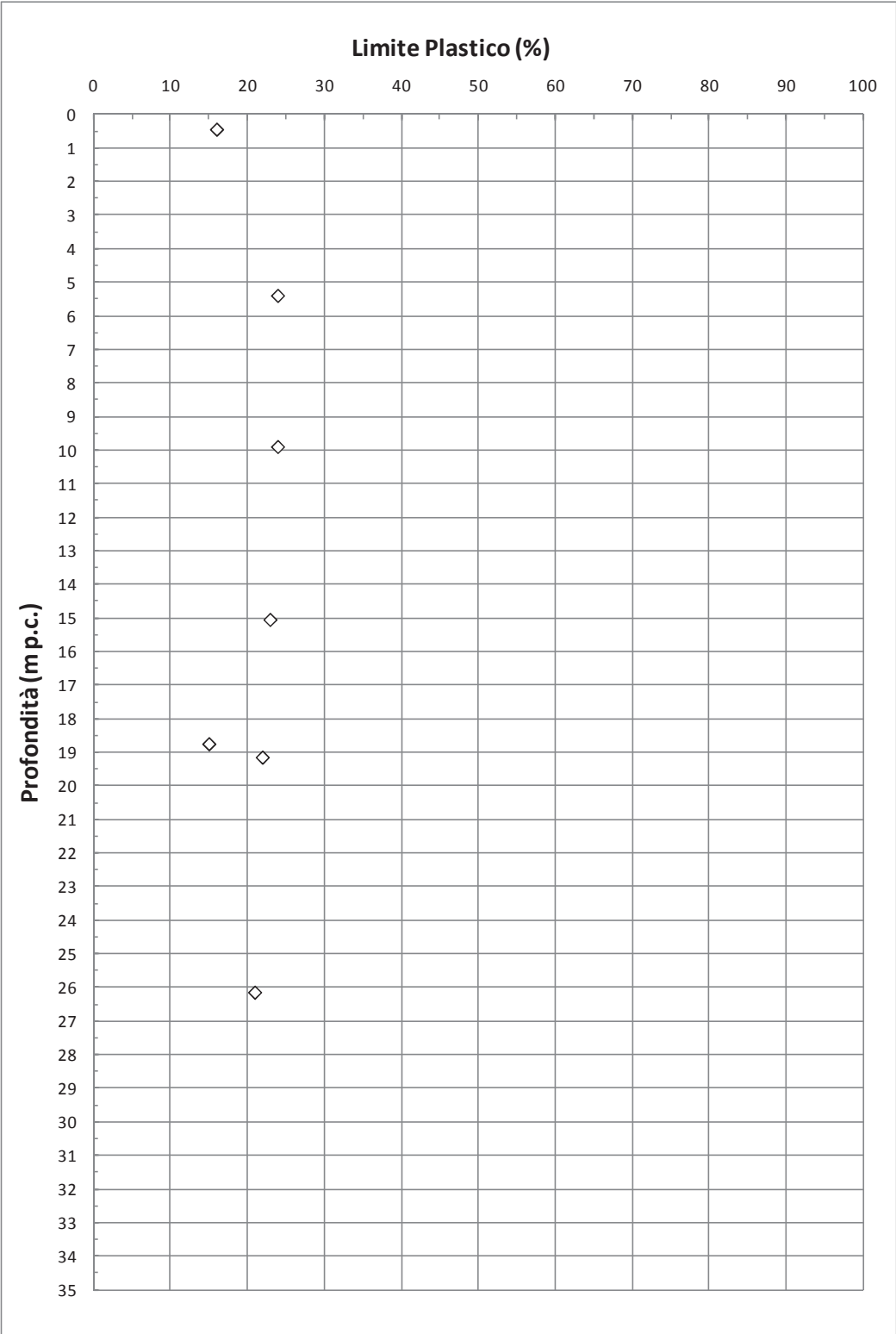


Figura 9.75: Formazione ASV – Limite Plastico

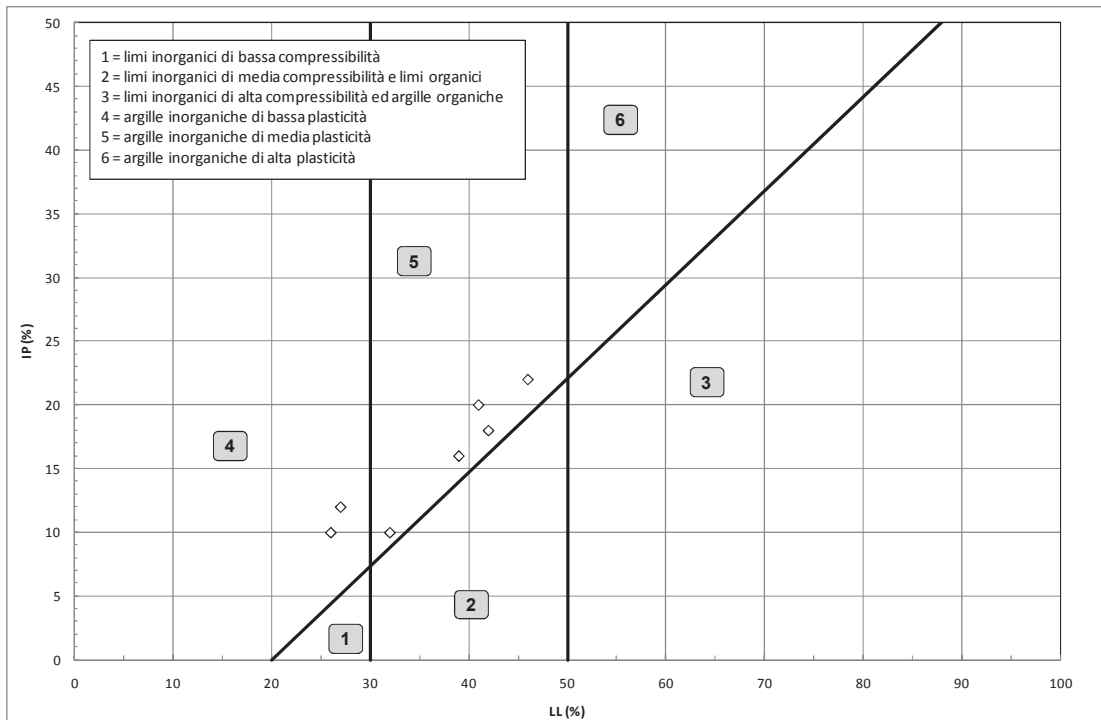


Figura 9.76: Formazione ASV – Carta di plasticità di Casagrande

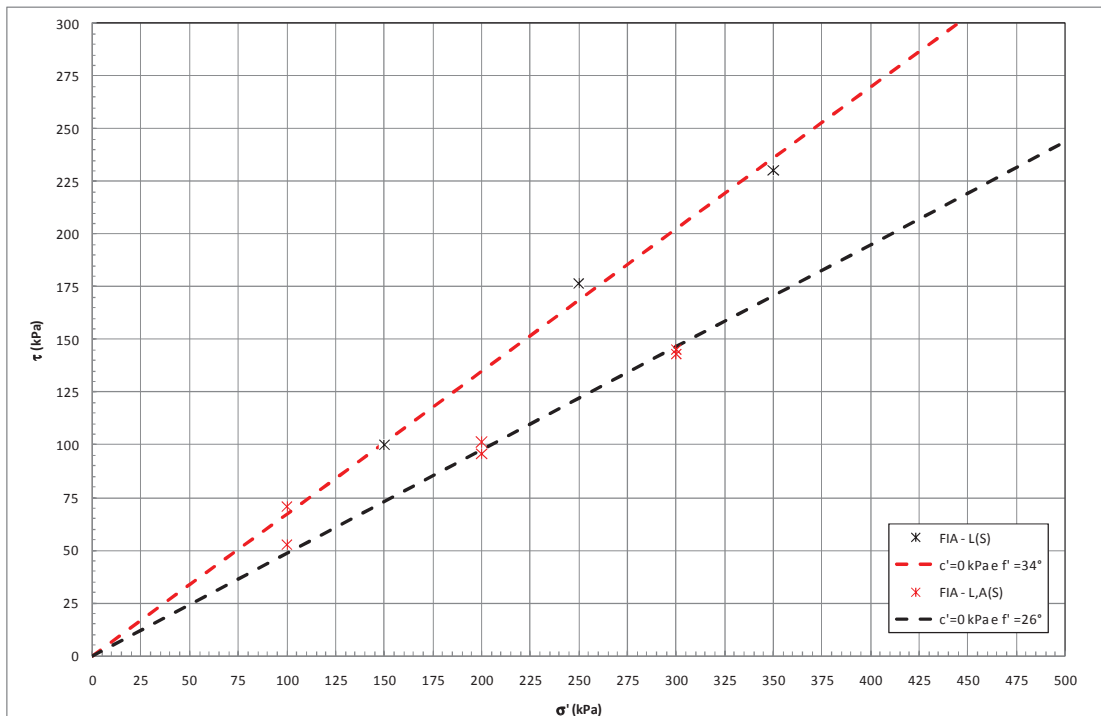


Figura 9.77: Formazione ASV – Prove di taglio diretto

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 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 = 10 m;
- terreno di fondazione = Qt1b;
- falda a 0.5 m dal p.c. locale.

Per i terreni di fondazione (formazione Qt1b) si sono adottati i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

- $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$
- $\phi' = 24^\circ$
- $c' = 5 \text{ kPa}$

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 ;

➤ $\gamma_V = 1.00$ 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 capitolo 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.
- $a_{\max} = 0.133 \cdot g$ (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 valori $R_2 > 1.1$ (1.217 in condizioni statiche ed 1.138 in condizioni sismiche).

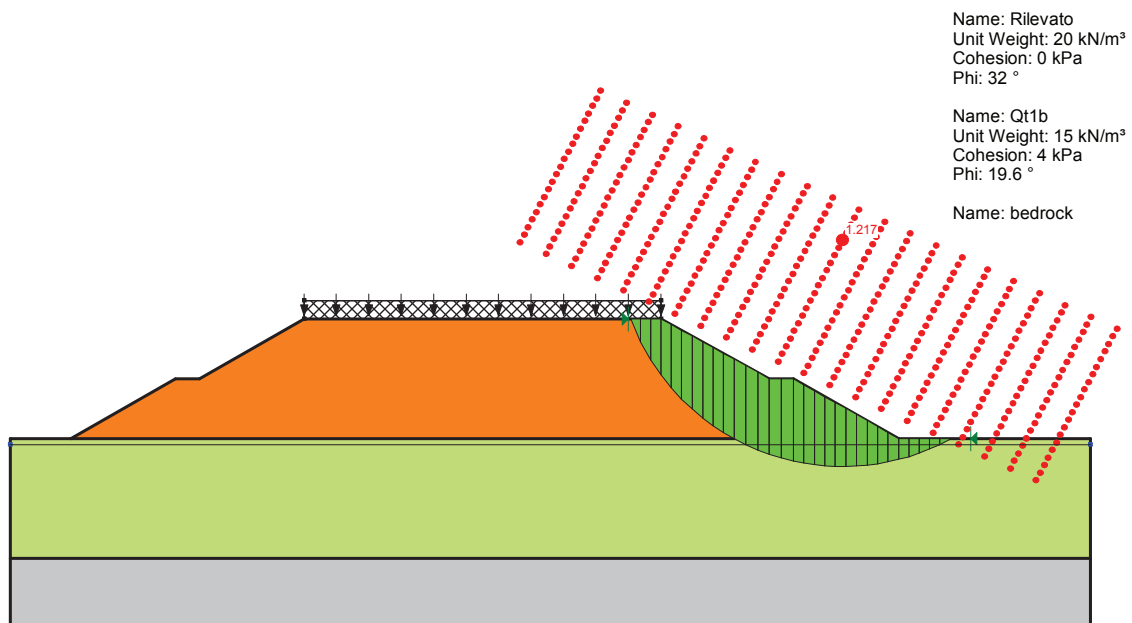


Figura 10.1: Rilevati autostradali – Verifica di stabilità: condizioni statiche (A2+M2+R2)

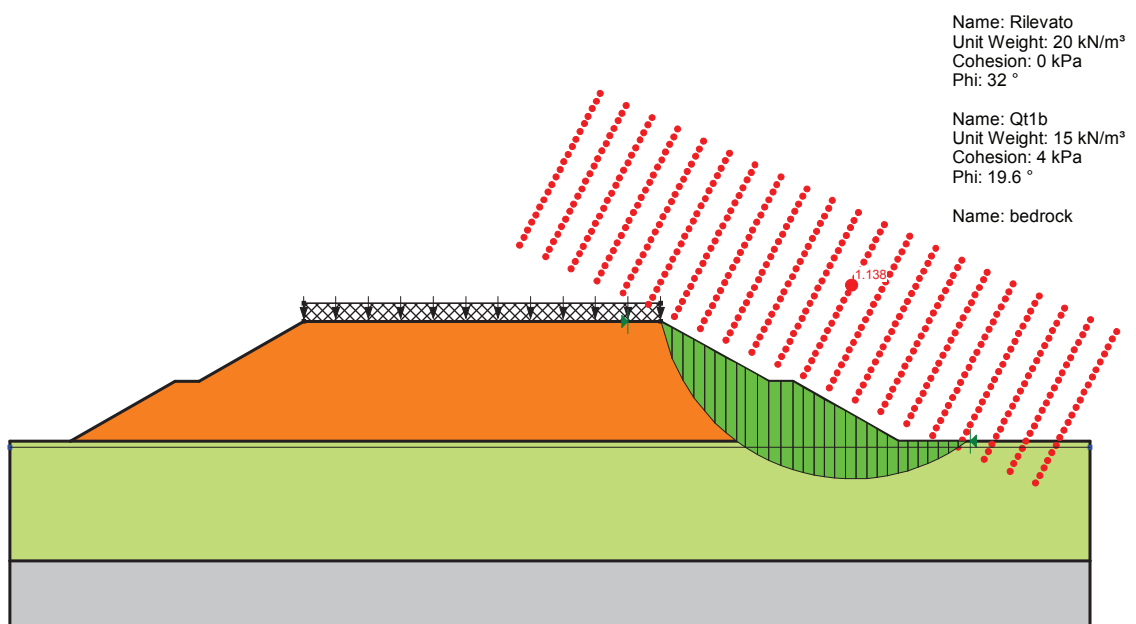


Figura 10.2: Rilevati autostradali – Verifica di stabilità: condizioni sismiche (SISMA+M2+R2)

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 due sezioni tipo rappresentative delle condizioni peggiori per geometria di trincea (vedi capitolo 3), tipo di terreno interessato dal taglio (vedi capitolo 9) e livello di falda (vedi paragrafo 5.3). In particolare, le verifiche di stabilità sono state condotte per le due seguenti condizioni:

Caso 1

- altezza trincea = 6 m;
- terreno di fondazione = Qt1e;
- falda a 5 m dal piano di fondo trincea.

Caso 2

- altezza trincea = 5 m;
- terreno di fondazione = Qt1d/Qt1d1;
- falda a 2 m dal piano di fondo trincea.

Per i terreni della formazione Qt1e si sono adottati i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$;
- $\varphi' = 34^\circ$ (assunzione condizionata alla verifica all'atto dello scavo, attraverso prove di laboratorio, di avere a che fare con un terreno a grana grossa con passante di fine inferiore al 35% e di caratteristiche geotecniche adeguate a garantire la resistenza al taglio di progetto);
- $c' = 0 \text{ kPa}$.

Per i terreni della formazione Qt1d/Qt1d1 si sono adottati i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- $\varphi' = 32^\circ$ e $c' = 0 \text{ kPa}$ (Caso 2.A – assunzione condizionata alla verifica all'atto dello scavo, attraverso prove di laboratorio, di avere a che fare con un terreno a grana grossa con passante di fine inferiore al 35% e di caratteristiche geotecniche adeguate a garantire la resistenza al taglio di progetto);

- $\varphi' = 24^\circ$ e $c' = 5$ kPa (Caso 2.B – assunzione condizionata alla verifica all'atto dello scavo, attraverso prove di laboratorio, di avere a che fare con un terreno a grana fine con passante di fine superiore al 35% e di caratteristiche geotecniche adeguate a garantire la resistenza al taglio di progetto).

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](#).

Le verifiche di stabilità condotte hanno evidenziato, per pendenze delle scarpate dei tagli non superiori a 2:5=V:H (V=Verticale, H=Orizzontale), quanto segue:

- Caso 1: le verifiche di stabilità garantiscono fattori di sicurezza maggiori di 1.1, sia in condizioni statiche (Figura 10.3, $R_2 > 1.4$) che sismiche (Figura 10.4, $R_2 > 1.3$).
- Caso 2.A: le verifiche di stabilità garantiscono fattori di sicurezza maggiori di 1.1, sia in condizioni statiche (Figura 10.5, $R_2 > 1.3$) che sismiche (Figura 10.6, $R_2 > 1.2$).
- Caso 2.B: le verifiche di stabilità garantiscono fattori di sicurezza maggiori di 1.1, sia in condizioni statiche (Figura 10.7, $R_2 > 1.5$) che sismiche Figura 10.8, $R_2 > 1.4$).

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.

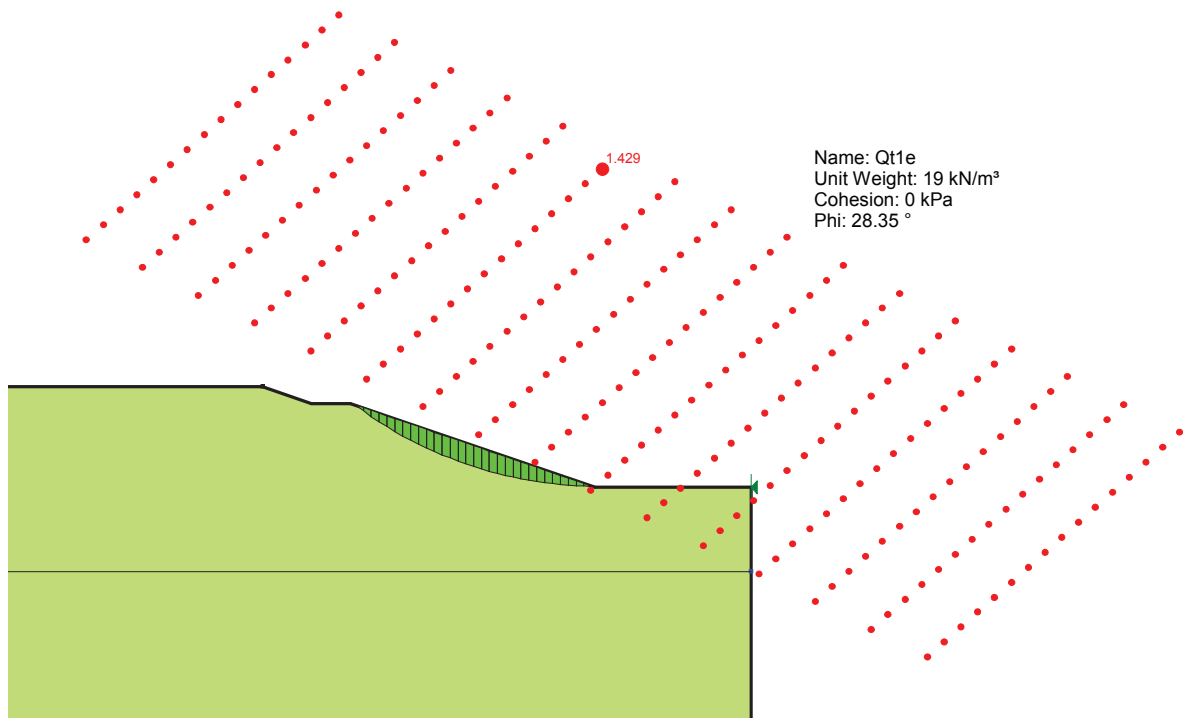


Figura 10.3: Tagli autostradali – Caso 1 - Verifica di stabilità: condizioni statiche (A2+M2+R2)

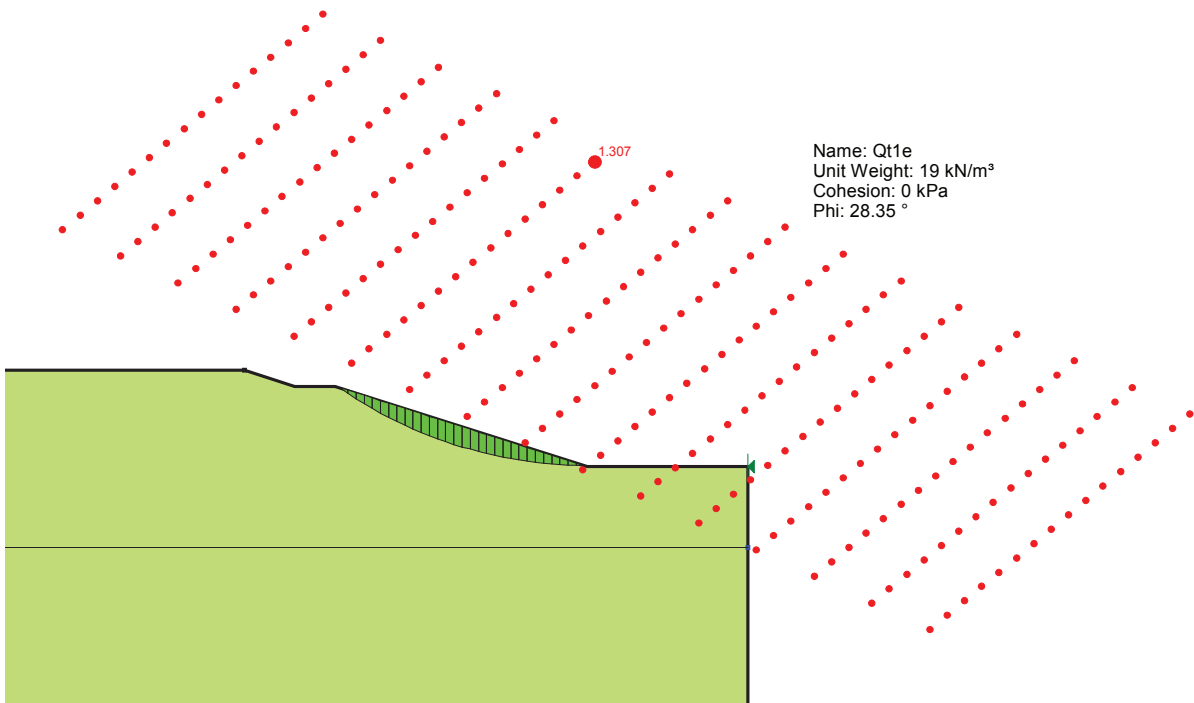


Figura 10.4: Tagli autostradali – Caso 1 - Verifica di stabilità: condizioni sismiche (SISMA+M2+R2)

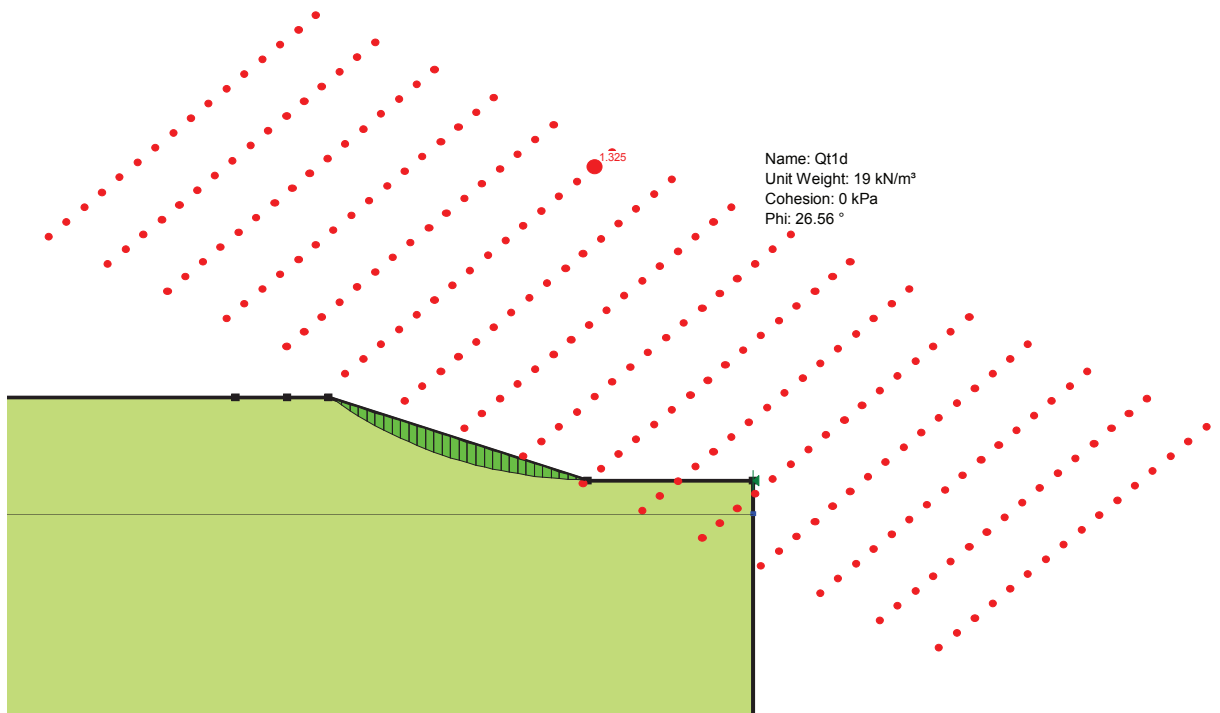


Figura 10.5: Tagli autostradali – Caso 2.A - Verifica di stabilità: condizioni statiche (A2+M2+R2)

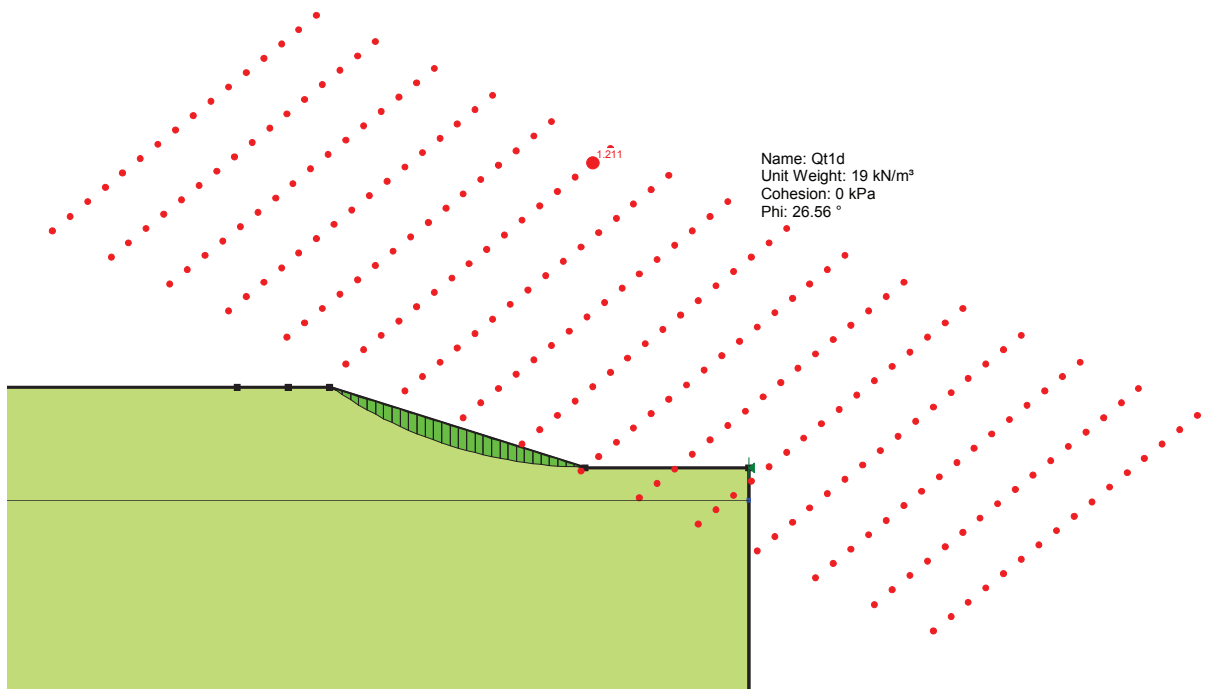


Figura 10.6: Tagli autostradali – Caso 2.A - Verifica di stabilità: condizioni sismiche (SISMA+M2+R2)

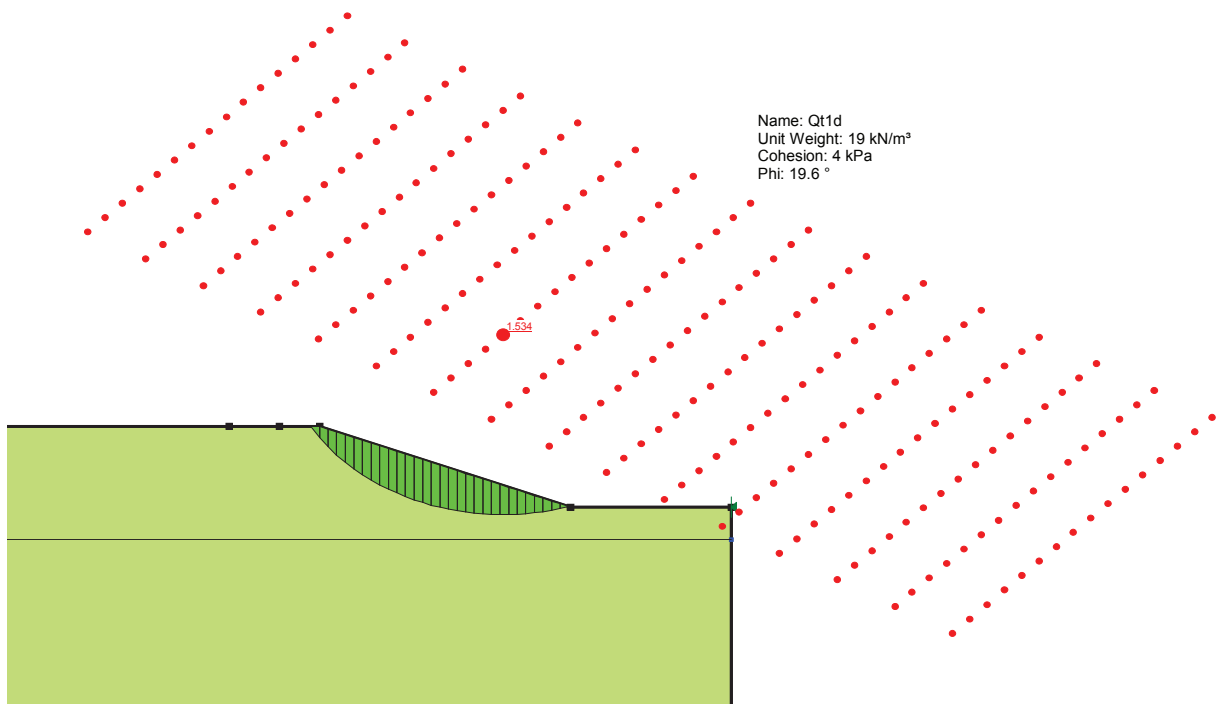


Figura 10.7: Tagli autostradali – Caso 2.B - Verifica di stabilità: condizioni statiche (A2+M2+R2)

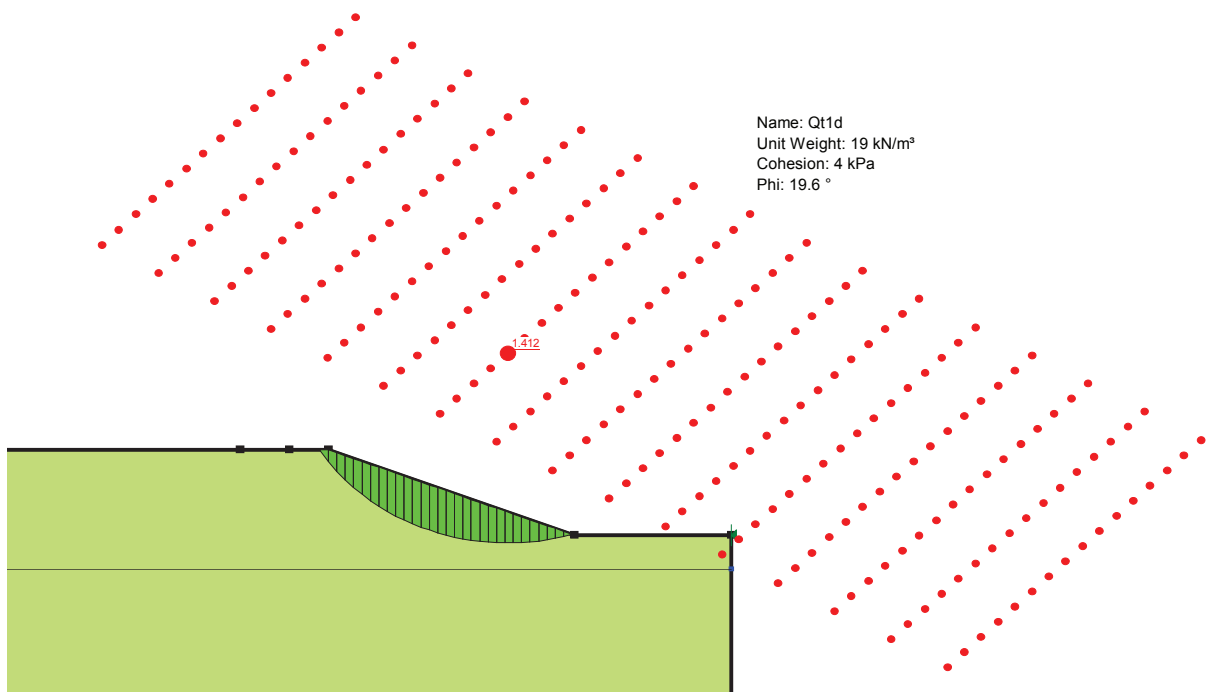


Figura 10.8: Tagli autostradali – Caso 2.B - Verifica di stabilità: condizioni sismiche (SISMA+M2+R2)

10.5 Stima dei cedimenti

I tratti autostradali in cui i rilevati risultano più lati sono quelli 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+040	Figura 3.8	10	69	30.0	1
2	3+800	Figura 3.10	5	47	30.0	2
3	10+640	Figura 3.5	4	47	36.8	3
4	13+820	Figura 3.13	8	69	37.0	4

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 Tabella 10.2, Tabella 10.3, Tabella 10.4 e Tabella 10.5.

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

Profondità		Formazione
Da (m)	a (m)	
0.0	9.5	Qt1e
9.5	30.0	Qt2
La falda è stata ipotizzata ad una profondità di 4m da p.c.		

Tabella 10.3: Stima dei cedimenti – Stratigrafia di calcolo n.2

Profondità		Formazione
Da (m)	a (m)	
0.0	4.0	Qt1d
4.0	8.0	Qt1d
8.0	18.0	Qt1b
18.0	40.0	Qt2
La falda è stata ipotizzata ad una profondità di 4.0 m da p.c.		

Tabella 10.4: Stima dei cedimenti – Stratigrafia di calcolo n.3

Profondità		Formazione
Da (m)	a (m)	
0.0	11.5	Qt1a
11.5	30.0	MIO3
La falda è stata ipotizzata ad una profondità di 2.5 m da p.c.		

Tabella 10.5: Stima dei cedimenti – Stratigrafia di calcolo n.4

Profondità		Formazione
Da (m)	a (m)	
0.0	8.0	H1b
8.0	30.0	ASV
La falda è stata ipotizzata ad una profondità di 1.5 m da p.c.		

10.5.3 Codice di calcolo

Le analisi di cedimento dei rilevati nel tempo sono state condotte mediante analisi numeriche agli elementi finiti utilizzando il codice di calcolo PLAXIS 2D (Versione 9.02); tale codice di calcolo consente di studiare problemi in condizioni di deformazione piana, simulando la storia tensionale del terreno e delle strutture con esso interagenti.

10.5.4 Modelli costitutivi dei terreni

Ai terreni di fondazione, sia a grana fine che a grana grossa, sono stati assegnati modelli costitutivi facenti parte della libreria del codice di calcolo Plaxis secondo quanto meglio definito di seguito.

10.5.4.1 Modello costitutivo dei terreni a grana grossa

Ai terreni a grana grossa è stato assegnato il modello costitutivo di tipo elasto-plastico incrudente non lineare denominato "Hardening Soil model" implementato nel codice di calcolo Plaxis e descritto nel manuale del codice di calcolo stesso al quale si rimanda per tutti i dettagli in merito.

Le principali caratteristiche del modello sono:

- criterio di rottura Mohr-Coulomb, definito dai parametri coesione (c'), angolo di attrito (ϕ') e dilatanza (ψ);
- moduli di primo carico dipendenti sia dalla tensione di confinamento efficace, sia dal grado di mobilitazione della resistenza al taglio (legge iperbolica); la dipendenza del modulo di primo carico dalla tensione di confinamento efficace è data dalle seguenti equazioni:

➤ in condizioni edometriche:

$$E_{edo} = E_{edo}^{ref} \cdot [\sigma_1' / p^{ref}]^m$$

➤ in condizioni triassiali:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot [(c' \cdot \cotg \phi' - \sigma_3') / (c' \cdot \cotg \phi' + p^{ref})]^m$$

➤ in condizioni di scarico/ricarico:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot [(c' \cdot \cotg \phi' - \sigma_3') / (c' \cdot \cotg \phi' + p^{ref})]^m$$

essendo:

E_{edo} = modulo in condizioni edometriche;

E_{50} = modulo secante al 50 % del carico di rottura;

E_{ur} = modulo in scarico/ricarico;

E_{edo}^{ref} , E_{50}^{ref} , E_{ur}^{ref} = moduli alla pressione di riferimento $p^{ref} = 100$ kPa.

NB: nelle convenzioni di segno del programma, la tensione σ'_3 è negativa se di compressione, di segno opposto, cioè, rispetto alla p^{ref} . Ciò rende conto del differente segno tra le due tensioni nella formula sopra riportata, mantenuto per conformità alle convenzioni del codice di calcolo.

I moduli in primo carico E_{50} sono stati determinati a partire da i valori di G_0 indicati nella tabella di caratterizzazione geotecnica generale, avendo assunto $E_{50} = E_0/10 = G_0 \cdot 2 \cdot (1+\nu)/10$.

I moduli edometrici (E_{edo}) sono stati adottati pari ai moduli in primo carico (E_{50}).

I moduli in scarico e ricarico (E_{ur}) sono stati assunti pari a $3 \cdot E_{50}$.

I parametri adottati sono riportati nella Tabella 10.6. In Figura 10.9 è illustrato l'andamento del modulo G_0 con la profondità; in tale figura si riporta sia l'andamento derivante dalle tabelle di caratterizzazione geotecnica sia quello risultante dalla taratura dei parametri per l'implementazione nel modello costitutivo utilizzato da Plaxis.

10.5.4.2 Modello costitutivo dei terreni a grana fine

Ai terreni fini è stato assegnato il modello costitutivo denominato "Soft Soil Creep Model (SSCM)" implementato nel codice di calcolo PLAXIS e descritto nei dettagli nel manuale del codice di calcolo stesso, al quale si rimanda.

Il modello costitutivo utilizzato è sostanzialmente un'elaborazione del noto modello costitutivo CAM-CLAY modificato in modo tale da potere mettere in conto anche le deformazioni indotte da fenomeni viscosi ("creep").

Il modello è caratterizzato principalmente da:

- criterio di rottura Mohr-Coulomb, definito dai parametri coesione (c'), angolo di attrito (ϕ') e dilatanza (ψ);
- due parametri di deformabilità legati alla consolidazione primaria:

$$\triangleright \lambda^* = \frac{c_c}{2.3 \cdot (1 + e_0)}$$

$$\triangleright k^* = \frac{c_r}{2.3 \cdot (1 + e_0)}$$

essendo:

c_c = indice di compressione

c_r = indice di ricomprensione

- un percorso tenso-deformativo funzione della storia tensionale mediante la definizione del grado di sovraconsolidazione OCR;
- un parametro legato alla consolidazione secondaria c_α

- $$\mu^* = \frac{c_\alpha}{2.3 \cdot (1 + e_0)}$$

I parametri di calcolo utilizzati nelle analisi per gli strati argillosi sono riportati nella Tabella 10.7.

Si sottolinea che in tale modello, l'apporto al calcolo delle deformazioni dovuto alla compressibilità secondaria comincia immediatamente, senza cioè attendere la fine dei processi di consolidazione.

10.5.5 Parametri geotecnici di calcolo

I parametri di calcolo utilizzati per i terreni a grana grossa sono riportati nella Tabella 10.6 mentre quelli per i terreni a grana fine sono riportati nella Tabella 10.7.

Le formazioni MIO3 ed ASV sono state considerate come un substrato roccioso indeformabile ed impermeabile.

Il rilevato autostradale è stato schematizzato attraverso un modello costitutivo elastico lineare caratterizzato da un peso di volume di 20 kN/m³ ed un modulo di Young pari a 20 MPa.

Tabella 10.6: Parametri adottati per l'Hardening Soil Model

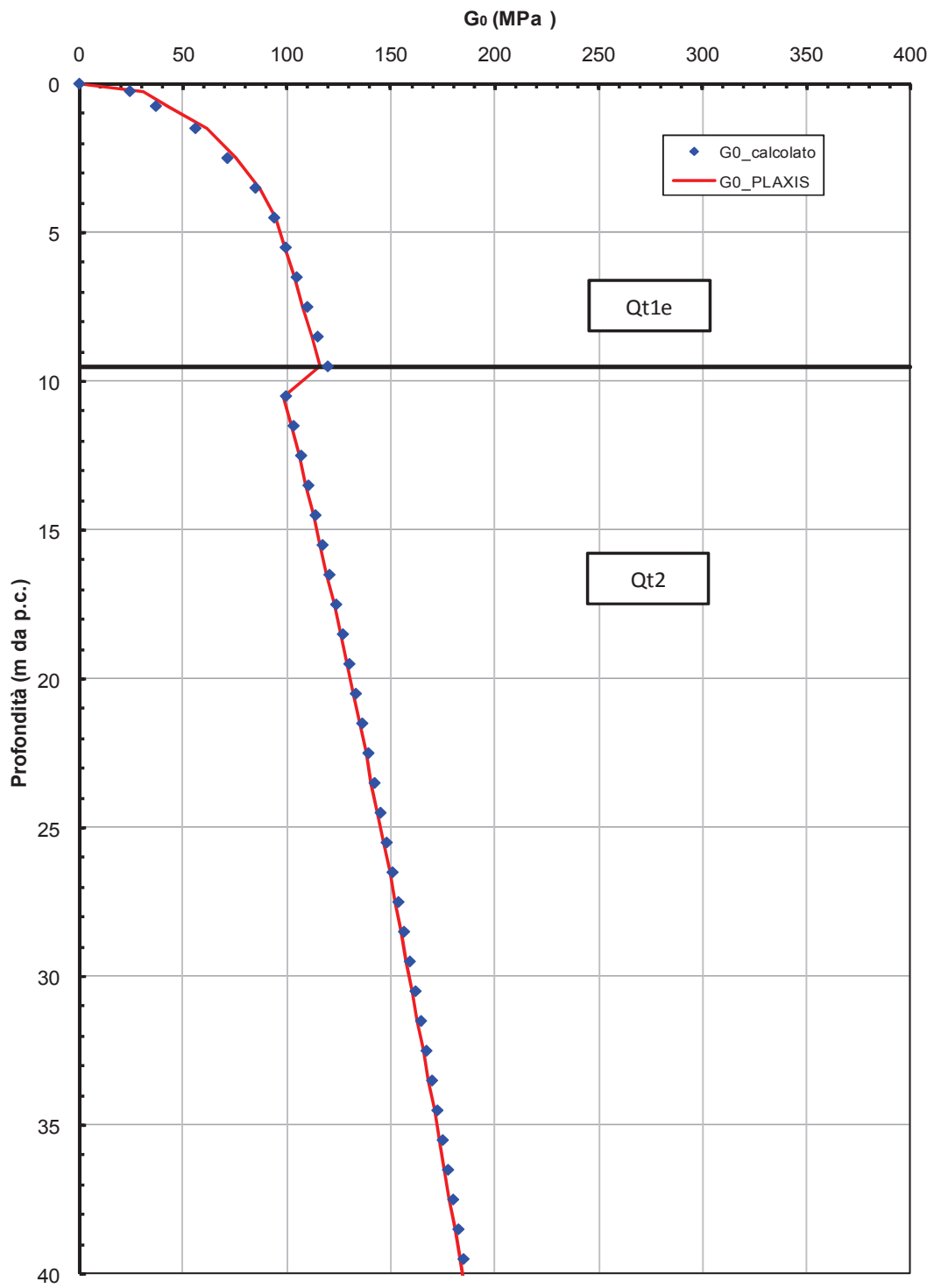
Formazione	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ψ' (°)	OCR (-)	E_{50}^{ref} (Mpa)	E_{edo}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	m (-)
Qt1e	19	34	0	0	1	34.5	34.5	103.5	0.5
Qt2	19	30	0	0	1	27.6	27.6	82.8	0.6

γ = peso di volume naturale
 ϕ' = angolo di attrito
 c' = intercetta di coesione
 ψ' = angolo di dilatanza
 E_{50}^{Ref} ; E_{ur}^{Ref} = numeri del modulo di Young in condizioni di primo carico
 E_{u-r}^{Ref} = numero del modulo di Young in condizioni di scarico e ricarico
 ν' = rapporto di Poisson

Tabella 10.7: Parametri adottati per il Soft Soil Creep Model

Formazione	γ (kN/m ³)	OCR (-)	ϕ' (°)	c' (kPa)	e (-)	c_c (-)	c_r (-)	c_a (%)	$k_v = k_h$ (m/s)
Qt1a	19	1.1	24	5	0.6	0.30	0.06	0.35	1·10 ⁻⁸
Qt1b	15	1.1	24	5	1.8	0.80	0.16	1.00	1·10 ⁻⁸
Qt1d	19	2.0	20	5	0.7	0.15	0.03	0.30	1·10 ⁻⁸
H1b	18	1.1	24	25	0.7	0.25	0.05	0.35	1·10 ⁻⁸

γ = peso di volume naturale
 ϕ' = angolo di attrito
 c' = intercetta di coesione
OCR = Grado di sovraconsolidazione
 k_v = coefficiente di permeabilità
 c_c = indice di compressione da prove udometriche (nel piano dell'indice dei vuoti "e")
 c_r = indice di ricomprensione da prove udometriche (nel piano dell'indice dei vuoti "e")
 c_a = coefficiente di consolidazione secondaria (nel piano dell'indice dei vuoti "e")

Figura 10.9: andamento del modulo G_0 con la profondità

10.5.6 Geometrie di calcolo

Le sezioni di calcolo considerate sono indicate nella Tabella 10.1; nella Figura 10.10, Figura 10.11, Figura 10.12 e Figura 10.13 è rappresentata la mesh di calcolo che riproduce al meglio quanto rappresentato nelle diverse sezioni considerate rappresentative. Il modello di calcolo si estende in orizzontale per almeno 60 m a lato del rilevato.

In merito alle condizioni al contorno assegnate al modello, nelle varie fasi di analisi, si sono imposti:

- spostamenti orizzontali e verticali nulli alla base;
- spostamenti orizzontali nulli sui confini laterali;
- spostamenti verticali liberi sui confini laterali.

Le analisi sono state condotte in condizioni piane nelle deformazioni utilizzando l'elemento finito isoparametrico a 6 nodi.

In prima analisi sono state imposte delle tensioni geostatiche relative alla situazione "indisturbata" con livello di falda desunto dai profili geotecnici. Le tensioni orizzontali efficaci sono valutate assumendo che i terreni prevalentemente sabbiosi non siano mai stati precaricati meccanicamente, mentre quelli prevalentemente limoso-argilloso sono stati ipotizzati leggermente sovraconsolidati con un grado di sovraconsolidazione di 1.1 ad eccezione del Qt1d a cui è stato associato un grado di sovraconsolidazione pari a 2.

Le analisi sono state condotte sia in condizioni drenate che in condizioni accoppiate (analisi di consolidazione nel tempo). Nelle prime, dopo avere calcolato il cedimento indotto dalla costruzione del rilevato, si è calcolato il cedimento indotto nel lungo periodo tenendo conto della componente viscosa degli strati a grana fine. Nelle analisi accoppiate è stata eseguita la costruzione del rilevato in condizioni non drenate con il conseguente sviluppo di sovrappressioni interstiziali; successivamente si è eseguita una analisi accoppiata di consolidazione per far dissipare la pressione dell'acqua in eccesso. Si ricorda che il modello costitutivo Soft Soil Creep Model calcola il cedimento dovuto alla componente viscosa contemporaneamente a quello dovuto alla dissipazione della pressione dell'acqua in eccesso nella fase di consolidazione.

La stima dei cedimenti indotti dalla costruzione dei rilevati è stata condotta secondo le seguenti fasi:

1. Ricostruzione situazione geostatica iniziale in condizioni k_0 ;
2. Costruzione del rilevato autostradale;
3. Attesa di 6 mesi;
4. Attesa di 1 anno;
5. Attesa di 2 anni;
6. Attesa di 5 anni;
7. Attesa di 10 anni;
8. Attesa di 25 anni;
9. Attesa di 50 anni.

Nelle analisi, per la valutazione dello sviluppo del cedimento nel tempo, è stato monitorato un punto posto a livello del piano campagna in corrispondenza dell'asse del rilevato.

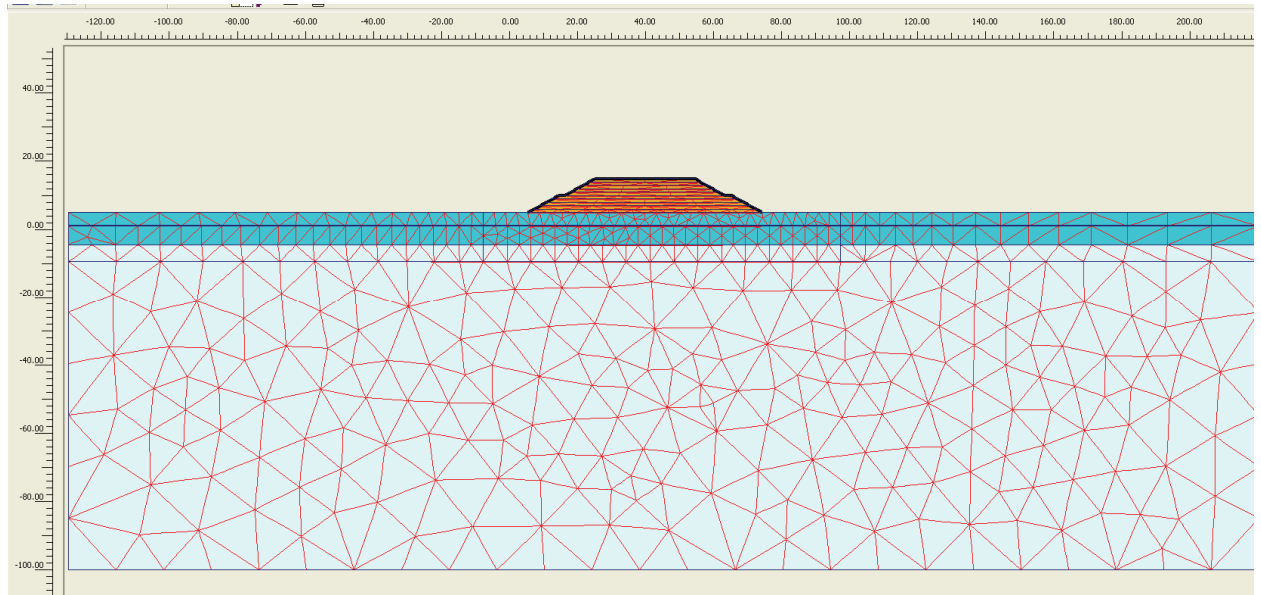


Figura 10.10: Mesh di calcolo - Caso n.1

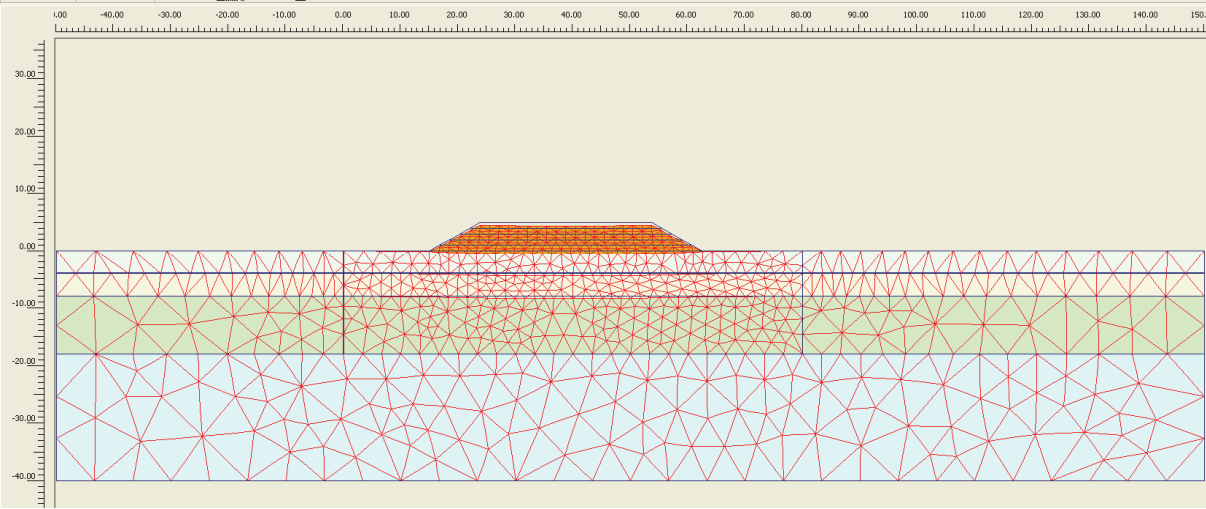


Figura 10.11: Mesh di calcolo - Caso n.2

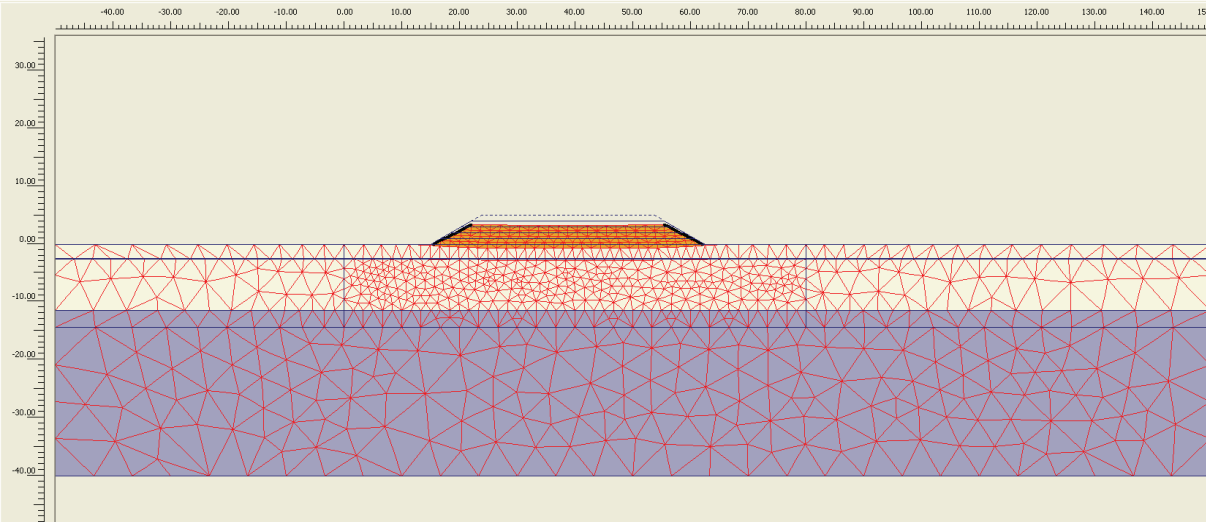


Figura 10.12: Mesh di calcolo - Caso n.3

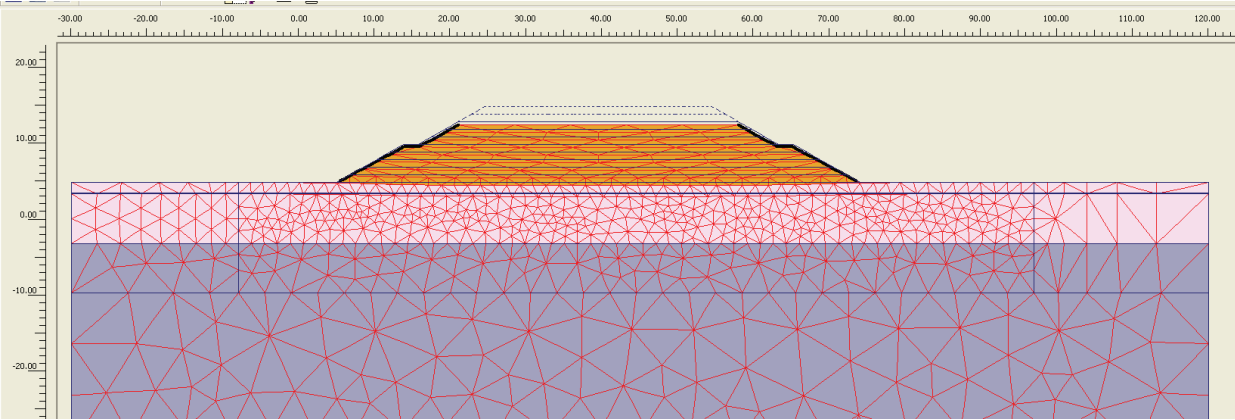


Figura 10.13: Mesh di calcolo - Caso n.4

10.5.7 Risultati delle analisi

I risultati delle analisi dei cedimenti sono riportati nelle figure elencate di seguito e nella Tabella 10.8.

Caso n.1

- **Figura 10.14:** cedimento sotto il rilevato in condizioni drenate.

Caso n.2

- **Figura 10.15:** cedimento sotto il rilevato in condizioni drenate;
- **Figura 10.16:** cedimento sotto il rilevato in condizioni accoppiate;
- **Figura 10.17:** cedimento nel tempo in asse rilevato.

Caso n.3

- **Figura 10.18:** cedimento sotto il rilevato in condizioni drenate;
- **Figura 10.19:** cedimento sotto il rilevato in condizioni accoppiate;
- **Figura 10.20:** cedimento nel tempo in asse rilevato.

Caso n.4

- **Figura 10.21:** cedimento sotto il rilevato in condizioni drenate;
- **Figura 10.22:** cedimento sotto il rilevato in condizioni accoppiate;
- **Figura 10.23:** cedimento nel tempo in asse rilevato.

Tabella 10.8: Analisi dei cedimenti – Risultati

Caso (n.)	S₁ (cm)	S₂ (cm)	S_{1 anno} (cm)	S_{2 anni} (cm)	S_{5 anni} (cm)	S_{10 anni} (cm)
1	20-25	-	-	-	-	-
2	100-110	110-120	80-85	95-100	110-115	115
3	65-70	75-80	10-12	18-20	35	55-60
4	45-50	45-50	5-10	10-15	25-30	40

S₁ = cedimento calcolato da analisi drenata

S₂ = cedimento calcolato da analisi accoppiata a 50 anni

S_{1 anno} = cedimento calcolato ad 1 anno dalla fine costruzione rilevato

S_{2 anni} = cedimento calcolato a 2 anni dalla fine costruzione rilevato

S_{5 anni} = cedimento calcolato a 5 anni dalla fine costruzione rilevato

S_{10 anni} = cedimento calcolato a 10 anni dalla fine costruzione rilevato

A commento dei risultati ottenuti occorre evidenziare che si sono calcolati cedimenti pluri-decimetrici, fino all'ordine del metro circa quando è presente la formazione Qt1b, a fronte di rilevati stradali di altezza variabile tra 4 e 10 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:

- le realizzazione dei trattamenti colonnari sotto l'impronta dei rilevati;
- le 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.

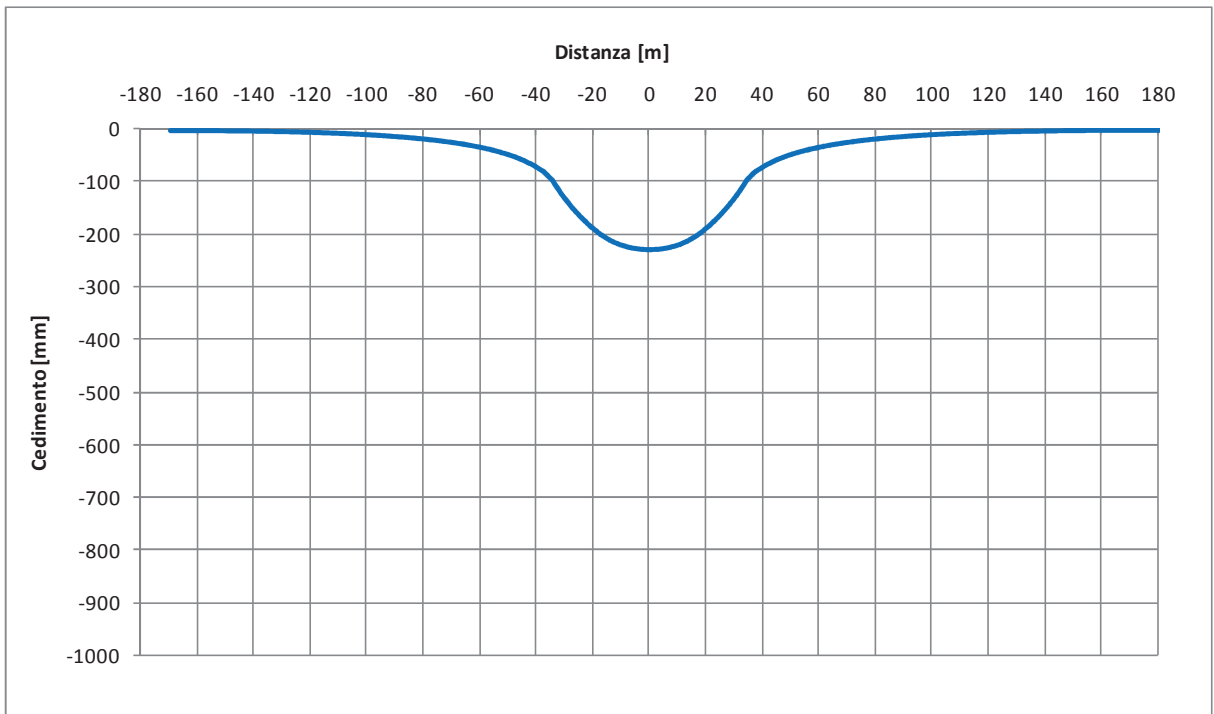


Figura 10.14: Stima dei cedimenti – Caso n.1 – Analisi drenata

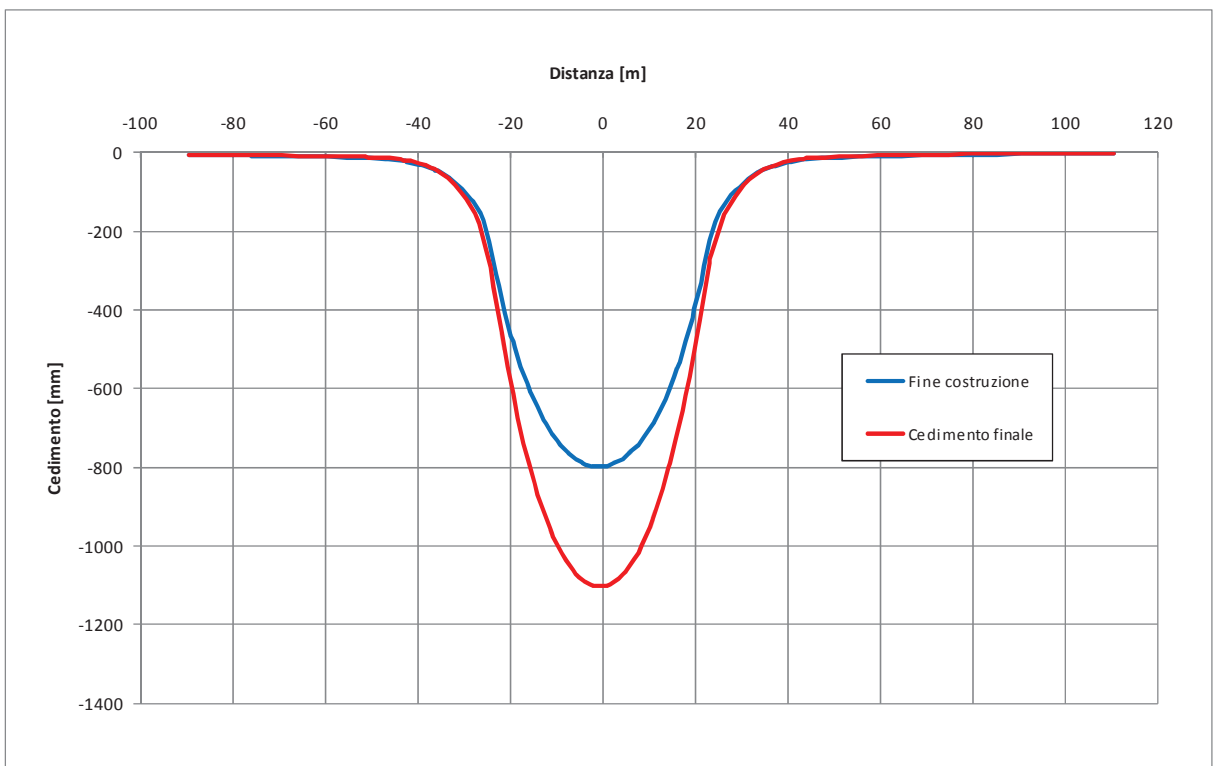


Figura 10.15: Stima dei cedimenti – Caso n.2 – Analisi drenata

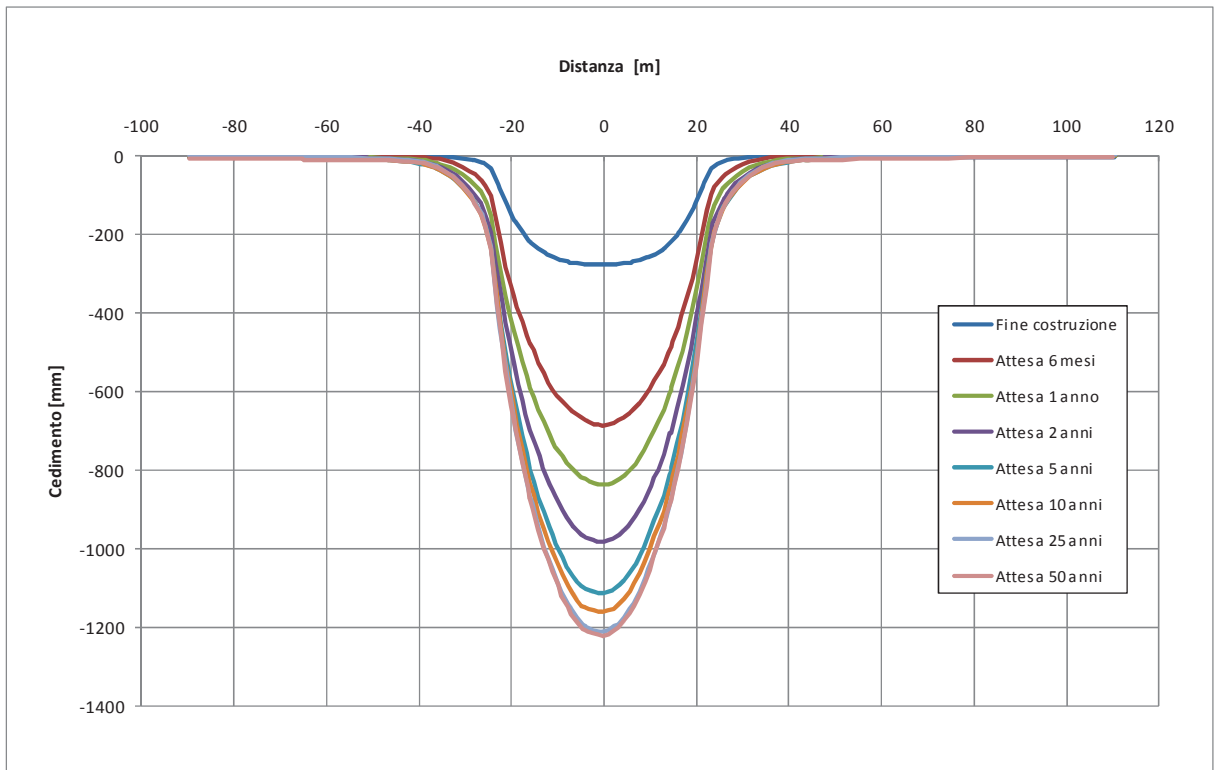


Figura 10.16: Stima dei cedimenti – Caso n.2 – Analisi accoppiata

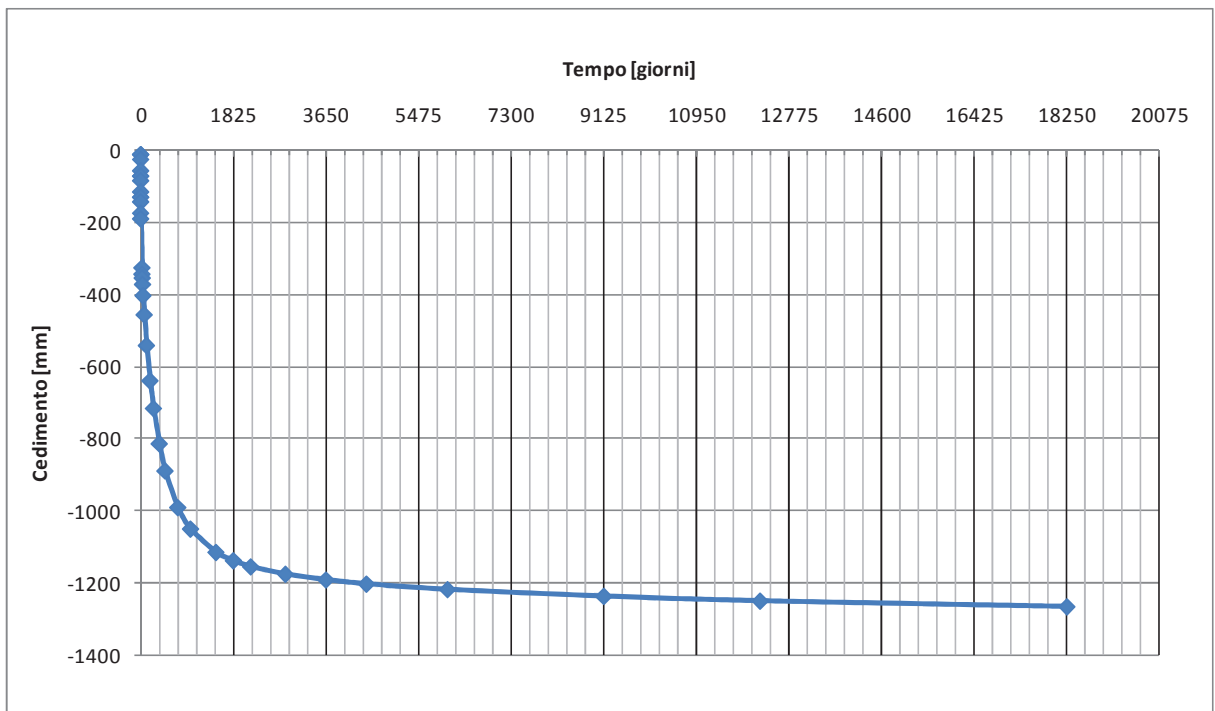


Figura 10.17: Stima dei cedimenti – Caso n.2 – Andamento dei cedimenti nel tempo

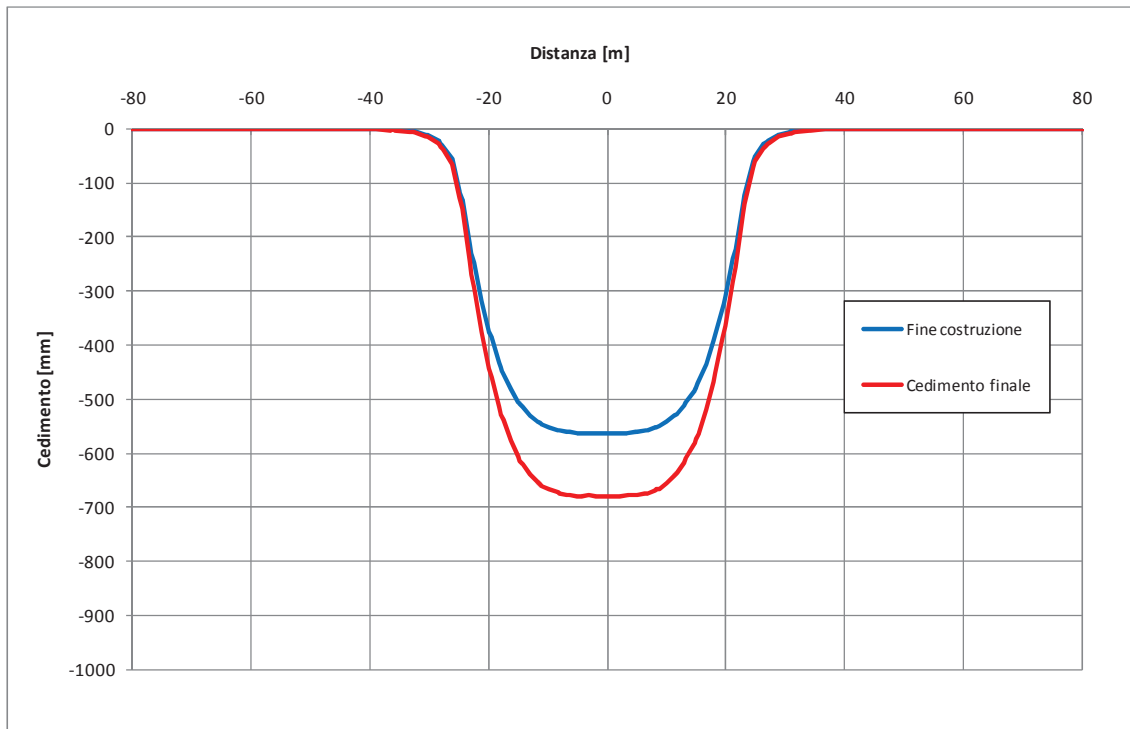


Figura 10.18: Stima dei cedimenti – Caso n.3 – Analisi drenata

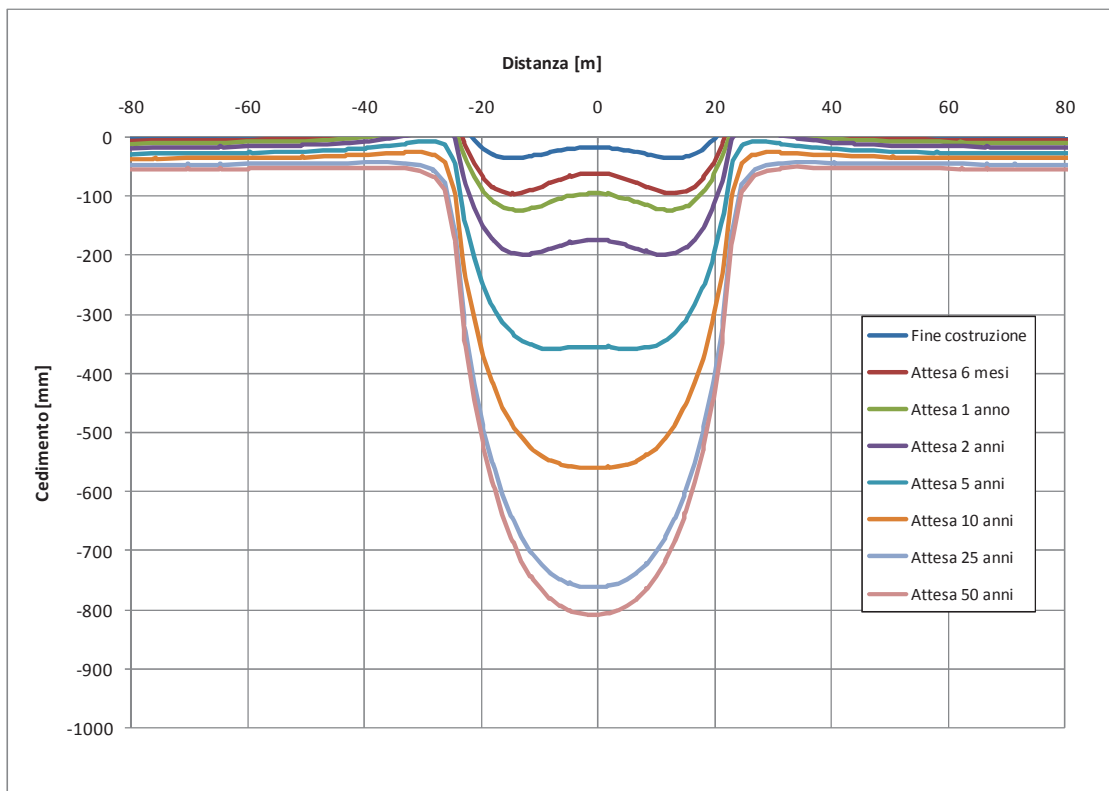


Figura 10.19: Stima dei cedimenti – Caso n.3 – Analisi accoppiata

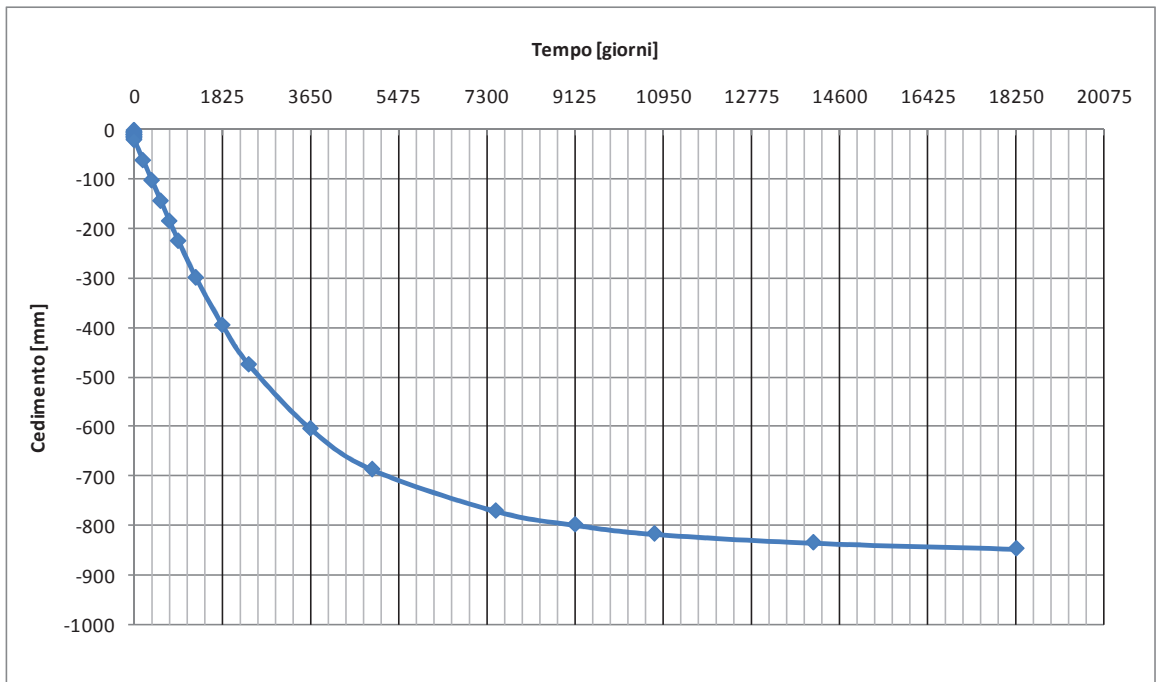


Figura 10.20: Stima dei cedimenti – Caso n.3 – Andamento dei cedimenti nel tempo

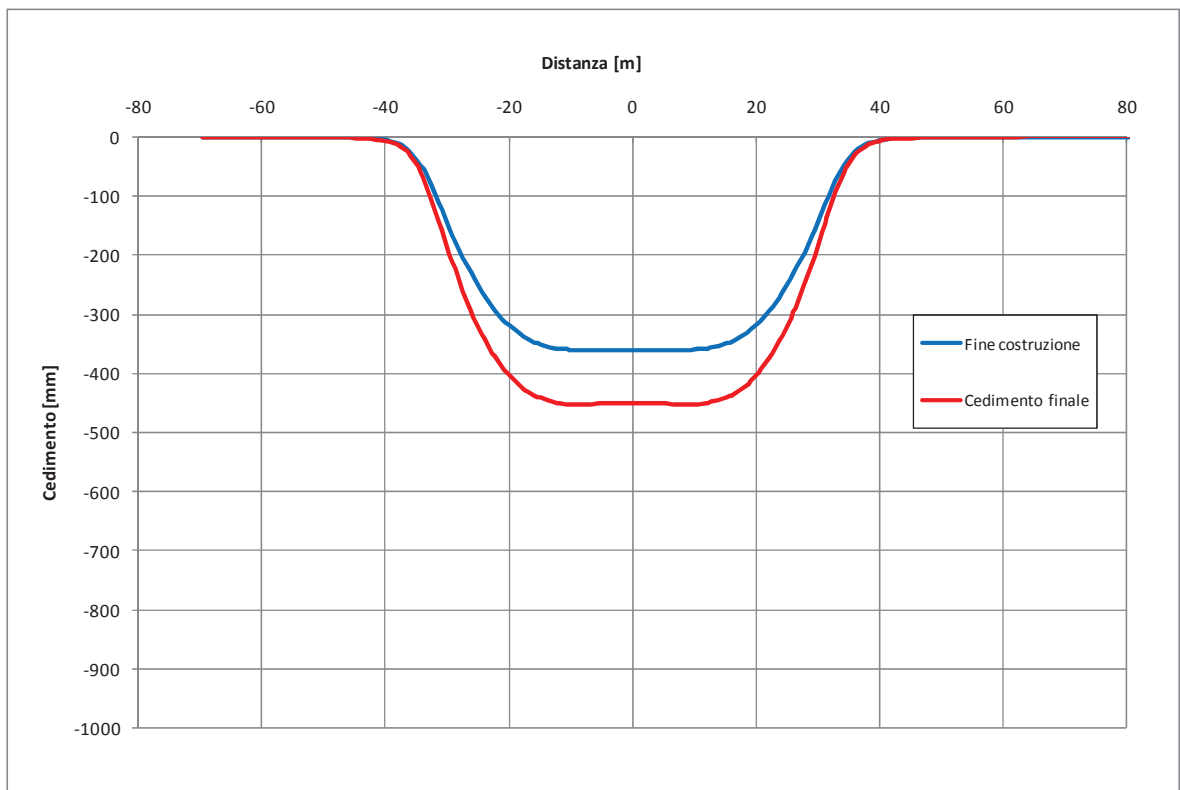


Figura 10.21: Stima dei cedimenti – Caso n.4 – Analisi drenata

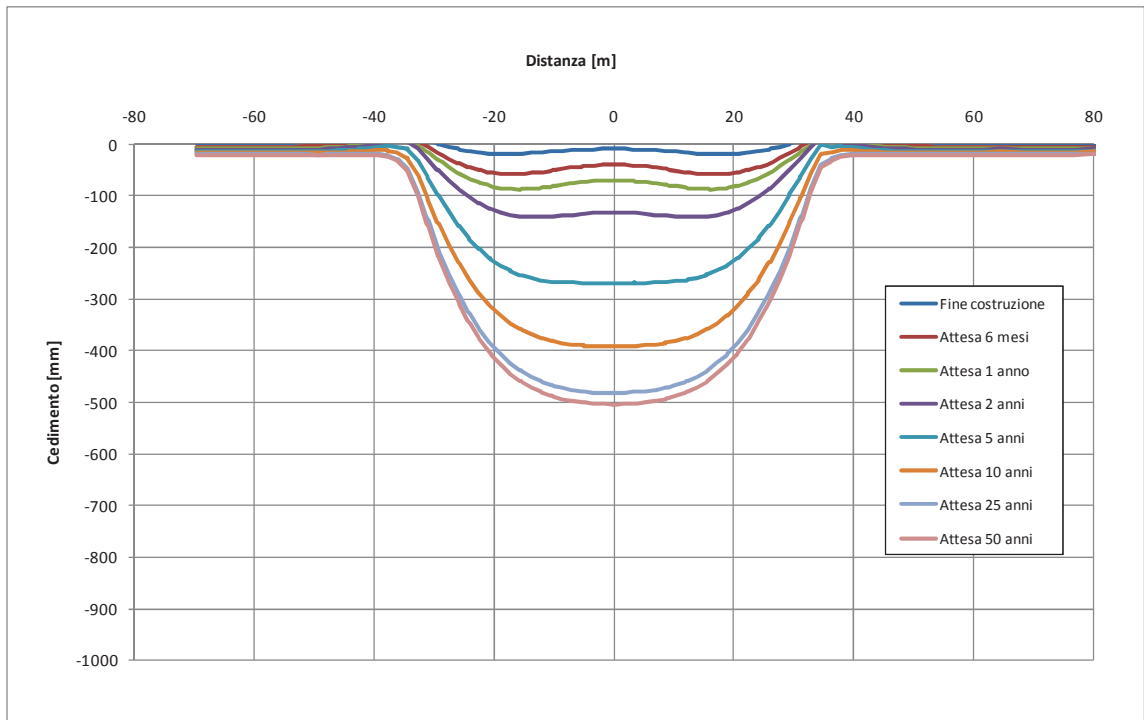


Figura 10.22: Stima dei cedimenti – Caso n.4 – Analisi accoppiata

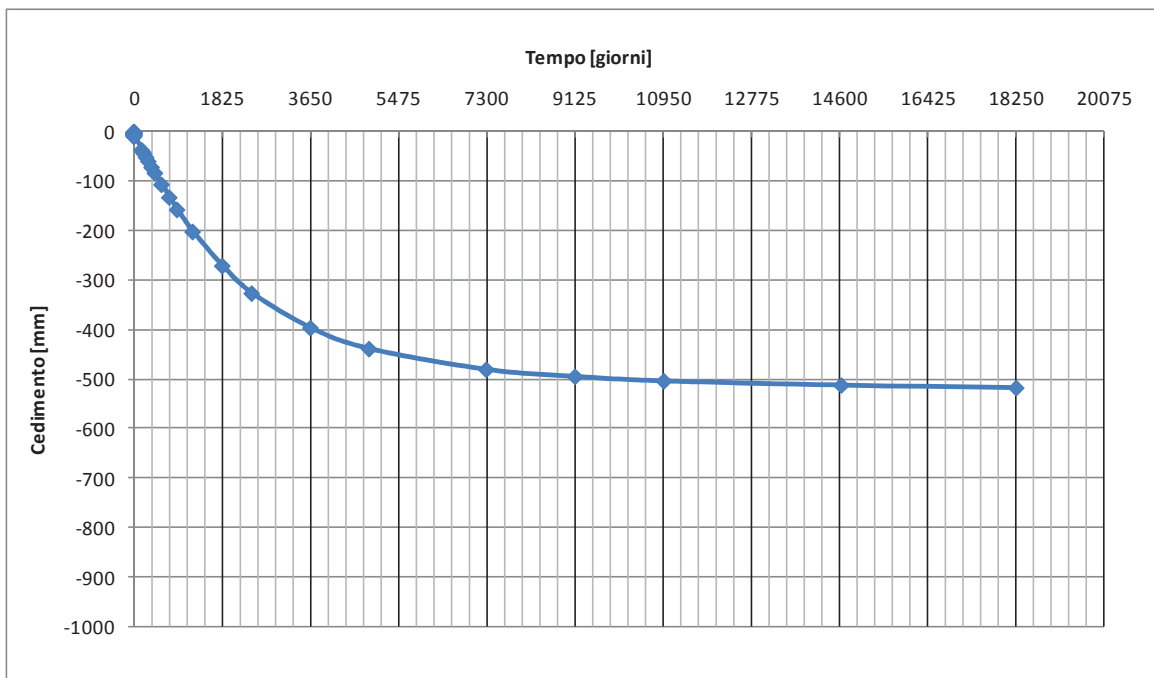


Figura 10.23: Stima dei cedimenti – Caso n.4 – Andamento dei cedimenti nel tempo

10.6 Trattamenti colonnari

Al fine di valutare l'effetto dei trattamenti colonnari nel ridurre l'entità del cedimento indotto dalla costruzione dei rilevati autostradali, sono state condotte una serie di analisi per il caso n.2 che è risultato essere quello più gravoso tra i quattro casi analizzati e descritti nel paragrafo 10.5.7.

Nello specifico, i pali di trattamento in calcestruzzo, pensati realizzati attraverso la tecnologia del palo ad elica, sono stati schematizzati nelle analisi come "elementi palo" elastici aventi le seguenti caratteristiche:

- Lunghezza = 10, 15 e 20 m
- Diametro = 0.6 m
- Interasse = 2.5 m
- Modulo di Young=25000 MPa

Nella Figura 10.24 e nella Figura 10.25 è riportata la mesh di calcolo e la disposizione degli elementi colonnari in sezione.

Nella Figura 10.26 sono riportate le curve dell'andamento del cedimento nel tempo in assenza di trattamento e in presenza di trattamenti colonnari delle tre lunghezze considerate (10, 15 e 20 m); l'osservazione della figura evidenzia come i pali di lunghezza 20 m, che raggiungono le sabbie della formazione Qt2 sottostante la formazione Qt1b, permettono una notevole riduzione dei cedimenti (per trasferimento dei carichi alle sabbie), mentre trattamenti colonnari più corti, che rimangono flottanti all'interno della formazione Qt1b, hanno un'efficacia decisamente inferiore.

Nella Figura 10.27 sono riportate le campane dei cedimenti al di sotto dell'impronta del rilevato in assenza di trattamento e in presenza di trattamenti colonnari delle tre lunghezze considerate (10, 15 e 20 m).

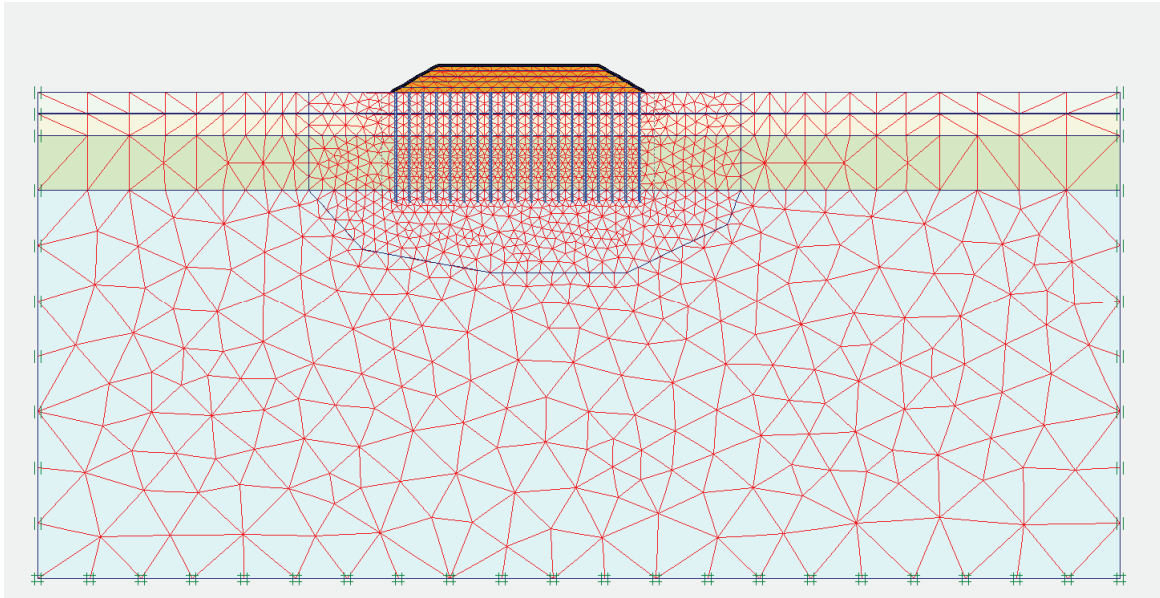


Figura 10.24: Stima dei cedimenti – Caso n.2 in presenza di trattamento colonnare – Mesh di calcolo

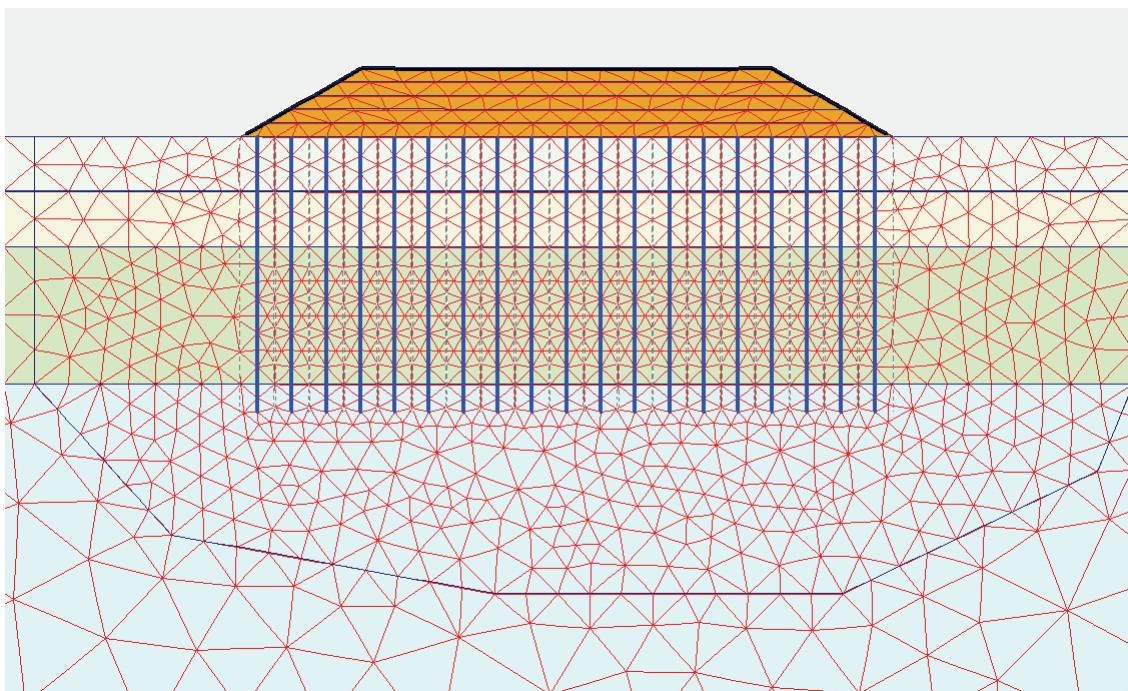


Figura 10.25: Stima dei cedimenti – Caso n.2 in presenza di trattamento colonnare – Mesh di calcolo

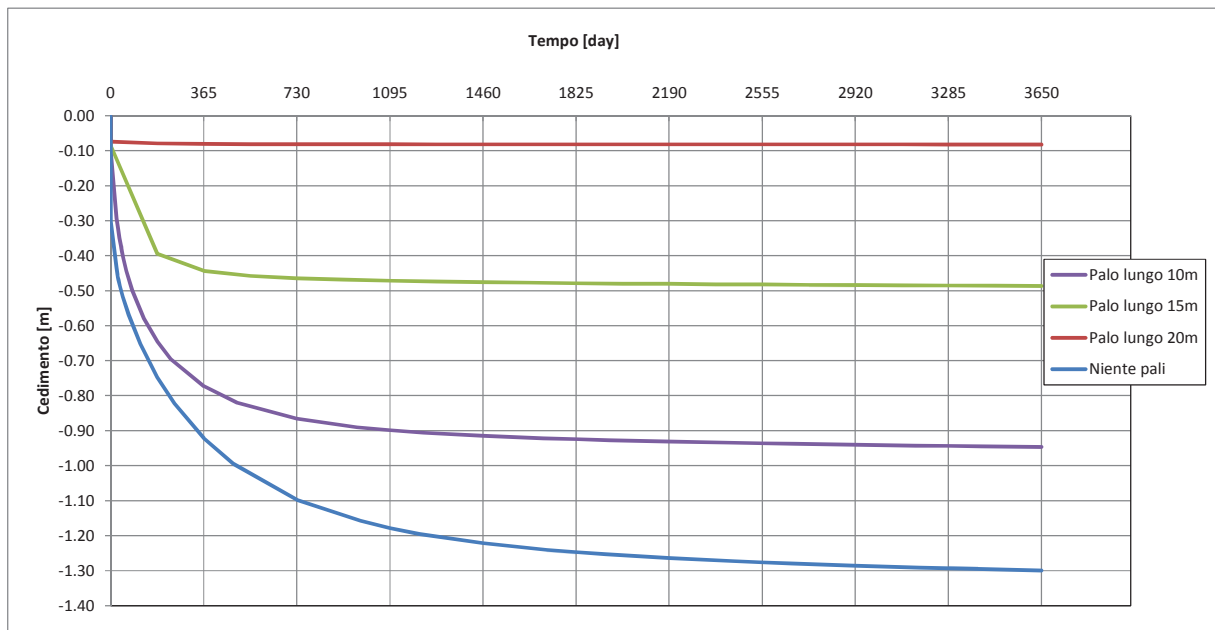


Figura 10.26: Stima dei cedimenti – Caso n.2 in presenza di trattamento colonnare – Andamento dei cedimenti nel tempo

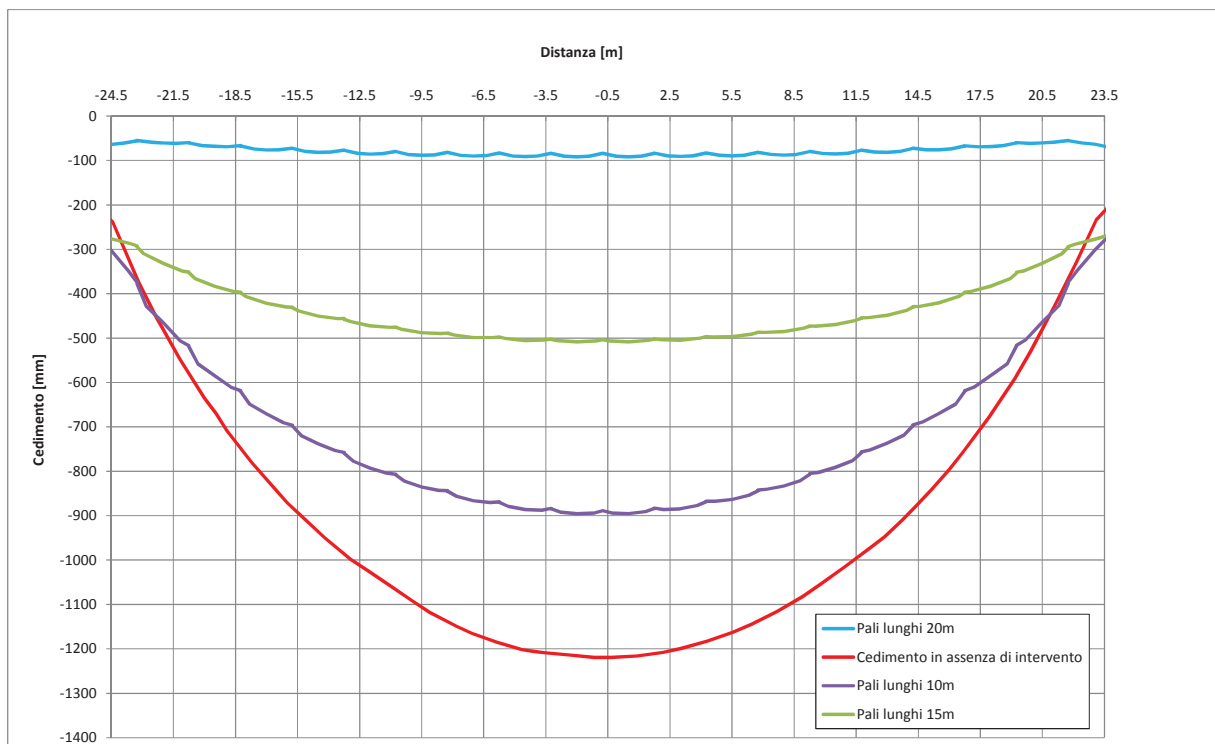


Figura 10.27: Stima dei cedimenti – Caso n.2 in presenza di trattamento colonnare – Andamento dei cedimenti al di sotto del rilevato

I trattamenti colonnari sono stati previsti lungo i seguenti cinque tratti del nuovo tracciato autostradale.

1° tratto: Da Km.3+650 a Km.4+150

Questo tratto di autostrada, di lunghezza complessiva pari a 500 m, si sviluppa in variante, a cavallo dei ponti VI05 (su pali) e VI06 (su pali) e del muro CS01 in dx (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 20 m disposti sotto tutta l'impronta del nuovo rilevato.

2° tratto: Da Km.7+450 a Km.7+550

Questo tratto di autostrada, di lunghezza complessiva pari a 300 m, si sviluppa in affiancamento all'attuale sede stradale della Via Aurelia S.S. 1 – E80, a cavallo del ponte VI01 (su pali); 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 18 m disposti solamente sotto l'impronta del nuovo rilevato in allargamento asimmetrico. Poiché è prevista una ricarica di un paio di metri del rilevato stradale esistente per raggiungere la quota del piano scorrevole di progetto, al fine di contenere eventuali cedimenti differenziali tra la carreggiata su pali ad elica e quella attuale, ricaricata, su terreno naturale, si valuterà in sede di progettazione esecutiva l'eventuale ricorso locale a rilevati alleggeriti.

3° tratto: Da Km.10+550 a Km.10+700

Questo tratto di autostrada, di lunghezza complessiva pari a 150 m, si sviluppa in affiancamento all'attuale sede stradale della Via Aurelia S.S. 1 – E80, a cavallo del ponte VI02 (su pali); i rilevati sono sempre di altezza superiore a 2 m, raggiungendo altezze massime prossime ai 4-5 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 solamente sotto l'impronta del nuovo rilevato in allargamento asimmetrico. Poiché è prevista una ricarica di un paio di metri del rilevato stradale esistente per raggiungere la quota del piano scorrevole di progetto, al fine di contenere eventuali

cedimenti differenziali tra la carreggiata su pali ad elica e quella attuale, ricaricata, su terreno naturale, si valuterà in sede di progettazione esecutiva l'eventuale ricorso locale a rilevati alleggeriti.

4° tratto: Da Km.12+750 a Km.12+950

Questo tratto di autostrada, di lunghezza complessiva pari a 200 m, si sviluppa in variante, a cavallo del sottopasso ST01 (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 8 m disposti sotto tutta l'impronta del nuovo rilevato.

5° tratto: Da Km.13+700 a Km.13+950

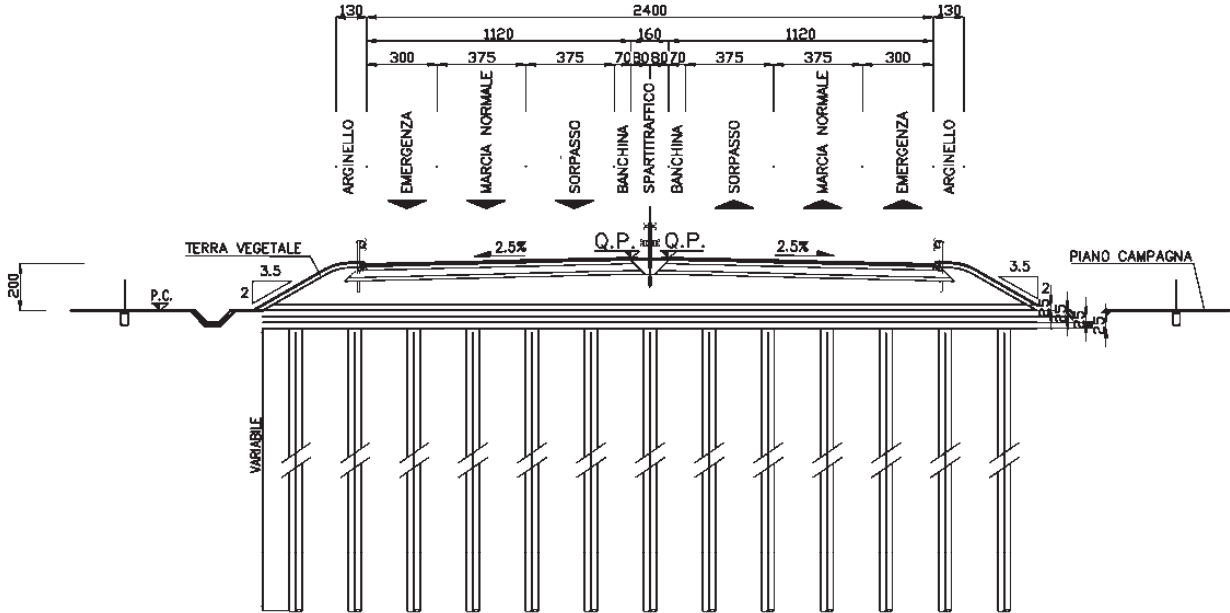
Questo tratto di autostrada, di lunghezza complessiva pari a 250 m, si sviluppa in variante, a cavallo del viadotto VI03 (su pali); i rilevati sono sempre di altezza superiore a 2 m, raggiungendo altezze massime prossime ai 6 m. La maglia prevista per il trattamento è di 2.5x2.5m, con pali ad elica D600mm di lunghezza media pari a 8 m disposti sotto tutta l'impronta del nuovo rilevato.

La descrizione delle modalità di realizzazione dei trattamenti colonnari è riportata nella tavola Doc.Rif.[24], a cui si rimanda per tutti i dettagli in merito; nella Figura 10.28, Figura 10.29, Figura 10.30, Figura 10.31 e Figura 10.32 si riportano alcuni stralci della tavola sopra richiamata:

- nella Figura 10.28 e Figura 10.29 e si riporta lo schema tipologico dei trattamenti colonnari per due altezze significative di rilevato; la Figura 10.28 si riferisce ad un rilevato di altezza pari a 2 m, altezza minima per la quale sono previsti trattamenti colonnari, mentre la Figura 10.29 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 10.30 si riporta un particolare del trattamento colonnare con evidenziata anche la stratigrafia del materasso di ripartizione, valido per la soluzione 1.
- Nella Figura 10.31 viene ulteriormente dettagliata la stratigrafia del materasso ripartitore e del cappello alla sommità del palo, sempre validi nell'ipotesi di soluzione 1. Il cappello alla sommità dei pali potrà essere sia prefabbricato che gettato in opera.
- Nella Figura 10.32 si riporta un particolare del trattamento colonnare con evidenziata anche la stratigrafia del materasso di ripartizione, valido per la soluzione 2.

Sezione



Pianta

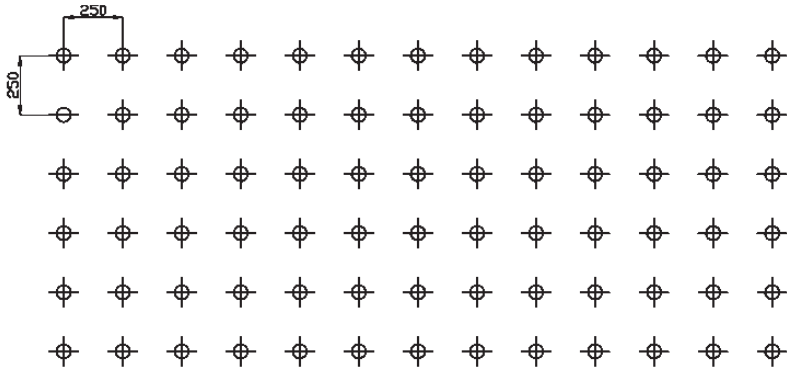
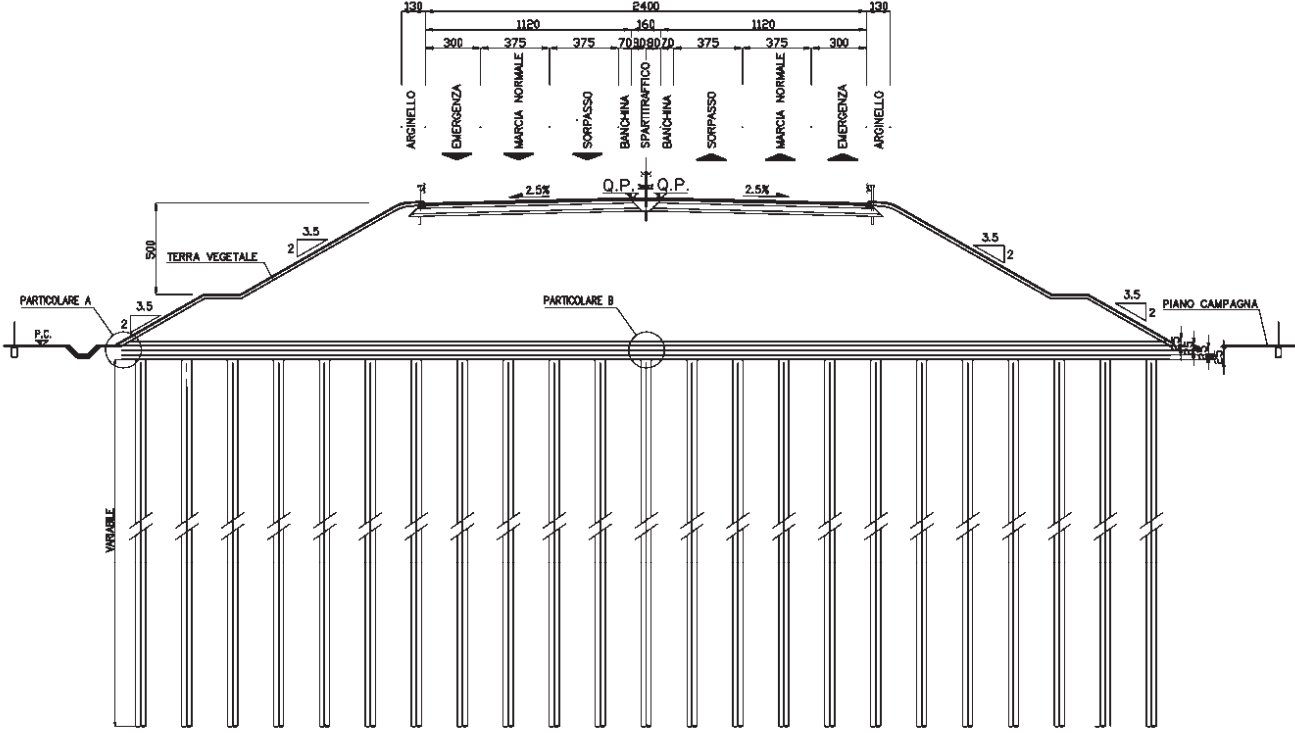


Figura 10.28: Trattamenti colonnari – schema tipologico per rilevato basso

Sezione



Pianta

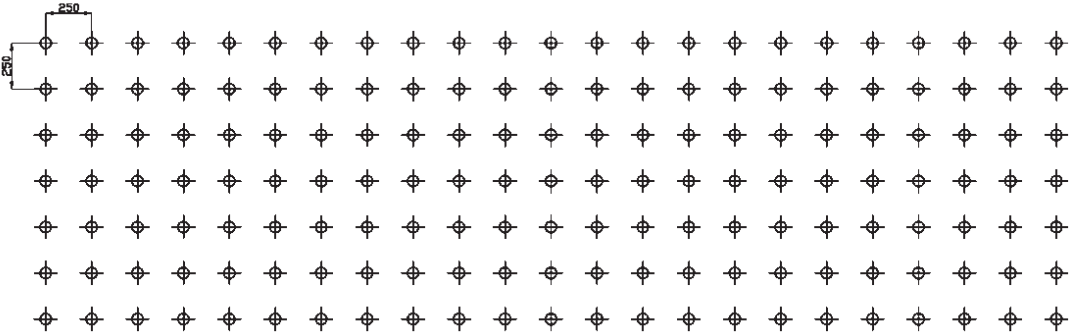


Figura 10.29: Trattamenti colonnari – schema tipologico per rilevato alto

Particolare A – Soluzione 1

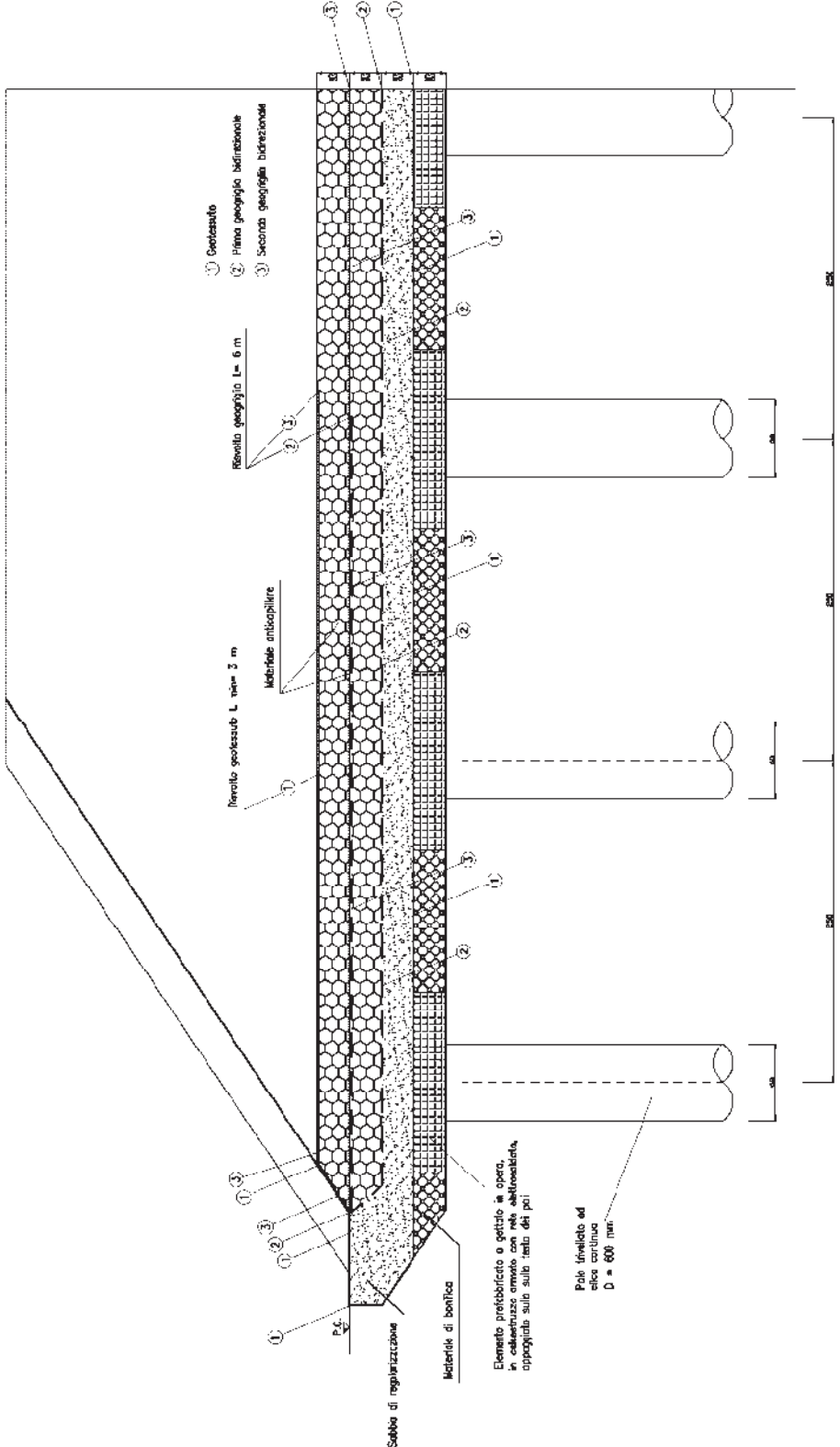


Figura 10.30: Trattamenti colonnari – particolare A – soluzione 1

Particolare B – Soluzione 1

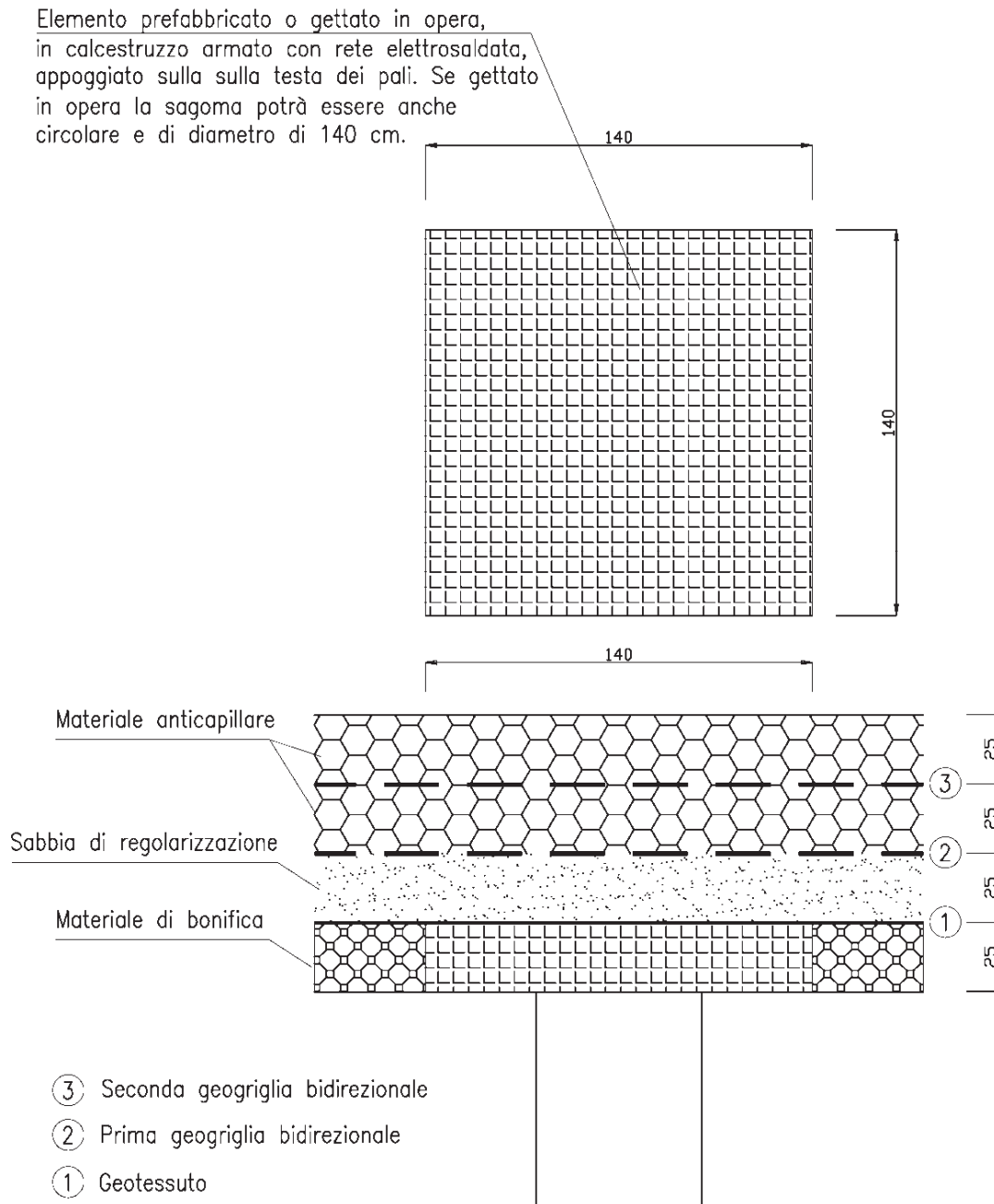


Figura 10.31: Trattamenti colonnari – particolare B – soluzione 1

Particolare A – Soluzione 2

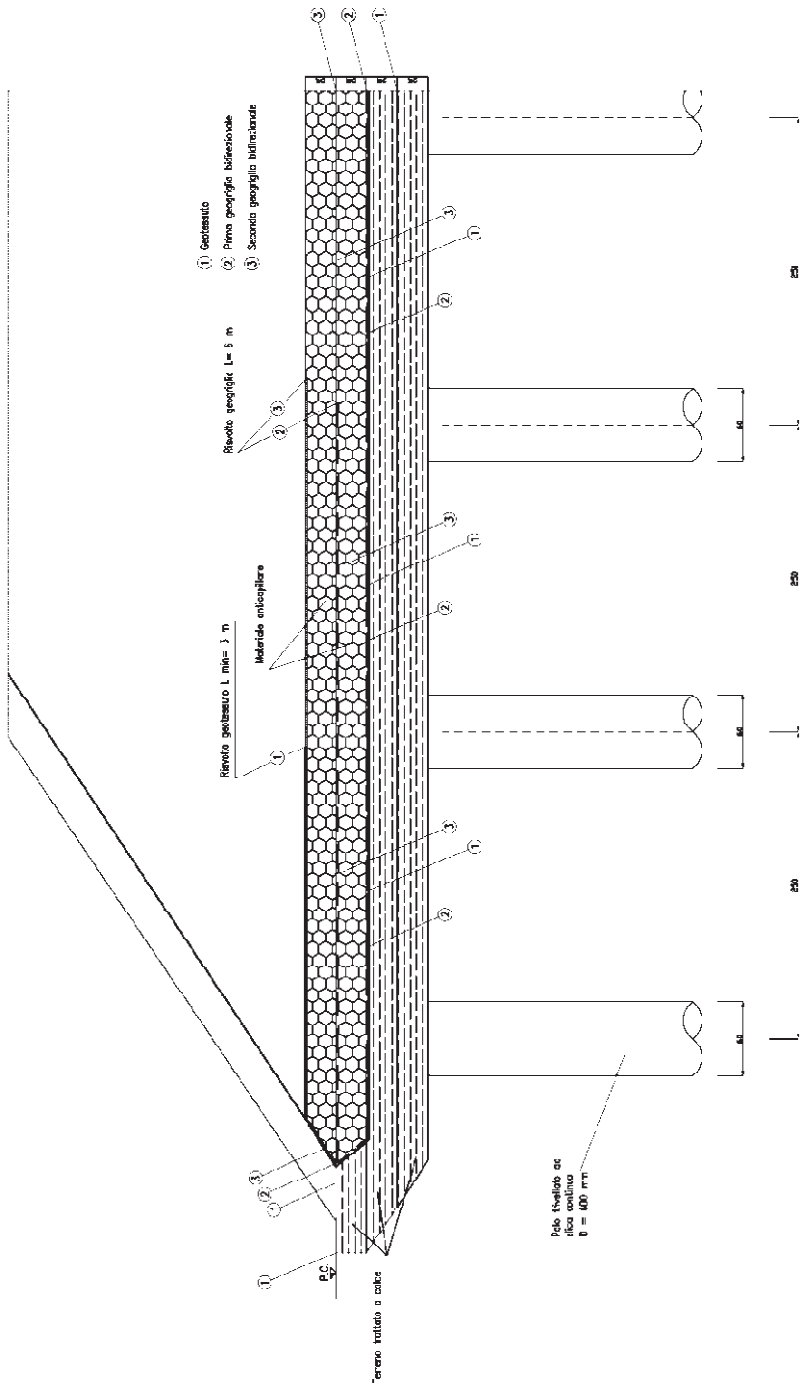


Figura 10.32: Trattamenti colonnari – particolare A – soluzione 2

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.20 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 (campioni prelevati da PZD18 e PZD24) e terreno-cemento (campioni prelevati da PZD9).

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.

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, sono riportati nella Tabella 11.2; nella 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 15 MPa (in realtà minori o poco superiori a 10 MPa), cioè inferiori ai requisiti richiesti dalle Norme Tecniche.

Quanto sopra è risultato essere valido indipendentemente dal tipo di terreno incontrato ($Qt1e$, $Qt1d/Qt1d1$ o $Qt1b$).

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 dei terreni di sottofondo $Qt1d/Qt1d1$ e $Qt1b$ e 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			
5/1-PZD6	00+000	Qt1e	RIM1	0.50	0.60	53.17	19.07	27.76	0.00	20.80	15.40	5.40	S,A(L)	A4	SM-SC			
			RIM2	1.00	1.10	54.89	19.26	25.85	0.00	20.20	15.60	4.60	S,A(L)	A4	SM-SC			
			RIM3	3.90	4.00	66.85	26.16	7.00	0.00	21.70	17.50	4.20	S,L[A]	A2-4	SM-SC			
5/1-PZD8	00+310	Qt1e	RIM1	0.50	0.60	50.31	34.55	15.14	0.00	26.10	16.70	9.40	S,L(A)	A4	SC			
			RIM2	1.00	1.10	54.61	32.71	12.68	0.00	25.70	17.10	8.60	S,L(A)	A4	SC			
			RIM3	3.40	3.50	77.95	18.37	3.68	0.00	20.10	-	-	S(L)	A2-4	SM			
5/1-PZD9	00+655	Qt1e	RIM1	0.50	0.60	60.61	23.51	15.88	0.00	16.80	14.70	2.10	S(L)(A)	A4	SM-SC			
			RIM2	1.00	1.10	63.55	22.58	13.87	0.00	16.50	14.50	2.00	S(L)(A)	A4	SM-SC			
			RIM3	3.90	4.00	65.80	21.89	12.31	0.00	16.00	14.40	1.60	S(L)(A)	A4	SM			
5/1-PZD10	01+260	Qt1e	RIM1	0.50	0.60	47.17	30.72	22.12	0.00	20.70	13.60	7.10	S,L(A)	A4	ML-CL			
			RIM2	1.00	1.10	46.95	30.05	23.00	0.00	21.20	15.90	5.30	S,L(A)	A4	ML-CL			
5/1-PZD11	01+220	Qt1e	RIM1	0.50	0.60	78.95	16.35	4.70	0.00	14.10	-	-	S(L)	A2-4	SM			
			RIM2	1.00	1.10	82.98	14.01	3.01	0.00	13.80	-	-	S(L)	A2-4	SM			
			RIM3	3.40	3.50	62.30	9.26	5.86	22.57	20.00	-	-	S(G)[L][A]	A2-4	SM			
5/1-PZD14	02+765	Qt1e	RIM1	0.50	0.60	69.94	16.37	4.51	9.18	15.60	-	-	S(L)[G]	A2-4	SM			
			RIM2	1.00	1.10	78.74	10.32	3.43	7.51	16.50	-	-	S(L)[G]	A2-4	SM			
			RIM3	2.90	3.00	46.91	3.32	-	49.77	16.90	-	-	G,S	A1-9	GW			
5/1-PZD15	02+735	Qt1e	RIM1	0.50	0.60	66.94	20.03	13.03	0.00	26.70	17.00	9.70	S(L)(A)	A4	SC			
			RIM2	1.00	1.10	62.14	22.22	15.64	0.00	27.10	17.00	10.10	S(L)(A)	A6	SC			
			RIM3	2.90	3.00	70.90	4.20	3.39	21.50	20.60	-	-	S(G)	A3	SW-SM			
5/1-PZD16	03+055	Qt1e	RIM1	0.50	0.60	72.05	13.74	11.19	3.02	15.50	-	-	S(L)(A)	A2-4	SM			
			RIM2	1.00	1.10	60.55	9.40	-	30.05	19.30	-	-	S,G	A2-4	SW-SM			
B_PZ5	03+310	Qt1e	1	0.70	1.00	38.00	40.00	22.00	-	34.00	26.00	8.00	L,S(A)	A6	-			
5/1-PZD17	03+500	Qt1e	RIM1	0.50	0.60	72.68	13.21	11.15	2.97	15.50	-	-	S(L)(A)	A2-4	SM			

Pozzetto	Km.	Form.	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA						ATTERBERG				CLASSIFICAZIONE		
				Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	AGI	UNI / CNR	USCS			
			RIM2	1.00	1.10	75.18	10.14	6.76	7.92	18.50	-	-	S(L)[G][A]	A2-4	SM			
			RIM3	3.20	3.30	92.44	4.14	-	3.42	22.30	-	-	S	A2-4	SW			
5/1-PZD18	04+265	Qt1d	RIM1	0.50	0.60	33.63	15.06	49.76	1.55	39.60	21.40	18.20	A,S(L)	A6	CL			
			RIM2	1.00	1.10	24.22	21.53	45.95	8.31	48.00	23.60	24.40	A(S)(L)[G]	A7-6	CL			
			RIM3	3.40	3.50	48.97	32.27	17.59	1.17	21.90	-	-	S,L(A)	A4	SM			
5/1-PZD20	04+895	Qt1d	RIM1	0.50	0.60	44.09	19.98	30.22	5.71	32.50	21.00	11.50	S,A(L)[G]	A6	CL			
			RIM2	1.00	1.10	48.12	26.78	25.10	0.00	34.50	24.60	9.90	S,L,A	A4	ML			
5/1-PZD21	05+160	Qt1d	RIM1	0.50	0.60	16.39	17.37	66.24	0.00	45.00	24.60	20.40	A(L)[S]	A7-6	CL			
			RIM2	1.00	1.10	13.42	19.85	66.73	0.00	45.60	24.20	21.40	A(L)[S]	A7-6	CL			
B_PZ4	06+153	Qt1b	1	0.70	1.00	23.00	53.00	24.00	-	47.00	22.00	25.00	L(A)[S]	A7-6	CL-OL			
5/1-PZD24	06+480	Qt1b	RIM1	0.50	0.60	8.78	23.17	68.05	0.00	52.70	29.00	23.70	A(L)[S]	A7-6	MH-CH			
			RIM2	1.00	1.10	10.92	20.57	68.51	0.00	54.00	29.20	24.80	A(L)[S]	A7-6	MH-CH			
B_PZ3	07+740	Qt1b	1	0.80	1.00	20.00	48.00	30.00	2.00	51.00	24.00	27.00	L,A(S)	A7-6	CL-OL			
5/1-PZD27	08+580	Qt1d	RIM1	0.50	0.60	16.66	34.93	42.59	5.82	45.60	26.10	19.50	A,L(S)[G]	A7-6	CL			
			RIM2	1.00	1.10	11.20	25.81	32.26	30.73	62.10	29.30	32.80	A,G,L(S)	A7-6	MH			
5/1-PZD29	09+865	Qt1b	RIM1	0.50	0.60	23.20	22.37	53.57	0.86	44.00	25.80	18.20	A(S)(L)	A7-5	ML-CL			
			RIM2	1.00	1.10	26.11	35.78	36.10	0.00	37.50	17.50	20.00	A,L,S	A6	CL			
			RIM3	3.40	3.50	12.33	49.26	35.24	3.17	43.50	26.20	17.30	L,A(S)	A7-6	ML-CL			
B_PZ2	10+275	Qt1d1	1	0.60	0.80	27.00	55.00	17.00	1.00	50.00	25.00	L,S(A)	A7-6	CL-OL				
B_PZ1	14+015	Qt1d1	1	0.70	0.80	37.00	38.00	20.00	5.00	40.00	27.00	L,S(A)	A7-6/A6	CL-OL				

Tabella 11.2: Pozzetti – Prove di carico su piastra

Sondaggio	Campione	Formazione	Da (m)	A (m)	M _{E1} (MPa)	M _{E2} (MPa)	M _{E2} / M _{E1} (MPa)
5/1-PZD6	RIM1	Qt1e	0.50	0.60	11	98	8.9
5/1-PZD6	RIM2	Qt1e	1.00	1.10	10	746	74.6
5/1-PZD8	RIM1	Qt1e	0.50	0.60	298	-	-
5/1-PZD8	RIM2	Qt1e	1.00	1.10	78	332	4.3
5/1-PZD9	RIM1	Qt1e	0.50	0.60	8	85	10.6
5/1-PZD9	RIM2	Qt1e	1.00	1.10	6	373	62.2
5/1-PZD10	RIM1	Qt1e	0.50	0.60	3	63	21.0
5/1-PZD10	RIM2	Qt1e	1.00	1.10	3	175	58.3
5/1-PZD11	RIM1	Qt1e	0.50	0.60	3	249	83.0
5/1-PZD11	RIM2	Qt1e	1.00	1.10	5	426	85.2
5/1-PZD14	RIM1	Qt1e	0.50	0.60	10	746	74.6
5/1-PZD14	RIM2	Qt1e	1.00	1.10	88	2985	33.9
5/1-PZD15	RIM1	Qt1e	0.50	0.60	11	199	18.1
5/1-PZD15	RIM2	Qt1e	1.00	1.10	11	135	12.3
5/1-PZD16	RIM1	Qt1e	0.50	0.60	11	271	24.6
5/1-PZD16	RIM2	Qt1e	1.00	1.10	20	597	29.9
5/1-PZD17	RIM1	Qt1e	0.50	0.60	7	124	17.7
5/1-PZD17	RIM2	Qt1e	1.00	1.10	9	110	12.2
5/1-PZD18	RIM1	Qt1d	0.50	0.60	426	-	-
5/1-PZD18	RIM2	Qt1d	1.00	1.10	5	50	10.0
5/1-PZD20	RIM1	Qt1d	0.50	0.60	8	115	14.4
5/1-PZD20	RIM2	Qt1d	1.00	1.10	6	166	27.7
5/1-PZD21	RIM1	Qt1d	0.50	0.60	10	142	14.2
5/1-PZD21	RIM2	Qt1d	1.00	1.10	58	229	3.9
5/1-PZD24	RIM1	Qt1b	0.50	0.60	6	106	17.7
5/1-PZD24	RIM2	Qt1b	1.00	1.10	4	46	11.5
5/1-PZD27	RIM1	Qt1d	0.50	0.60	6	93	15.5
5/1-PZD27	RIM2	Qt1d	1.00	1.10	66	74	1.1
5/1-PZD29	RIM1	Qt1b	0.50	0.60	3	33	11.0
5/1-PZD29	RIM2	Qt1b	1.00	1.10	66	46	0.7

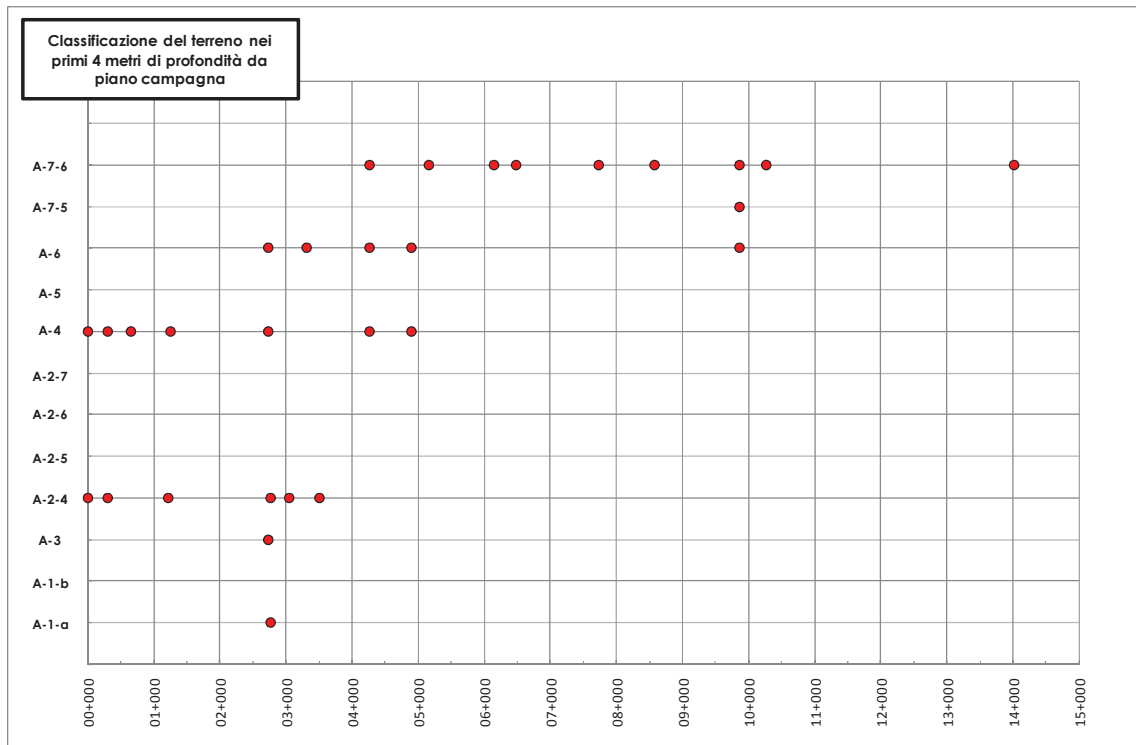


Figura 11.1: Pozzetti esplorativi e sondaggi – Classificazione dei terreni (CNR-UNI) nei primi 4 m di profondità dal piano campagna locale.

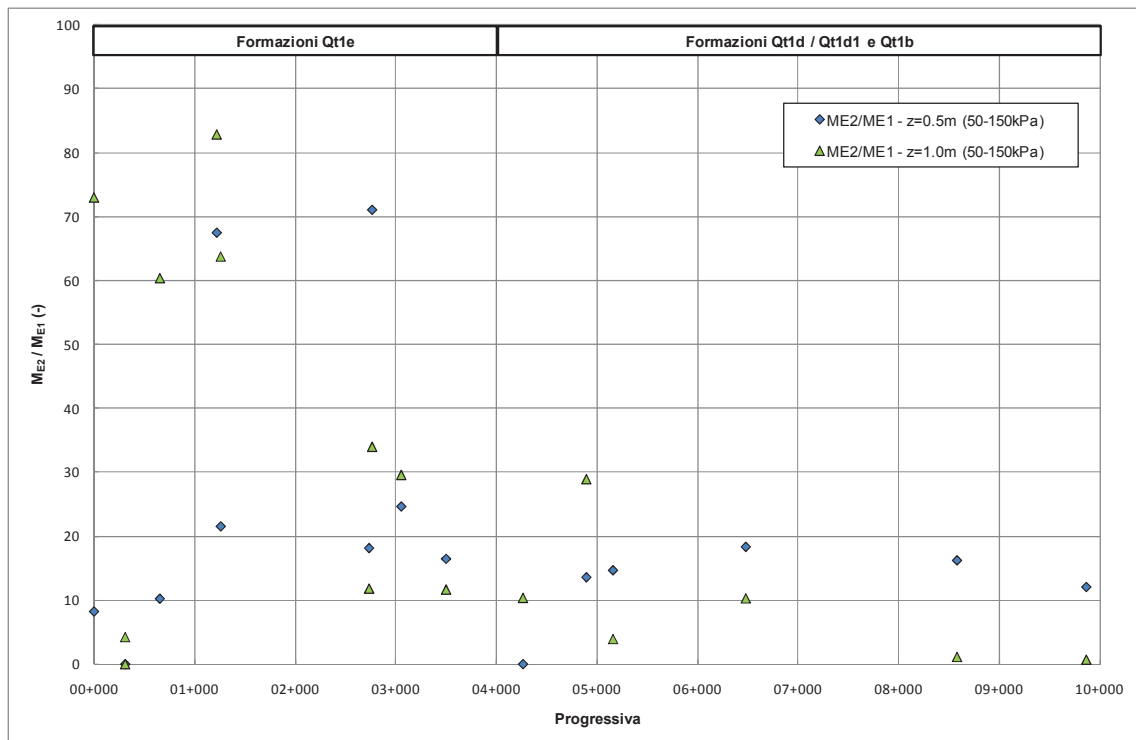


Figura 11.2: Pozzetti esplorativi – Prove di carico su piastra. Rapporto tra moduli di primo (M_{E1}) e secondo carico (M_{E2})

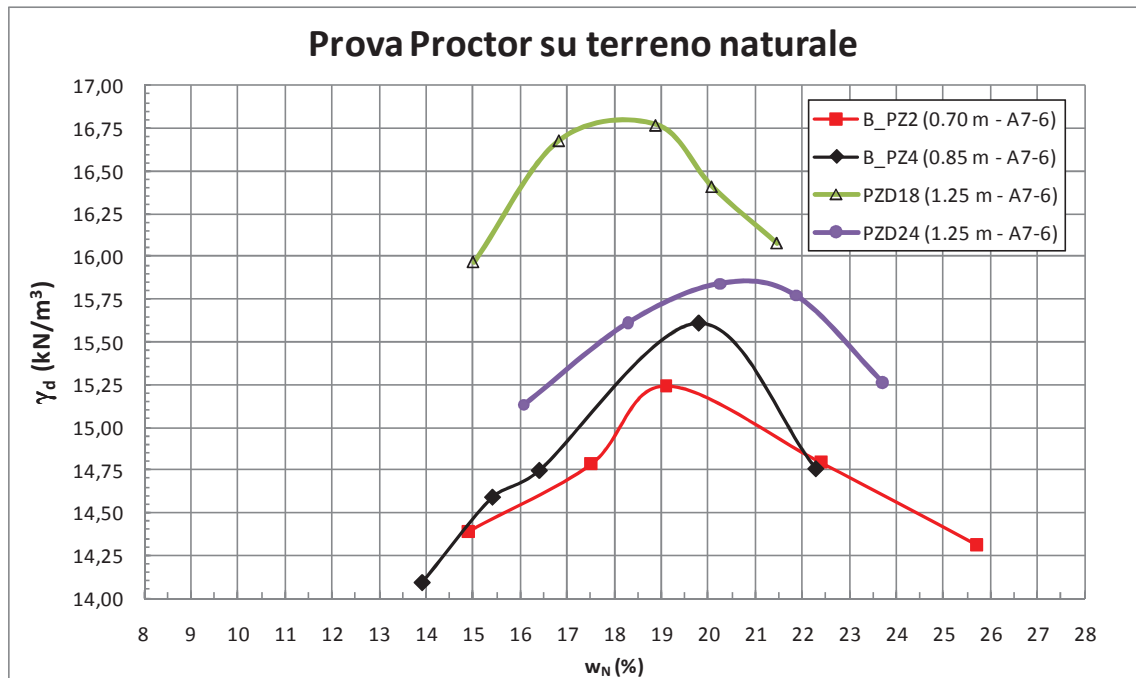


Figura 11.3: Pozzetti esplorativi – Prove Proctor su terreno naturale

11.2 Trattamenti dei terreni a calce

La Tabella 11.3 riporta ulteriori informazioni sulle caratteristiche fisico-chimiche dei campioni di terreno prelevati in pozzetto per eseguire i test sulle miscele terreno-calce (campioni prelevati da PZD18 e PZD24) e terreno-cemento (campioni prelevati da PZD9) dei terreni di sottofondo.

Nella Figura 11.3 si riportano i risultati delle prove Proctor disponibili su campioni di terreno tal quale classificati come A7-6.

Nella Tabella 11.4, Tabella 11.5 e Tabella 11.6 sono riportati i risultati delle prove di laboratorio effettuate su miscele terreno-calce a partire dalla preventiva miscelazione dei campioni di terreno prelevati nei pozzetti PZD18 e PZD24, tra 0.5 e 2.0 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 3.0% e 4.0%. Sulle miscele sono stati determinati i limiti di Atterberg ed effettuate prove di compressione semplice (Tabella 11.4), prove Proctor (Tabella 11.5 e Figura 11.4) e determinazione degli indici IPI (Indice di Portanza Immediata, Tabella 11.5 e Figura 11.5) e CBR (California Bearing Ratio, Tabella 11.6, Figura 11.6 e Figura 11.7). 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);
- su campioni aventi un contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 3% di umidità (*ottimale + 3% H2O*, Figura 11.7);
- su campioni aventi un 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).

Tabella 11.3: Pozzetti – Prove di laboratorio su campioni per trattamento con calce

Pozzetto	Z (m p.c.)	CNR	SO (%)	CaCO ₃ (%)	G (Mg/m ³)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)
5/1-PZD9	0.50-2.00	A4	5.35	2.63	2.66	24.3	14.9	9.4	0.00	44.35	37.94	17.71
5/1-PZD18	0.50-2.00	A7-6	7.01	2.27	2.58	55.8	26.5	29.2	1.41	15.85	25.68	57.06
5/1-PZD24	0.50-2.00	A7-6	6.54	0.26	2.58	61.1	29.9	31.2	0.49	4.82	32.33	62.37

Tabella 11.4: Trattamento con calce – Limiti di Atterberg e prove di compressione semplice

Sondaggio	Campione	% Calce	Profondità	Limiti di Atterberg			ELL
				LL	LP	IP	Resistenza a compressione
n°	n°		m	%	%	%	kPa
PZD18 e PZD24	MIX	0%	0.5 - 2.0				98.293
	MIX	3%	0.5 - 2.0	54.2	39.3	14.9	614.14
	MIX	4%	0.5 - 2.0	53.1	36.8	16.3	716.65

Tabella 11.5: Trattamento con calce - Prove Proctor e IPI

				Proctor		IPI									
						1		2		3		4		5	
Pozzetti di prelievo campioni per prove geotecniche	Campione	% Calce	Profondità	Contenuto d'acqua	Densità secca	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR
						(%)	(kN/m ³)	%	%	%	%	%	%	%	%
PZD18 e PZD24	MIX	0%	0.50-2.00	18.00	16.83	15.36	30	16.78	57	18.85	43	20.52	25	22.24	20
	MIX	3%	0.50-2.00	19.10	16.31	16.45	40	17.84	57	19.38	69	21.44	55	23.74	47
	MIX	4%	0.50-2.00	19.40	16.27	16.75	40	17.84	58	19.17	77	21.12	71	23.00	42

Tabella 11.6: Trattamento con calce - Prove CBR (PZD18-24)

	Iniziale								7 giorni								28 giorni							
	(1)		(2)		(3)		(4)		(1)		(2)		(3)		(4)		(1)		(2)		(3)		(4)	
% Calce	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR
%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
0	18.10	27	18.05	3	21.11	2	21.07	2																
3	19.21	65	19.60	49	22.87	59	22.71	39	19.45	88	19.51	58	23.39	81	22.36	53	19.37	96	19.07	74	22.10	88	22.31	57
4	19.52	74	19.36	57	22.26	62	22.03	47	19.34	93	19.16	72	22.76	88	22.57	63	19.34	128	19.53	85	22.23	93	22.69	68

(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*).

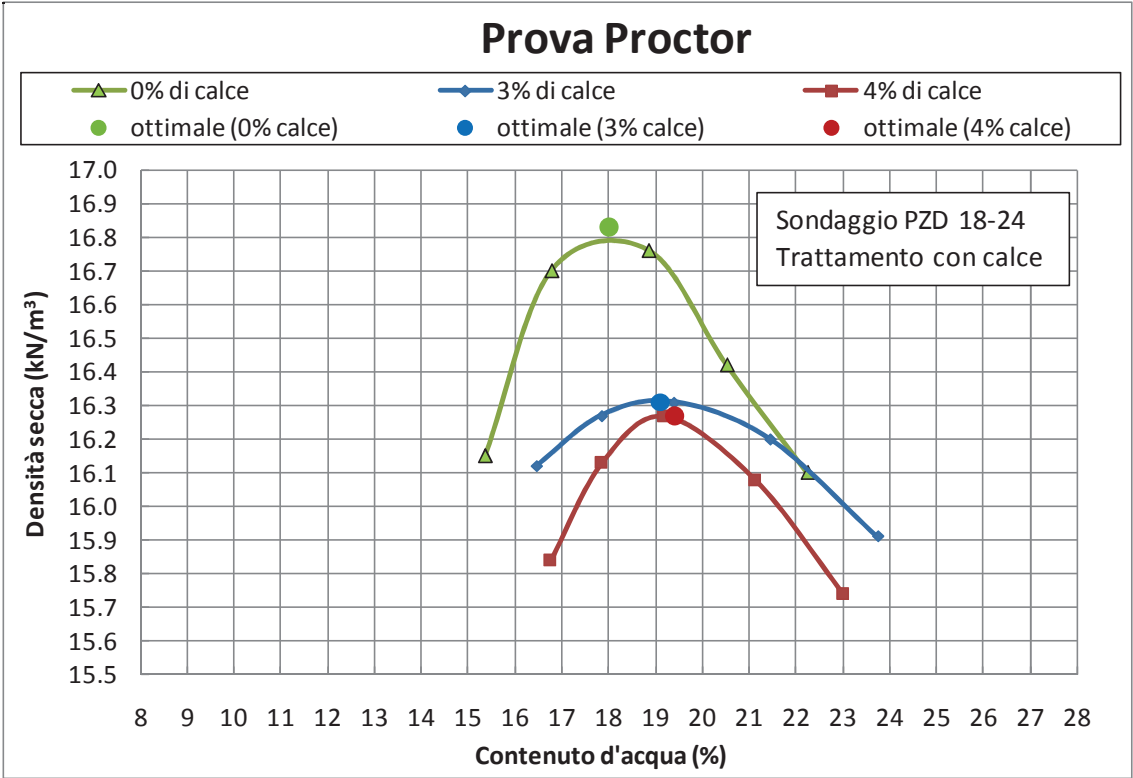


Figura 11.4: Trattamento con calce – Prove Proctor

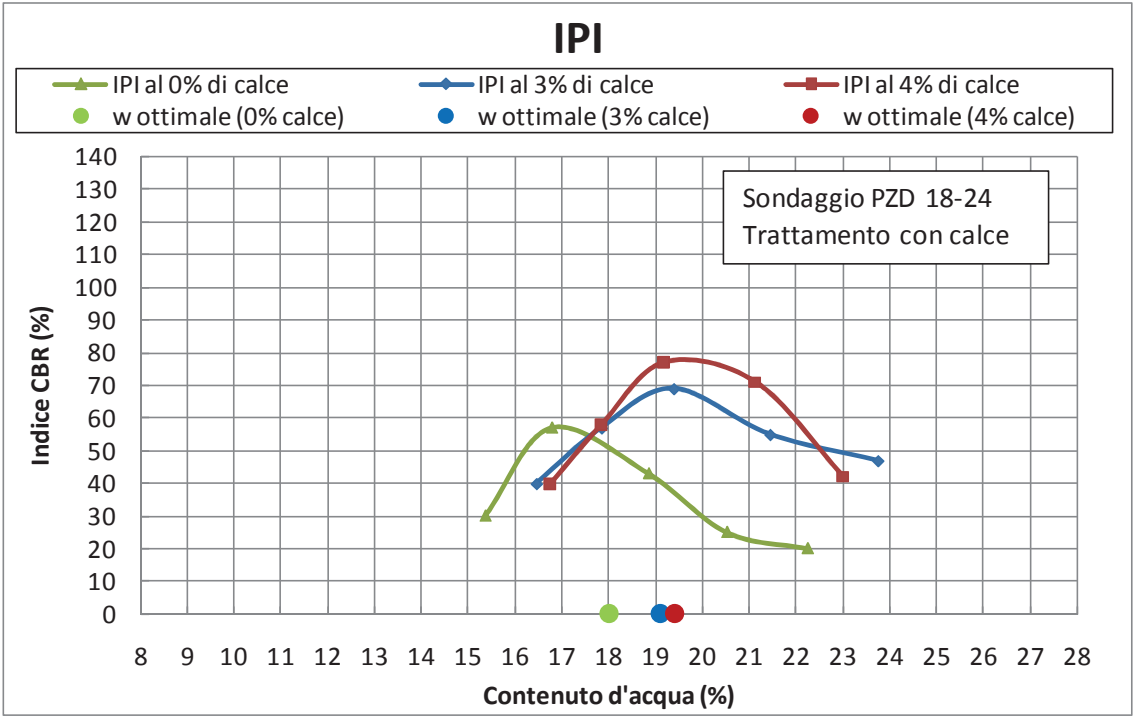


Figura 11.5: Trattamento con calce – Prove IPI

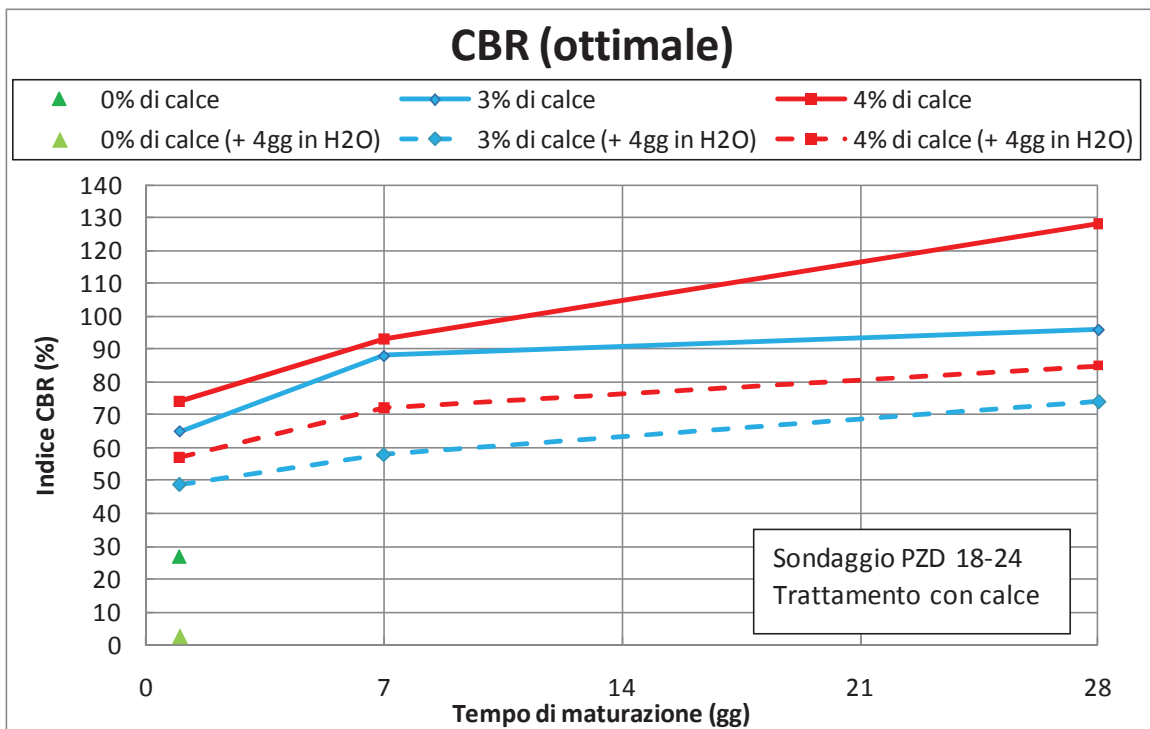


Figura 11.6: Trattamento con calce – Prove CBR

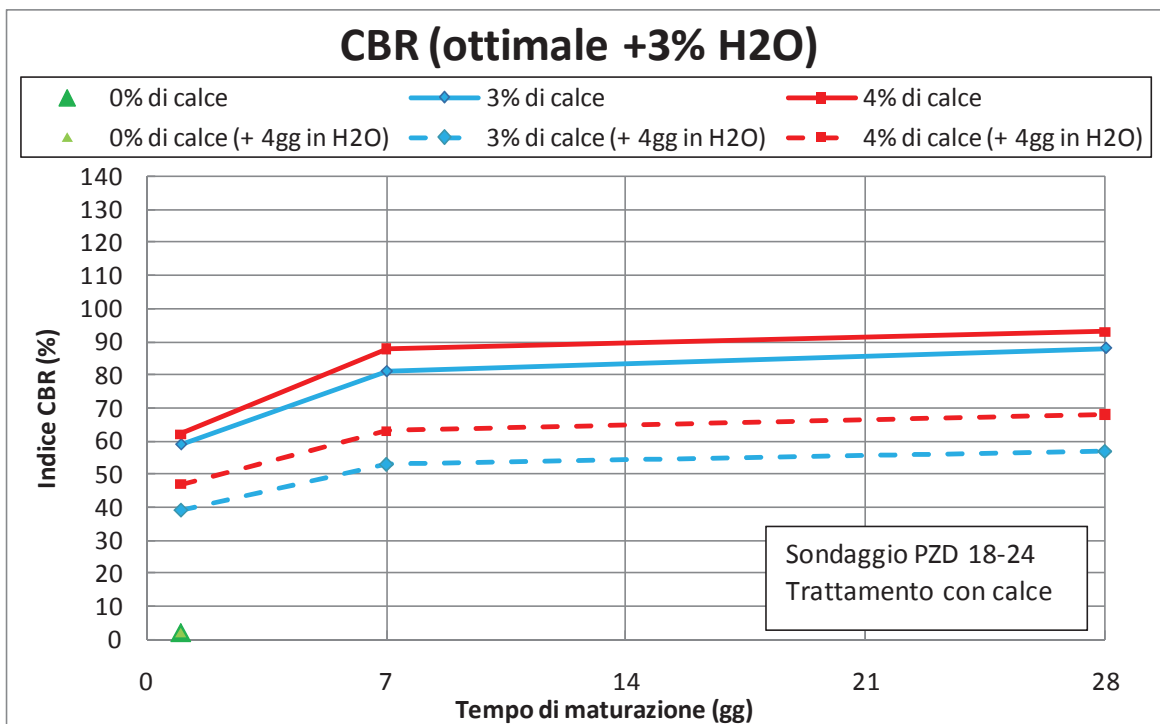


Figura 11.7: Trattamento con calce – Prove CBR

11.3 Trattamenti dei terreni a cemento

Nella Tabella 11.7, Tabella 11.8 e Tabella 11.9 sono riportati i risultati delle prove di laboratorio effettuate su miscele terreno-cemento a partire da campioni di terreno prelevati nel pozzetto PZD9, tra 0.5 e 2.0 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 contenuti di cemento (valutati in percentuale sul peso di volume secco del terreno) pari al 2.5% e 3.5%. Sulle miscele sono state effettuate prove di compressione semplice (Tabella 11.7), prove Proctor (Tabella 11.8 e Figura 11.8) e determinazione degli indici IPI (Indice di Portanza Immediata, Tabella 11.8 e Figura 11.9) e CBR (California Bearing Ratio, Tabella 11.9, Figura 11.10 e Figura 11.11). 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 11.10);
- 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 11.10);
- 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*, Figura 11.11);
- 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*, Figura 11.11).

Tabella 11.7: Trattamento con cemento – Prove di compressione semplice

			ELL
Sondaggio	% Cemento	Profondità	Resistenza a compressione
n°		m	kPa
PZD9	0%	0.5 - 2.0	~ 189
	2.5%	0.5 - 2.0	~ 889
	3.5%	0.5 - 2.0	~1105

Tabella 11.8: Trattamento con cemento - Prove Proctor e IPI

		Proctor		IPI									
				1		2		3		4		5	
Sondaggio	% Cemento	Contenuto d'acqua	Densità secca	Contenuto d'acqua	Indice CBR	Contenuto d'acqua	Indice CBR	Contenuto d'acqua	Indice CBR	Contenuto d'acqua	Indice CBR	Contenuto d'acqua	Indice CBR
n°		(%)	(kN/m3)	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
PZD 9	0%	11.60	19.28	8.97	73	10.03	80	11.61	44	12.39	13	14.07	4
	2.5%	12.10	18.89	8.62	101	10.42	117	12.21	59	13.91	36	15.31	14
	3.5%	11.80	19.15	8.86	111	10.47	131	12.61	66	13.67	35	14.91	17

Tabella 11.9: Trattamento con cemento - Prove CBR (PZD 9)

	Iniziale								7 giorni								28 giorni							
	(1)		(2)		(3)		(4)		(1)		(2)		(3)		(4)		(1)		(2)		(3)		(4)	
% Cemento	Contenuto d'acqua	Indice CBR	Contenuto d'acqua	Indice CBR	Contenuto d'acqua	Indice CBR	Contenuto d'acqua	Indice CBR	Contenuto d'acqua	Indice CBR	Contenuto d'acqua	Indice CBR	Contenuto d'acqua	Indice CBR	Contenuto d'acqua	Indice CBR	Contenuto d'acqua	Indice CBR	Contenuto d'acqua	Indice CBR	Contenuto d'acqua	Indice CBR	Contenuto d'acqua	Indice CBR
%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
0.0	11.23	43	11.33	12	13.27	13	13.20	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2.5	11.95	85	11.91	58	14.09	36	14.11	24	12.27	106	12.26	69	14.10	42	14.19	33	12.15	113	12.34	92	14.47	67	14.52	54
3.5	11.55	96	11.62	77	13.77	58	13.64	45	11.70	116	11.58	88	13.65	58	13.89	49	11.73	132	11.65	92	13.82	82	13.87	68

(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*).

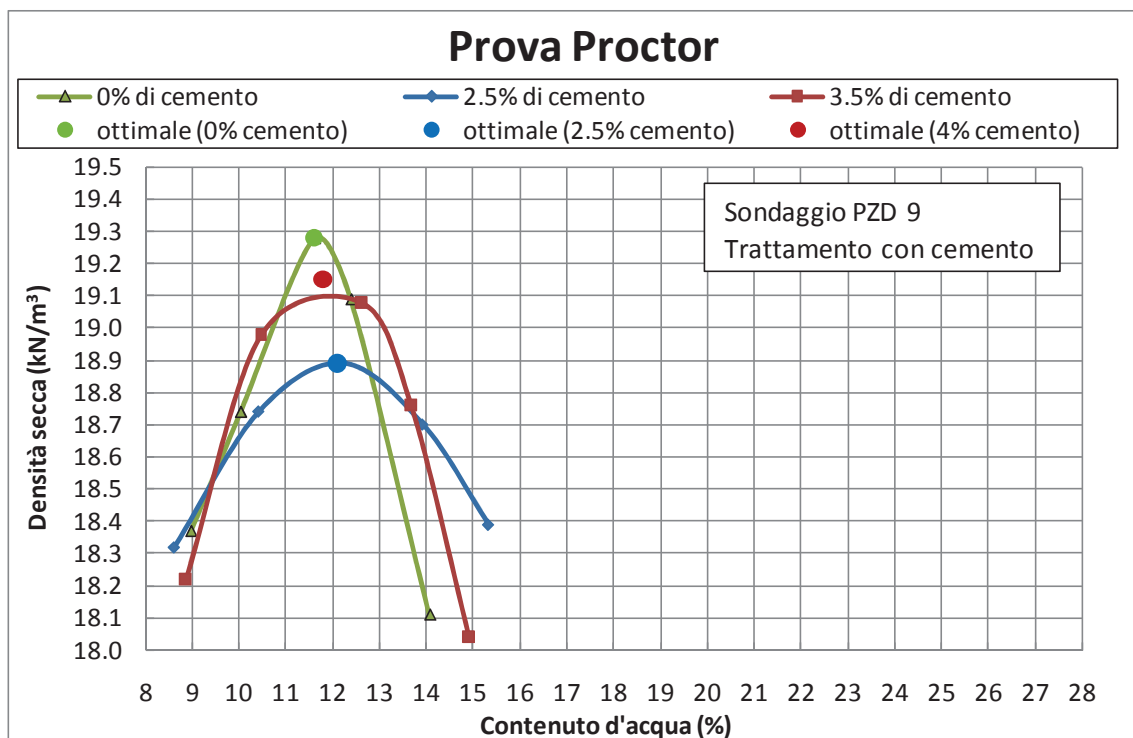


Figura 11.8: Trattamento con cemento – Prove Proctor

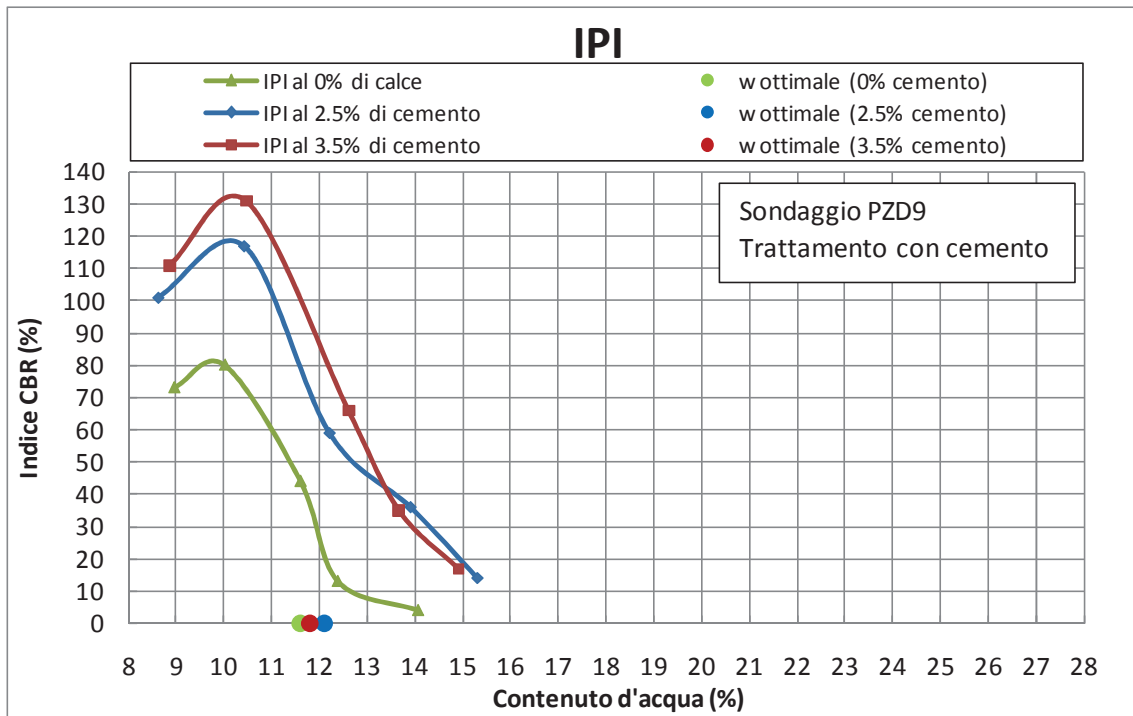


Figura 11.9: Trattamento con cemento – Prove IPI

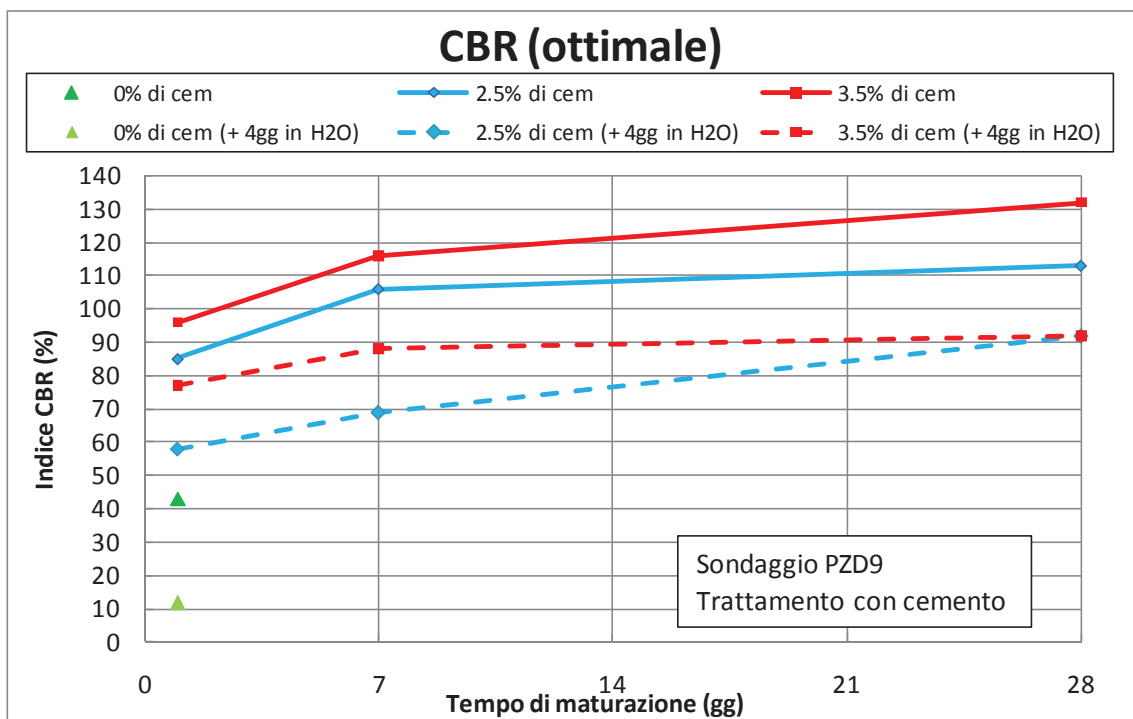


Figura 11.10: Trattamento con cemento – Prove CBR

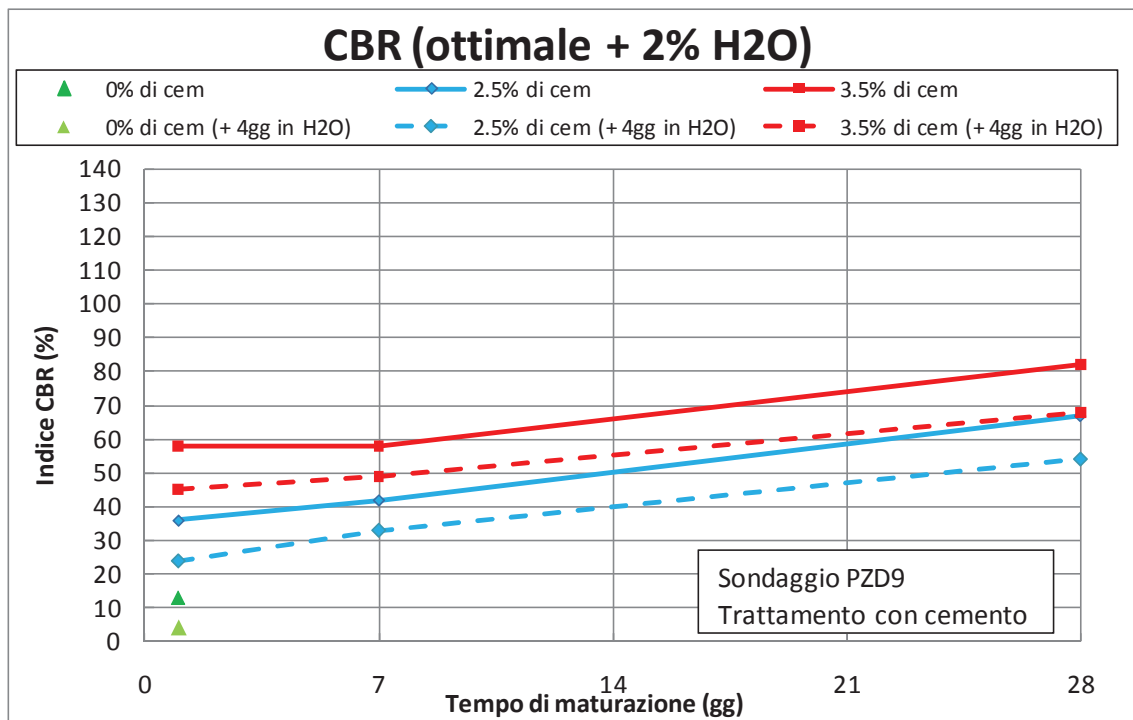


Figura 11.11: Trattamento con cemento – Prove CBR

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 5A.

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, Qt1b e Qt1d. 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 di compressibilità edometrica.

- Con riferimento specifico all'unità geologico-geotecnica Qt1b, la campagna d'indagine integrativa dovrà essere mirata a circoscrivere gli strati più deformabili, soprattutto nella zona dei Ponti VI05 e VI06 dove alcuni campioni indisturbati prelevati in precedenti campagne di indagine hanno evidenziato la presenza di limi argillosi diatomici.
- Con riferimento specifico all'unità geologico-geotecnica Qt1e, alla luce dei risultati delle prove di carico su piastra disponibili, occorrerà valutare la potenziale collassabilità di questi tipi di depositi di natura eolica, soprattutto nei primi metri di profondità.
- Dovranno essere approfonditi gli studi sulle unità MI01, MI02, MI03, MI04, ASV, Qt3a e Qt3b al fine di ottimizzare la lunghezza dei pali di fondazione.
- 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.