

# autostrade // per l'italia

## AUTOSTRADA (A13) : BOLOGNA-PADOVA

### AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA TRATTO : MONSELICE – PADOVA SUD

### PROGETTO DEFINITIVO

## DOCUMENTAZIONE GENERALE

### GEOTECNICA

### Relazione geotecnica generale

#### IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Marco Pietro D'Angelantonio  
Ord. Ingg. Milano N.20155  
**RESPONSABILE GEOTECNICA  
ALL'APERTO**

#### IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Ilaria Lavander  
Ord. Ingg. Milano N. 29830

#### IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Orlando Mazza  
Ord. Ingg. Pavia N. 1496

**PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI**

#### CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO				RIFERIMENTO DIRETTORIO							RIFERIMENTO ELABORATO					Ordinatore:																	
Codice	Commessa	Lotto, Cod. Appalto	Sub- Prog. Cod.	Fase	Capitolo	Paragrafo	WBS		PARTE D'OPERA			Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.																		
							tipologia	progressivo																									
1	1	1	3	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	A	P	E	0	0	0	1	0	0	0		SCALA: -



#### PROJECT MANAGER:

Ing. Ilaria Lavander  
Ord. Ingg. Milano N. 29830

#### SUPPORTO SPECIALISTICO:

#### REDATTO:

—

#### VERIFICATO:

—

#### REVISIONE

n.	data
0	SETTEMBRE 2016
1	—
2	—
3	—
4	—

#### VISTO DEL COMMITTENTE

**autostrade // per l'italia**

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO  
Ing. Antonio Tosi

#### VISTO DEL CONCEDENTE



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

# **AUTOSTRADA (A13) : BOLOGNA - PADOVA**

**AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA**

**TRATTO: MONSELICE – PADOVA SUD**

**Progetto Definitivo – Relazione Geotecnica Generale**

.....





**AUTOSTRADA A13 – Bologna – Padova – Ampliamento alla 3ª corsia**

**Tratta Monselice – Padova Sud**

**Relazione geotecnica generale**

## INDICE

1.	INTRODUZIONE.....	7
2.	DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO .....	9
2.1	Documentazione di progetto .....	9
2.2	Normative nazionali .....	11
2.3	Normative internazionali .....	11
2.4	Raccomandazioni nazionali ed internazionali .....	12
2.5	Bibliografia .....	13
3.	DESCRIZIONE DEL TRACCIATO .....	22
4.	CAMPAGNE GEOGNOSTICHE DISPONIBILI .....	27
4.1	Indagini pregresse (1998, 2003 e 2005) .....	27
4.2	Indagini del Progetto Preliminare (2009) .....	28
4.3	Indagini del Progetto Definitivo (2011) .....	30
5.	LINEAMENTI GEOLOGICI, GEOMORFOLOGICI ED IDROGEOLOGICI.....	35
5.1	Breve inquadramento geologico.....	35
5.1.1	Unita' di Conselve (POI12m).....	36
5.1.2	Unità di Mezzavia (POI12I).....	36
5.1.3	Sintema di Bassano (BBS) .....	37
5.1.4	Pre-LGM.....	37
5.2	Breve inquadramento geomorfologico .....	38
5.3	Idrologia sotterranea .....	38
6.	INQUADRAMENTO SISMICO .....	46
6.1	Strutture sismogenetiche .....	46
6.2	Azioni sismiche di progetto .....	48
6.2.1	Stati limite ultimi di riferimento .....	48
6.2.2	Vita utile dell'opera e periodo di riferimento .....	48
6.2.3	Periodo di ritorno dell'azione sismica $T_R$ .....	49
6.2.4	Parametri su sito di riferimento rigido orizzontale .....	49

6.2.5	Determinazione della categoria di sottosuolo .....	53
6.2.6	Accelerazione massima attesa in sito .....	58
6.2.7	Componenti dell'accelerazione equivalente .....	62
7.	STABILITÀ DEL SITO NEI CONFRONTI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE .....	64
7.1	Dati di pericolosità sismica .....	64
7.2	Metodo di calcolo .....	64
7.3	Risultati dell'analisi .....	65
8.	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	75
8.1	Generalità .....	75
8.2	Materiali a grana grossa .....	77
8.2.1	Stato iniziale del deposito .....	78
8.2.2	Angolo di resistenza al taglio .....	81
8.2.3	Deformabilità .....	82
8.3	Materiali a grana fine saturi .....	90
8.3.1	Classificazione .....	90
8.3.2	Stato iniziale del deposito .....	94
8.3.3	Resistenza al taglio in condizioni non drenate .....	96
8.3.4	Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci .....	97
8.3.5	Deformabilità .....	98
9.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	105
9.1	Generalità .....	105
9.2	Argille limose e limi argillosi (A1) .....	122
9.2.1	Caratteristiche fisiche .....	122
9.2.2	Stato iniziale e pressioni di preconsolidazione .....	123
9.2.3	Resistenza al taglio non drenata .....	124
9.2.4	Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci .....	125
9.2.5	Caratteristiche di deformabilità .....	126
9.2.6	Coefficienti di permeabilità e coefficienti di consolidazione primaria .....	127
9.2.7	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica .....	128
9.3	Sabbie, sabbie limose e sabbie con limo (A2) .....	199

9.3.1	Caratteristiche fisiche e densità relativa .....	199
9.3.2	Caratteristiche di resistenza al taglio .....	200
9.3.3	Caratteristiche di deformabilità .....	200
9.3.4	Coefficienti di permeabilità .....	201
9.3.5	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica .....	202
9.4	Livelli torbosi (T) .....	257
9.4.1	Caratteristiche fisiche .....	257
9.4.2	Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci .....	257
9.4.3	Caratteristiche di deformabilità .....	258
9.4.4	Coefficienti di permeabilità e coefficienti di consolidazione primaria .....	258
9.4.5	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica .....	259
9.5	Materiali di rilevato esistenti .....	271
10.	PIANI DI POSA DEI NUOVI RILEVATI AUTOSTRADALI .....	272
10.1	Scotico e bonifica .....	272
10.2	Trattamenti dei terreni di sottofondo .....	259
10.2.1	Trattamenti dei terreni a calce .....	260
10.2.2	Trattamenti dei terreni a cemento .....	265
10.2.3	Trattamenti dei terreni a calce+cemento .....	270
11.	CONCLUSIONI .....	274
APPENDICE A Metodi per la valutazione della suscettibilità alla liquefazione .....		276
A.1	Valutazione della sollecitazione ciclica CRR .....	277
A.2	Valutazione della resistenza ciclica CSR da SPT .....	277
A.3	Valutazione della resistenza ciclica CSR da CPT .....	281
A.4	Indice del potenziale di liquefazione .....	284
APPENDICE B Rilevati di linea Analisi di stabilità e stima dei cedimenti .....		285
B.1	Nuovi rilevati autostradali .....	286
B.2	sezioni di calcolo .....	286
B.3	Stabilità globale .....	290
B.4	Stima dei cedimenti .....	295

APPENDICE C	Cavalcavia Stima dei cedimenti .....	304
C.1	NUOVI CAVALCAVIA .....	305
C.2	SEZIONI DI CALCOLO .....	305
C.3	STIMA DEI CEDIMENTI.....	307
C.4	STABILITA' GLOBALE.....	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 dell'ampliamento alla terza corsia dell'autostrada A13 (Bologna-Padova) tra il km 88+600 (Svincolo di Monselice) ed il km 100+849.98 (Svincolo Padova 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 alla verifica delle relative condizioni di stabilità
- delle condizioni di realizzabilità delle fondazioni delle opere d'arte principali in progetto.

Lo studio si basa sui risultati delle seguenti campagne di indagini geognostiche:

- Progetto Definitivo A13 Monselice-Padova (2011)
- Progetto Preliminare A13 Monselice-Padova (2009)
- Nodo autostradale di Padova – Interconnessione A13-A4 (1998)
- Adeguamento Aree di Servizio San Pelagio Ovest (2003)
- Adeguamento Aree di Servizio San Pelagio Est (2005)

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 la sintesi delle informazioni disponibili per la definizione dei piani di imposta dei rilevati autostradali;
- Il capitolo 11 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 A13 – Bologna Padova –Ampliamento 3° corsia – Tratto autostradale Padova - Monselice. Relazione geologica, geomorfologica ed idrogeologica elaborato GEO0001.
- [2] Autostrada A13 – Bologna Padova –Ampliamento 3° corsia – Tratto autostradale Padova - Monselice. Planimetria e profilo geologico longitudinale Tav. 1 ÷ 4, elaborati GEO0002 ÷ GEO0005.
- [3] Autostrada A13 – Bologna Padova –Ampliamento 3° corsia – Tratto autostradale Padova - Monselice. Planimetria geomorfologica Tav. 1 ÷ 2, elaborati GEO0006 ÷ GEO0007.
- [4] Autostrada A13 – Bologna Padova –Ampliamento 3° corsia – Tratto autostradale Padova - Monselice. Planimetria di ubicazione indagini geognostiche Tav. 1 ÷ 2, elaborati GEO0012 ÷ GEO 0013.
- [5] Autostrada A13 – Bologna Padova –Ampliamento 3° corsia – Tratto autostradale Padova - Monselice. Planimetria e profilo idrogeologico longitudinale Tav. 1 ÷ 4, elaborati GEO0008 ÷ GEO 0011.
- [6] Autostrada A13 – Bologna Padova –Ampliamento 3° corsia – Tratto autostradale Padova - Monselice. Planimetrie e profili geotecnici Tav. 1 ÷ 8, elaborati APE0002 ÷ APE009.
- [7] Autostrada A13 – Bologna Padova –Ampliamento 3° corsia – Tratto autostradale Padova - Monselice. Sezioni autostradali tipo in rettilineo, elaborato STD0040.

- [8] Autostrada A13 – Bologna Padova –Ampliamento 3° corsia – Tratto autostradale Padova - Monselice. Sezioni autostradali tipo in curva, elaborato STD0041.
- [9] Autostrada A13 – Bologna Padova –Ampliamento 3° corsia – Tratto autostradale Padova - Monselice. Sezioni autostradali tipo su ponte e in corrispondenza dei cavalcavia, elaborato STD0042.
- [10] Vincenzetto, Interconnessione A13 con A4 – Casello Padova Sud – Indagine in sito e prove di laboratorio (Campagna 1998).
- [11] Methodo s.r.l., Indagini geognostiche eseguite lungo l'A13 Bologna-Padova presso l'Area di Servizio San Pelagio Ovest - III tronco– Rapporto Tecnico - Prove di sito e laboratorio (Campagna 2003).
- [12] Methodo s.r.l., Indagini geognostiche eseguite lungo l'A13 Bologna-Padova presso l'Area di Servizio San Pelagio Ovest - III tronco– Relazione geologica e geotecnica (Campagna 2003).
- [13] Geoservice s.r.l., Adeguamento Area di Servizio San Pelagio Est – Relazione geologica e geotecnica – Prove di sito e laboratorio (Campagna 2005).
- [14] GeoEmme2, Autostrada A13 – Bologna Padova –Tratto: Monselice – Padova Sud – Indagini geognostiche in sito – Relazione tecnica (Campagna 2009 del Progetto Preliminare).
- [15] Geotechna, Autostrada A13 – Bologna Padova –Ampliamento 3° corsia – Tratto autostradale Padova - Monselice – Certificati ufficiali prove geotecniche di laboratorio sui campioni indisturbati e rimaneggiati (Campagna 2009 del Progetto Preliminare).
- [16] Imprefond, Autostrada A13 – Bologna Padova –Ampliamento 3° corsia – Tratto autostradale Padova - Monselice – Verbale di indagine Vol.1 ÷ Vol.6 (Campagna 2011 del Progetto Definitivo).
- [17] Tecno In Servizi di Ingegneria, Autostrada A13 – Bologna Padova – Ampliamento 3° corsia – Tratto autostradale Padova - Monselice – Lotto 1 –

Certificati ufficiali prove geotecniche di laboratorio sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati nei sondaggi e nei pozzetti geognostici (Campagna 2011 del Progetto Definitivo).

- [18] Geotechna, Autostrada A13 – Bologna Padova –Ampliamento 3° corsia – Tratto autostradale Padova - Monselice – Lotto 2 - Certificati ufficiali prove geotecniche di laboratorio sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati nei sondaggi e nei pozzetti geognostici (Campagna 2011 del Progetto Definitivo).

## 2.2 Normative nazionali

- [19] 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”.
- [20] 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.
- [21] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: “Approvazione delle Nuove Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario
- [22] 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

- [23] 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

- [24] AGI Associazione Geotecnica Italiana (1977) - Raccomandazioni sulla Programmazione ed Esecuzione delle Indagini Geotecniche
- [25] AGI Associazione Geotecnica Italiana (1994) - Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio
- [26] UNI EN ISO 14688-1:2003 – Indagini e prove geotecniche - Identificazione e classificazione dei terreni - Identificazione e descrizione.
- [27] UNI CEN ISO/TS 17892-1:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 1: Determinazione del contenuto in acqua.
- [28] 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.
- [29] 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.
- [30] UNI CEN ISO/TS 17892-4:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 4: Determinazione della distribuzione granulometrica.
- [31] Norma Svizzera SNV 670 317a – Prova di carico su piastra.
- [32] CNR B.U. 22 - ASTM D1556 - ASTM D2937 - ASTM D 2167 - AASHTO T 191 - Prova di densità in sito.
- [33] 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).
- [34] 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.
- [35] UNI EN 13285:2004 - Miscele non legate – Specifiche.

- [36] 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.
- [37] UNI CEN ISO/TS 17892-12:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 12: Determinazione dei limiti di Atterberg.
- [38] UNI EN 1744-1:1999 - Prove per determinare le proprietà chimiche degli aggregati - Analisi chimica.
- [39] UNI EN 933-9:2009 - Prove per determinare le caratteristiche geometriche degli aggregati - Parte 9: Valutazione dei fini - Prova del blu di metilene.
- [40] CNR – Bollettino Ufficiale (Norme Tecniche) – Anno VII – N.36 – 21 febbraio 1973 - Stabilizzazione delle terre con calce.
- [41] UNI EN 459-2:2002 - Calci da costruzione - Metodi di prova.
- [42] ASTM C977-92 - Determinazione del Contenuto Iniziale di Calce – CIC.
- [43] 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) >>
- [44] ASTM D 4373 - Determinazione rapida del tenore in carbonati.
- [45] AASHTO mod. T180 – Prova Proctor modificata.
- [46] AASHTO mod. T180 – Prova CBR.

## 2.5 Bibliografia

- [47] Andrus R.D., Youd T.L. (1989) "Penetration tests in liquefiable gravels" Technical Papers, Proceedings XII ICSMFE, vol.1, Rio de Janeiro.
- [48] 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.

- [49] Atkinson J.H., Little J.A. (1988) "Undrained triaxial strength and stress-strain characteristics of a glacial till soil" Canadian Geotechnical Journal, 25, pag. 428.
- [50] Baldi G., Bellotti R., Ghionna V.N., Jamiolkowski M., Pasqualini E. (1983) "Cone penetration test and relative density in sand" 14th National Conference on S.M.F.E., Spoleto, Italy, (in italian).
- [51] Baldi G., Bellotti R., Ghionna V.N., Jamiolkowski M., Pasqualini E. (1986) "Interpretation of CPTs and CPTUs: 2nd part, Drained penetration of sands" 4th International Geotechnical Seminar, Singapore.
- [52] 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.
- [53] Baligh (1975) "Theory of deep site static cone penetration resistance" Research Report R-75-56, MIT, Cambridge.
- [54] 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.
- [55] Berardi R. (1999) "Non linear elastic approaches in foundation design" Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, Balkema.
- [56] Bjerrum L. (1972) "Embankments on soft ground" Proc. of Spec. Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Lafayette.
- [57] Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique 36 , n° 1.
- [58] Boulanger R.W. and Idriss I.M. (2011). "Cyclic failure and liquefaction: current issues". Proc. 5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Santiago, Chilean geotechnical Society, pp. 137-159.

- [59] Burland J.B. (1990) "On the compressibility and shear strength of natural clays" *Géotechnique* 40, n° 3, pag. 329.
- [60] Cestari F. (1996) "Prove geotecniche in sito" , II edizione, ed. GEO-GRAPH s.n.c., SEGRATE;
- [61] Charles J.A. (1989) "Geotechnical properties of coarse grained soils" General Report, Discussion Session 8, Proceedings XII ICSMFE, vol.4, Rio de Janeiro.
- [62] Chen, B.S. and Mayne, P.W. (1996). "Statistical Relationship between Piezocone Measurements and Stress History of Clays" *Canadian Geotechnical Journal* 33, pp. 488-498.
- [63] Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.
- [64] 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.
- [65] Duncan J.M., Buchignani A.L. (1976) "An engineering manual for settlement studies" *Geotechnical Engineering*, Dept. Of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- [66] Elson W.K. (1984) "Design of laterally-loaded piles" CIRIA Report 103.
- [67] 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.
- [68] Garizio, G.M. (1997). "Determinazione dei parametri geotecnici ed in particolare di  $K_0$  da prove penetrometriche". Tesi di Laurea, Politecnico di Torino.
- [69] Gruppo di lavoro CPTI (2004a). *Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani*, versione 2004 (CPTI04), INGV, Bologna. <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI04/>
- [70] Gruppo di Lavoro, (2004b), per la redazione della mappa di pericolosità sismica. INGV, Final Report, (<http://esse1.mi.ingv.it>) con Appendici.



- [71] Harman D.E. (1976) "A statistical study of static cone bearing capacity, vertical effective stress and relative density of dry and saturated fine sands in a large triaxial test chamber" Master's Thesis, University of Florida.
- [72] Holtz R.D., Jamiolkowski M., Lancellotta R., Pedroni R. (1991) "Prefabricated vertical drains: design and performance" CIRIA Ground Engineering Report: Ground Improvement.
- [73] Houlsby, G.T. and Teh, C.I. (1988). "Analysis of Piezocone in Clay". Proc. of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando.
- [74] Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" Proceedings In-situ 2001, Bali.
- [75] 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.
- [76] Jamiolkowski, M., Lo Presti, D.C.F. and Garizio, G.M. (2001). "Correlation between Relative Density and Cone Resistance for Silica Sands". Jubilee Volume 75th Anniversary of K. Terzaghi's. Erdbaumechanik Wien, Edit. H. Brandl.
- [77] Kokusho T., Tanaka Y. (1994) "Dynamic properties of gravel layers investigated by in-situ freezing sampling" Proc. Ground Failures under Seismic Conditions, ASCE Convention in Atlanta, Geot. Spec. Publi., n° 44, pp. 121-140.
- [78] Kramer, S.L. e Mayfield, R.T. (2007) "Return Period of Soil Liquefaction", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE.
- [79] Ladd C.C., Foot R. (1974) "A new design procedure for stability of soft clays" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol.100, n° 7.
- [80] 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.
- [81] 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.

- [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] Levadoux, J.N. and Baligh, M.M. (1986). "Consolidation after Undrained Piezocone Penetration. I: Prediction". JGE ASCE, N°7.
- [84] 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.
- [85] Liao, S.C.C. and Whitman, R.V. (1986), "Overburden Correction Factors for SPT in sand", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 3, 373-377.
- [86] Lo Presti D.C.F. (1989) "Proprietà dinamiche dei terreni" Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, 14th Ciclo, Comportamento dei terreni e delle fondazioni in campo dinamico.
- [87] Lukas G.L., Leclerc De Bussy B. (1976) "Pressuremeter and laboratory test Correlations for Clays"; Journal of Geotechnical Engineering, Proc. ASCE, vol. 102, GT9, pp. 965-963.
- [88] Lunne T., Christoffersen H.P., Tjelta T.I. (1985) "Engineering use of piezocone data in North Sea clays" Proc. XI ICSMFE, S. Francisco.
- [89] Lunne, T., Robertson, P.K., Powell, J.J.M. (1997). "Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice" Blackie Academic and Professional, London.
- [90] 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.
- [91] Mayne P.W., Rix G.J. (1993) "Gmax - Qc relationship for clays" Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, vol.16, n°1, pp. 54-60.
- [92] Meletti, C., Galadini, F., Valensise, G., Stucchi, M., Basili, R., Barba, S., Vannucci, G., and Boschi, E., (2008). A seismic source model for the seismic hazard assessment of the Italian territory. Tectonophysics (online version) 450, 85-108.

- [93] Mitchell J.K. (1976) "Fundamentals of soil behavior" John Wiley & Sons.
- [94] Nagaraj T.S., Miura N. (2001) "Soft clay behaviour – Analysis and assessment" Balkema, Rotterdam.
- [95] Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.
- [96] Olsen R.S., Farr J.V. (1986) "Site characterization using the cone penetration test" Proc. Intern. Symposium In-Situ '86, Blacksburg (USA).
- [97] 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.
- [98] 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.
- [99] 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.
- [100] Rix, G.J. and Stokoe, K.H. (1992). "Correlation of initial tangent modulus and cone resistance". Proc. of the International Symposium on Calibration Chamber Testing, Potsdam, N.Y. Edit. Elsevier.
- [101] Robertson P.K., Campanella R.G., Wightman A. (1983) "SPT-CPT Correlations" Journal of the Geotechnical Eng. Division, ASCE, Vol. 109.
- [102] Robertson P.K., Campanella R.G. (1984) "Guidelines for use and interpretation of the electric cone penetration tests" Soil Mech. Series n° 69, Department of Civil Engineering, University of British Columbia.
- [103] Robertson P.K., Campanella R.C. (1986) "Guidelines for use, interpretation and application of the CPT and CPTU" Soil Mechanics Series 105, Department of Civil Eng., Univ. Of British Columbia, Vancouver.

- [104] Robertson P.K., Campanella R.G., Gillespie D., Greig J. (1986) "The interpretation of Begemann friction jacket cone results to give soil types and design parameters" Proc. VII ECSMFE, Brighton (U.K.).
- [105] Robertson, P.K. (1990). "Soil Classification using the Cone Penetration Test". Canadian Geotechnical Journal, n° 1.
- [106] Rocchi G.F. (1994) "On the evaluation of initial states and strength from penetration testings in silica sands" Unpublished.
- [107] 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.
- [108] Schofield A.N. & Wroth C.P. (1968) "Critical state soil mechanics" Mc Graw-Hill.
- [109] 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.
- [110] Scott R. F. (1989) "Consolidation of sensitive clay as phase change process" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115, n°10.
- [111] Searle I.W. (1979) "The interpretation of Begemann friction jacket cone results to give soil types and design parameters" Proc. VII ECSMFE, Brighton (U.K.).
- [112] Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971), "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 97(9), pp.1249-1273.
- [113] Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1982), "Ground motions and soil liquefaction during earthquakes", Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA.
- [114] Seed, R.B., Cetin, K.O., Moss, R.E.S., Kammerer, A.M., Wu, J., Pestana, J.M., Riemer, M.F., Sancio, R.B., Bray, J.D., Kayen, R.E. and Faris, A. (2003), "Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: a Unified and Consistent Framework, Keynote Presentation at the 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical

Spring Seimar", Earthquake Engineering Research Center, Report NO. EERC 2003-6, College of Engineering University of California, Berkeley.

- [115] Seed, R.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F., Chung, L.M. (1985), "The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 111(12), pp.1425-1445.
- [116] Simpson B., Calabresi G., Sommer H., Wallays M. (1979) "Design parameters for stiff clays" General Report, Proceedings VII ECSMFE, Brighton.
- [117] 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.
- [118] Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" CIRIA Report 113.
- [119] Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I.
- [120] 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.
- [121] Stucchi et alii. (2007). DBMI04, il database delle osservazioni macrosismiche dei terremoti italiani utilizzate per la compilazione del catalogo parametrico CPTI04. <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI04/>, Quaderni di Geofisica, Vol 49, pp.38.
- [122] 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.
- [123] Tavenas F., Jean P., Leblond P., Leroueil S. (1983b) "The permeability of natural soft clays. Part II: Permeability characteristics" Canadian Geotechnical Journal, vol. 20.
- [124] Tokimatsu K., Yoshimi Y. (1983) "Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content" Soils and Foundations 23, n° 4.

- [125] Tokimatsu K. (1988) "Penetration tests for dynamic problems", Penetration Testing 1988, ISOPT-1, De Ruiter (ed.) Balkema Rotterdam, ISBN 906191 801 4.
- [126] Wood D.M. (1990) "Soil Behavior and critical state soil mechanics" Cambridge University Press.
- [127] Villet W.C.B., Mitchell J.K. (1981) "Cone resistance, relative density and friction angle" Specialty Session on Cone Penetration Testing and Experience, ASCE, St Louis, Norris & Holtz editors, pp. 178-208.
- [128] Vucetic M., Dobry R. (1991) "Effect of soil plasticity on cyclic response" Journal of Geotechnical Engineering, vol. 117, n° 1, pp. 89-107.
- [129] Youd T.D. (1972) "Factors controlling maximum and minimum density of sands" Proceedings of Symposium on Eval. Dens., ASTM STP 523.
- [130] 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. and Stokoe, K.H. II (2001), "Liquefaction Resistance of Soil: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 127, n° 10, pp.817-833.

### 3. DESCRIZIONE DEL TRACCIATO

Il tratto di autostrada A13 oggetto del presente documento si snoda tra il comune di Monselice e Maserà di Padova, attraversando i comuni di Pernumia e due Carrare, tutti in provincia di Padova. Complessivamente il lotto in oggetto è lungo 12+249.98 Km; le progressive d'inizio e fine lotto sono il km 88+600 a Sud ed il Km 100+849.98 a Nord. Nella Figura 3.1 si riporta la vista satellitare del tratto di autostrada in oggetto, ripresa da [Google Earth®](#).

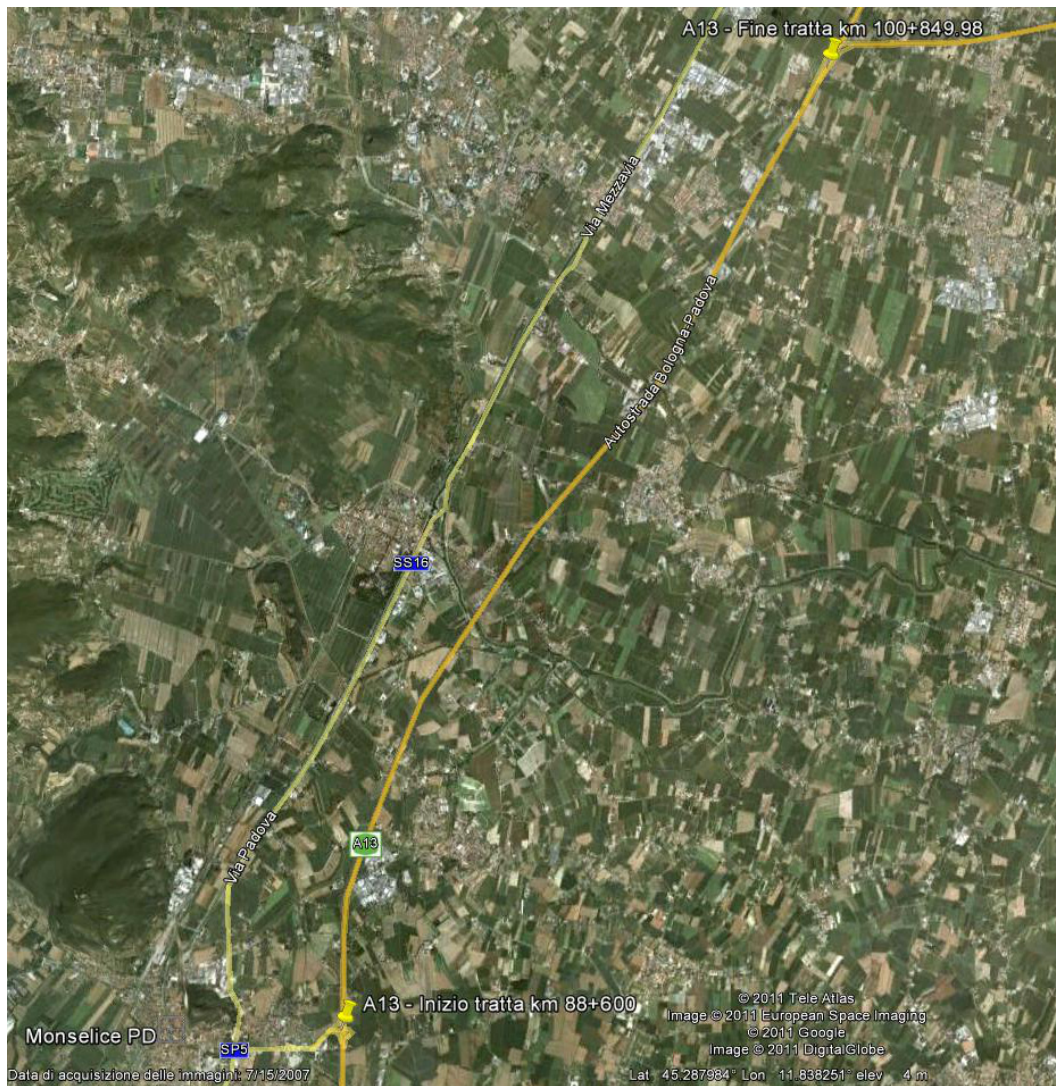


Figura 3.1: Vista satellitare dell'area interessata dal tracciato autostradale ([Google Earth®](#))

Il tratto autostradale in progetto si sviluppa in un contesto topografico caratterizzato da un piano campagna pressochè pianeggiante, con quote assolute variabili tra circa +4.0 ÷ +4.5 e circa +8.5 ÷ +9.0 m s.l.m.m..

Il tracciato autostradale in progetto prevede 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. Le altezze di rilevato risultano variabili tra un minimo di 1.5 ÷ 2.0 m (inferiori a 0.5m nel tratto area in prossimità dell'area di servizio san Pelagio) ad un massimo di 7.0 ÷ 7.5 m; in particolare;

- da Km.88+600 a Km.89+800 ca.  $H \approx 2.0 \div 2.5$  m;
- da Km.89+800 a Km.91+900 ca.  $H \approx 3.0 \div 6.5$  m;
- da Km.91+900 a Km.92+900 ca.  $H \approx 1.5 \div 3.0$  m;
- da Km.92+900 a Km.93+800 ca.  $H \approx 3.0 \div 7.5$  m;
- da Km.93+800 a Km.96+250 ca.  $H \approx 1.5 \div 2.5$  m;
- da Km.96+250 a Km.97+050 ca.  $H \approx 3.0 \div 6.5$  m;
- da Km.97+050 a Km.98+050 ca.  $H \approx 1.5 \div 2.5$  m;
- da Km.98+050 a Km.98+350 ca.  $H \approx 0.25 \div 0.5$  m;
- da Km.98+350 a Km.100+849.98 ca.  $H \approx 1.5 \div 2.0$  m.

Le situazioni più rappresentative sono riportate nelle seguenti figure:

- Figura 3.2 Ampliamento simmetrico con rilevato 2 m ca. (Km.92+450 ca.);
- Figura 3.3 Ampliamento simmetrico con rilevato 7.5 m ca. (Km.93+350 ca.);
- Figura 3.4 Ampliamento asimmetrico con rilevato 2 m ca. (Km.95+650 ca.);
- Figura 3.5 Ampliamento asimmetrico con rilevato 6.5 m ca. (Km.96+550 ca.);



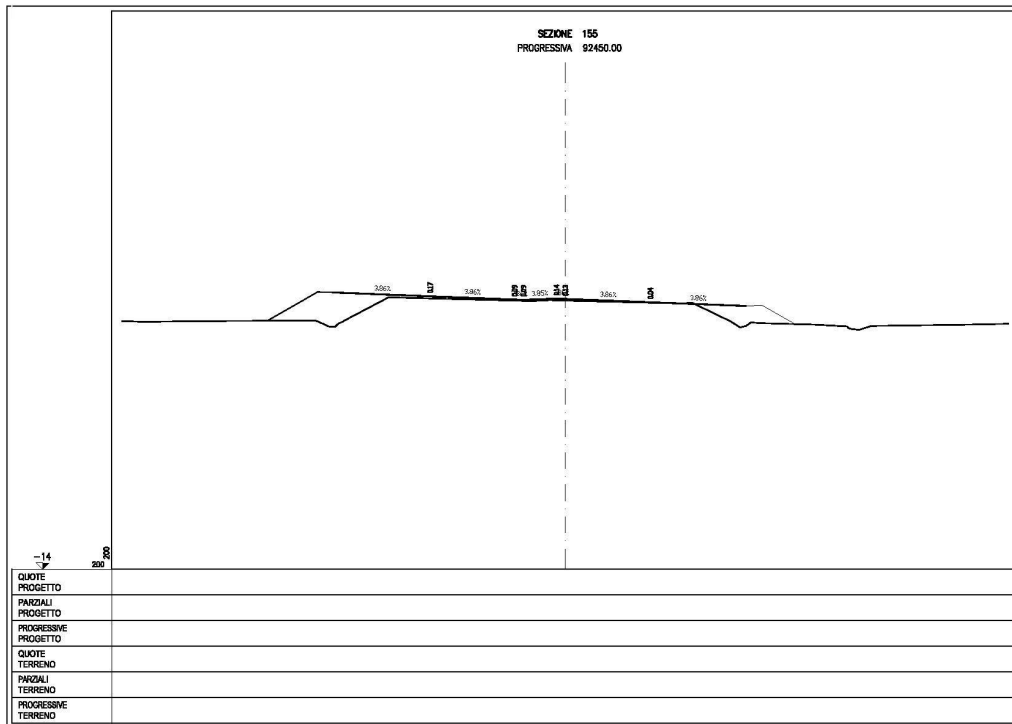


Figura 3.2: Ampliamento simmetrico con rilevato 2 m ca. (Km.92+450 ca.)

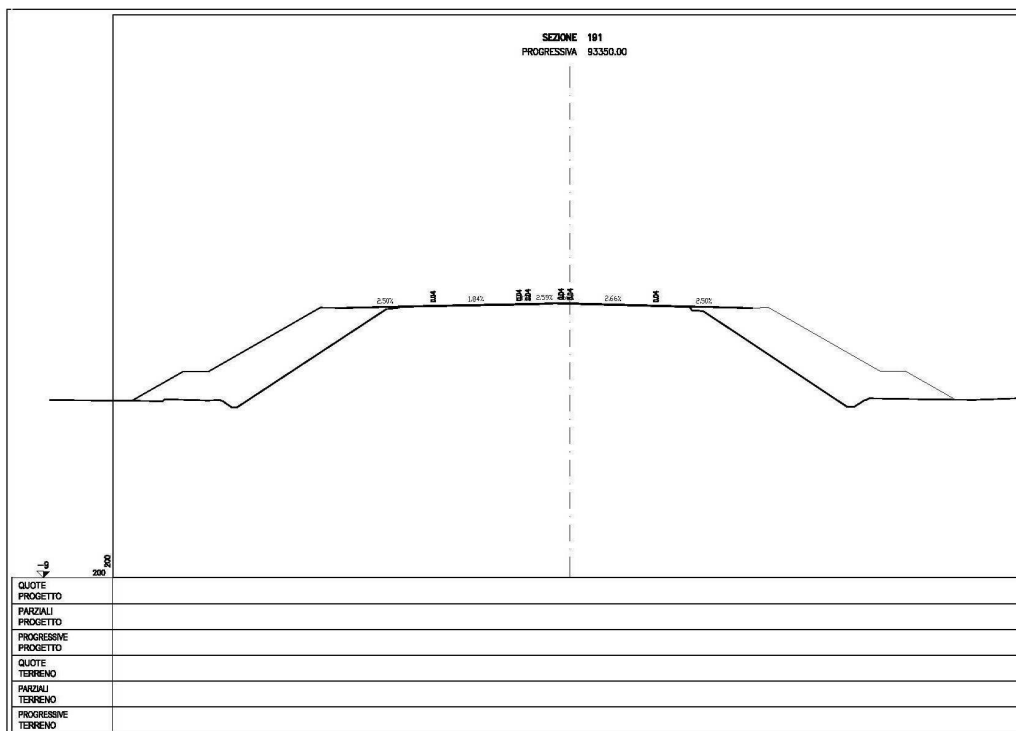


Figura 3.3: Ampliamento simmetrico con rilevato 7.5 m ca. (Km. 93+350 ca.)

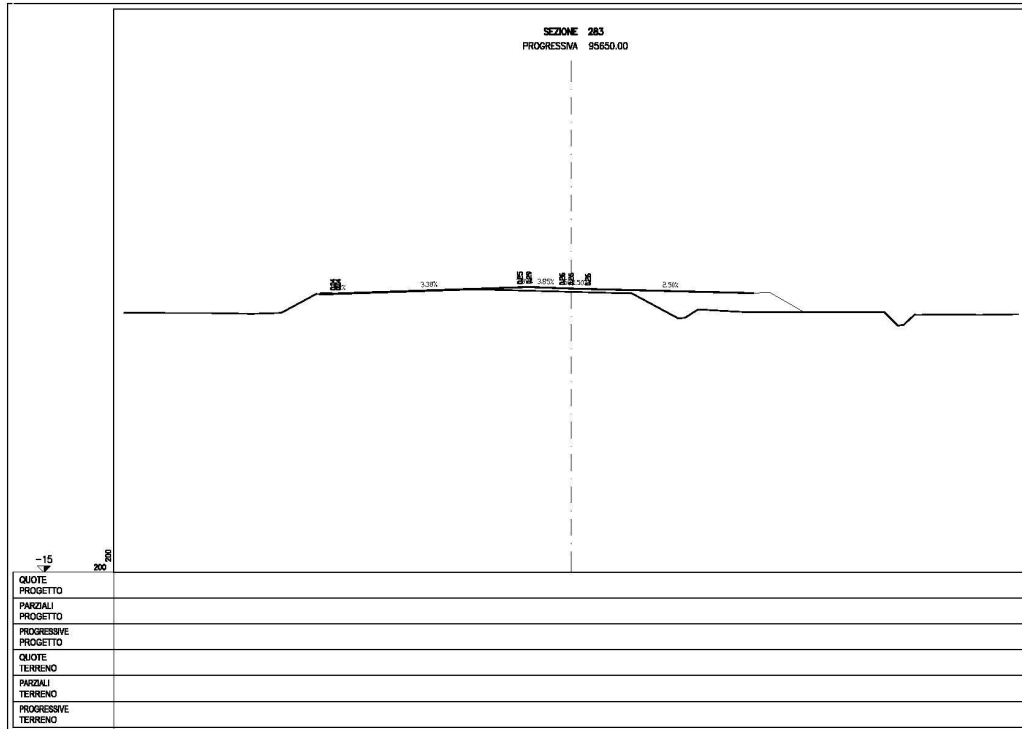


Figura 3.4: Ampliamento asimmetrico con rilevato 2 m ca. (Km.95+650 ca.)

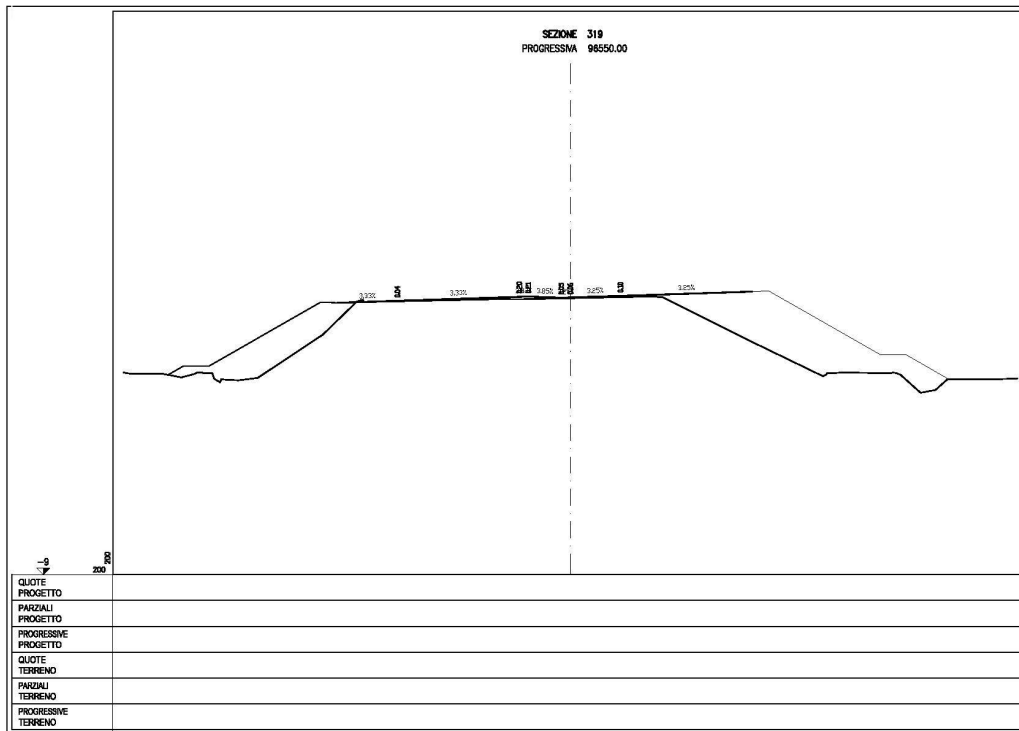


Figura 3.5: Ampliamento asimmetrico con rilevato 6.5 m ca. (Km.96+550 ca.)

#### **4. CAMPAGNE GEOGNOSTICHE DISPONIBILI**

I dati stratigrafici e geotecnici riportati nella presente relazione e nei profili stratigrafico-geotecnici (vedi [Doc.Rif.\[6\]](#)) sono stati desunti dai risultati delle indagini geotecniche e di laboratorio condotte nell'area durante le seguenti campagne di indagine:

- Nodo autostradale di Padova – Interconnessione A13-A4 (1998)
- Adeguamento Aree di Servizio San Pelagio Ovest (2003)
- Adeguamento Aree di Servizio San Pelagio Est (2005)
- Progetto Preliminare A13 Monselice-Padova (2009)
- Progetto Definitivo A13 Monselice-Padova (2011)

##### **4.1 Indagini pregresse (1998, 2003 e 2005)**

I dati disponibili da campagne antecedenti l'indagine del Progetto Preliminare, per la tratta in oggetto, sono:

- n.5 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo (S1, S1-03, S2-03, S1-05, S2-05), all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
  - prove penetrometriche dinamiche SPT;
  - campioni indisturbati;
  - 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 eventualmente installata.

Sono disponibili le seguenti prove sui campioni rimaneggiati:

- analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- contenuto d'acqua;
- peso di volume naturale;
- prove di taglio diretto (TD).

**Tabella 4.1: Riepilogo sondaggi dell'indagine pregressa (1998, 2003 e 2005)**

Sigla	Prog. km	Quota (m s.l.m.m.)	Tipo	D	C.I.	C.R.	SPT	LEF	PRES	Strumentazione
S1-05	~98+133	+9.0	C.C.	15	-	1	4	-	-	-
S1-03	~98+155	+8.6	C.C.	15	-	1	4	-	-	-
S2-03	~98+250	+9.3	C.C.	15	-	1	4	-	-	-
S2-05	~98+255	+8.4	C.C.	15	-	1	3	-	-	-
S1	~100+740	+8.3	C.C.	40	6	12		-	-	-

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  
 PRES = n. prove pressiometriche 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)

## 4.2 Indagini del Progetto Preliminare (2009)

L'indagine del Progetto Preliminare (2009), per la tratta in oggetto, è consistita nell'esecuzione di:

- n.4 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo (S-PM1, S-PM2, S-PM3, S-PM4) all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
  - prove penetrometriche dinamiche SPT;
  - prove di permeabilità tipo Lefranc;
  - campioni indisturbati;
  - campioni rimaneggiati;
- n.3 prove penetrometriche statiche con misura delle pressioni interstiziali (CPTU-PM1, CPTU-PM2, CPTU-PM3)

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 delle prove penetrometriche statiche CPTU.

**Tabella 4.2: Riepilogo sondaggi dell'indagine di Progetto Preliminare (2009)**

Sigla	Prog. km	Quota (m s.l.m.m.)	Tipo	D	C.I.	C.R.	SPT	LEF	PRES	Strumentazione
S-PM1	~89+060	+6.82	C.C.	40	7	8	16	1	-	C.P.C. (3.75) C.P.C. (29.75)
S-PM2	~93+070	+5.15	C.C.	31	5	5	15	1	-	C.P.C. (12) C.P.C. (25)
S-PM3	~94+600	+5.30	C.C.	40	7	6	18	1	-	C.P.C. (29) C.P.C. (36.5)
S-PM4	~98+850	+8.67	C.C.	30.5	5	4	15	1	-	C.P.C. (4) C.P.C. (27)

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  
 PRES = n. prove pressiometriche 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 prove CPTU dell'indagine di Progetto Preliminare (2009)**

Sigla	Prog. km	Quota (m s.l.m.m.)	D (m)
CPTU-PM1	~90+930	+7.77	25
CPTU-PM2	~96+785	+7.53	20
CPTU-PM3	~97+600	+7.92	30

D = profondità in metri da piano campagna

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);

#### **4.3 Indagini del Progetto Definitivo (2011)**

L'indagine del Progetto Definitivo (2011), per il la tratta in oggetto, è consistita nell'esecuzione di:

- n.23 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo (SD1, SD1BIS, SD2, SD3, SD3BIS, SD4, SD5, SD5BIS, SD6, SD6BIS, SD6TER, SD7, SD8, SD9, SD10, SD11, SD12, SD13, SD13BIS, SD14, SD15, SD16, SD17) all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
  - prove dinamiche SPT;
  - prove di permeabilità tipo Lefranc;
  - prove pressiometriche;
  - campioni indisturbati;
  - campioni rimaneggiati;
- n.11 prove penetrometriche statiche con misura delle pressioni interstiziali (CPTUD1, CPTUD2, CPTUD3, CPTUD4, CPTUD5, CPTUD5BIS, CPTUD7, CPTUD8, CPTUD9, CPTUD10, CPTUD11)
- n.3 prove penetrometriche dinamiche (DPSHD1, DPSHD2, DPSHD3)
- n.17 pozzetti esplorativi (PZD1, PZD2, PZD3, PZD4, PZD5, PZD6, PZD7, PZD8, PZD9, PZD10, PZD11, PZD12, PZD13, PZD15, PZD16, PZD17, PZD18), all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
  - prove di carico su piastra;
  - prove di densità in sito;

- campioni rimaneggiati.

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

La Tabella 4.5 e la Tabella 4.6 elencano le principali caratteristiche rispettivamente delle prove penetrometriche statiche CPTU e delle prove penetrometriche dinamiche DPSH.

La Tabella 4.7 elenca le principali caratteristiche dei pozzetti esplorativi, delle prove di carico su piastra (PLT) e delle prove di densità in sito eseguite all'interno degli stessi.

I campioni indisturbati prelevati dai sondaggi sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

- prove di classificazione:
  - analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
  - limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
  - contenuto d'acqua;
  - peso di volume naturale;
  - peso specifico dei grani
- prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:
  - prove di taglio diretto (TD);
  - prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU)
  - prova triassiale consolidata isotropicamente non drenata (TX\_CIU);
  - prova triassiale consolidata isotropicamente drenata (TX\_CID);
  - prove di compressione edometrica (ED-IL);
- prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità in condizioni di carico ciclico:
  - prove in colonna risonante (CR);
  - prove triassiali cicliche (TXc)
  - prova di taglio torsionale ciclico (TTc).



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

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

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

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

**Tabella 4.4: Riepilogo sondaggi dell'indagine di Progetto Definitivo (2011)**

Sigla	Prog. Km	Quota (m s.l.m.m.)	Tipo	D	C.I.	C.R.	SPT	LEF	PRES	Strumentazione
SD1	~89+400	+7.25	C.C.	40	8	12	11	1	1	-
SD1BIS	~89+400	+7.19	C.C.	40	-	-	-	-	-	-
SD2	~90+215	+7.57	C.C.	40	8	12	12	1	-	T.A. (13.5 ÷ 40)
SD3	~90+845	+7.23	C.C.	40	7	17	11	1	1	C.P.C. (22.0) C.P.C. (33.5)
SD3BIS	~90+910	+7.63	C.C.	40	8	13	11	1	1	T.A. (13.5 ÷ 29.5) C.P.C. (36.5)
SD4	~91+510	+6.05	C.C.	40	8	18	13	1	1	T.A. (3 ÷ 40)
SD5	~91+715	+6.03	C.C.	30	6	15	12	1	1	C.P.C. (13.0) C.P.C. (21.0)
SD5BIS	~93+140	+6.32	C.C.	40	8	15	12	1	1	C.P.C. (20.5) C.P.C. (33.5)
SD6	~93+390	+5.06	C.C.	60	12	14	10	1	1	-
SD6BIS	~93+395	+5.41	C.C.	60	-	-	-	-	-	-
SD6T	~93+465	+8.52	C.C.	45	9	12	12	-	-	-
SD7	~93+500	+5.22	C.C.	40	8	13	12	1	1	C.P.C. (19.75) C.P.C. (27.5)
SD8	~93+930	+5.13	C.C.	40	8	11	11	1	-	C.P.C. (14) C.P.C. (35)
SD9	~95+030	+4.51	C.C.	40	8	10	10	1	1	T.A. (13 ÷ 25) C.P.C. (37)
SD10	~95+345	+5.18	C.C.	40	8	12	12	1	-	C.P.C. (20) C.P.C. (33.5)
SD11	~95+785	+5.45	C.C.	40	8	12	10	1	1	C.P.C. (19.5) C.P.C. (33)
SD12	~96+555	+6.65	C.C.	35	7	12	12	1	-	T.A. (17 ÷ 35)
SD13	~96+760	+7.21	C.C.	40			11	1	1	-

SD13BIS	~96+760	+7.18	C.C.	40	-	-	-	-	-	-
SD14	~97+600	+6.68	C.C.	30	8	11	10	1	1	T.A. (3 ÷ 35)
SD15	~99+090	+7.51	C.C.	40	8	10	10	1	1	C.P.C. (34)
SD16	~99+435	+7.81	C.C.	40	8	11	11	1	1	T.A. (9 ÷ 28.5) C.P.C. (38.5)
SD17	~100+050	+7.32	C.C.	40	8	13	13	1	-	C.P.C. (8) C.P.C. (29)

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
PRES	=	n. prove pressiometriche in foro di sondaggio
T.A.	=	piezometro a tubo aperto (tra parentesi il tratto finestrato, in metri da testa sondaggio)
C.P.C.	=	cella piezometrica Casagrande (tra parentesi la profondità, in metri da testa sondaggio, della cella)

**Tabella 4.5: Riepilogo prove CPTU dell'indagine di Progetto Definitivo (2011)**

Sigla	Prog. Km	Quota (m s.l.m.m.)	D (m)
CPTUD1	~89+095	+6.64	35
CPTUD2	~91+520	+6.33	35
CPTUD3	~91+680	+6.21	35
CPTUD4	~91+955	+6.24	35
CPTUD5	~93+980	+5.42	35
CPTU5B	~94+550	+5.05	35
CPTUD7	~95+525	+5.27	35
CPTUD8	~96+535	+6.93	35
CPTUD9	~98+845	+6.96	35
CPTUD10	~99+430	+7.65	35
CPTUD11	~100+090	+7.99	35

D = profondità in metri da piano campagna

**Tabella 4.6: Riepilogo prove DPSH dell'indagine di Progetto Definitivo (2011)**

Sigla	Prog. Km	Quota (m s.l.m.m.)	D (m)
DPSHD1	~90+740	+13.08	15
DPSHD2	~93+305	+12.53	15
DPSHD3	~96+665	+11.95	15

D = profondità in metri da piano campagna

**Tabella 4.7: Riepilogo pozzetti dell'indagine di Progetto Definitivo (2011)**

Sigla	Prog. Km	Quota (m s.l.m.m.)	D	D <sub>w</sub>	PLT	γ <sub>d</sub>	C.R.
PZD1	~88+970	+6.32	2.6	2.4	0.5;1.0	0.5;1.0	2
PZD2	~90+180	+7.39	2.5	2.5	0.5;1.0	0.5;1.0	2
PZD3	~90+300	+7.17	3.5	3.5	0.5;1.0	0.5;1.0	2
PZD4	~91+015	+6.65	3.0	2.7	0.5;1.0	0.5;1.0	2
PZD5	~91+980	+6.46	3.25	2.8	0.5;1.0	0.5;1.0	2
PZD6	~93+050	+5.31	4.0		0.5;1.0	0.5;1.0	2
PZD7	~94+195	+4.58	4.0		0.5;1.0	0.5;1.0	2
PZD8	~94+845	+4.34	4.0	1.75	0.5;1.0	0.5;1.0	2
PZD9	~95+125	+4.98	4.0		0.5;1.0	0.5;1.0	2
PZD10	~96+020	+6.62	1.6	1.6	0.5;1.0	0.5;1.0	2
PZD11	~96+460	+7.32	3.0	3.0	0.5;1.0	0.5;1.0	2
PZD12	~96+885	+7.11	4.0		0.5;1.0	0.5;1.0	2
PZD13	~97+915	+7.35	4.0	3.0	0.5;1.0	0.5;1.0	2
PZD15	~98+435	+8.74	3.5	3.5	0.5;1.0	0.5;1.0	2
PZD16	~98+680	+8.89	4.0		0.5;1.0	0.5;1.0	2
PZD17	~99+295	+7.67	4.0		0.5;1.0	0.5;1.0	2
PZD18	~99+710	+7.78	3.0	2.9	0.5;1.0	0.5;1.0	2
D	=	profondità del pozzetto, in metri da piano campagna					
D <sub>w</sub>	=	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 <sub>d</sub>	=	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].

L'area oggetto dell'intervento ricade nell'unità geologica della Pianura Padano - Veneta costituita da un deposito di sedimenti sciolti di spessore rilevante (varie centinaia di metri). La composizione litologico - stratigrafica e granulometrica del suddetto deposito risulta molto varia e spesso assai complessa nel dettaglio.

L'elemento strutturale principale dell'Alta e Media Pianura è rappresentato da grandi conoidi alluvionali ghiaiose, depositate dai corsi d'acqua del Piave, Brenta, Astico e Leogra. Lungo la fascia pedemontana si riconoscono varie conoidi sovrapposte appartenenti allo stesso fiume, compenstrate sui fianchi con le conoidi dei fiumi vicini; si riconoscono anche conoidi dello stesso fiume depositate su aree diverse. Ne risulta così un sottosuolo interamente ghiaioso per tutto lo spessore del materasso alluvionale (zona di Alta Pianura). Scendendo verso valle, lo spessore complessivo delle ghiaie diminuisce progressivamente: i singoli letti ghiaiosi si assottigliano sempre più e la maggior parte di essi si esaurisce entro materiali limoso-argillosi; il sottosuolo quindi non risulta uniformemente ghiaioso, bensì caratterizzato da alternanze di livelli ghiaiosi alternati con livelli limoso-argillosi. Alla differenziazione ed alla progressiva riduzione dei letti ghiaiosi verso valle, fa riscontro l'aumento rapido dei materiali fini, limoso argillosi, che racchiudono le varie conoidi (zona di Media Pianura). Andando verso il bacino Adriatico i sedimenti che costituiscono il sottosuolo sono rappresentati da orizzonti limoso - argillosi alternati a livelli sabbiosi (Bassa Pianura).

Per la tratta oggetto del presente documento la successione sedimentaria continentale va dal Pleistocene superiore all'Olocene (depositi quaternari).

I depositi di interesse progettuale rinvenuti lungo il tracciato autostradale in oggetto si distinguono nei seguenti Sintemi e relative unità:

- Sintema di Padova PO (POI12) ;
  - unità di Conselve (POI12m);
  - unità di Mezzavia (POI12I);
- Sintema di Bassano (BBS);
- Pre-LGM.

il simbolo indicato tra parentesi si riferisce alla legenda delle carte, profili e sezioni geologici (Doc.Rif.[2]):

### **5.1.1 Unità' di Conselve (POI12m)**

Vi appartengono i depositi alluvionali riferiti ai percorsi del fiume Adige.

Il limite inferiore dei depositi è rappresentato da una superficie inconforme od erosiva che costituisce la superficie di appoggio sul sintema di Bassano. Il limite superiore è dato dalla superficie topografica.

I depositi in corrispondenza di canali fluviali, argini, ventagli di rotta e di piane alluvionali prossimali sono costituiti da sabbie, limi sabbiosi e limi, a stratificazione orizzontale o incrociata; tra i depositi di piana alluvionale e di ambiente palustre prevalgono invece limi, limi argillosi e torbe, talora con intercalazioni sabbiose, a stratificazione orizzontale.

In base alla posizione stratigrafica si attribuisce all'unità di Conselve un'età compresa tra l'Olecene medio ed il VII e l'VIII secolo d.C.

### **5.1.2 Unità di Mezzavia (POI12I)**

Vi appartengono i depositi olocenici del fiume Brenta e del fiume Bacchiglione.

Il limite inferiore dei depositi attribuiti a quest'unità è rappresentato da una superficie in conforme od erosiva che costituisce la superficie di appoggio sul sintema di Bassano. Il limite superiore è dato dalla superficie topografica.

La granulometria dei depositi è limosa – argillosa a stratificazione orizzontale in corrispondenza delle piane alluvionali; sabbiosa e sabbioso limosa, a stratificazione

orizzontale o incrociata, in corrispondenza di canali fluviali, argini, ventagli di rotta e di piane alluvionali prossimali.

In base alla posizione stratigrafica si attribuisce all'unità di Mezzavia un'età geologica compresa tra l'*Olocene medio* e l'*Olocene superiore*.

### **5.1.3 Sintema di Bassano (BBS)**

Comprende i sedimenti del Brenta e del fiume Bacchiglione depositi durante l'ultimo "massimo glaciale".

Si considera che il limite inferiore dei depositi attribuiti a quest'unità sia rappresentato da una superficie in conforme, erosiva o di stasi deposizionale, che costituisce la superficie di appoggio sui depositi alluvionali Pre-LGM. Il limite superiore è dato da una superficie inconforme con le unità di Conselve e Mezzavia.

I depositi in corrispondenza di canali fluviali, argini, ventagli di rotta e di piane alluvionali prossimali sono costituiti da sabbie, sabbie grossolane, limi e sabbie a stratificazione orizzontale o incrociata; tra i depositi di piana alluvionale e di ambiente palustre prevalgono invece i limi argillosi a stratificazione orizzontale con frequenti livelli torbosi organici.

In base alla posizione stratigrafica e a datazioni radiometriche il sintema di Bassano risulta appartenente al *Pleistocene Superiore*.

### **5.1.4 Pre-LGM**

I depositi alluvionali costituiti da sabbie, limi e sabbie a stratificazione orizzontale o incrociata, in corrispondenza di canali fluviali, argini, ventagli di rotta e di piane alluvionali prossimali, e da limi argillosi a stratificazione orizzontale con frequenti livelli torbosi organici, in corrispondenza di piane alluvionali e palustri.

Il limite superiore di questa unità è dato da una superficie inconforme con il Sistema di Bassano, mentre il limite inferiore risulta sepolto.

In base alla posizione stratigrafica il sintema risulta appartenente al *Pleistocene Superiore*.

## 5.2 Breve inquadramento geomorfologico

L'area di studio presenta morfologie tipiche delle pianure alluvionali recenti ed è caratterizzata da un territorio pianeggiante, dotato di debole pendenza verso Sud-Est.

L'assetto morfologico attuale dell'area deriva principalmente dagli effetti della dinamica dei corsi d'acqua principali nel Quaternario in quanto la forma attuale del territorio coincide con i loro piani di divagazione recenti (dal Postglaciale ai tempi storici) sul quale ha interagito l'opera dell'uomo principalmente arginando gli alvei e realizzando una fitta rete di scolo. L'elemento geomorfologico di maggior rilievo è pertanto costituito dalla rete idraulica. Il territorio è infatti caratterizzato dalla presenza di un diffuso reticolo idrografico composto da Fiumi principali (Adige, Brenta, Bacchiglione) da corsi secondari e da importanti canali nonché da una diffusissima rete di scoli e canali irrigui locali. Esso è inoltre condizionato dalle importanti modificazioni indotte dalle opere antropiche che riguardano oltre al già citato scavo di canali, e l'arginatura dei corsi d'acqua principali, anche la realizzazione di rilevati stradali, autostradali e ferroviari.

## 5.3 Idrologia sotterranea

Le informazioni sull'idrogeologia derivano essenzialmente dal monitoraggio dei piezometri installati nei fori di sondaggio eseguiti durante le campagne d'indagine di Progetto Preliminare e di Progetto Definitivo, dalle osservazioni in fase di esecuzione dei pozzetti stratigrafici, nonché dagli studi riportati nel [Doc.Rif.\[1\]](#).

Nella Tabella 5.1 e nella Tabella 5.2 sono riportati i risultati del monitoraggio piezometrico eseguito in corrispondenza delle verticali attrezzate in fase di Progetto Preliminare e Definitivo; le letture risultano aggiornate al Dicembre 2011.

Nella redazione dei profili geotecnici si è fatto riferimento, per ciascun piezometro, alla minima soggiacenza (profondità della falda dal piano campagna locale) derivante dalle letture di disponibili.

Ad oggi non sono note le escursioni stagionali della falda.

In questa sede, ai fini dell'interpretazione delle prove in sito e di laboratorio, si farà orientativamente riferimento ai livelli di falda indicati nella Tabella 5.1 e nella Tabella 5.2.

Nella Tabella 5.3 si riportano i risultati delle prove di permeabilità Lefranc eseguite in foro di sondaggio.

**Tabella 5.1: Misure piezometriche sondaggi Progetto Preliminare**

Sigla	C.P.C.	T.A.	Letture	Soggiacenza
	Profondità (m da p.c.)	Profondità filtro (m da p.c.)	gg/mm/aa	(m da p.c.)
S-PM1	3.50		27/05/2009	0.70
	30.00			2.42
	3.50		10/10/2011	1.60
	30.00			2.20
	3.50		11/10/2011	1.68
	30.00			2.40
	3.50		10/11/2011	1.10
	30.00			2.09
	3.50		20/12/2011	1.12
	30.00			2.15
S-PM2	12.50		27/05/2009	0.30
	25.50			0.60
	12.50		04/10/2011	1.31
	25.50			0.82
	12.50		10/10/2011	1.55
	25.50			1.10
	12.50		11/10/2011	1.22
	25.50			1.80
	12.50		10/11/2011	0.61
	25.50			1.45
	12.50		20/12/2011	0.65
	25.50			1.46
S-PM3	29.00		27/05/2009	0.70
	36.50			3.20
	29.00		10/10/2011	0.63
	36.50			0.99
	29.00		11/10/2011	1.89



Sigla	C.P.C.	T.A.	Letture	Soggiacenza
	Profondità (m da p.c.)	Profondità filtro (m da p.c.)	gg/mm/aa	(m da p.c.)
	36.50			3.78
	29.00		10/11/2011	0.60
	36.50			1.55
	29.00		21/11/2011	0.63
	36.50			1.59
S-PM4	4.00		27/05/2009	2.10
	27.00			3.15
	4.00		12/10/2011	-
	27.00			2.94
	4.00		11/11/2011	-
	27.00			2.80
	4.00		11/12/2011	-
	27.00			3.08

**Tabella 5.2: Misure piezometriche sondaggi Progetto Definitivo**

Sigla	C.P.C.	T.A.	Letture	Soggiacenza
	Profondità (m da p.c.)	Profondità filtro (m da p.c.)	gg/mm/aa	(m da p.c.)
SD2		13.50 - 40.00	14/07/2011	2.09
		13.50 - 40.00	25/08/2011	2.64
		13.50 - 40.00	25/08/2011	2.74
		13.50 - 40.00	10/10/2011	2.72
		13.50 - 40.00	11/10/2011	2.65
		13.50 - 40.00	10/11/2011	2.62
		13.50 - 40.00	20/12/2011	2.61
SD3	22.00		14/07/2011	1.00
	33.50			2.16
	22.00		25/08/2011	1.24
	33.50			2.44
	22.00		04/10/2011	1.33
	33.50			2.51
	22.00		10/10/2011	0.50
	33.50			1.48
	22.00		11/10/2011	1.45
	33.50			2.40
	22.00		10/11/2011	1.03
	33.50			2.31
	22.00		20/12/2011	1.26

Sigla	C.P.C.	T.A.	Letture	Soggiacenza
	Profondità (m da p.c.)	Profondità filtro (m da p.c.)	gg/mm/aa	(m da p.c.)
	33.50			2.63
SD3B		13.60 – 29.70	14/07/2011	2.79
	36.50			3.16
		13.60 – 29.70	25/08/2011	3.11
	36.50			3.20
		13.60 – 29.70	04/10/2011	3.18
	36.50			3.23
		13.60 – 29.70	10/10/2011	3.13
	36.50			3.23
		13.60 – 29.70	11/10/2011	3.03
	36.50			3.15
		13.60 – 29.70	10/11/2011	3.00
	36.50			3.10
	13.60 – 29.70	20/12/2011	3.06	
36.50			3.26	
SD4		3.00 - 40.0	14/07/2011	0.87
		3.00 - 40.0	25/08/2011	-
		3.00 - 40.0	04/10/2011	1.17
		3.00 - 40.0	10/10/2011	1.13
		3.00 - 40.0	11/10/2011	1.04
		3.00 - 40.0	10/11/2011	saturo
		3.00 - 40.0	20/12/2011	1.10
SD5	13.00		19/07/2011	2.02
	21.00			1.97
	13.00		25/08/2011	1.40
	21.00			1.50
	13.00		11/10/2011	1.63
	21.00			1.94
	13.00		10/11/2011	0.95
	21.00			1.35
	13.00		20/12/2011	1.16
21.00		1.45		
SD5B	20.50		19/07/2011	1.07
	33.50			1.22
	20.50		25/08/2011	3.11
	33.50			3.20
	20.50		10/10/2011	0.50
	33.50			1.36
	20.50		11/10/2011	1.81

Sigla	C.P.C.	T.A.	Letture	Soggiacenza
	Profondità (m da p.c.)	Profondità filtro (m da p.c.)	gg/mm/aa	(m da p.c.)
	33.50			1.35
	20.50		10/11/2011	1.53
	33.50			1.02
	20.50		20/12/2011	1.58
	33.50			1.11
SD7	19.80		20/07/2011	0.64
	27.50			0.67
	19.80		25/08/2011	1.11
	27.50			0.66
	19.80		10/10/2011	1.06
	27.50			0.43
	19.80		11/10/2011	0.98
	27.50			1.54
	19.80		10/11/2011	0.55
	27.50			1.12
	19.80		20/12/2011	0.58
	27.50			1.10
SD8	14.00		14/07/2011	0.87
	35.00			0.87
	14.00		25/08/2011	0.81
	35.00			0.35
	14.00		04/10/2011	0.84
	35.00			0.32
	14.00		10/10/2011	0.63
	35.00			0.30
	14.00		11/10/2011	1.16
	35.00			0.92
	14.00		10/11/2011	0.91
	35.00			0.78
14.00		20/12/2011	0.79	
35.00			0.84	
SD9		13.00 – 25.00	14/07/2011	0.90
	36.80			0.20
		13.00 – 25.00	25/08/2011	1.07
	36.80			0.28
		13.00 – 25.00	10/10/2011	1.04
	36.80			0.24
		13.00 – 25.00	11/10/2011	0.96
36.80		1.48		

Sigla	C.P.C.	T.A.	Letture	Soggiacenza
	Profondità (m da p.c.)	Profondità filtro (m da p.c.)	gg/mm/aa	(m da p.c.)
		13.00 – 25.00	10/11/2011	0.56
	36.80			saturo
		13.00 – 25.00	20/12/2011	0.61
	36.80			saturo
SD10	20.00		14/07/2011	0.68
	33.50			0.90
	20.00		25/08/2011	0.95
	33.50			1.24
	20.00		04/10/2011	0.95
	33.50			1.08
	20.00		10/10/2011	0.95
	33.50			1.03
	20.00		11/10/2011	1.15
	33.50			1.41
	20.00		10/11/2011	0.92
	33.50			1.10
	20.00		20/12/2011	0.89
	33.50			1.13
SD11	19.50		14/07/2011	1.04
	33.00			0.94
	19.50		25/08/2011	1.20
	33.00			0.86
	19.50		10/10/2011	1.47
	33.00			0.84
	19.50		11/10/2011	1.43
	33.00			1.28
	19.50		10/11/2011	1.08
	33.00			0.83
	19.50		20/12/2011	1.08
33.00		0.92		
SD12		17.00 – 35.00	14/07/2011	1.88
		17.00 – 35.00	25/08/2011	1.17
		17.00 – 35.00	04/10/2011	2.00
		17,00 - 35,00	10/10/2011	2.03
		17,00 - 35,00	11/10/2011	1.92
		17.00 – 35.00	10/11/2011	1.83
		17.00 – 35.00	20/12/2011	1.92
SD14		3.00 – 35.00	14/07/2011	1.52
		3.00 – 35.00	25/08/2011	2.24

Sigla	C.P.C.	T.A.	Letture	Soggiacenza
	Profondità (m da p.c.)	Profondità filtro (m da p.c.)	gg/mm/aa	(m da p.c.)
		3.00 – 35.00	10/10/2011	1.63
		3.00 – 35.00	12/10/2011	1.60
		3.00 – 35.00	10/11/2011	1.11
		3.00 – 35.00	20/12/2011	1.36
SD15	34.00		14/07/2011	2.04
	34.00		25/08/2011	2.04
	34.00		10/10/2011	1.88
	34.00		12/10/2011	1.90
	34.00		10/11/2011	1.81
	34.00		20/12/2011	2.04
SD16		9.00 – 28.50	14/07/2011	1.89
	38.50			2.18
		9.00 – 28.50	25/08/2011	-
	38.50			-
		9.00 – 28.50	12/10/2011	1.96
	38.50			2.06
		9.00 – 28.50	11/11/2011	1.55
	38.50			1.80
		9.00 – 28.50	21/12/2011	1.64
38.50		1.93		
SD17	8.00		14/07/2011	1.26
	29.00			1.37
	8.00		25/08/2011	1.48
	29.00			1.48
	8.00		10/10/2011	1.53
	29.00			1.53
	8.00		12/10/2011	1.45
	29.00			1.44
	8.00		11/11/2011	0.73
	29.00			1.15
	8.00		21/12/2011	1.01
	29.00			1.32

**Tabella 5.3: prove di permeabilità Lefranc**

Profondità (m)	Sondaggio (-)	Classificazione AGI	Tipo di prova (-)	Permeabilità (m/s)
10.45	SD1	L,A	CV	6.23E-08
14.75	SD2	S	CV	1.99E-07
9.95	SD3	S[L]	CV	1.13E-06
11.55	SD3 BIS	A(L)	CV	1.53E-05
12.2	SD4	L,A[S],T	CV	9.36E-09
13.75	SD5	S,L	CV	4.94E-07
12.55	SD5 BIS	S(L)/L(A)	CV	3.66E-08
12.25	SD6	S(L)	CV	9.57E-06
12.25	SD7	L,A[S]	CV	3.33E-07
13.75	SD8	T	CV	7.89E-08
10.60	SD9	L(A)/S	CV	4.66E-07
12.75	SD10	A-L(S)-S(L)	CV	1.38E-07
12.25	SD11	L(A),S-T	CV	1.28E-06
11.25	SD13	S,L,A	CV	2.11E-07
14.25	SD12	A[L]	CV	5.12E-08
11.75	SD14	L,A[S]/T	CV	4.79E-06
11.25	SD16	S(L)	CV	1.87E-06
12.75	SD15	A(L)-S,L	CV	8.97E-06
10.55	SD17	A(L)	CV	1.94E-07
7.35	S-PM1	A,L[S]	CV	4.31E-08
6.50	S-PM2	A,L	CV	3.86E-8
7.00	S-PM3	L,A[S]	CV	5.49E-09
7.50	S-PM4	A,L[S]	CV	3.95E-010
CV = Prova di permeabilità a carico variabile CC= Prova di permeabilità a carico costante				

## 6. INQUADRAMENTO SISMICO

L'inquadramento sismico dell'area di interesse per il tracciato è redatto in accordo alle prescrizioni fornite dalle NTC2008, Doc.Rif.[21].

Nel seguito verrà descritto brevemente il quadro sismologico dell'area, definendo successivamente l'azione sismica di progetto in accordo alle norme.

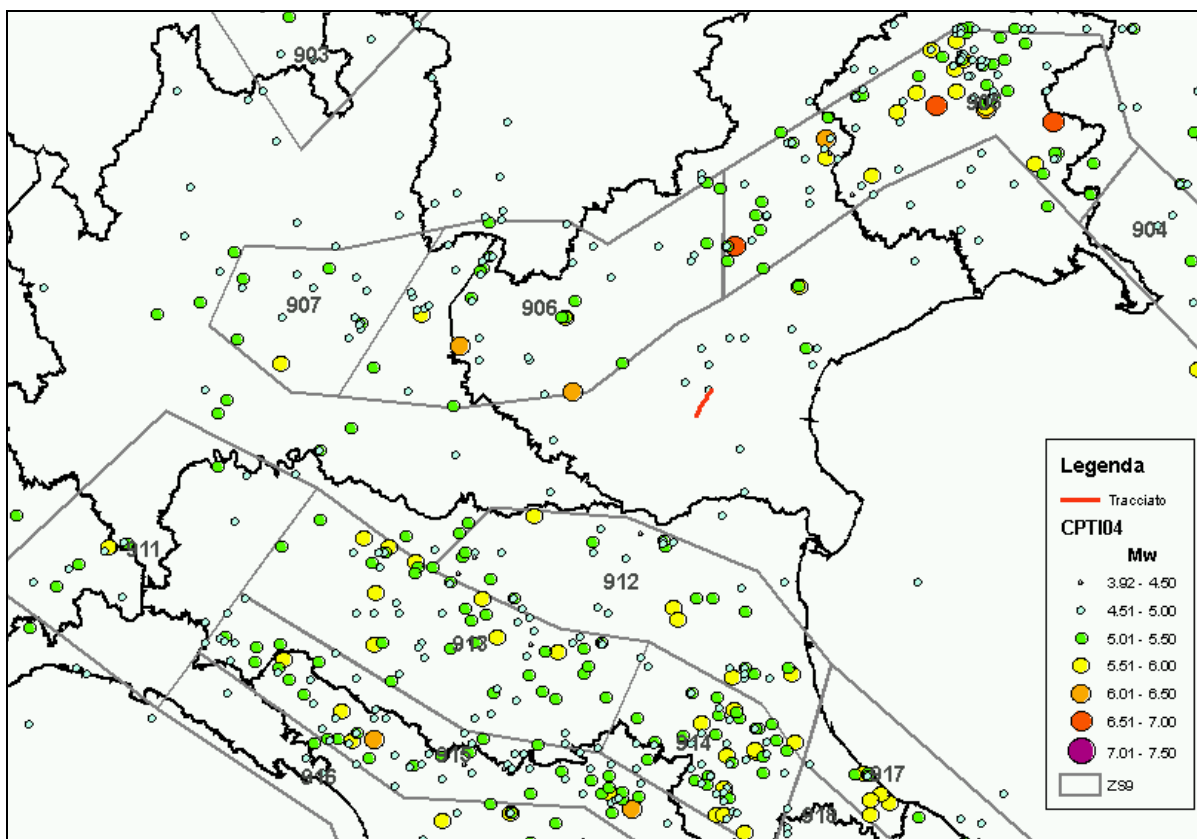
### 6.1 Strutture sismogenetiche

Dal punto di vista tettonico, il sistema strutturale della pianura Padana, e delle zone collinari all'interno del quale si colloca il sito di progetto deriva dall'interazione tra l'Arco Appenninico a S, quello Alpino a N e la Placca Adriatica a E (quest'ultima a costituire un cuneo, spinto dalle due precedenti). La cinematica del complesso deriva da una compressione lungo l'allineamento NS che influenza tutto il Nord Italia, così come documentato dai meccanismi focali degli eventi sismici più recenti, e da rilievi GPS dei movimenti della superficie. Tale evoluzione, iniziata durante il periodo Cenozoico, è tuttora attiva: si può concludere che la sismicità del Nord Italia è principalmente governata dai moti compressivi generati dalla spinta verso N degli Appennini e, verso S, della Catena Alpina.

La Figura 6.1 illustra la distribuzione degli epicentri dei terremoti inclusi nel Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (Gruppo di Lavoro, 2004b) relativo al N-NE Italia. Gli epicentri sono sovrapposti alle sorgenti sismiche del modello di zone sismogenetiche ZS9 (Meletti *et al.*, 2008; Gruppo di Lavoro, 2004a), alla base dell'attuale mappa di pericolosità del territorio italiano per le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2008). Si osserva come gli eventi di maggiore magnitudo siano localizzati in corrispondenza dell'Arco Alpino, ed in particolare al bordo tra la zona prealpina e le pianure lombarda e friulana.

Il modello sismotettonico ZS9, alla base della mappa di pericolosità delle norme, individua nel nord-est Italia 3 zone a sismicità diffusa: ZS906, ZS905 e ZS912. Le prime due zone sono legate all'interazione Adria-Europa, in corrispondenza del settore dell'Arco Alpino in cui si è osservata la massima convergenza delle placche adriatica ed Europea; l'ultima è invece legata all'Appennino Settentrionale. La

sorgente sismogenetica più prossima al sito è la ZS906, essa include terremoti originati nella pianura del Po per i quali si dispone di dati scarsi e di affidabilità incerta, come ad esempio l'evento del Veronese del 1117 di  $M_w \sim 6.5$ , la cui sorgente non è stata ancora definita in letteratura (Galadini et al., 2001) e quello del Bresciano del 1222,  $M_w \sim 6$ , il quale ha interessato una porzione della provincia di Brescia in cui è presente un sistema di faglie inverse.



**Figura 6.1:** Contesto sismotettonico della regione in esame: i poligoni in grigio rappresentano i confini delle sorgenti sismo genetiche del modello ZS9 (Meletti et al., 2008), i cerchietti colorati rappresentano gli epicentri dei terremoti inclusi nel catalogo parametrico dei terremoti italiani (CPTI04). Con la linea rossa si indica il sito di progetto.

Per un quadro di maggiore dettaglio dei livelli di sismicità al sito, un utile riferimento è costituito dal Database Macrosismico Italiano DBMI04 (Stucchi et al., 2007), il quale contiene tutte le informazioni riguardanti le intensità macrosismiche osservate a



seguito dei terremoti accaduti fino al 2002. Dalla consultazione del catalogo emerge che la frequenza di eventi sismici in grado di produrre risentimenti nella zona sede del tracciato è bassa, e che le intensità sismiche massime osservate sono pari a  $I_s=5-6$  durante l'evento del Friuli del 1976 e di Bosco Cansiglio del 1936, e a  $I_s=5$  durante il terremoto della Bassa Padana del 1909, della Garfagnana del 1914 e di Padova del 1485.

Da quanto sopra si può assegnare inquadrate il sito quale zona a sismicità bassa, come evidenziato nei paragrafi successive in termini di valori di pericolosità inferiori al decimo di g.

## **6.2 Azioni sismiche di progetto**

Per quanto concerne la definizione dell'azione sismica di progetto si è fatto riferimento alle NTC2008 ( Doc.Rif.[21]) di cui è parte integrante la definizione dei valori di pericolosità sismica da adottare nelle verifiche.

### **6.2.1 Stati limite ultimi di riferimento**

Con riferimento all'opera in progetto le verifiche geotecniche in presenza di un evento sismico richiedono la verifica ai seguenti stati limite:

- Stato Limite Ultimo: SLV – Stato Limite di Salvaguardia della Vita (cui corrisponde una probabilità di superamento  $P_{vr} = 10\%$  nel periodo  $V_r$ );
- Stato Limite Esercizio: SLD – Stato Limite di Danno (cui corrisponde una probabilità di superamento  $P_{vr} = 63\%$  nel periodo  $V_r$ ).

### **6.2.2 Vita utile dell'opera e periodo di riferimento**

Per l'opera in progetto si assume Vita Nominale pari a  $V_n = 50$  anni, con Classe d'Uso IV (coefficiente d'uso  $C_u = 2.0$ ).

Di conseguenza, il periodo di riferimento per l'azione sismica, definito in accordo al punto 2.4.3 delle NTC2008, risulta pari a:

$$V_r = V_n \cdot C_u = 100 \text{ anni}$$

### 6.2.3 Periodo di ritorno dell'azione sismica $T_R$

Definita la vita di riferimento dell'opera, i valori del periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , in funzione della probabilità di superamento  $P_{Vr}$  associata allo stato limite considerato, sono dati dalla seguente relazione:

$$T_R = -V_f / (\ln(1-P_{Vr}))$$

In Tabella 6.1 sono riportati i valori di  $T_R$  calcolati.

**Tabella 6.1:** Valori delle probabilità di superamento  $P_{Vr}$  e dei periodi di ritorno  $T_R$  al variare dello Stato Limite considerato.

Stati Limite		$P_{Vr}$ (%)	$T_R$ (anni)
Stati Limite di Esercizio SLE	SLO	81	60
	<b>SLD</b>	<b>63</b>	<b>101</b>
Stati Limite Ultimi SLU	<b>SLV</b>	<b>10</b>	<b>949</b>
	SLC	5	1950

### 6.2.4 Parametri su sito di riferimento rigido orizzontale

La tratta in oggetto attraversa i comuni di Monselice, Pernumia, Battaglia Terme, Due Carrare, Battaglia Terme e Montegrotto Terme. Per evidenziare la variazione dell'azione sismica di progetto lungo il tracciato, sono stati individuati 20 punti significativi posti in corrispondenza delle opere di nuova realizzazione (quali cavalcavia e ponti), aventile coordinate geografiche riportate in Tabella 6.2 (si veda anche la Figura 6.2).

**Tabella 6.2:** Coordinate geografiche dei punti di definizione dell'azione sismica lungo il tracciato.

ID	Descrizione	Pk	Lat (°)	Lon (°)
1	Inizio Intervento	88+600.00	45.240	11.775
2	Nuovo Cavalcavia Via Arzerdimezzo	89+080.41	45.244	11.775
3	Nuovo Cavalcavia Via Pernumia	89+407.09	45.247	11.775
4	Ampliamento Ponte sul Canale Bagnarolo	90+877.10	45.260	11.778
5	Ampliamento Ponte sul Canale Bisatto	91+526.64	45.265	11.781
6	Ampliamento Ponte sulla Fossa Paltana	93+107.59	45.278	11.790
7	Ampliamento Ponte sul Canale Vigenzone	93+950.59	45.281	11.792
8	Nuovo Cavalcavia Via Gorghizzolo	93+966.82	45.285	11.796
9	Nuovo Cavalcavia Via Chiodare	94+604.24	45.289	11.801
10	Nuovo Cavalcavia Svincolo Terme Euganee	95+028.97	45.292	11.804
11	Nuovo Cavalcavia SP9 Via Mincana	95+363.90	45.294	11.806
12	Nuovo Cavalcavia Strada Campestre	95+823.84	45.298	11.810
13	Ampliamento Ponte Vanale Biancolino	96+767.53	45.304	11.818
14	Nuovo Cavalcavia Via S.Pelagio	97+593.99	45.311	11.823
15	Nuovo Cavalcavia Via Cuccara	98+813.52	45.321	11.830
16	Nuovo Cavalcavia Via Mezzavia	99+133.14	45.323	11.831
17	Nuovo Cavalcavia Via di Placca	99+459.36	45.326	11.833
18	Nuovo Cavalcavia Via Bolzani	100+074.11	45.331	11.837
19	Cavalcavia Via G. Mameli	100+678.37	45.335	11.841
20	Fine intervento	100+853.14	45.337	11.842



**Figura 6.2:** Localizzazione dei punti di definizione dell'azione sismica distribuiti lungo il tracciato.

Per tali punti sono stati ricavati i valori dei parametri sismici di riferimento su suolo rigido orizzontale:

- $a_g$  = accelerazione orizzontale massima su suolo rigido;
- $T_c^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $F_0$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori dei parametri nei punti di interesse sono stati valutati attraverso l'interpolazione dei valori relativi ai quattro nodi della griglia di riferimento nazionale posti nell'intorno di ciascun punto in esame. Il foglio elettronico "Spettri di risposta – V. 1.0.3" fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici consente il calcolo automatico dei parametri sopra descritti. Considerati gli stati limite di riferimento assunti per l'opera in progetto (vedi paragrafo 6.2.1), per i corrispondenti tempi di ritorno indicati in Tabella 6.1, si ottengono i seguenti valori dei parametri spettrali.

**Tabella 6.3:** Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  per suolo rigido per li periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R = 950$  anni (SLD), in corrispondenza di 20 punti scelti lungo il tracciato.

ID Punto	Pk	$a_g$	$F_0$	$T_c$
		[g]	[-]	[s]
1	88+600.00	0.042	2.531	0.290
2	89+080.41	0.042	2.530	0.290
3	89+407.09	0.042	2.529	0.290
4	90+877.10	0.042	2.525	0.290
5	91+526.64	0.043	2.523	0.290
6	93+107.59	0.043	2.511	0.291
7	93+950.59	0.043	2.508	0.291
8	93+966.82	0.043	2.505	0.292
9	94+604.24	0.043	2.502	0.293
10	95+028.97	0.043	2.500	0.293
11	95+363.90	0.043	2.499	0.293
12	95+823.84	0.043	2.498	0.294
13	96+767.53	0.043	2.495	0.294
14	97+593.99	0.044	2.494	0.294
15	98+813.52	0.044	2.492	0.294
16	99+133.14	0.044	2.492	0.294
17	99+459.36	0.045	2.475	0.298
18	100+074.11	0.045	2.476	0.297
19	100+678.37	0.045	2.475	0.298
20	100+853.14	0.045	2.475	0.298

**Tabella 6.4:** Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  per suolo rigido per li periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R = 100$  anni (SLV), in corrispondenza di 20 punti scelti lungo il tracciato.

ID Punto	Pk	$a_g$	$F_0$	$T_c$
		[g]	[-]	[s]
1	88+600.00	0.079	2.799	0.371
2	89+080.41	0.079	2.798	0.371
3	89+407.09	0.079	2.797	0.371
4	90+877.10	0.080	2.797	0.370
5	91+526.64	0.080	2.801	0.370
6	93+107.59	0.081	2.789	0.370
7	93+950.59	0.082	2.778	0.369
8	93+966.82	0.082	2.766	0.369
9	94+604.24	0.083	2.754	0.368
10	95+028.97	0.083	2.748	0.368
11	95+363.90	0.084	2.744	0.368
12	95+823.84	0.084	2.740	0.368
13	96+767.53	0.085	2.733	0.368
14	97+593.99	0.085	2.728	0.367
15	98+813.52	0.085	2.726	0.368
16	99+133.14	0.085	2.725	0.368
17	99+459.36	0.091	2.693	0.361
18	100+074.11	0.091	2.695	0.361
19	100+678.37	0.091	2.695	0.361
20	100+853.14	0.091	2.695	0.360

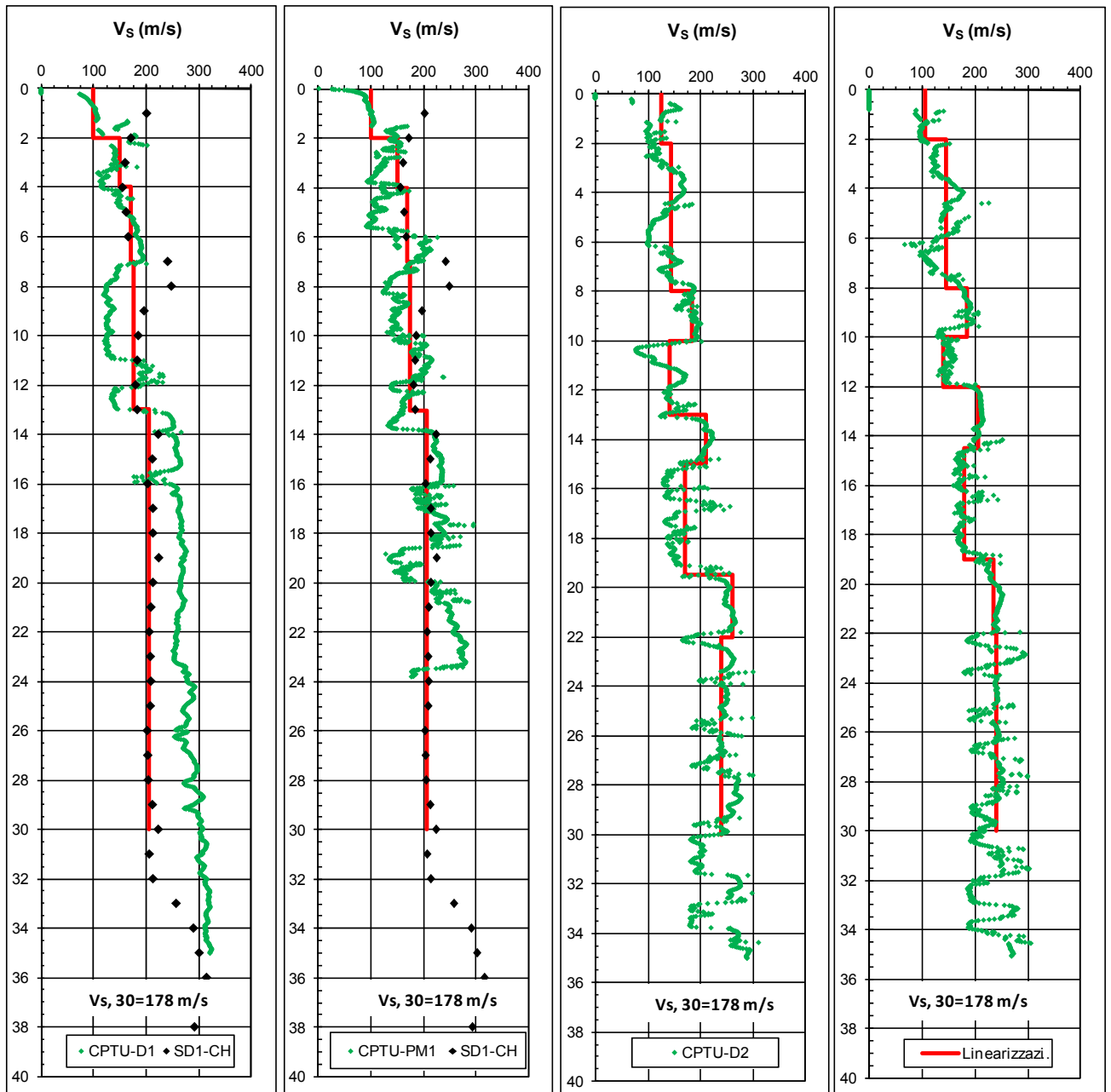
### 6.2.5 Determinazione della categoria di sottosuolo

La determinazione della categoria di suolo, in accordo con le prescrizioni delle NTC2008, è stata condotta sulla base dei valori di velocità media di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 metri,  $V_{s,30}$ , determinati o attraverso

prove geofisiche di tipo Cross-Hole, o attraverso la correlazione sui risultati delle prove penetrometriche dinamiche condotte lungo il tracciato, a partire dal valore del modulo di taglio  $G_0$  a piccole deformazioni (si veda a tale riguardo i capitoli dedicati alla caratterizzazione geotecnica, a cui si rimanda).

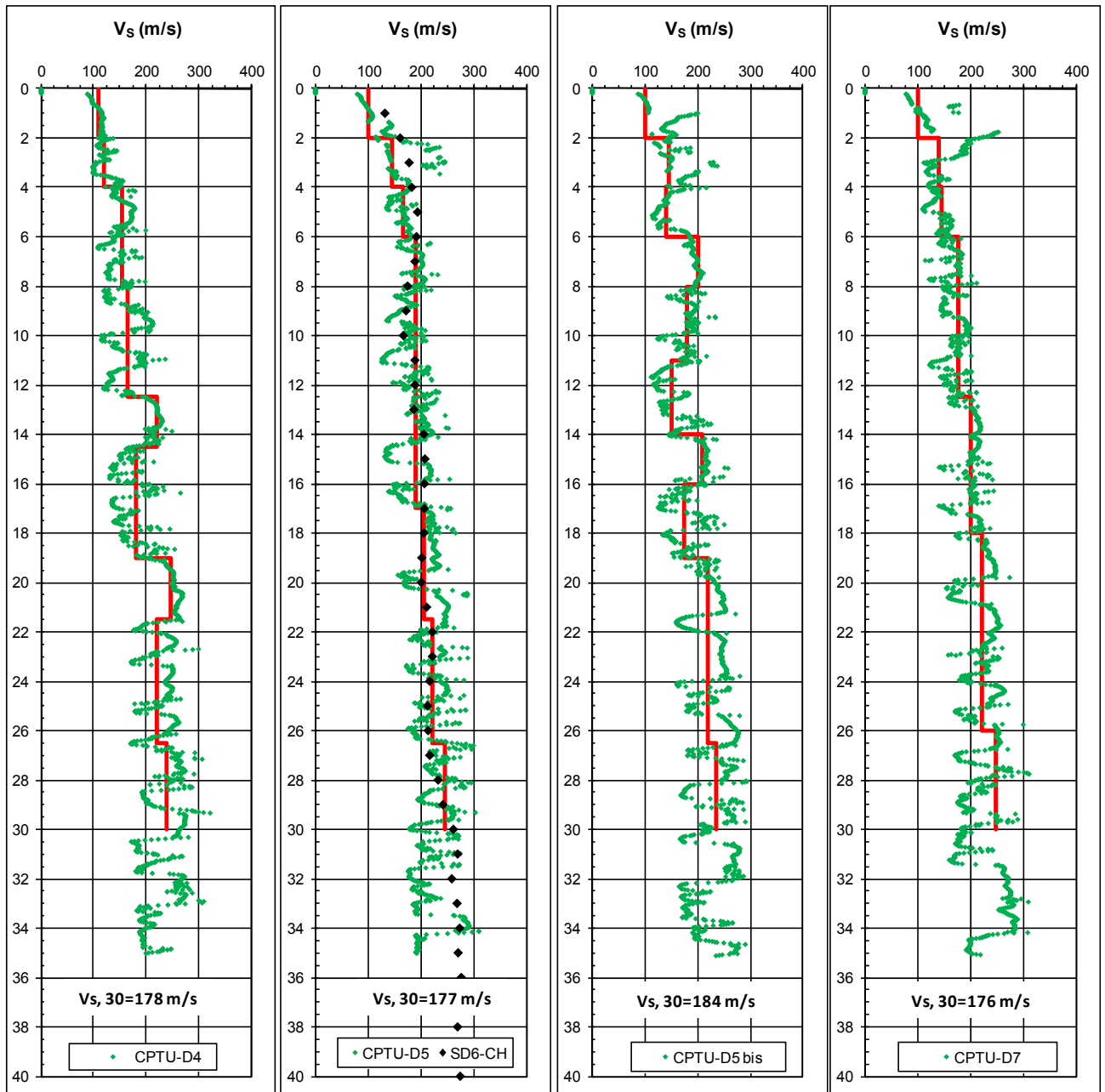
Nei grafici da Figura 6.3 a Figura 6.6 sono raffigurati i profili linearizzati di  $V_s$  per le prove geotecniche a disposizione lungo il tracciato in ordine di progressiva: si osservi come i risultati forniti dalle prove CPTU e dalle prove geofisiche di tipo Cross-Hole mostrino generalmente un buon accordo e traccino un quadro di sostanziale omogeneità, con valori di  $V_{s,30}$  variabili tra 174 e 190 m/s, al limite tra la categoria di sottosuolo tipo C ("valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 e 360 m/s") e di tipo D ("valori di  $V_{s,30}$  inferiori a 180 m/s"). Cautelativamente, si è scelto di adottare l'ipotesi di categoria di sottosuolo D.

In conclusione, sulla base delle informazioni disponibili, il tracciato risulta omogeneo dal punto di vista delle caratteristiche geodinamiche e caratterizzabile, ai fini normativi, come sito di categoria di sottosuolo di tipo D: *"Depositi 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)"*.

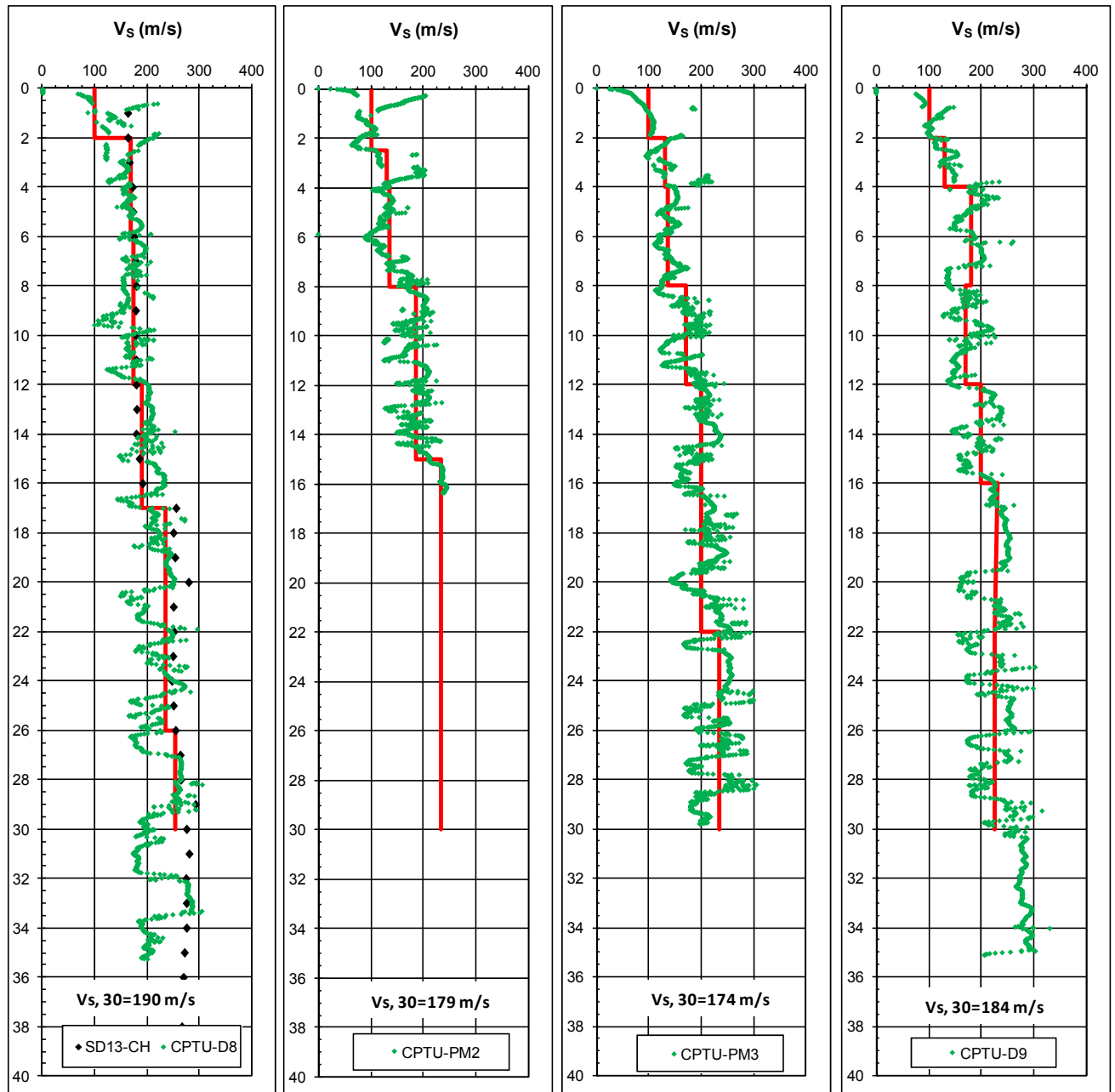


**Figura 6.3:** Profili di  $V_s$  da correlazione sui risultati di prove CPTU e misure dirette di tipo Cross-Hole.





**Figura 6.4:** Profili di  $V_s$  da correlazione sui risultati di prove CPTU e misure dirette di tipo Cross-Hole.



**Figura 6.5:** Profili di  $V_s$  da correlazione sui risultati di prove CPTU e misure dirette di tipo Cross-Hole.

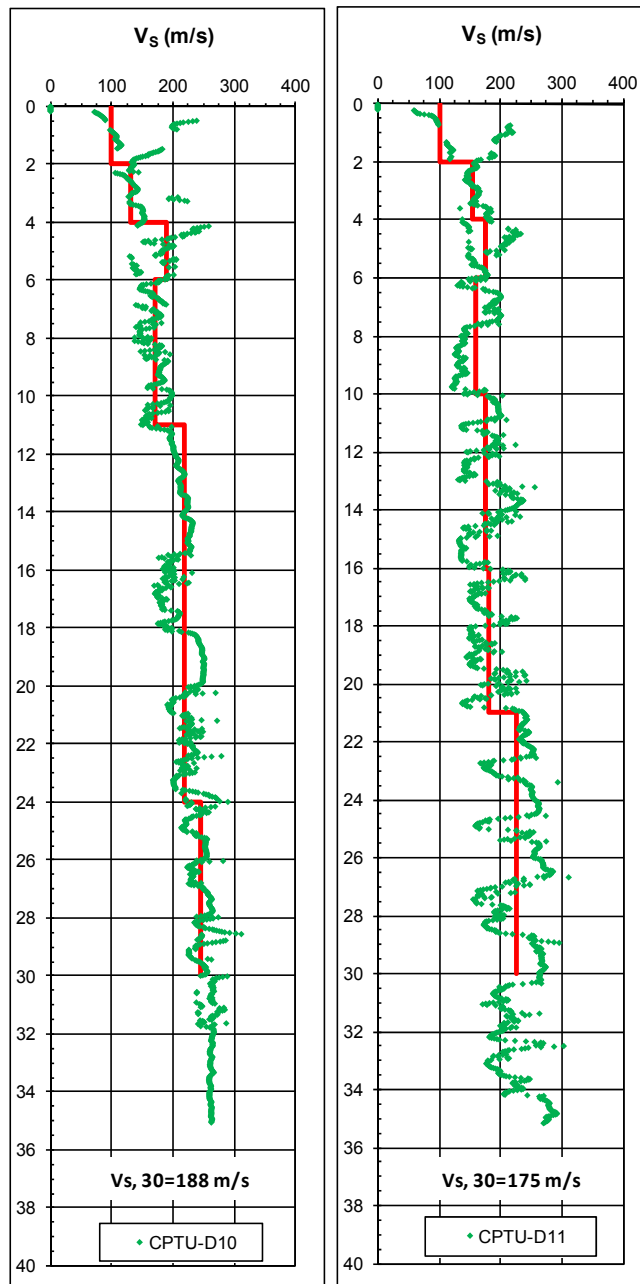


Figura 6.6: Profili di  $V_s$  da correlazione sui risultati di prove CPTU.

### 6.2.6 Accelerazione massima attesa in sito

L'accelerazione massima attesa al sito  $a_{max}$  è definita attraverso la seguente relazione:

$$a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

in cui

$a_g$  = accelerazione massima su sito rigido;

$S_s$  = coefficiente d'amplificazione stratigrafica;

$S_T$  = coefficiente d'amplificazione topografica.

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$  del sito per la categorie di suolo D è esprimibile come segue (vedi §3.2.3.2.1 delle NTC 2008):

- categoria sottosuolo D:  $1.00 \leq 2.40 - 1.5 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.80$

con  $1.0 \leq S_s \leq 1.6$  ed  $F_0$  come da Tabella 6.3 e Tabella 6.4.

Per gli Stati Limite di riferimento selezionati (vedi paragrafo 6.2.1) si ottengono i valori di Tabella 6.5.

**Tabella 6.5:** Valori del coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$  - categoria di sottosuolo di progetto D

STATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$S_s$ [-]
SLD	101	1.8
SLV	949	1.8

Il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  è assunto pari a 1.0, valore assegnato per siti con categoria topografica T1, caratterizzati da pendii con pendenza inferiore a 15° (Tabb. 3.2.IV e 3.2.VI - NTC 2008, riportate per semplicità nella (Tabb. 3.2.IV e 3.2.VI - NTC 2008, riportate per semplicità nella Tabella 6.6).

Sulla base di quanto sopra, in Tabella 6.7 si riportano i valori di accelerazione massima attesa al sito  $a_{max}$  per ogni Stato Limite di riferimento selezionato (paragrafo 6.2.1). In Figura 6.7 è riportato l'andamento del parametro  $a_{max}$  in funzione delle progressive di progetto, relativamente ai due periodi di ritorno di SLD e SLV. Si osserva una variazione con la progressiva generalmente molto ridotta, sintomo di una sismicità uniforme dell'area attraversata dal tracciato.

**Tabella 6.6:** Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 - Tabelle 3.2.IV e 3.2.VI

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 $i > 30^\circ$

Categoria	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	Sf
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

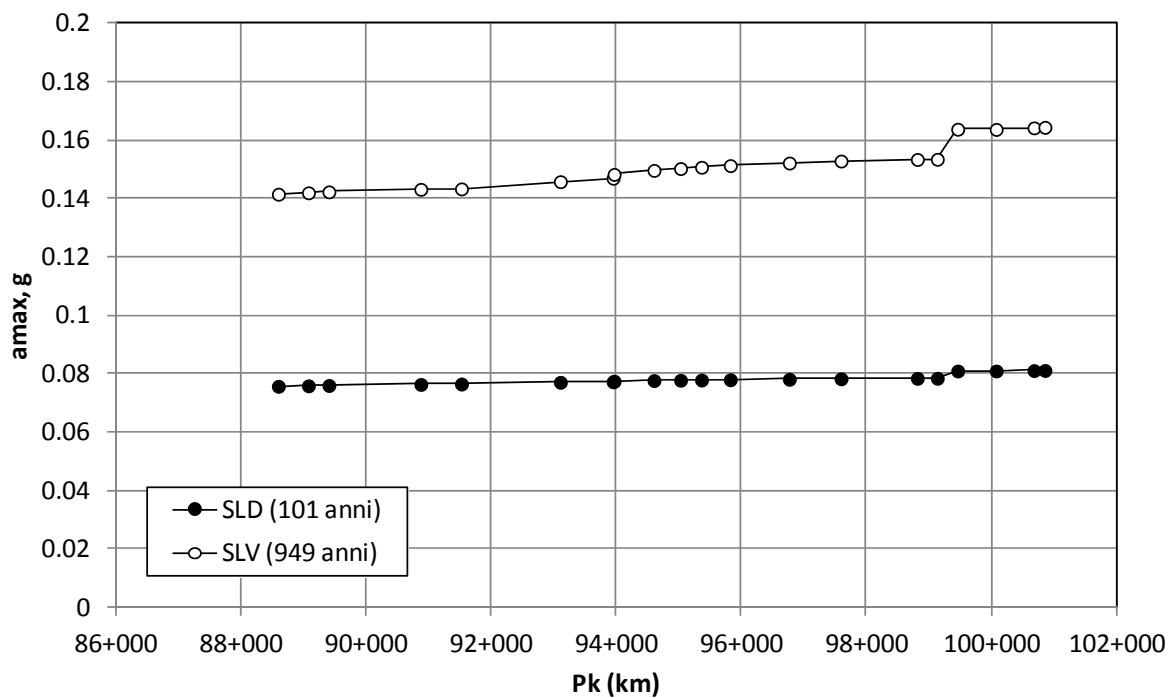
**Tabella 6.7:** Valori di accelerazione massima attesa al sito  $a_{max}$  - Categoria di sottosuolo D

ID Punto	Pk	SLD ( $T_R = 101$ anni)	SLV ( $T_R = 949$ anni)
		$a_{max}$ [g]	$a_{max}$ [g]
1	88+600.00	0.076	0.141
2	89+080.41	0.076	0.142
3	89+407.09	0.076	0.142
4	90+877.10	0.076	0.143
5	91+526.64	0.077	0.143
6	93+107.59	0.077	0.146
7	93+950.59	0.077	0.147
8	93+966.82	0.077	0.148
9	94+604.24	0.078	0.150
10	95+028.97	0.078	0.150
11	95+363.90	0.078	0.151
12	95+823.84	0.078	0.151
13	96+767.53	0.078	0.152
14	97+593.99	0.078	0.153

ID Punto	Pk	SLD ( $T_R = 101$ anni)	SLV ( $T_R = 949$ anni)
		$a_{max}$ [g]	$a_{max}$ [g]
15	98+813.52	0.078	0.153

Tabella 6.7 (segue): Valori di accelerazione massima attesa al sito  $a_{max}$  - Categoria di sottosuolo D

ID Punto	Pk	SLD (TR = 101 anni)	SLV (TR = 949 anni)
		$a_{max}$ [g]	$a_{max}$ [g]
16	99+133.14	0.078	0.153
17	99+459.36	0.081	0.164
18	100+074.11	0.081	0.164
19	100+678.37	0.081	0.164
20	100+853.14	0.081	0.164



**Figura 6.7** : Variazione di  $a_{max}$  (per verifiche allo SLD e SLV) lungo il tracciato.

## 6.2.7 Componenti dell'accelerazione equivalente

Come definito in normativa, a meno di specifiche analisi dinamiche, è possibile svolgere le verifiche di sicurezza mediante analisi pseudostatiche o analisi agli spostamenti.

### 6.2.7.1 Coefficienti sismici per la verifica di stabilità globale

Come definito in normativa, a meno di specifiche analisi dinamiche, è possibile svolgere le verifiche di sicurezza mediante analisi pseudostatiche o analisi agli spostamenti.

Sulla base di quanto definito al Par.7.11.3.5.2 del delle NTC2008, in mancanza di studi specifici, i coefficienti sismici  $k_h$  (orizzontale) e  $k_v$  (verticale) per analisi pseudostatiche sono definiti come:

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

$$k_v = \pm k_h / 2$$

essendo:

$\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito = 0.20 (Tabella 6.8)

**Tabella 6.8:** Coefficiente  $\beta_s$

	Categoria di sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0.2 < a_g (g) < 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g (g) < 0.2$	0.27	0.24
$a_g (g) < 0.1$	0.20	0.20

Con riferimento agli Stati Limite Ultimo di riferimento definito al paragrafo 6.2.1, si ottengono i seguenti coefficienti per la verifica di stabilità globale (Tabella 6.9).

**Tabella 6.9:** Valori dei coefficienti sismici per le verifiche di stabilità globale

ID Punto	Pk	SLV ( $T_R = 949$ anni)	
		$k_h$ [g]	$k_v$ [g]
1	88+600.00	0.028	0.014
2	89+080.41	0.028	0.014
3	89+407.09	0.028	0.014
4	90+877.10	0.029	0.014
5	91+526.64	0.029	0.014
6	93+107.59	0.029	0.015
7	93+950.59	0.029	0.015
8	93+966.82	0.030	0.015
9	94+604.24	0.030	0.015
10	95+028.97	0.030	0.015
11	95+363.90	0.030	0.015
12	95+823.84	0.030	0.015
13	96+767.53	0.030	0.015
14	97+593.99	0.031	0.015
15	98+813.52	0.031	0.015
16	99+133.14	0.031	0.015
17	99+459.36	0.033	0.016
18	100+074.11	0.033	0.016
19	100+678.37	0.033	0.016
20	100+853.14	0.033	0.016



## **7. STABILITÀ DEL SITO NEI CONFRONTI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE**

### **7.1 Dati di pericolosità sismica**

Secondo le NTC2008, il sito di costruzione deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine l'insieme dei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, allorché sollecitati da azioni cicliche e dinamiche in condizioni non drenate.

In assenza di indicazioni specifiche dalle NTC2008 e relative linee guida per l'applicazione, la letteratura (si veda ad esempio Kramer, 2007) indica come le verifiche del potenziale di liquefazione debbano essere ragionevolmente eseguite per un periodo di ritorno dell'azione sismica pari a 475 anni. Tuttavia, considerando la Classe d'Uso dell'opera (IV), si è preferito qui adottare quale periodo di ritorno di riferimento per le verifiche a liquefazione quello corrispondente allo SLU di verifica (SLV), pari a 949 anni. Inoltre, si è adottato il valore di pericolosità sismica del punto sul tracciato più prossimo alla verticale analizzata.

Nella valutazione della magnitudo di riferimento alla base dei valori di pericolosità sismica, si è proceduto sulla base dell'analisi di disaggregazione della pericolosità sismica fornite quali elaborazioni aggiuntive del progetto INGV-DPC S1. I risultati di tale analisi relativa al periodo di ritorno di riferimento ( $T_R=949$  anni), indicano per la magnitudo dominante in termini di contributo percentuale ai valori di pericolosità sismica un valore compreso tra 5 e 6. Per i fini dell'analisi di liquefazione si assumerà in via cautelativa un valore di magnitudo di riferimento pari a 6.0.

### **7.2 Metodo di calcolo**

Le analisi sono state condotte in accordo a quanto raccomandato da Youd et al. (2001), attraverso l'impiego di metodi empirici che, tenendo conto della composizione granulometrica dei materiali attraversati dalla punta del

penetrometro (SPT o CPT), consentono di valutare il coefficiente di sicurezza nei confronti della liquefazione (FL) come rapporto tra la resistenza ciclica Cyclic Resistance Ratio (CRR) e la sollecitazione ciclica Cyclic Stress Ratio (CSR). Il metodo si considera applicabile fino a profondità pari a circa 25 m, anche se la maggior parte dei dati di indagine alla base dello sviluppo del metodo si riferiscono a profondità dell'ordine di circa 15 m da p.c.

La descrizione dettagliata dei metodi per la valutazione della suscettibilità alla liquefazione sulla base dei dati forniti dalle prove CPT e SPT, è riportata in Appendice A.

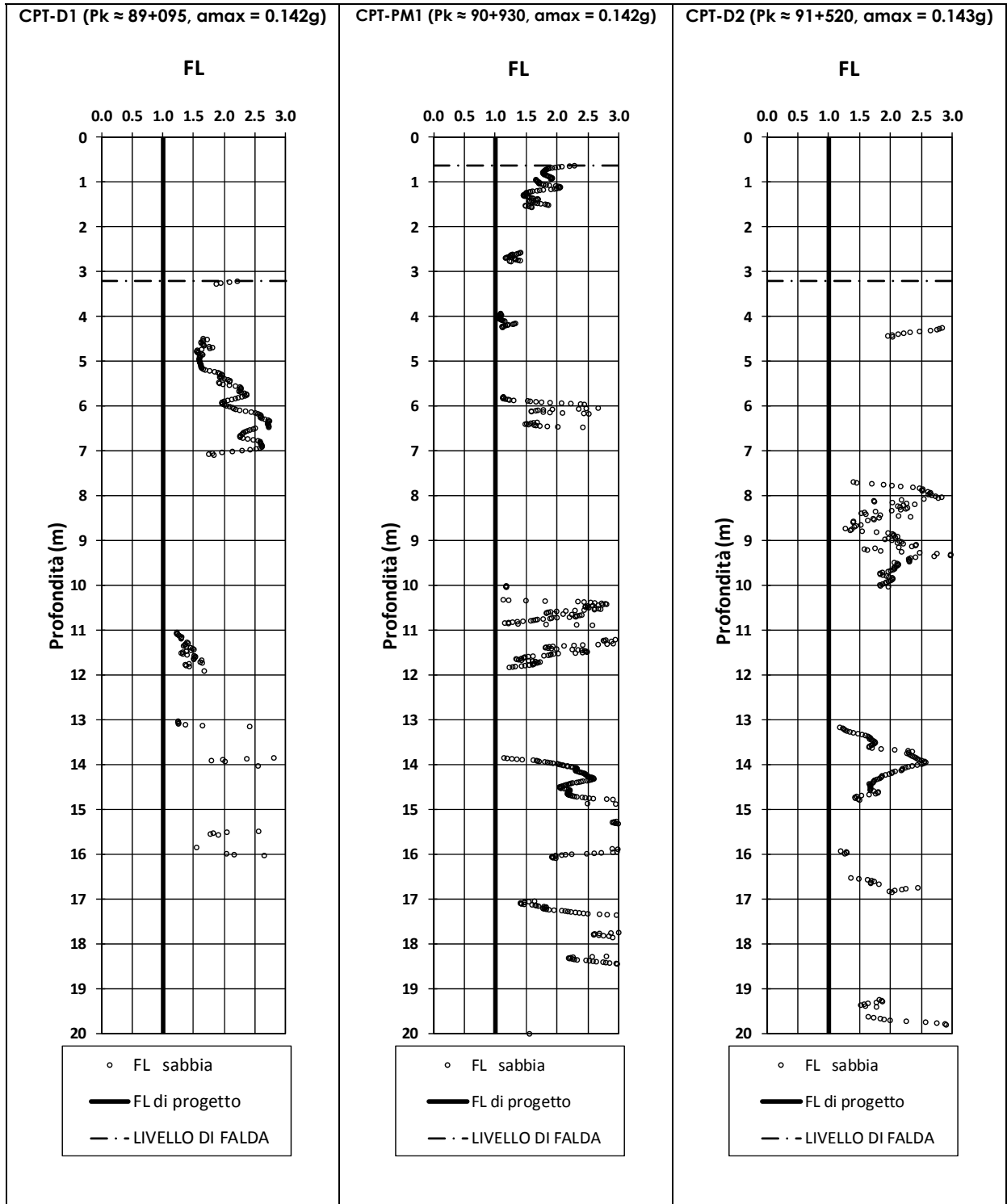
### **7.3 Risultati dell'analisi**

L'analisi è stata condotta sul database complessivo delle prove CPTU effettuate, e sui risultati di alcune prove SPT localizzate in corrispondenza di tratti per i quali le valutazioni condotte sulle CPTU hanno mostrato una maggiore suscettibilità alla liquefazione. I risultati sono riportati nei grafici di Figura 7.1 e seguenti in termini di valore del fattore di sicurezza rispetto alla liquefazione (FL) ottenuto come rapporto CRR/CSR per ogni dato.

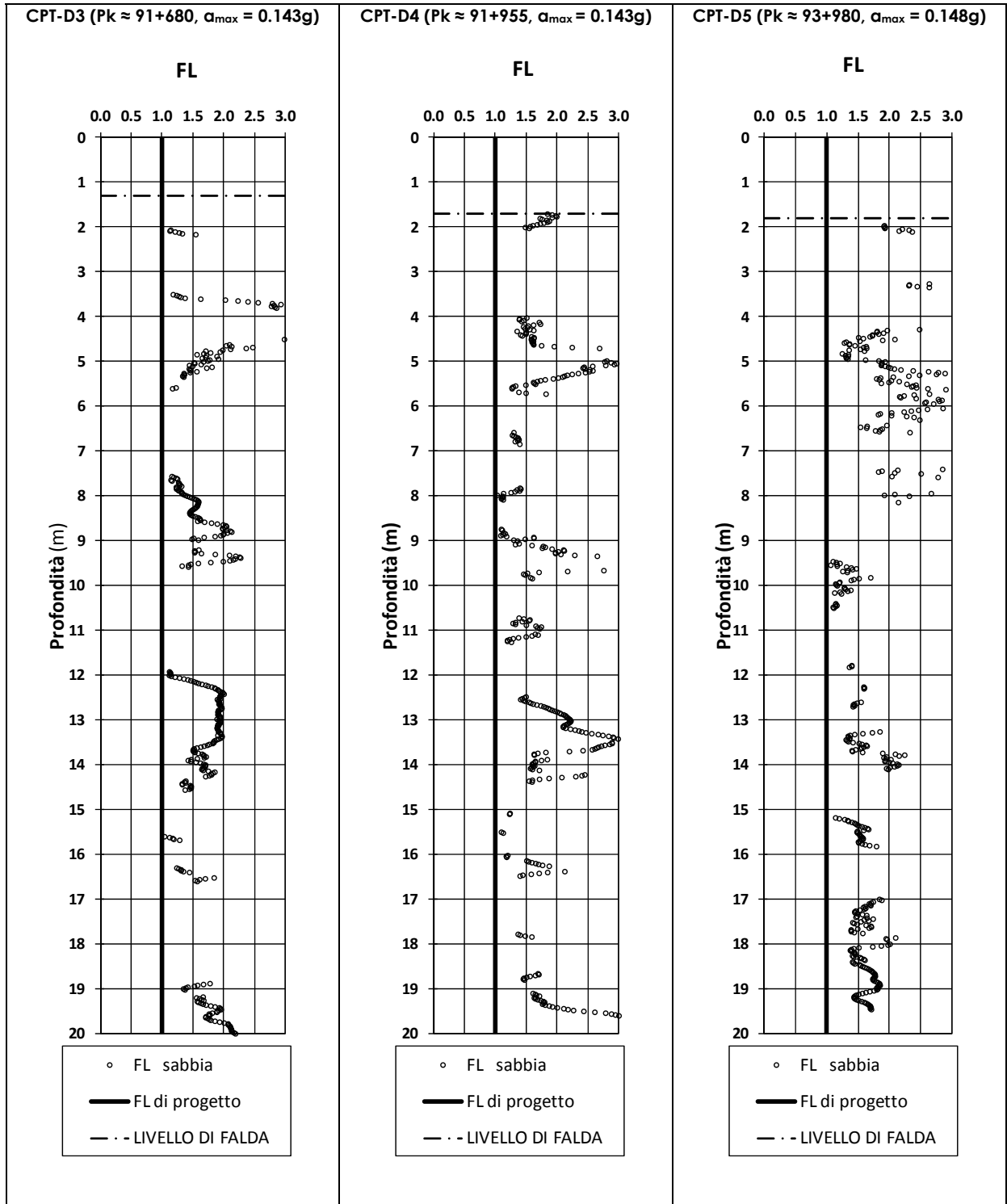
Dall'analisi delle prove CPTU si osserva come, per alcuni punti di calcolo, il valore del fattore di sicurezza ottenuto sia di poco inferiore all'unità, indicando la possibilità di un locale raggiungimento del limite di liquefazione (rif. CPT-D7, CPT-D8 CPT-PM2, CPT-PM3, CPTD-10, CPT-D11), in un quadro di complessiva stabilità dei terreni lungo il tracciato di progetto. Le verticali CPTU per le quali si osservano valori del fattore di sicurezza minore dell'unità ricadono nel tratto di tracciato compreso tra le progressive 95+363 e 100+090, comprendenti le opere Nuovo Cavalcavia SP9 Via Mincana, Nuovo cavalcavia Strada Campestre, Ampliamento Ponte Vanale Biancolino, Nuovo Cavalcavia S.Pelagio, Nuovo Cavalcavia Via Mezzavia, Nuovo Cavalcavia Via di Placca, Nuovo Cavalcavia Via Bolzani. In corrispondenza di tale tratto, è stato condotto un raffinamento dell'analisi, eseguendo la verifica a liquefazione anche sui dati SPT ottenuti da sondaggi che ricadono nelle progressive di interesse (SPT SD-10, SD-11, SD-12, SD-13, SD-14, SD-15, SD-16 e SD-17). I risultati sono

riportati nel dettaglio nei grafici di cui alla Figura 7.6 e seguenti, e mostrano un quadro di stabilità rispetto alla liquefazione del sito, eccetto per la prova SD-10 localizzata alla pk. 95+345 e prossima all'opera di realizzazione del Nuovo Cavalcavia SP9 Via Mincana.

Per il caso in esame, risulta che l'indice del potenziale di liquefazione LPI valutato secondo Iwasaki et al., 1982 (vedi Appendice A) è generalmente compreso entro l'intervallo 0-2, corrispondente ad un livello di suscettibilità alla liquefazione basso, per tutte le verticali. Soltanto per la prova SPT SD-10, il valore di LPI risulta compreso nel campo 2-5, associato ad un grado di suscettibilità moderato. Per le opere più significative, potranno essere convenientemente eseguite analisi di maggiore dettaglio (i.e. analisi di risposta sismica locale) che indichino la reale intensità del fenomeno valutando i livelli di sovrappressione interstiziale raggiunta.



**Figura 7.1:** Fattore di sicurezza rispetto alla liquefazione valutato sulla base dei risultati delle prove CPT.



**Figura 7.2:** Fattore di sicurezza rispetto alla liquefazione valutato sulla base dei risultati delle prove CPT.

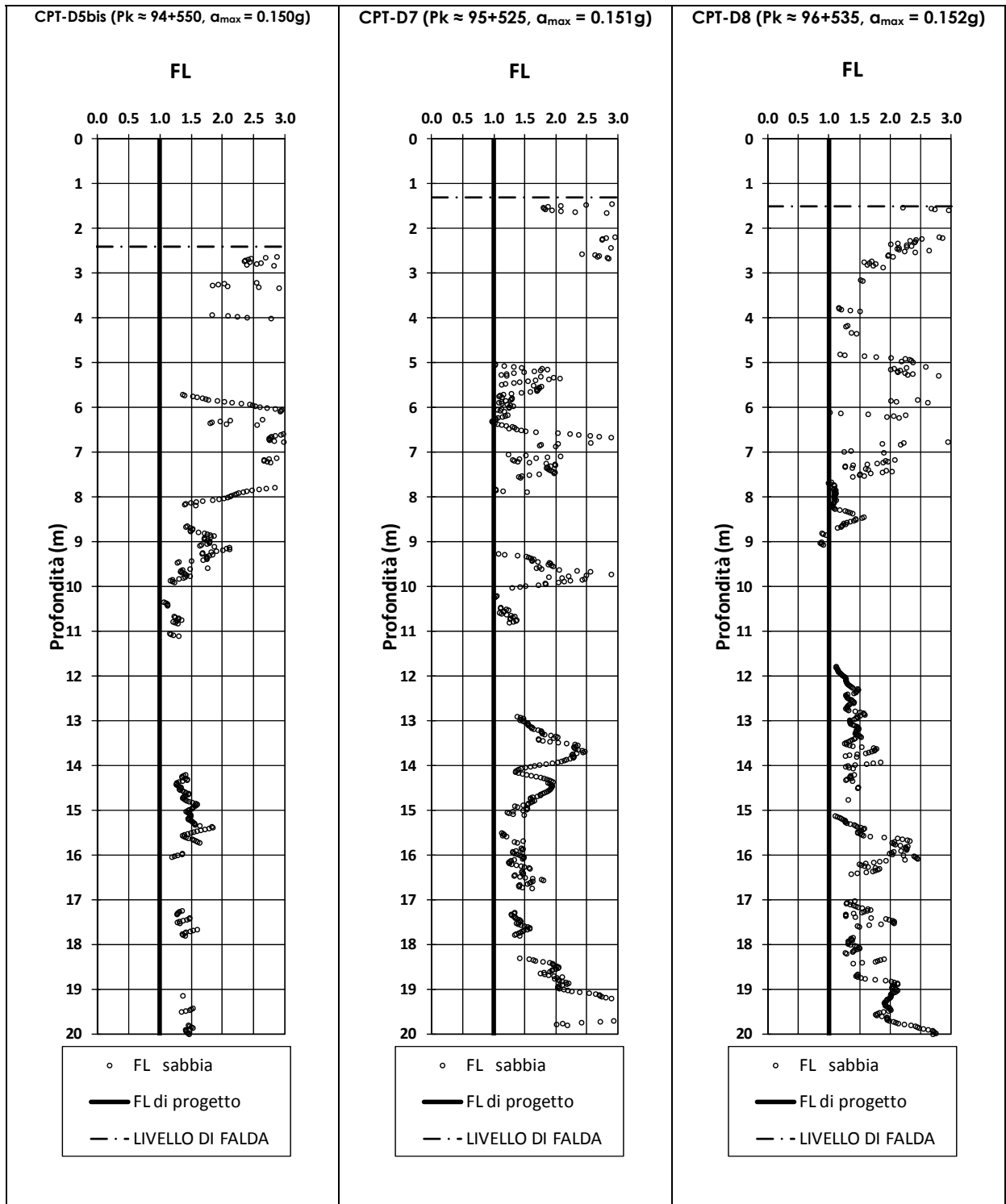


Figura 7.3: Fattore di sicurezza rispetto alla liquefazione valutato sulla base dei risultati delle prove CPT.

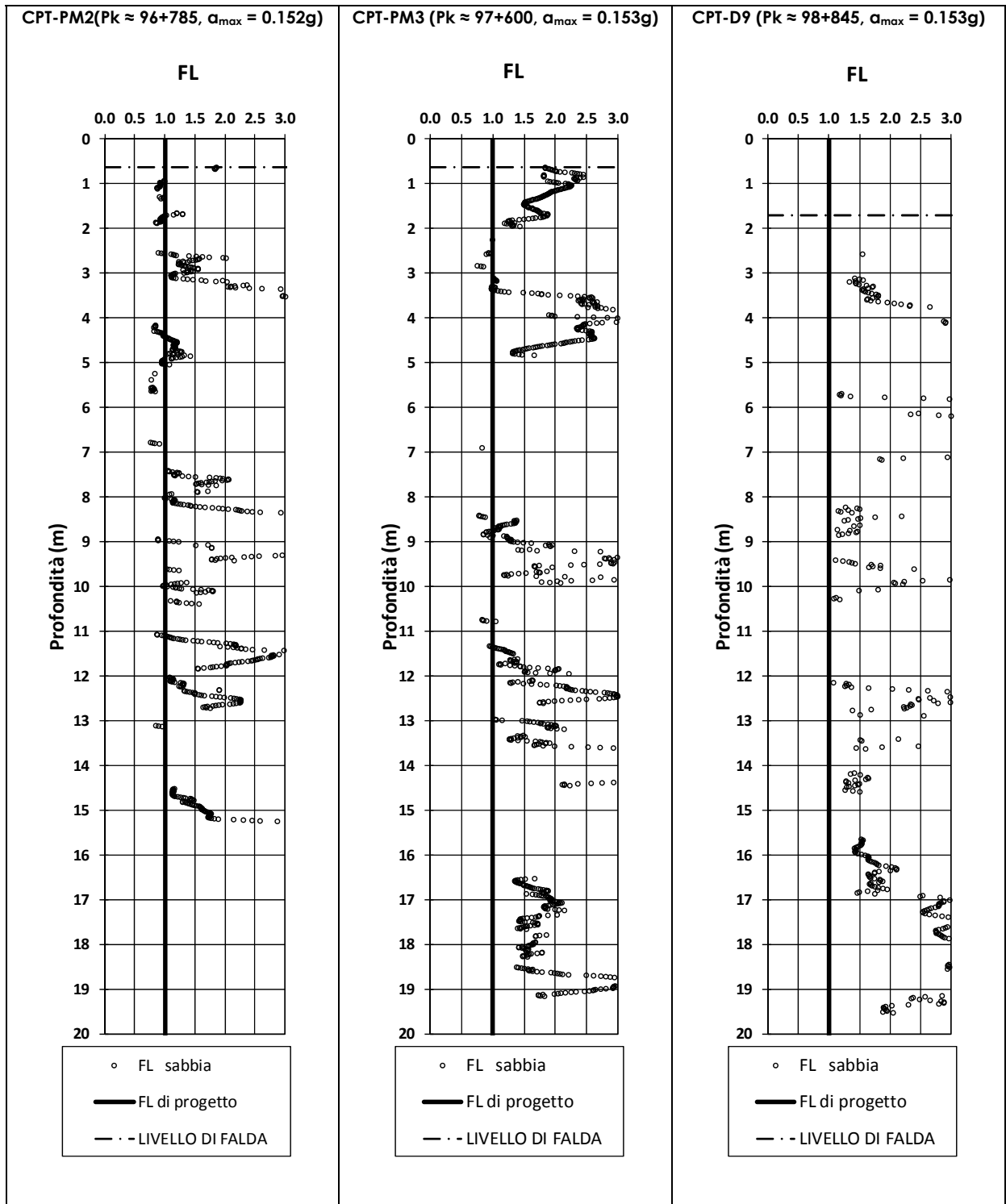
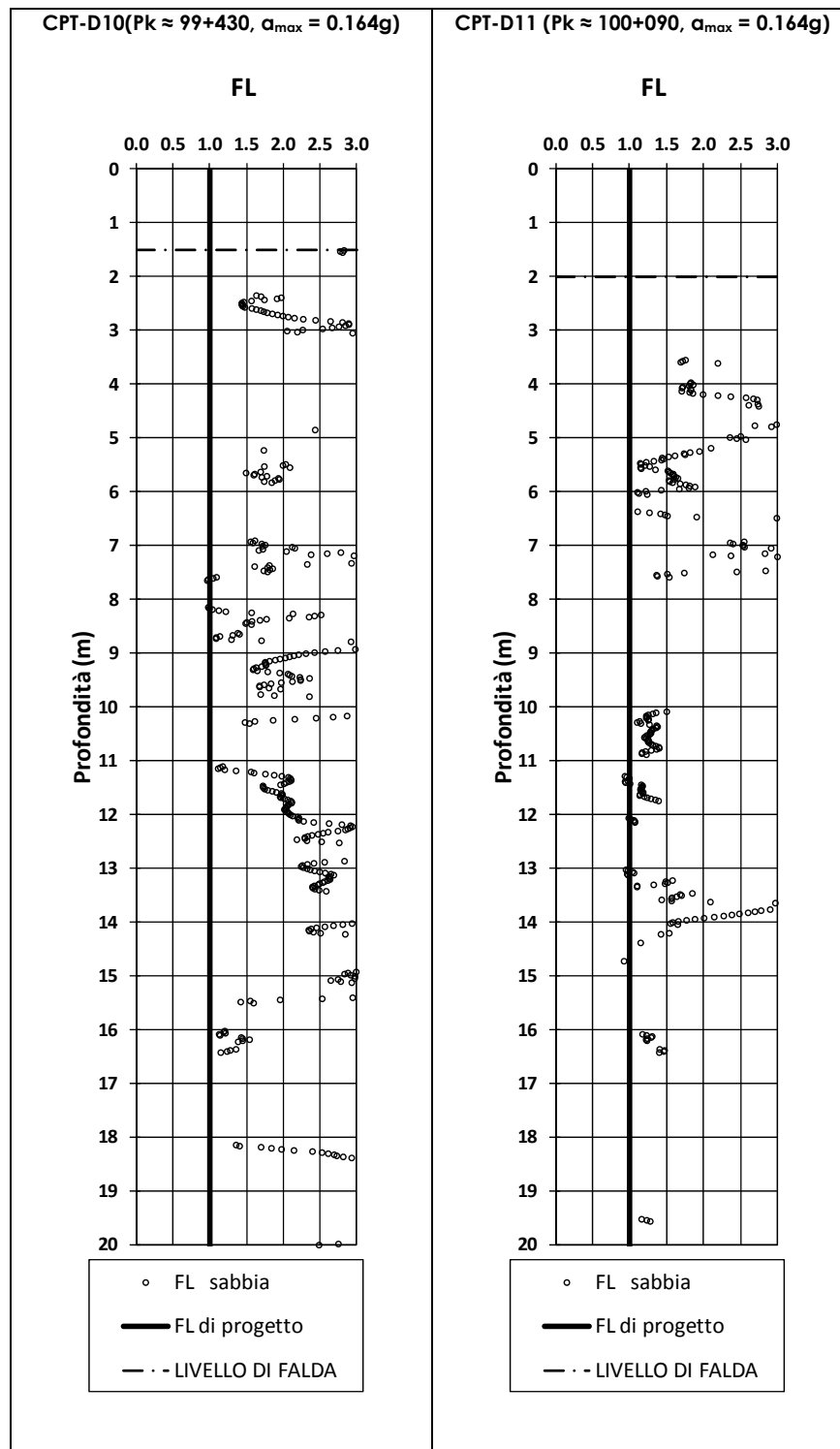
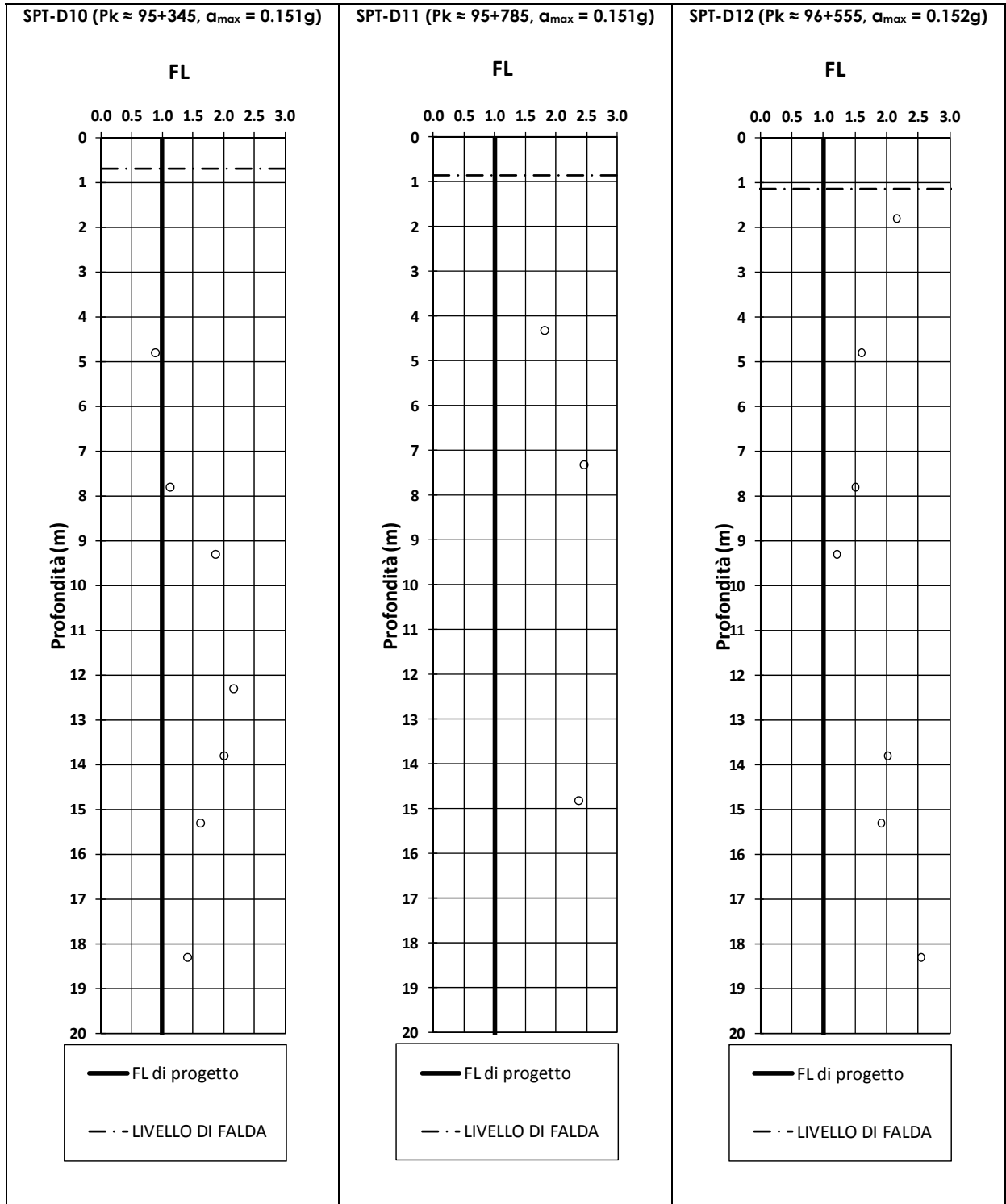


Figura 7.4: Fattore di sicurezza rispetto alla liquefazione valutato sulla base dei risultati delle prove CPT.

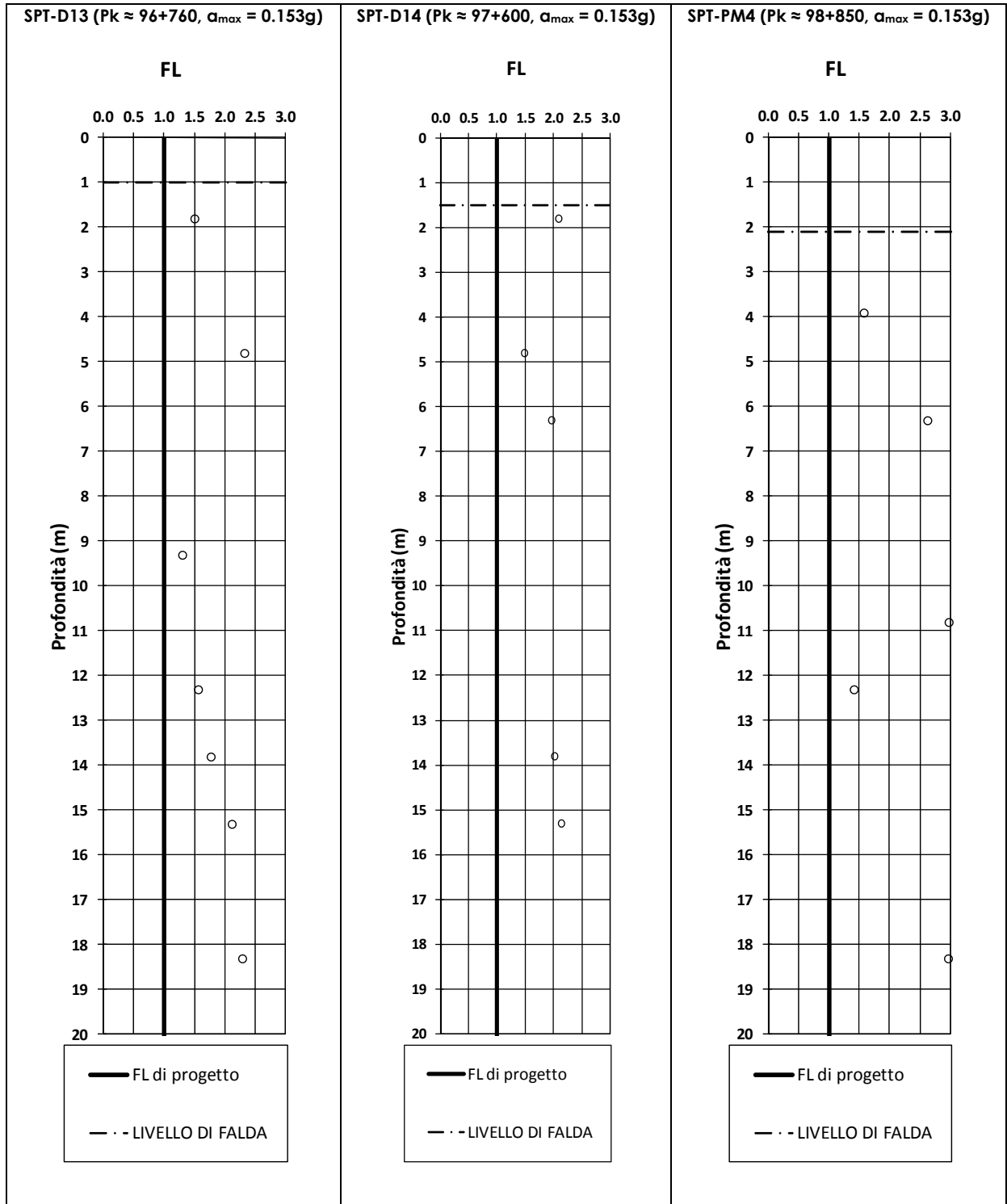


**Figura 7.5:** Fattore di sicurezza rispetto alla liquefazione valutato sulla base dei risultati delle prove CPT.

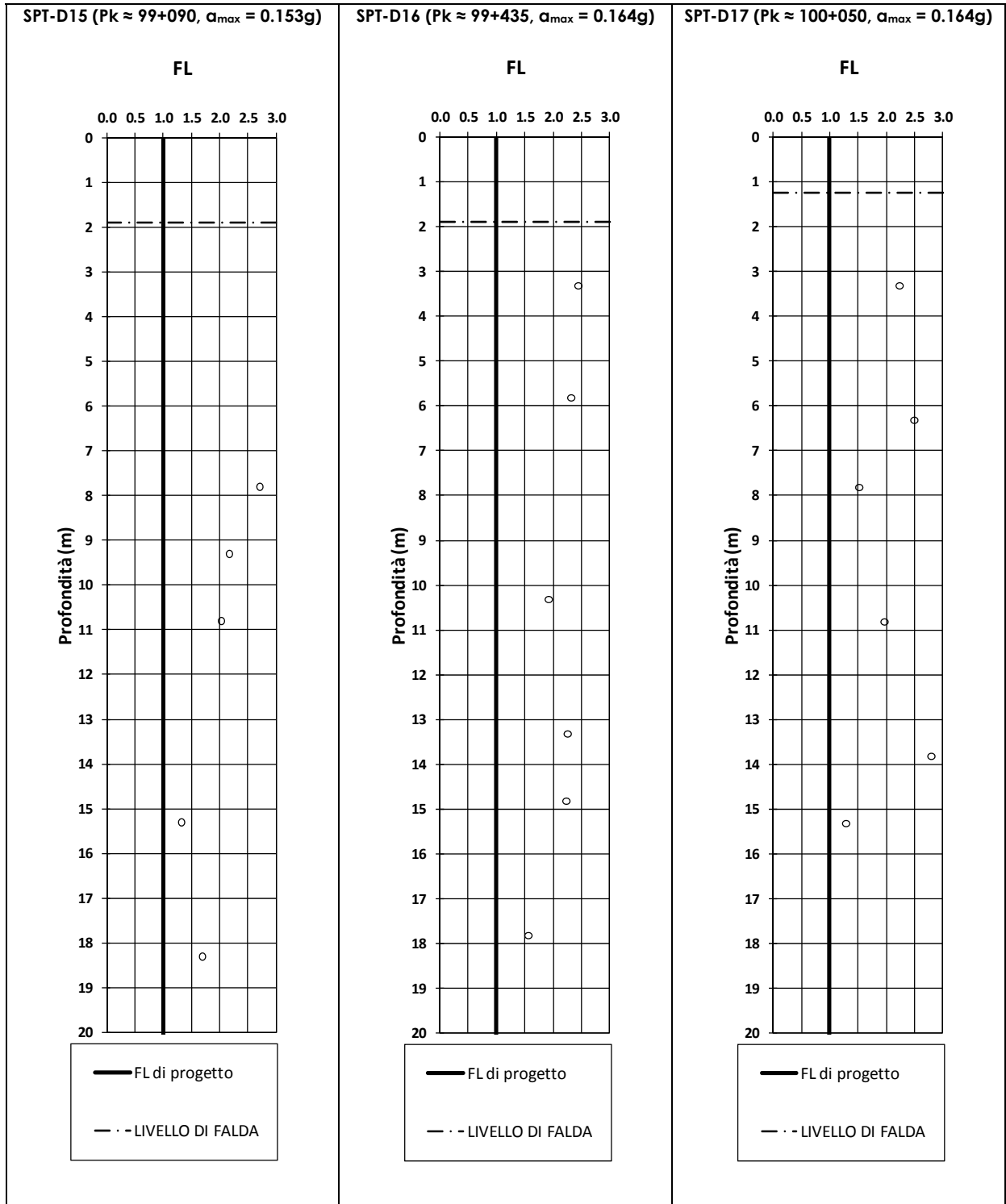




**Figura 7.6:** Fattore di sicurezza rispetto alla liquefazione valutato sulla base dei risultati delle prove SPT.



**Figura 7.7:** Fattore di sicurezza rispetto alla liquefazione valutato sulla base dei risultati delle prove SPT.



**Figura 7.8:** Fattore di sicurezza rispetto alla liquefazione valutato sulla base dei risultati delle prove SPT.

## 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 fundamentalmente depositi limoso-argillosi, limoso-sabbiosi e sabbiosi di origine alluvionale (PO112m, PO112l, BBS e Pre-LGM - vedi punto 5.1), 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 pressiometriche tipo Menard;
- prove penetrometriche statiche con punta elettrica CPTU con misura della resistenza di punta  $q_c$  e dell'attrito laterale  $f_s$  e della pressione interstiziale  $u$ ;
- prove geofisiche di tipo "cross-hole", per la determinazione delle velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  e di compressione  $V_p$ ;
- prove di permeabilità Lefranc in foro, a carico variabile o costante;
- 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 dei depositi alluvionali sopra indicati (PO112m, PO112l, BBS, Pre-LGM) sono stati distinti:

- materiali a grana fine
- materiali a grana grossa

Un'analisi dettagliata delle prove di laboratorio e di quelle in sito ha infatti rilevato che tra gli strati sabbiosi e argillosi delle diverse formazioni geologiche non ci sono sostanziali differenze.

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.

Utili indicazioni/conferme verranno tratte anche dall'interpretazione delle prove CPTe e CPTU (vedi ad esempio Robertson & Campanella, 1984, Robertson et al., 1986a, b; Olsen & Farr, 1986; Searle, 1979).

Nel caso in esame si farà riferimento alla correlazione empirica riportata nella Figura 8.1 (Robertson, 1990; Lunne et al., 1997), ove compaiono le seguenti quantità:

$q_c$  = resistenza di punta;

$f_s$  = resistenza di attrito laterale;

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma_{vo}} \quad (-)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{vo}} \cdot 100 \quad (\%)$$

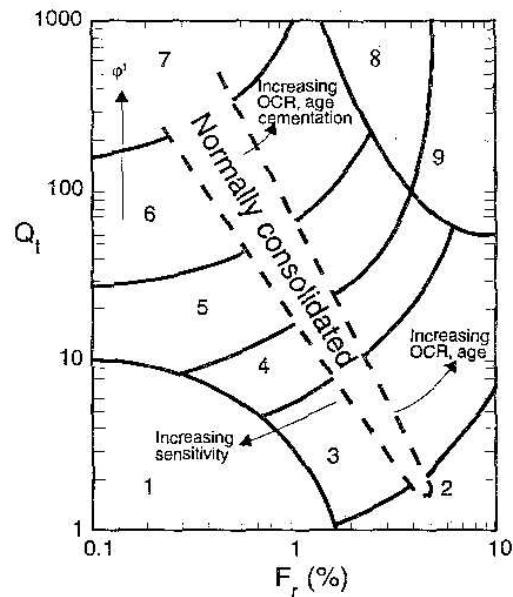
$\sigma_{vo}$  = pressione verticale totale geostatica;

$\sigma_{vo}'$  = pressione verticale efficace geostatica.

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

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma_{vo}}$$

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



**Figura 8.1:** Correlazioni per la definizione del materiale attraversato dalle prove CPT e CPTU (Robertson, 1990)

## 8.2 Materiali a grana grossa

Lungo la tratta 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 anche le sabbie con limo ed i limi con sabbia aventi contenuto di fine superiore al 35% ma caratterizzati da valori del limite liquido inferiori al 30%).

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 sito 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;
- densità relativa  $D_r$ .

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

In questa sede si farà l'ipotesi che i corpi sabbiosi e sabbioso-limosi (A2) presenti nei depositi alluvionali in esame 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  $k_0 = (1 - \sin\phi')$ . 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.

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 e nella Tabella 5.2.

La densità relativa ( $D_r$ ) può essere ricavate dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT e di quelle statiche CPTU (paragrafo 8.2.1.1).

### 8.2.1.1 Densità relativa $D_r$

#### 8.2.1.1.1 Da prove CPT

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

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

essendo:

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

$$\sigma_{vo}' = \text{pressione verticale efficace esistente in sito} \quad (\text{kPa})$$

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

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

$$GSC = \text{grado di sovra consolidazione} \quad (-)$$

$$q_c = \text{resistenza di punta del penetrometro statico} \quad (\text{kPa})$$

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

$$C_0, C_1 \text{ e } C_2 = \text{coefficienti empirici funzione delle dimensioni medie delle particelle} \\ (\text{vedi Tabella 8.1}) \quad (-)$$

**Tabella 8.1:** Coefficienti empirici  $C_0$ ,  $C_1$  e  $C_2$  (Harman, 1976; Villet & Mitchell 1981; Baldi et al., 1983; Baldi et al., 1986; Jamiolkowski et al., 1988; Rocchi, 1994)

Tipo di sabbia	$D_{50}$ (mm)	$C_0$ (-)	$C_1$ (-)	$C_2$ (-)
fine	0.20 ÷ 0.25	110	0.59	2.95
media	0.40 ÷ 0.55	205	0.51	2.91
grossa	1.00 ÷ 2.00	234	0.48	3.30

$D_{50}$  = diametro delle particelle corrispondente al 50% di passante



In questa sede, ove non specificato espressamente, si assumeranno valori di  $C_o$ ,  $C_1$  e  $C_2$  corrispondenti alle sabbie fini.

### 8.2.1.1.2 Da prove SPT

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 8.2

$\sigma_{vo}'$  = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota di esecuzione della prova SPT (kg/cm<sup>2</sup>)

$N_{SPT}$  = 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 (-)

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

**Tabella 8.2:** Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)

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

### 8.2.2 Angolo di resistenza al taglio

I parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci verranno determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio di taglio diretto (TD) e sulla base dell'interpretazione delle prove di sito CPTU ed SPT.

In particolare l'angolo di resistenza al taglio di picco  $\varphi'$  può essere determinato facendo riferimento al metodo proposto da Bolton (1986) in base al quale:

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

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

essendo:

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

$\varphi_{cv}'$  = angolo di attrito a volume costante (°)

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)

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

m = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti (vedi Tabella 8.3) (°)

$D_r$  = densità relativa (-)

I valori dell'angolo di attrito  $\varphi_{cv}'$  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 8.4 (vedi ad esempio Youd, 1972; Stroud, 1988).

**Tabella 8.3:** Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

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

$\sigma_2'$  = tensione principale efficace intermedia

$\sigma_3'$  = tensione principale efficace minore

**Tabella 8.4:** Valori dell'angolo di attrito  $\varphi_{cv}$  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	$\varphi_{cv}' = 33^\circ$	$\varphi_{cv}' = 30^\circ$

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

$\varphi_{cv}' = 32^\circ$  per le sabbie

$m = 3$

### 8.2.3 Deformabilità

#### 8.2.3.1 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:

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

$\nu'$  = rapporto di Poisson del terreno = 0.15 ÷ 0.20

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

La velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  può essere ricavata direttamente da prove geofisiche cross hole o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT e CPTe/CPTU come descritto ai paragrafi 8.2.3.1.1 e 8.2.3.1.2.

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

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

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

#### 8.2.3.1.1 Da prove CPTe/CPTU

La velocità delle onde di taglio da prove CPTe/CPTU in sabbie normalmente consolidate, silicee non cementate, può essere ricavata sulla base della correlazione proposta da Rix & Stokoe (1991), in base alla quale risulta quanto segue:

$$G_{01} = 291 \cdot q_c \cdot \left[ \frac{q_c}{(\sigma'_{vo} \cdot p_a)^{0.5}} \right]^{-0.75}$$

essendo  $p_a$  la pressione atmosferica di riferimento.

#### 8.2.3.1.2 Da prove SPT

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 8.5)

$f_G$  = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi Tabella 8.6)

**Tabella 8.5:** Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente  $f_A$

$f_A$	Olocene	Pleistocene
	1.0	1.3

**Tabella 8.6:** Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente  $f_G$

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

### 8.2.3.2 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 8.2.3.1;
- 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  $\gamma$  indotto, tratte da Lo Presti (1989), sono riportate nella Figura 8.2 e Figura 8.3.

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

- nel calcolo di opere di sostegno tipo paratie (tirantate e non) i moduli di Young “operativi”  $E_{op1}$  sono pari a circa  $1/3 \div 1/5$  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 dalle correlazioni empiriche riportate ad esempio nei paragrafi 8.2.3.2.1 e 8.2.3.2.2.

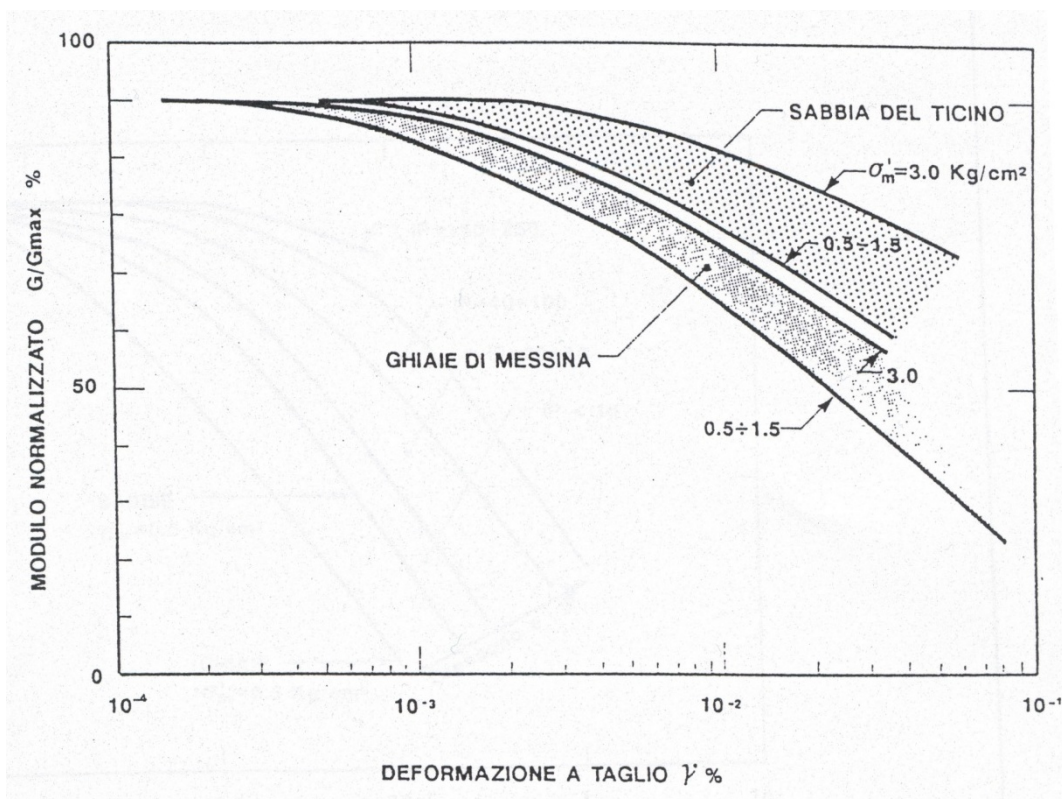
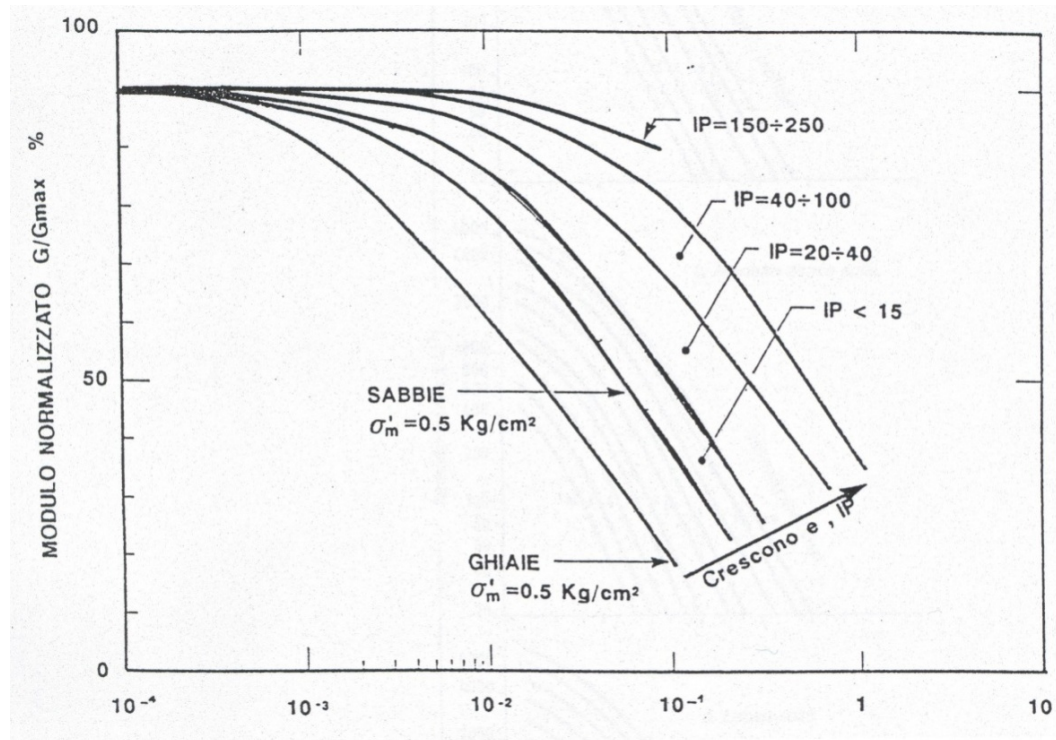


Figura 8.2: Degrado del modulo  $G$  per terreni incoerenti



**Figura 8.3:** Degrado del modulo G per vari tipi di terreno

### 8.2.3.2.1 Da prove CPTE/CPTU

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

$$E'_{25} = (3 - D_r) \cdot q_c \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso di sabbie normalmente consolidate}$$

$$E'_{25} = (15 - 10 \cdot D_r) \cdot q_c \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso di sabbie sovraconsolidate}$$

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;

$q_c$  = resistenza di punta del penetrometro, espressa in MPa.

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  $E'_{25}$ .

### 8.2.3.2 Da prove SPT

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

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

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

essendo:

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

$D_r$  = densità relativa espressa come frazione dell'unità;

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

Si rileva che:

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

le espressioni suddette conducono ad una sottostima dei valori di  $E'_{25}$ .

### 8.2.3.3 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:

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

essendo:

$k_{hi}$  = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale, riportato nella Tabella 8.7 (vedi Reese et al, 1974 e Elson, 1984) ( $\text{kN/m}^3$ )

$z$  = profondità dal piano campagna originario.

**Tabella 8.7:** Gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale secondo Reese et al. (1974) (vedi anche Elson (1984))

$D_r$ (%)	$K_{hi}$ ( $\text{kN/m}^3$ )
35%	10000
50%	15000



70%

25000

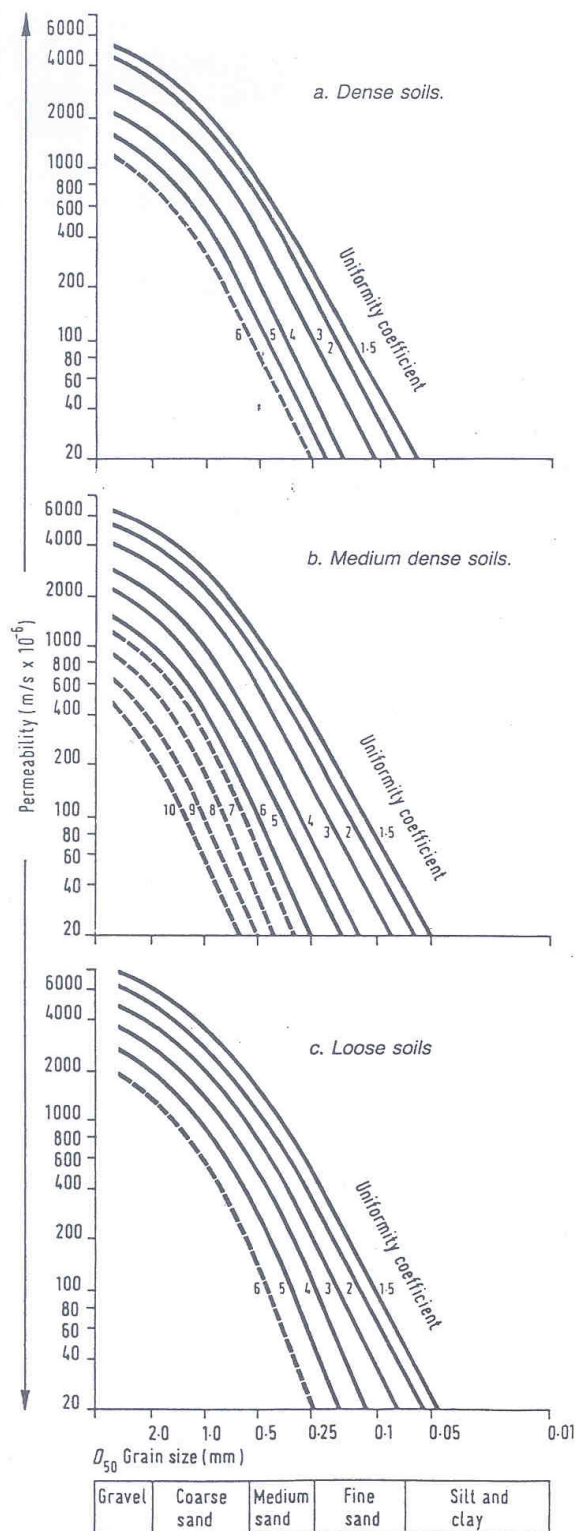
#### 8.2.3.4 Coefficienti di permeabilità

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 8.8.
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 8.4.

**Tabella 8.8:** 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 8.4:** 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 saturi

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  $lv_0$ , e dalla pressione verticale efficace geostatica ( $\sigma'_{v0}$ ), rispetto alla curva di compressibilità intrinseca edometrica ( $ICL_{oed}$ ) definita da Burland (1990); quest'ultima è data dalla seguente equazione:

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

dove:

$\sigma'_v$  = 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  $I_{v0}$  è dato quindi dalla seguente equazione:

$$I_{v0} = \frac{e_0 - e_{100}^*}{C_c^*} = \text{indice dei vuoti iniziale normalizzato}$$

essendo:

$e_0$  = rapporto dei vuoti iniziale del materiale.

Si sottolinea che l'espressione della *Intrinsic Compression Line* (ICL) definita da Burland (1990) è applicabile in generale a materiali che si collocano al di sopra della linea A della carta di Casagrande (argille inorganiche).

Con riferimento anche a quanto indicato nella Figura 8.5 (vedi ad esempio anche Nagaraj & Miura, 2001) si ha che:

- Terreni caratterizzati da stati iniziali  $(I_{v0}) - (\sigma'_{v0})$  al di sotto della curva  $ICL_{oed}$  sono da considerare sovraconsolidati meccanicamente; in aggiunta alla sovraconsolidazione meccanica, tali terreni possono essere dotati anche di legami di cementazione. Tali materiali, non appena vengono raggiunti determinati stati di sollecitazione di soglia critici, presentano:

- un comportamento di tipo fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci). Tale comportamento è accentuato se si è in presenza di legami di cementazione;
- 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.
- Terreni caratterizzati da stati iniziali  $(I_{vo})-(\sigma'_{vo})$  che cadono sulla curva  $ICL_{oed}$  sono da considerare normalmente consolidati; tali terreni possono essere dotati anche di legami di cementazione. Tali materiali, in assenza di legami di cementazione, hanno:
  - 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.
- Terreni caratterizzati da stati iniziali  $(I_{vo})-(\sigma'_{vo})$  al di sopra della curva  $ICL_{oed}$  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). Questi materiali 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.

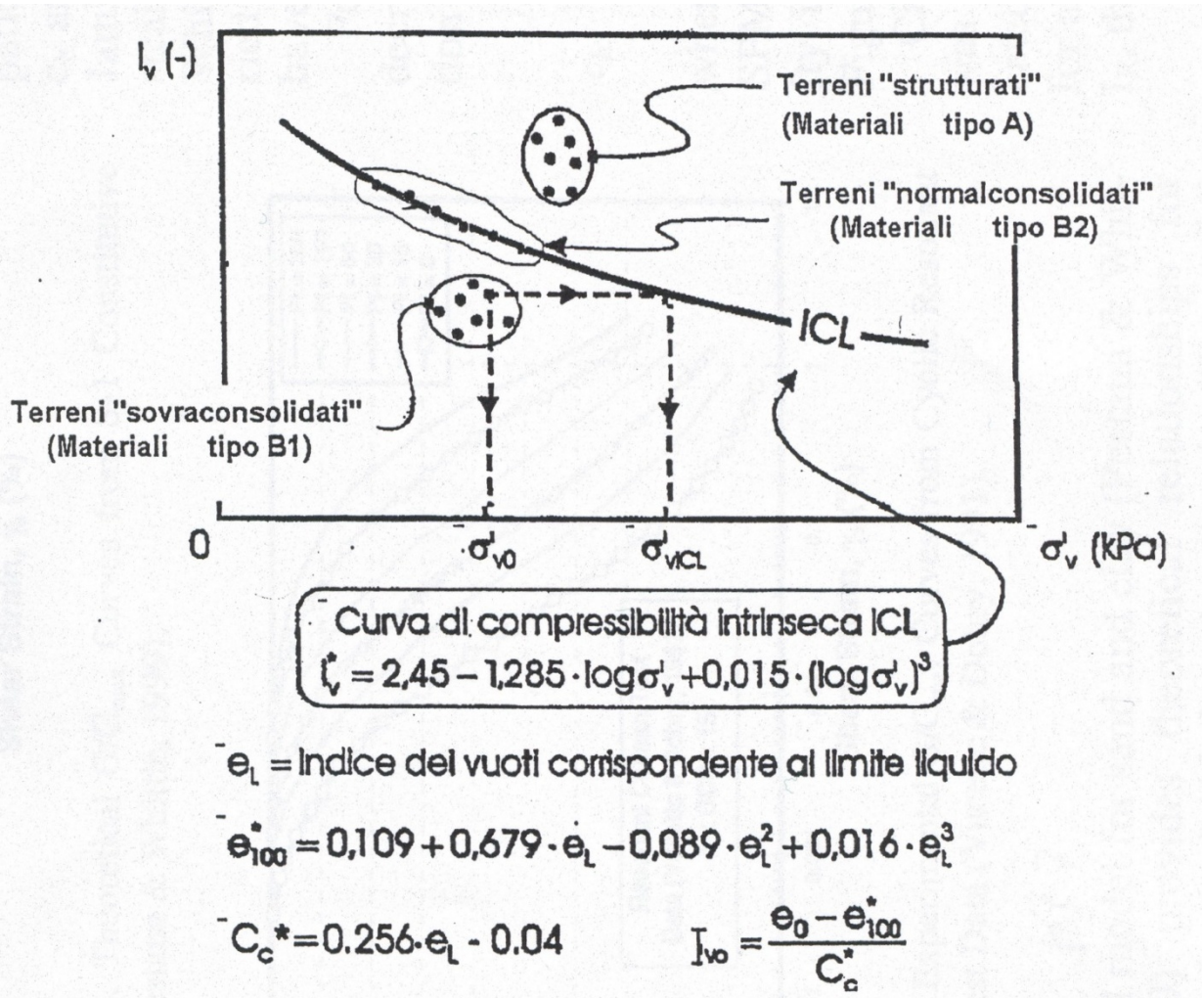


Figura 8.5: Diagramma di stato per i materiali a granulometria fine (limi e argille)

### 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 sovraconsolidati, 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 o mediante la procedura proposta da Schmertmann (1955) per correggere i risultati di laboratorio dagli effetti del disturbo.

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:

$\sigma_{vo}'$  = tensione verticale efficace geostatica

$\sigma_{vmax}'$  = tensione verticale efficace massima subita dal deposito

$\varphi'$  = angolo di attrito.

Nel caso materiali normal consolidati o sottoconsolidati, di cui al paragrafo 8.3.1, la pressione di preconsolidazione  $\sigma_{vp}' > \sigma_{vo}'$ , determinabile dalle prove edometriche, non rappresenta né la tensione verticale massima ( $\sigma_{vmax}'$ ) subita dal deposito né la tensione in corrispondenza della quale si innescano deformazioni irreversibili visco-plastiche ( $\sigma_{vy}'$ ); inoltre il grado di sovraconsolidazione (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  $\sigma_{vy}'$  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 GSC\* verrà stimato sulla base della seguente espressione:

$$GSC^* = \frac{\sigma_{vy}'}{\sigma_{vo}'}$$

Per completezza la pressione di preconsolidazione  $\sigma_{vp}'$  ed il grado di sovraconsolidazione  $\sigma_{vp}'/\sigma_{vo}'$ , determinabili con le prove edometriche, verranno messi a confronto anche con quelli ottenibili dall'interpretazione delle prove CPTU in accordo all'espressione che deriva dalla tecnica SHANSEP (vedi Ladd & Foot, 1974; Ladd et al. 1977) e/o all'espressione proposta da Chen & Mayne,(1996); tali espressioni sono di seguito riportate.

- Tecnica SHANSEP:

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

dove:

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

$c_u$  = resistenza al taglio in condizioni non drenate in compressione e carico determinata dall'interpretazione delle prove CPTU in accordo a quanto descritto nel paragrafo 8.3.3.2;

$\sigma_{vo}'$  = tensione verticale efficace geostatica

- Correlazione di Chen & Mayne,(1996):

$$\frac{\sigma_{vp}'}{p_a} = 0,86 \cdot \left(\frac{q_c - \sigma_{vo}'}{p_a}\right)^{0,93} \cdot (IP)^{-0,28}$$

dove:



IP = indice di plasticità (%)

$\sigma_{vo}$  = pressione verticale totale (kPa)

$q_c$  = resistenza di punta (kPa)

$p_a$  = pressione atmosferica = 100 kPa.

### 8.3.3 Resistenza al taglio in condizioni non drenate

La resistenza al taglio non drenata  $c_u$  dei terreni limoso-argillosi saturi verrà valutata facendo riferimento sia ai risultati delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPTU e 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 da prove CPTE/CPTU

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

$$c_u \approx \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_k}$$

$$c_u \approx \frac{q_t - u_2}{N_{KE}} \quad (\text{solo per prove CPTU})$$

essendo:

$$14 \leq N_k \leq 16$$

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

$\sigma_{vo}$  = pressione verticale totale

$q_c$  = resistenza di punta

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

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

$\alpha = 0.8$  = rapporto delle aree

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

$u_o$  = pressione idrostatica

$\sigma_{vo}$  = pressione verticale totale geostatica.

### 8.3.3.3 Valutazione 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 8.6 (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:

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

### 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).

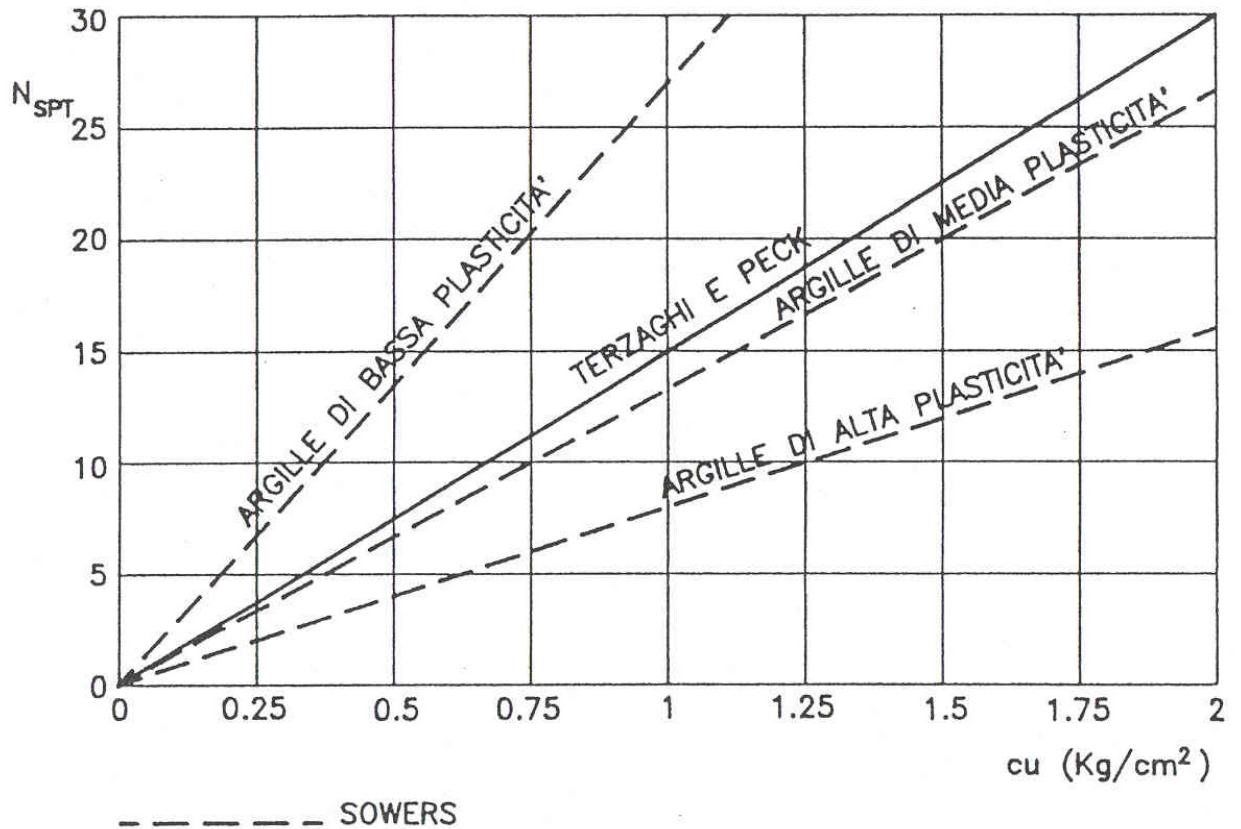


Figura 8.6: Correlazione  $N_{SPT}$  -  $c_u$  (Navfac, 1971)

### 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:

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

$\nu'$  = rapporto di Poisson del terreno =  $0.15 \div 0.20$

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

La velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  può essere ricavata direttamente dalle prove geofisiche Cross-Hole o indirettamente, interpretando i risultati delle prove CPTE/CPTU come descritto nel paragrafo 8.3.5.1.1.

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

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

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

#### 8.3.5.1.1 $G_{01}$ da prove CPTE/CPTU

Una stima dei moduli di elasticità iniziali  $G_{01}$  da prove CPT può essere fatta utilizzando la correlazione empirica proposta da Mayne & Rix (1993) secondo la quale:

$$G_{01} = \frac{99.5 \cdot (p_a)^{0.305} \cdot (q_c)^{0.685}}{e_o^{1.13}}$$

essendo:

$p_a$  = pressione atmosferica nella stessa unità di misura di  $G_{01}$  e di  $q_c$

$q_c$  = resistenza di punta del penetrometro statico

$e_o$  = indice dei vuoti iniziale.

#### 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, ovvero con stato iniziale posto al di sotto della linea di compressibilità intrinseca del materiale (si veda il paragrafo 8.3.1), 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 lineari, i moduli di deformabilità "operativi" di Young saranno assunti pari a circa  $1/3 \div 1/5$  di quello iniziale  $E_0$ .

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  $\gamma$  indotto, proposte da Vucetic & Dobry (1991), sono riportate nella Figura 8.7.

2. Caso di opere di sostegno e di fondazioni su terreni normal consolidati o sottoconsolidati, ovvero con stato iniziale posto al di sopra della linea di compressibilità intrinseca del materiale (si veda il paragrafo 8.3.1), con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell'opera collocati all'esterno della superficie di plasticizzazione del terreno naturale definita dalla pressione di plasticizzazione  $\sigma_{vy}'$ .

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 posti sulla o al di sotto della linea di compressibilità intrinseca del materiale (si veda il paragrafo 8.3.1), qualora non fossero

disponibili prove edometriche, gli indici di compressione ( $c_c$  e  $c_r$ ) e di consolidazione secondaria ( $c_\alpha$ ), 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)

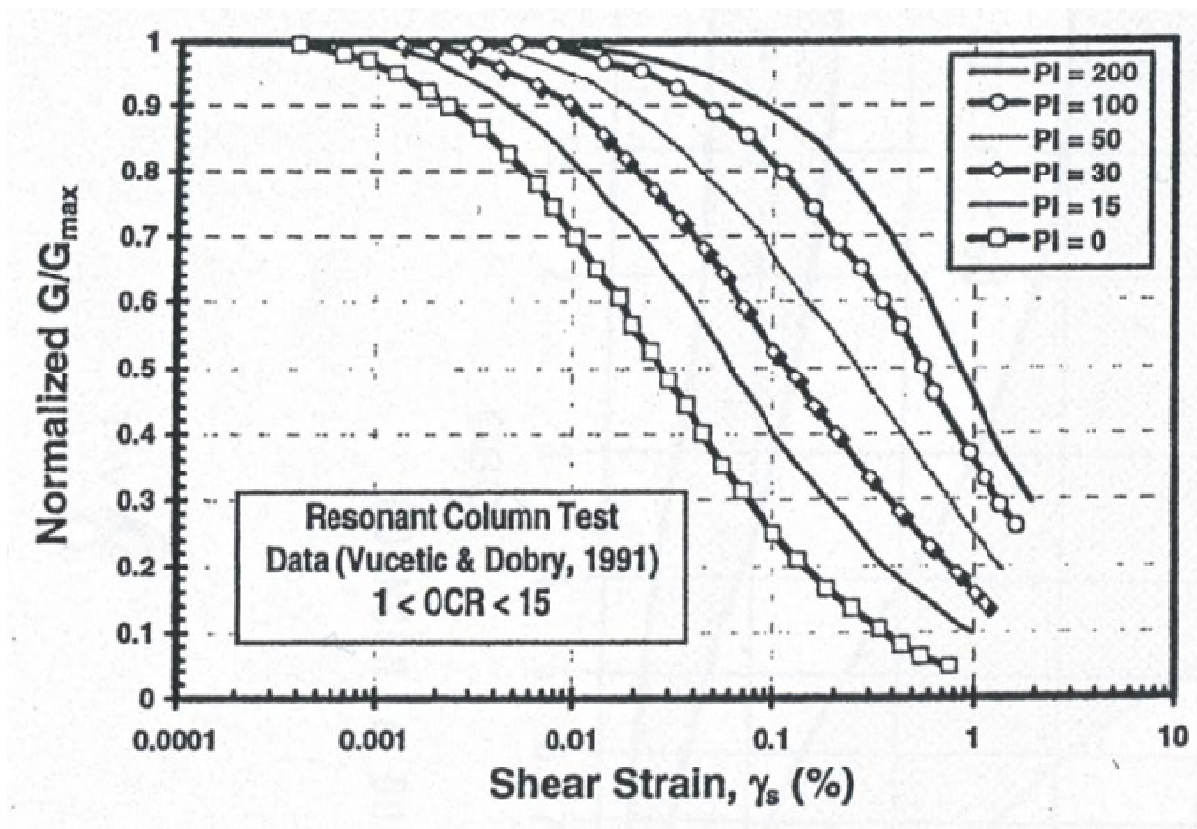


Figura 8.7: Curve sperimentali del rapporto  $G/G_{max}$  da prove di colonna risonante ciclica (Vucetic & Dobry, 1991)

### 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)):

$$E_s = (350 \div 400) \cdot c_u \text{ (kPa)}$$

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 sottoconsolidati (si veda il paragrafo 8.3.1) 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:

$$k_{v,o} = 6.54 \cdot 10^{-11} \cdot \left( \frac{e_0 \cdot \frac{A}{IP}}{A+1} \right)^4 \text{ m/s}$$

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

### 9.1 Generalità

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

- degli studi geologici e geomorfologici (Doc.Rif.[1], [2], [3], **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** e [5]);
- dei profili longitudinali geotecnici (Doc.Rif.[6]);
- delle indagini geognostiche eseguite (Doc.Rif.[14], [12], [16], [17]);
- dell'interpretazione delle indagini in accordo ai criteri descritti nel capitolo 8, in particolare:
  - delle prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati ed indisturbati prelevati dai sondaggi delle campagne di indagine di PP e pregresse e da quelli dell'indagine di PD;
  - delle prove penetrometriche dinamiche SPT delle indagini di PP e pregresse e da quelli dell'indagine di PD;
  - delle prove penetrometriche statiche CPTU delle campagne di indagine di PP e di PD;
  - prove di permeabilità Lefranc della campagna di indagine di PP e PD.

L'interpretazione delle prove in sito è stata effettuata considerando orientativamente i livelli di falda riportati in Tabella 5.1 e in Tabella 5.2.

I principali materiali incontrati, con caratteristiche geotecniche relativamente omogenee, sono:

- **Argille limose e limi argillosi (A1)** appartenenti ai depositi alluvionali POI12m, POI12l, BBS, Pre-LGM;
- **Sabbie, sabbie limose e sabbie con limo (A2)** appartenenti ai depositi alluvionali POI12m, POI12l, BBS, Pre-LGM

Come già detto nel capitolo 5 e come si vedrà nel seguito, una dettagliata analisi delle prove di laboratorio e delle prove in sito indica che tra gli strati a grana fine e a grana grossa delle diverse formazioni geologiche non sussistono sostanziali differenze.

Si rileva la frequente presenza di **livelli organici torbosi (T)** a diverse quote da piano campagna, con spessori da decimetrici a metrici anche metrici.

Le figure Figura 9.1a ÷ Figura 9.1p riportano i grafici con valori di resistenza di punta  $q_c$  misurati dalle prove penetrometriche statiche, risulta evidente l'esistenza di una alternanza di materiali contraddistinti da significative variazioni granulometriche. L'analisi del contenuto di fine (Figura 9.2) conferma tale fitta stratificazione, con strati a grana grossa (in generale  $FC < 35\%$ ) e strati a grana fine ( $FC \geq 35\%$ ). Si ricorda che in questa sede verranno considerati tra i materiali a grana grossa anche le sabbie con limo ed i limi con sabbia aventi contenuto di fine superiore al 35% ma caratterizzati da valori del limite liquido inferiori al 30%.

L'effettiva presenza di strati a grana fine e/o grossa nell'ambito dei depositi in esame dovrà essere verificata puntualmente in corrispondenza delle verticali di indagine di interesse.

Sulla base di quanto riportato sui profili longitudinali geotecnici (Doc.Rif.[6]), è possibile osservare come nella parte iniziale del tracciato, fino a circa il Km 90+800, siano prevalenti i materiali sabbiosi e sabbioso limosi (A2) sia nella parte più superficiale (mediamente per circa 5 ÷ 7 m, fino ad un massimo di 10 ÷ 15 m) che in profondità (tra i 7 ÷ 12 m da p.c. fino a 35 ÷ 40 m). Procedendo verso Padova aumenta la frazione fine con prevalenza di materiale argilloso limoso (A1) già nei primi metri da p.c..

Lo spessore della copertura vegetale varia tra 0.30 e 0.7 m.

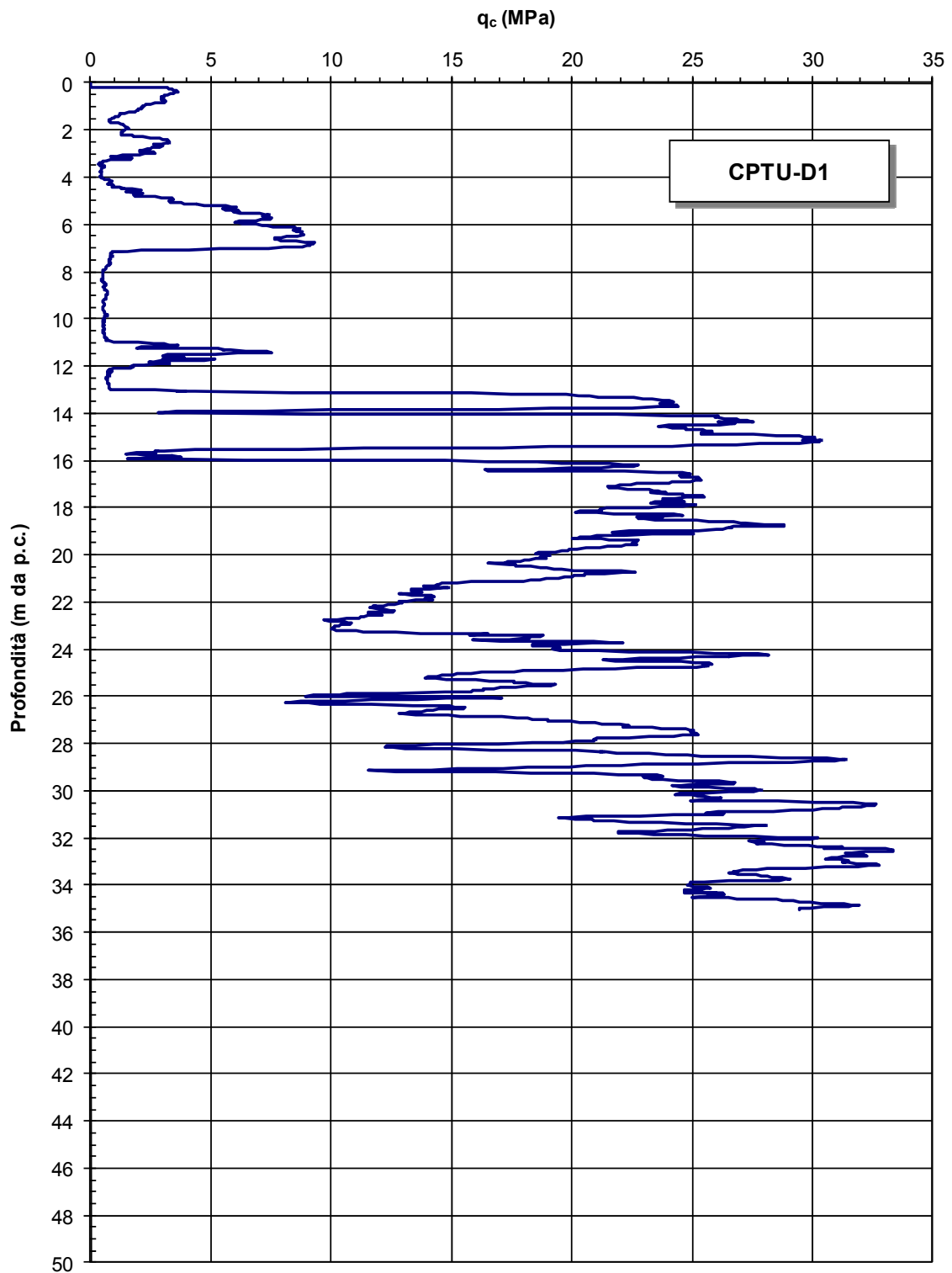


Figura 9.1a: Resistenza di punta  $q_c$

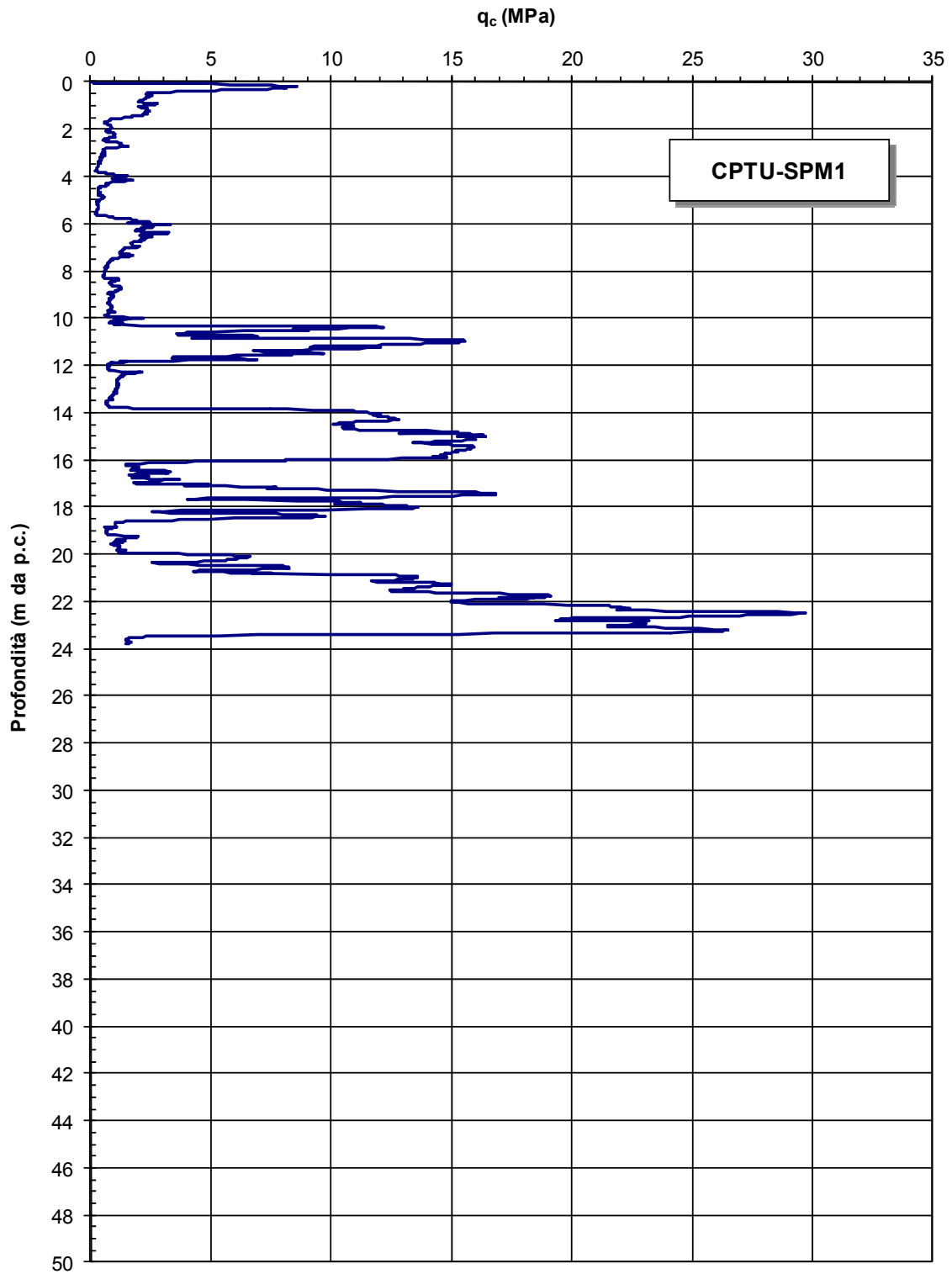


Figura 9.1b: Resistenza di punta  $q_c$

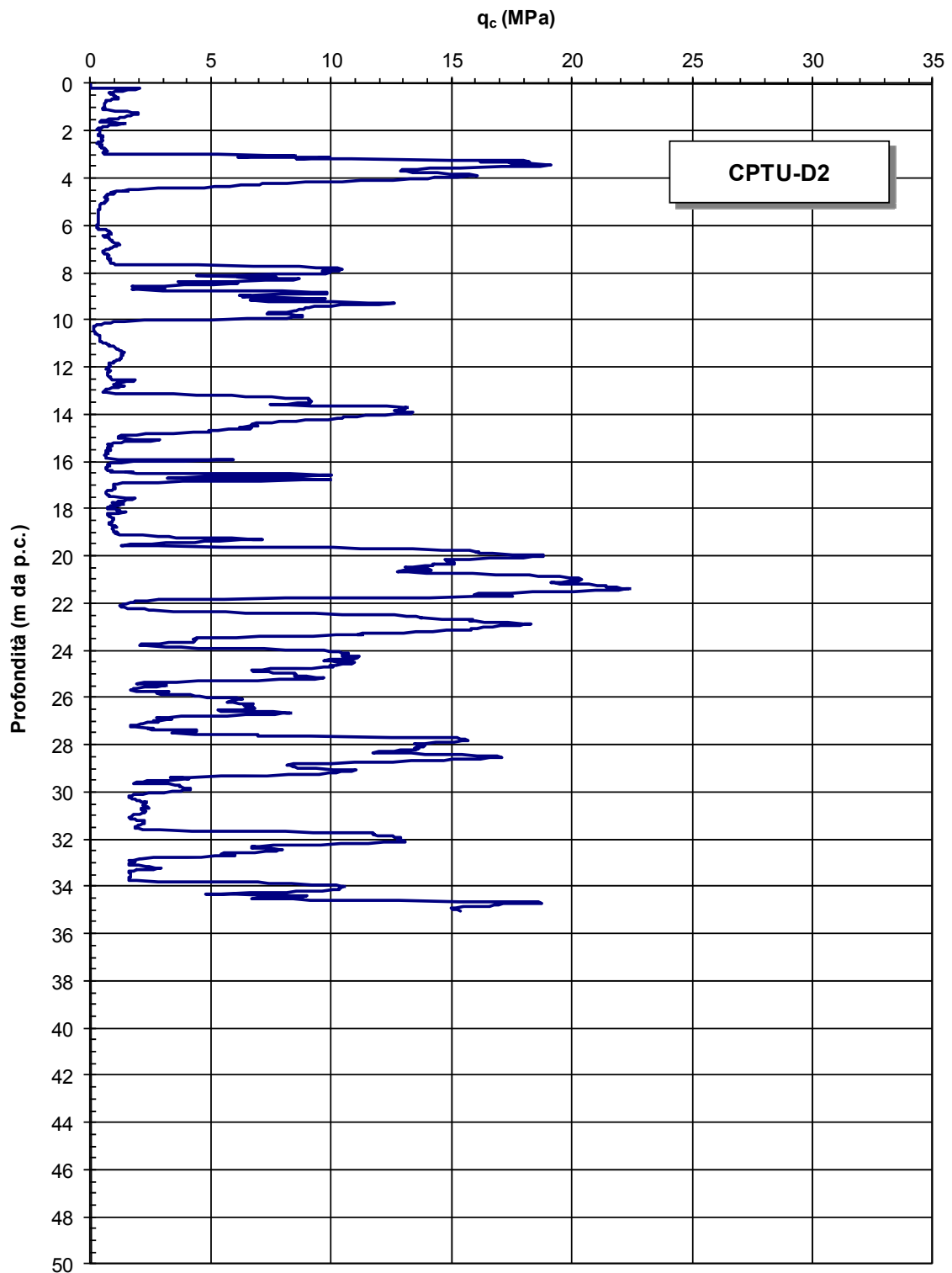


Figura 9.1c: Resistenza di punta  $q_c$

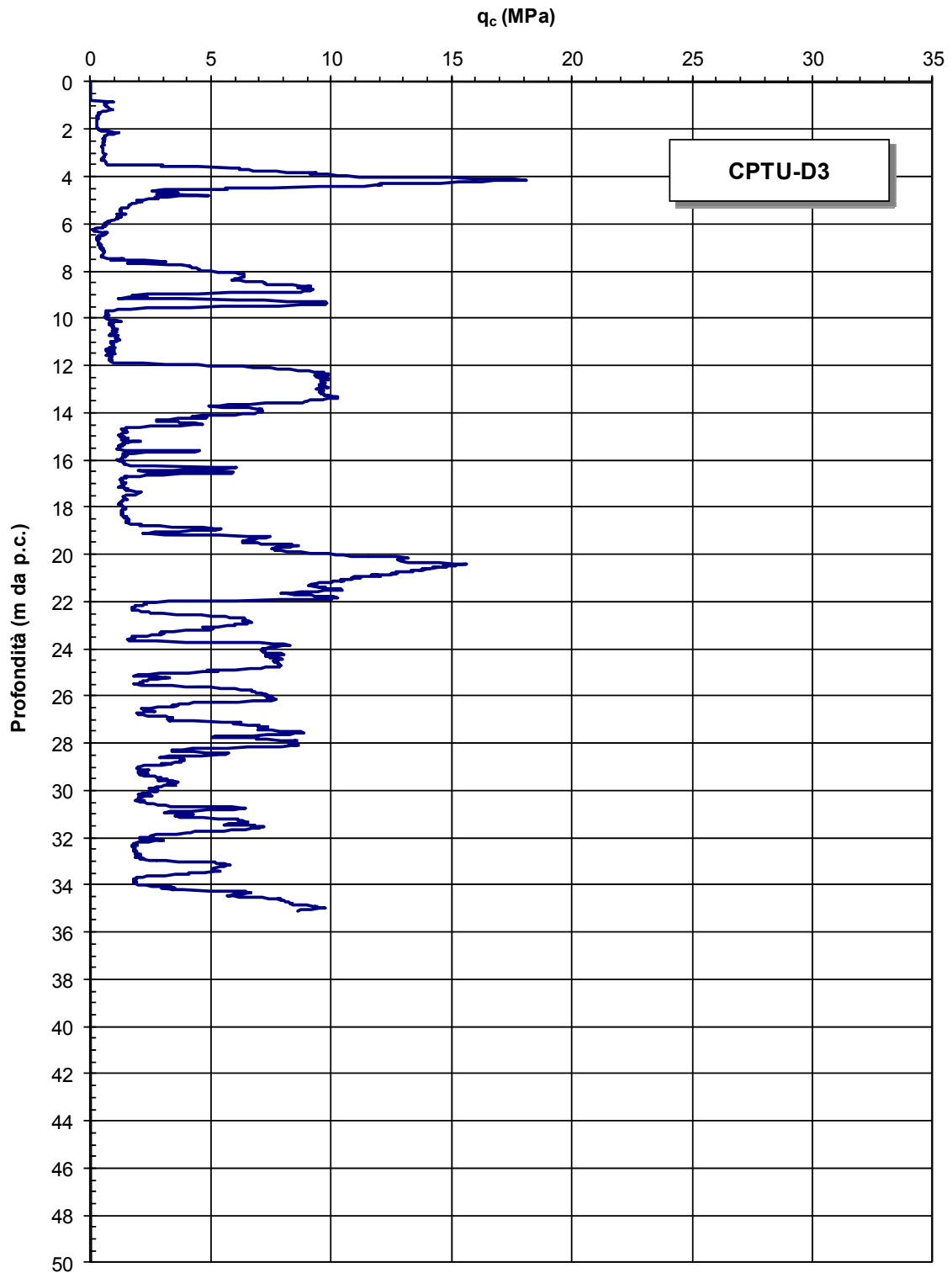


Figura 9.1d: Resistenza di punta  $q_c$

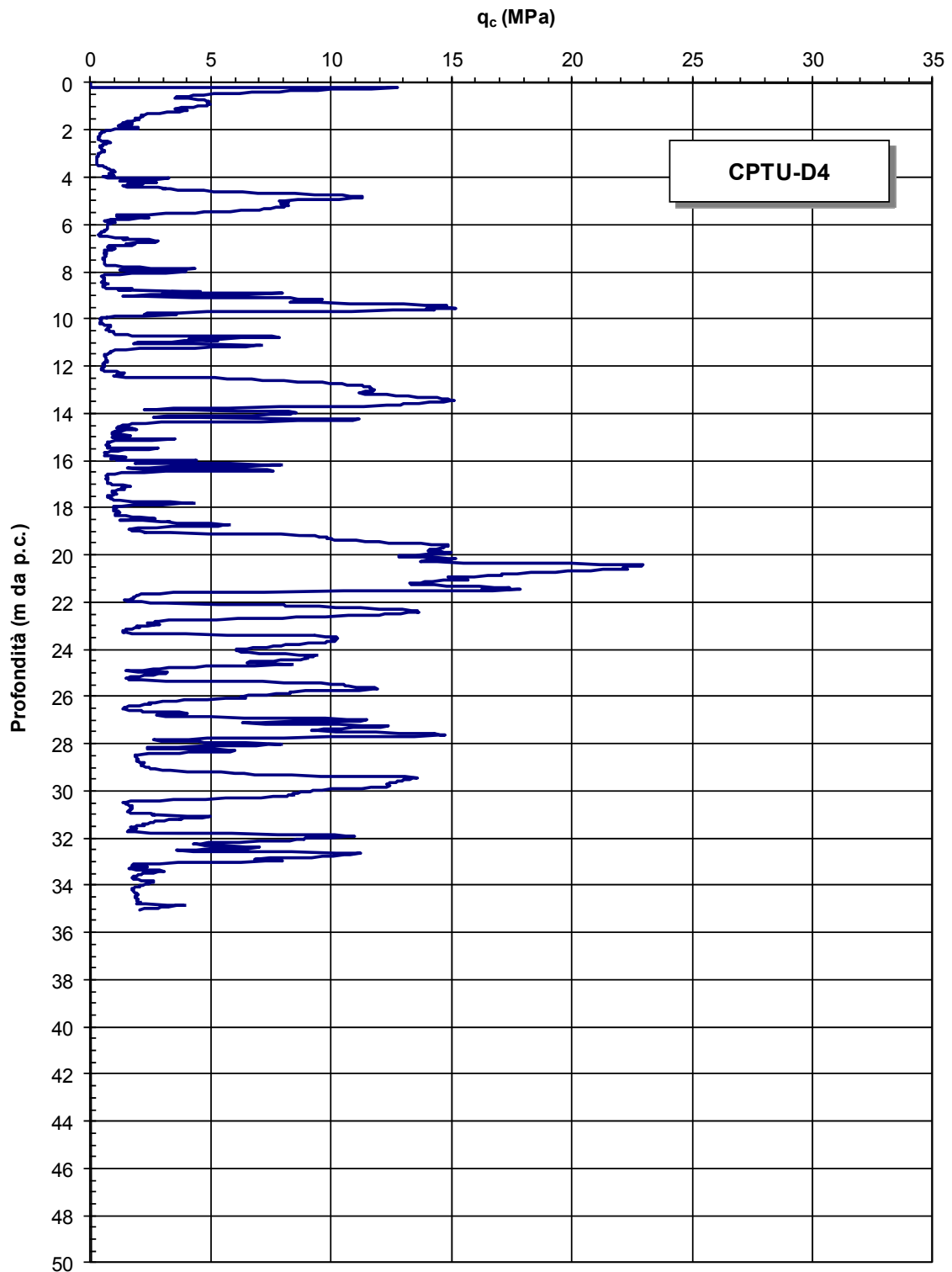


Figura 9.1e: Resistenza di punta  $q_c$



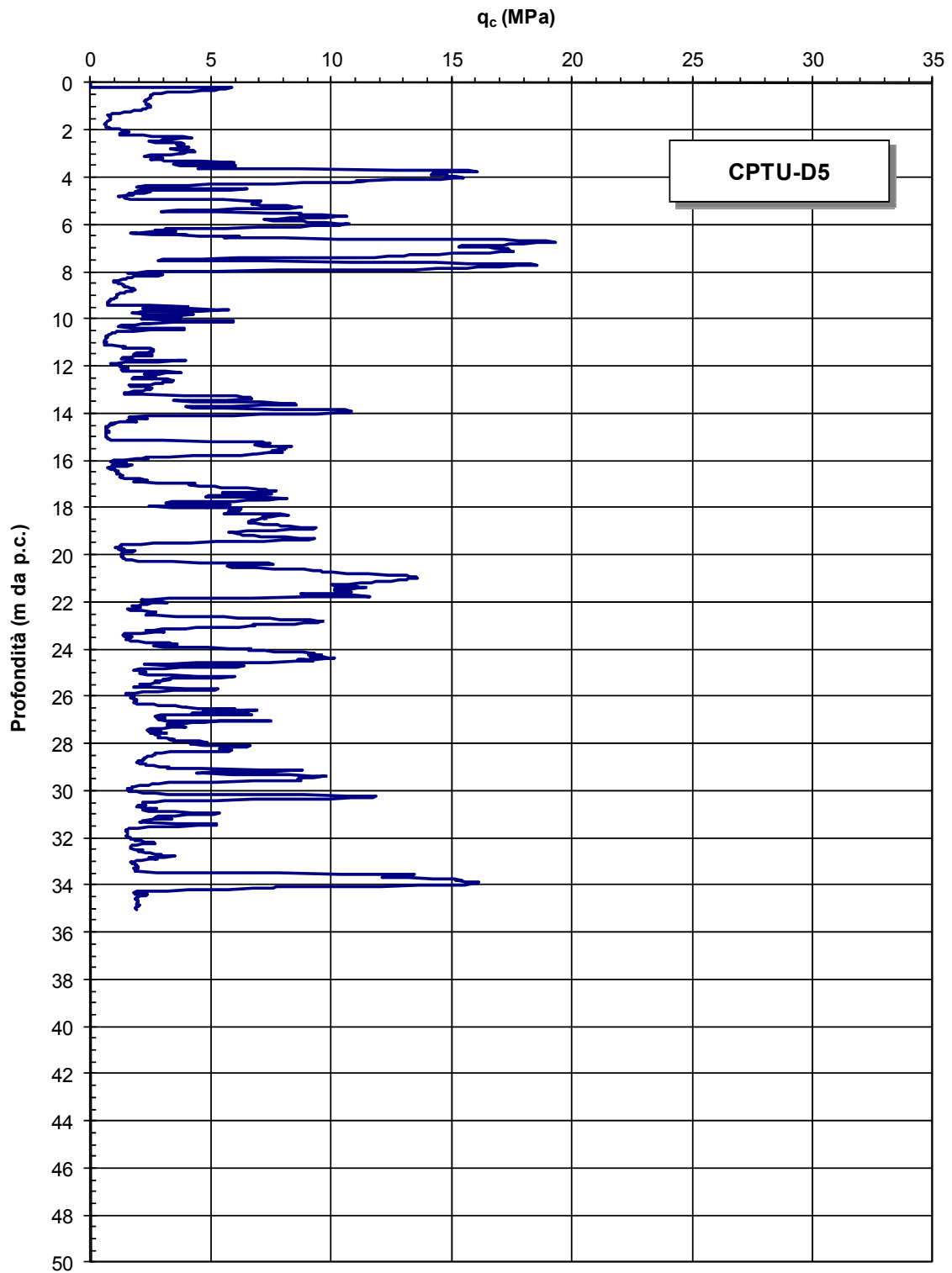


Figura 9.1f: Resistenza di punta  $q_c$

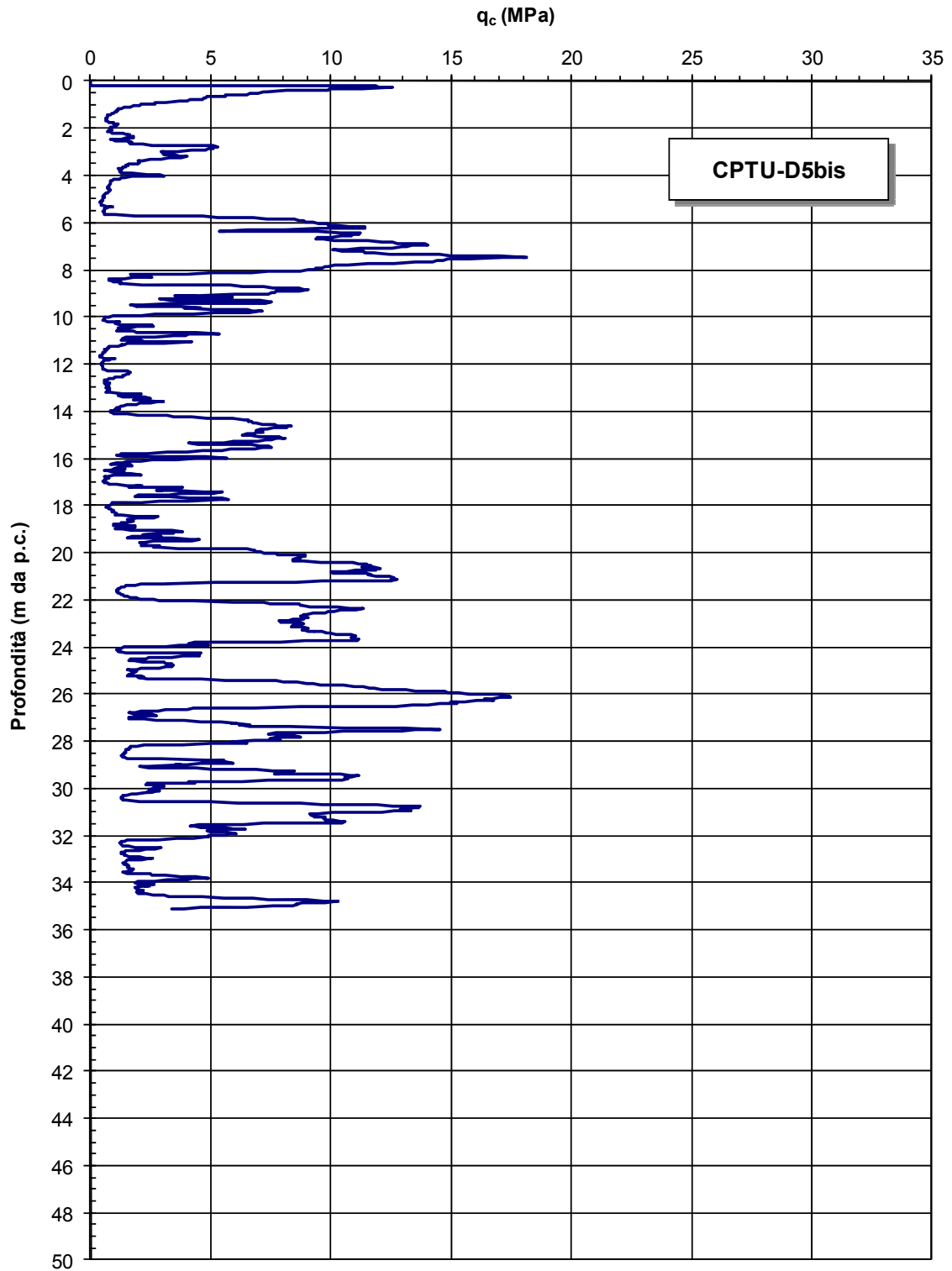


Figura 9.1g: Resistenza di punta  $q_c$

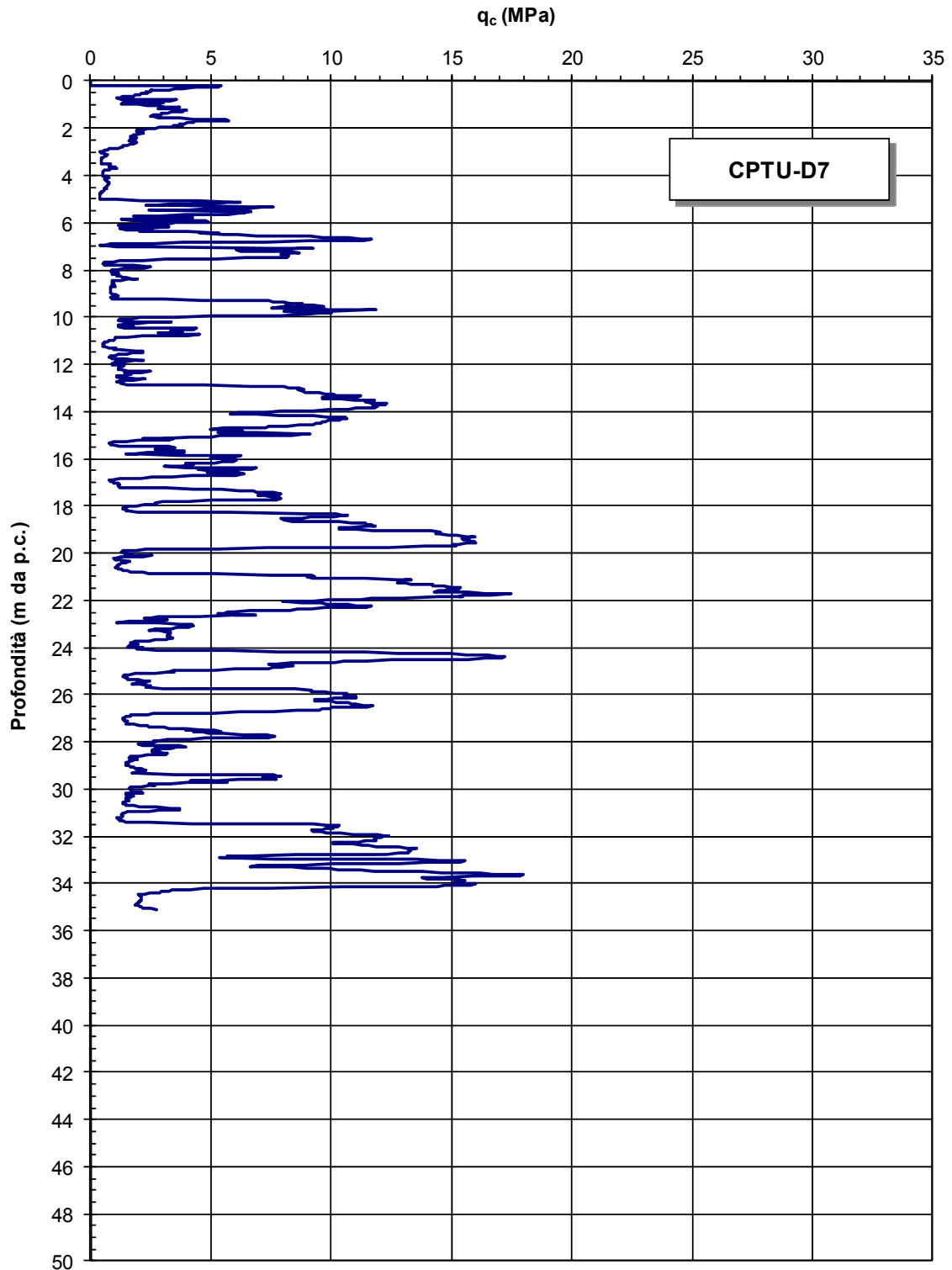


Figura 9.1h: Resistenza di punta  $q_c$

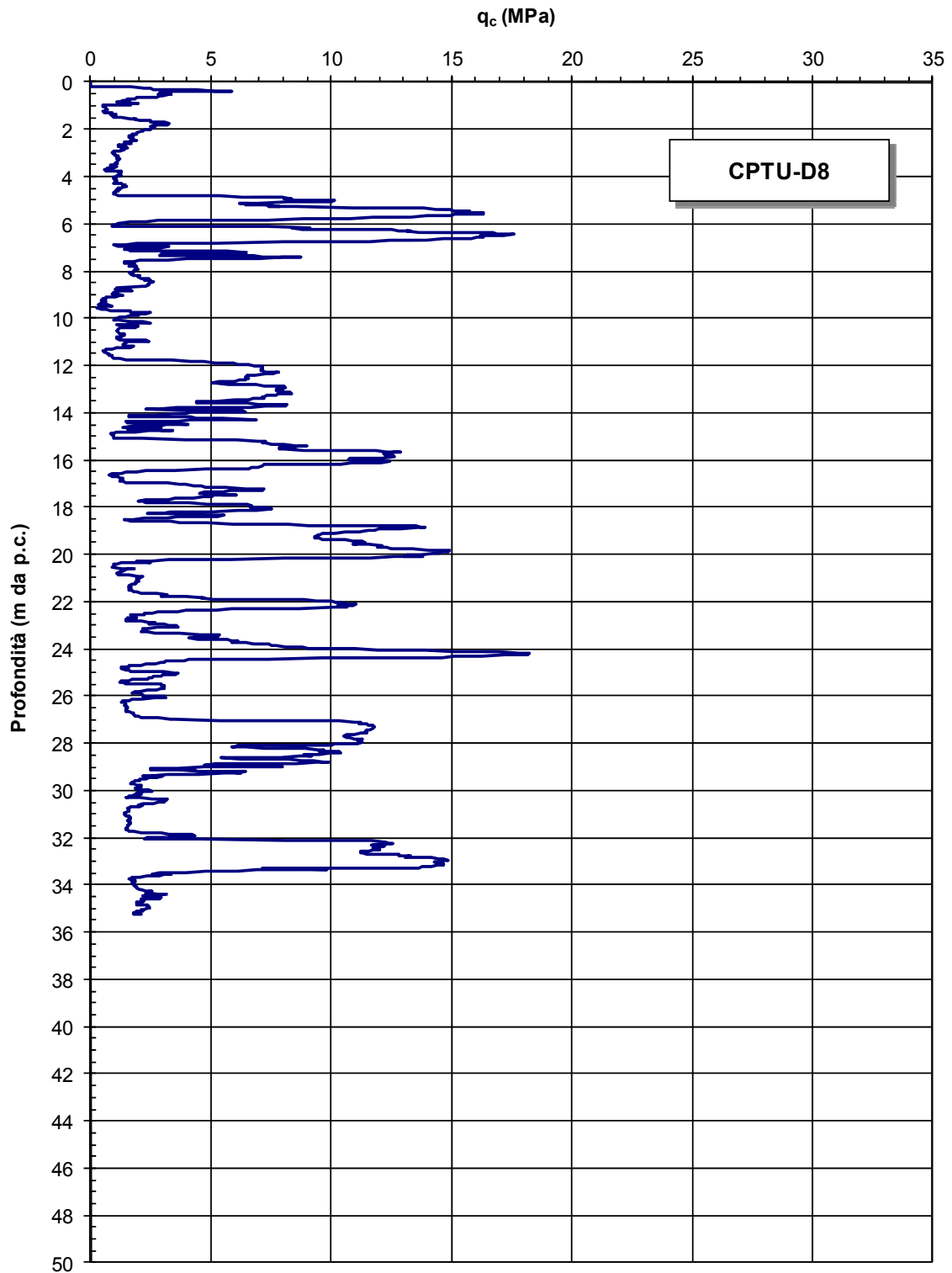


Figura 9.1i: Resistenza di punta  $q_c$

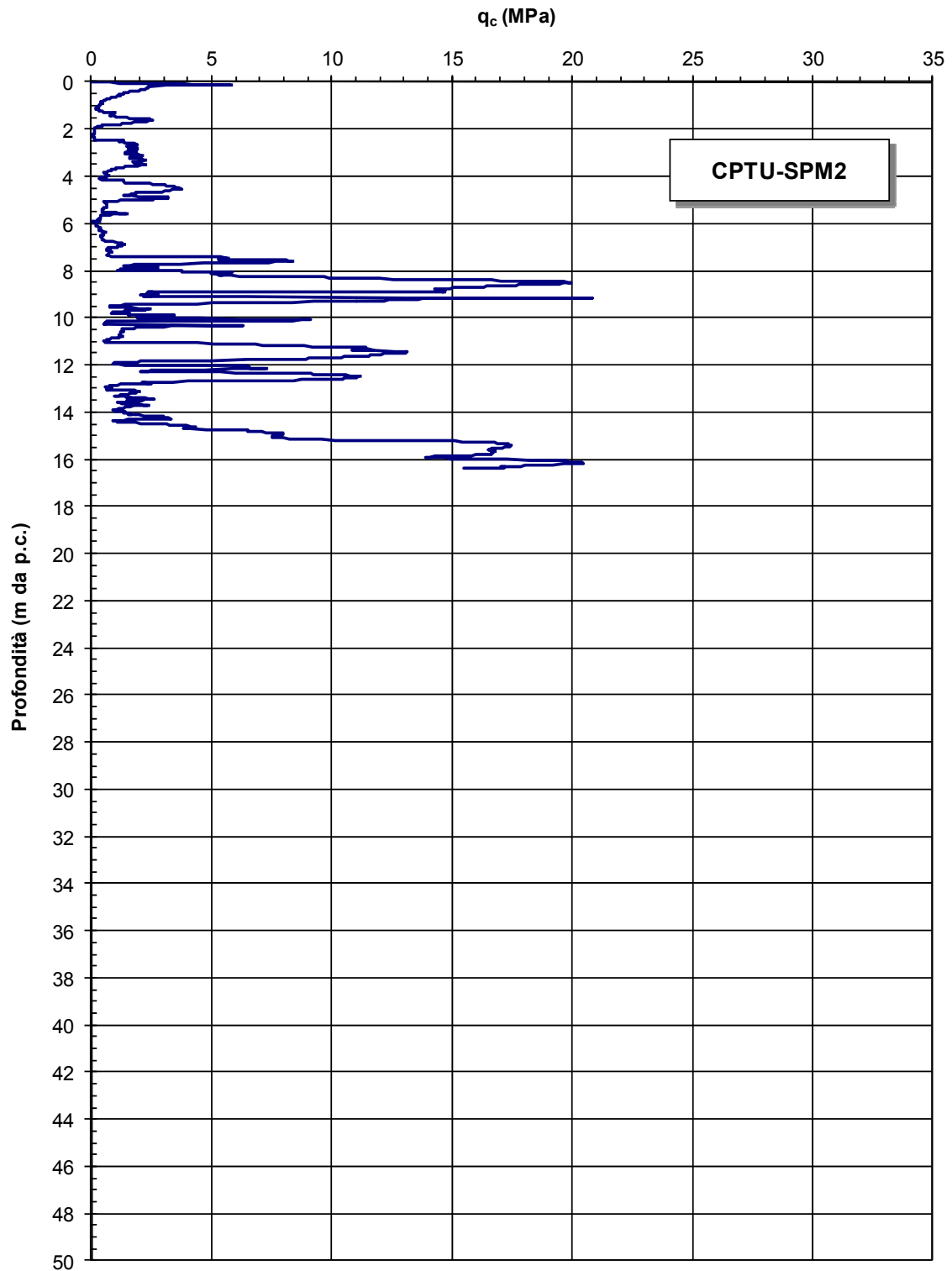


Figura 9.11: Resistenza di punta  $q_c$

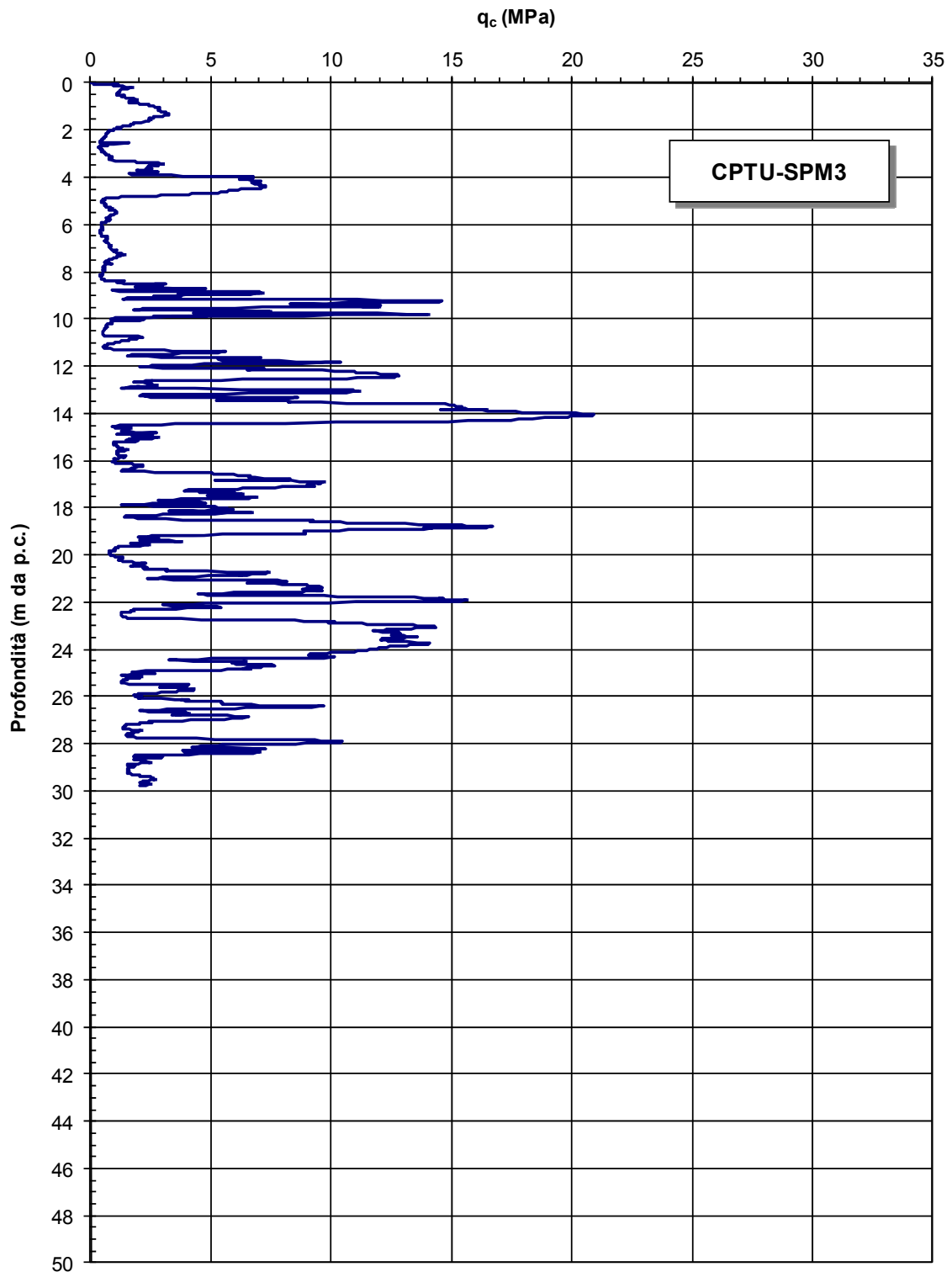


Figura 9.1m: Resistenza di punta  $q_c$

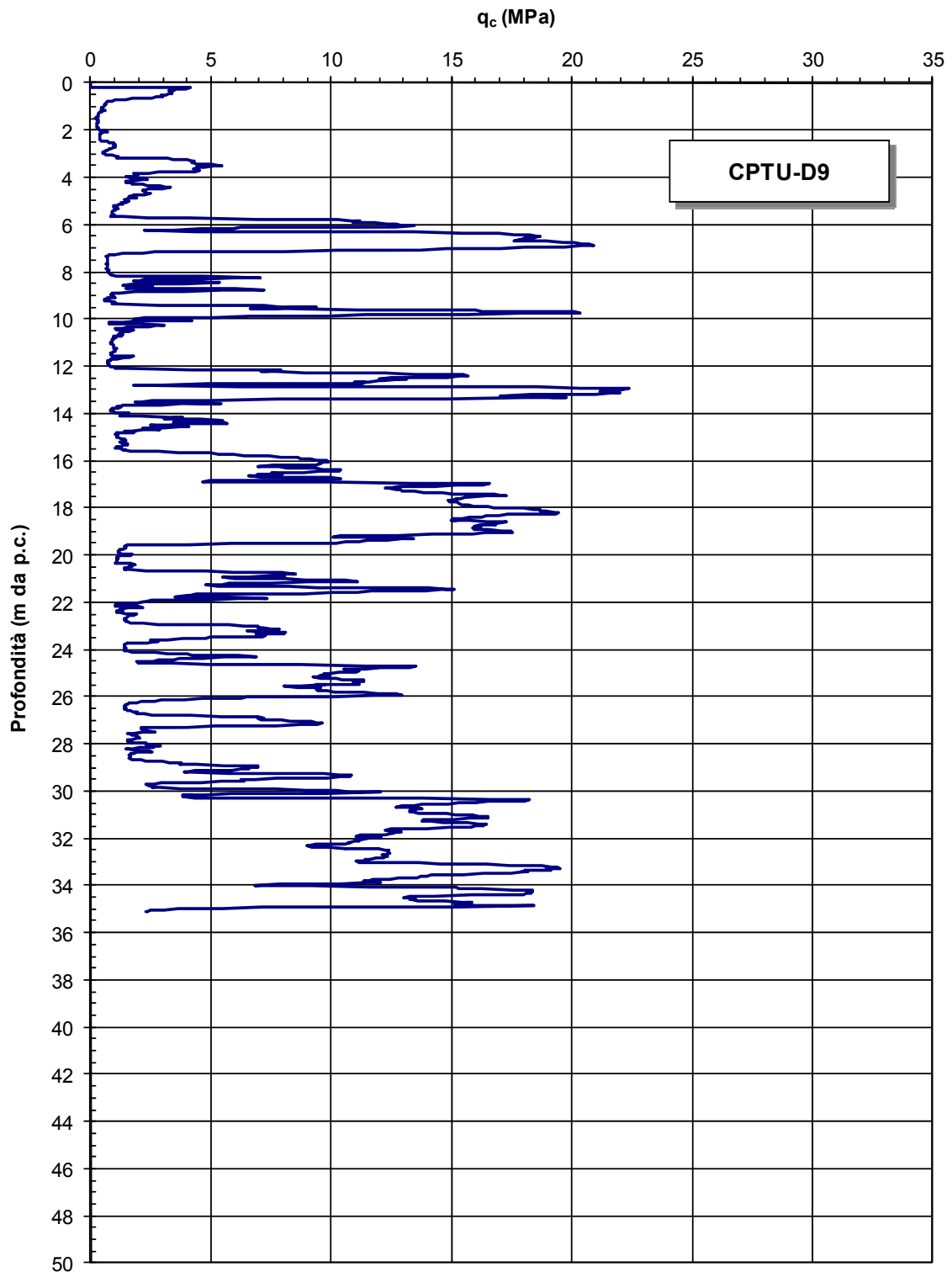


Figura 9.1n: Resistenza di punta  $q_c$

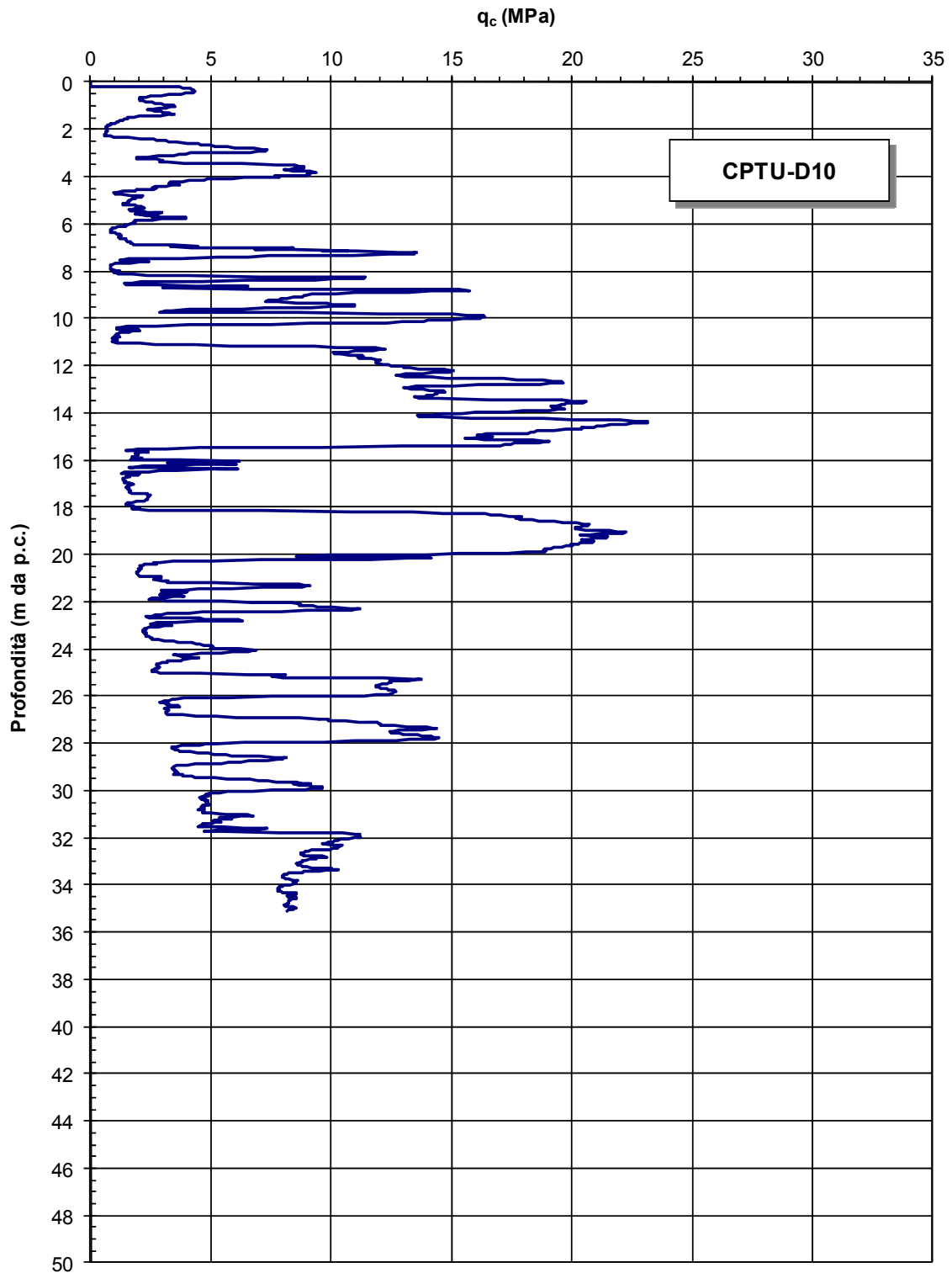


Figura 9.1o: Resistenza di punta  $q_c$



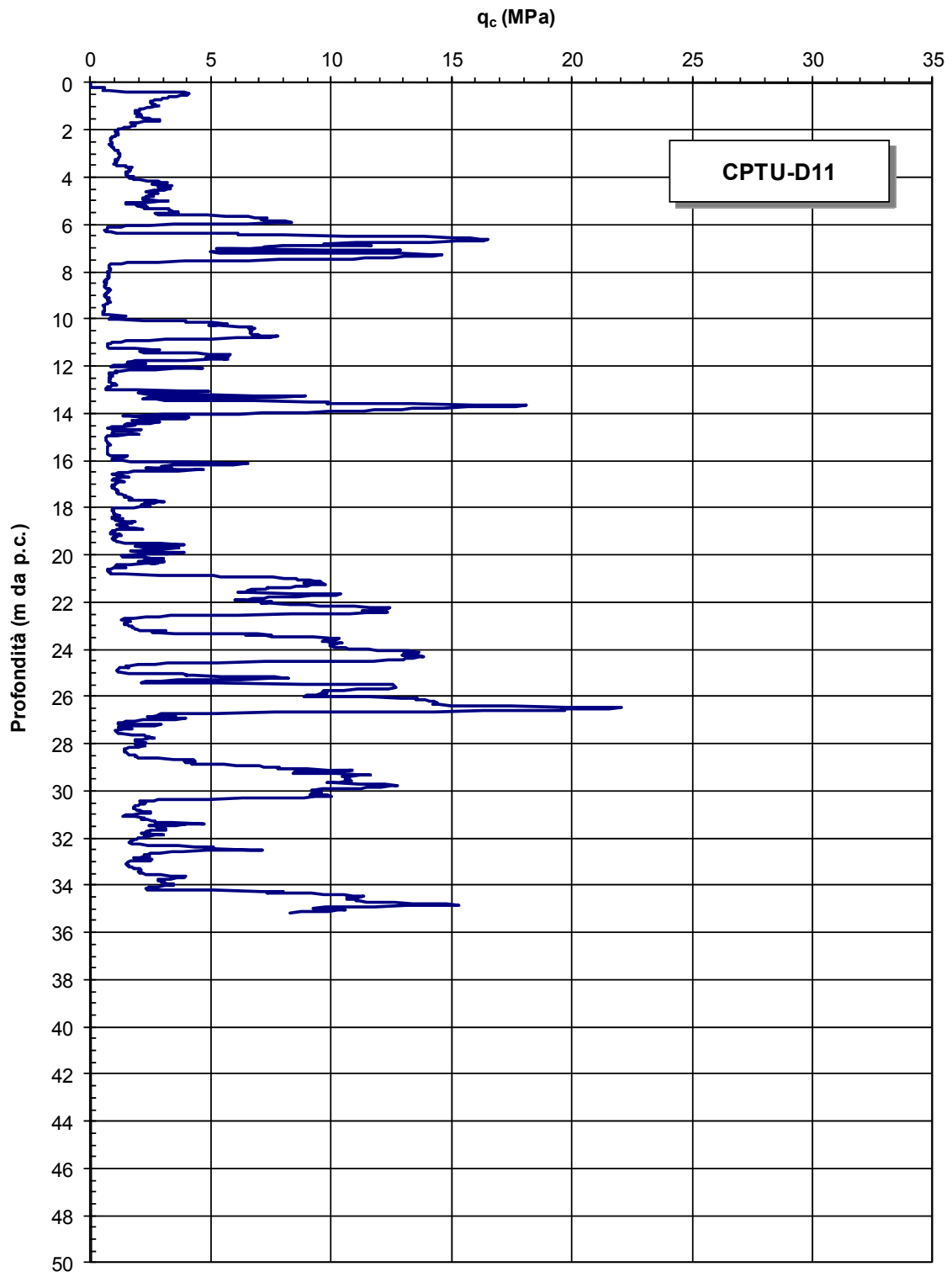
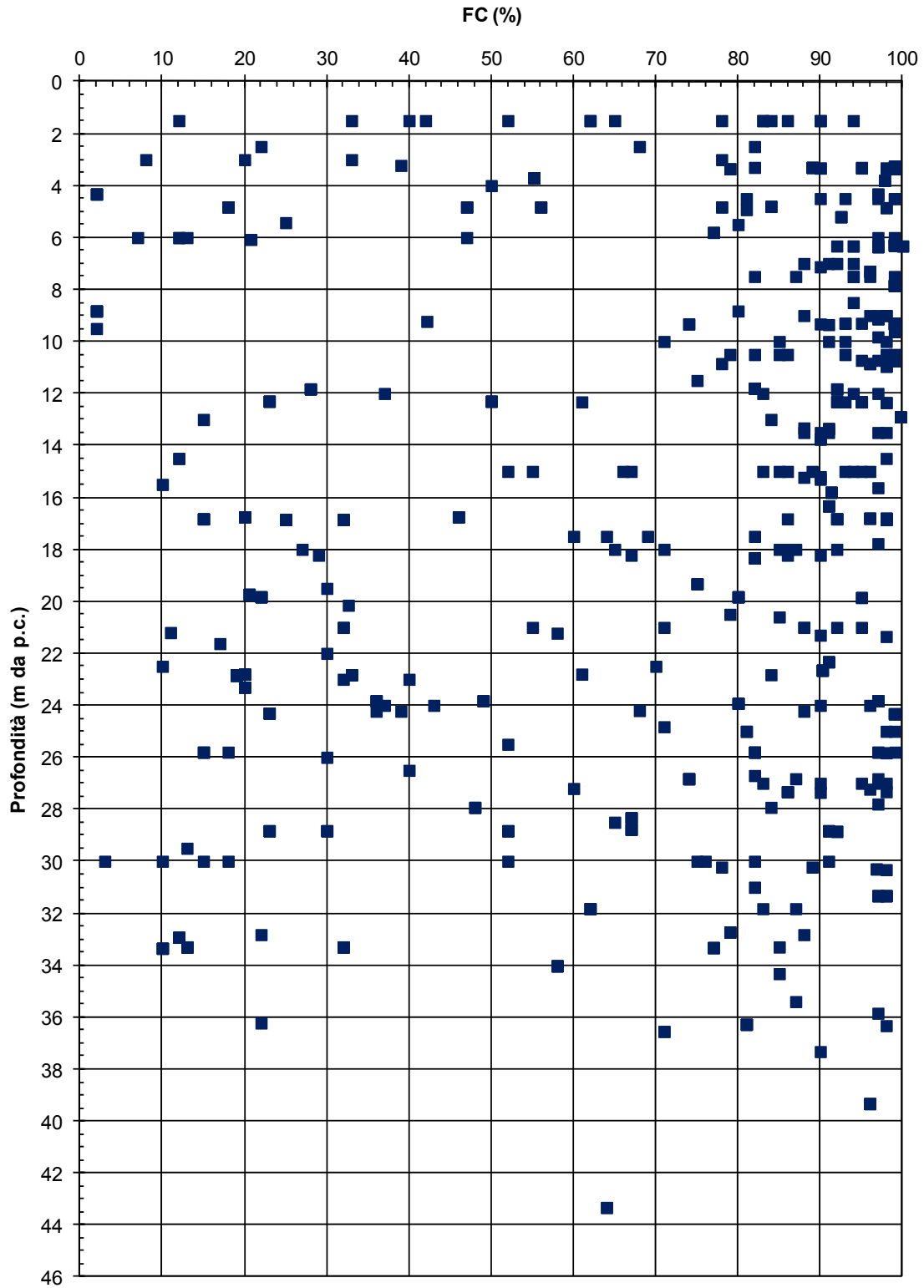



Figura 9.1p: Resistenza di punta  $q_c$



	<p style="text-align: center;">AUTOSTRADA A13 – Bologna – Padova – Ampliamento alla 3ª corsia</p> <p style="text-align: right;">Tratta Monselice – Padova Sud</p> <p style="text-align: right;">Relazione geotecnica generale</p>
---	---

**Figura 9.2:** Contenuti di fine (CF)

## 9.2 Argille limose e limi argillosi (A1)

I livelli di argilla limosa e limo argilloso facenti parte dei depositi alluvionali in esame risultano a livello macroscopico abbastanza omogenei, con valori di resistenza di punta ( $q_c$ ) che sono generalmente compresi tra 0.5÷1.0 MPa e 1.5 ÷ 2.0 MPa negli strati più prettamente argillosi e con punte fino a 3÷4 MPa nei livelli più limosi (Figura 9.1a ÷ Figura 9.1p). I valori SPT misurati all'interno dei fori di sondaggio (Figura 9.3), risultano normalmente compresi tra 2÷3 colpi/30cm e 10÷15 colpi/30cm, con locali valori sino intorno ai 20 colpi/30 cm, nei primi 15 m circa da p.c., al di sotto si misurano valori nell'intervallo 10 colpi/30cm e 15 colpi/30cm.

### 9.2.1 **Caratteristiche fisiche**

Tipiche curve granulometriche dei materiali in oggetto sono riportate in Figura 9.4a e Figura 9.4b; sulla base di tali curve granulometriche le percentuali di argilla, limo, sabbia e ghiaia possono variare come segue:

argilla = 10% ÷ 60%

limo = 40% ÷ 80%

sabbia = 0% ÷ 20%

ghiaia = 0% ÷ 5%

Al fine di poter valutare eventuali differenze in termini di parametri geotecnici caratteristici dei livelli a grana fine, essi sono stati suddivisi in due gruppi in base al contenuto di argilla, ovvero:

- A1a: livelli con contenuto di argilla  $CA \geq 35\%$
- A1b: livelli con contenuto di argilla  $CA < 35\%$

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL e indice di plasticità IP) sono riportati in Figura 9.5 e Figura 9.6; esse possono variare come segue:

LL = 30% ÷ 60%, con locali valori superiori compresi tra 70% e 85%.

IP = 10% ÷ 35%, con locali valori superiori compresi tra 40% e 55%

Facendo riferimento alla Carta di plasticità di Casagrande, riportata in Figura 9.7, i materiali in oggetto possono essere classificati come:

- A1a: argille inorganiche di media e alta plasticità, argille organiche;
- A1b: limi inorganici di media compressibilità, limi organici, argille inorganiche di media plasticità.

Il peso di volume naturale ( $\gamma_n$ ) risulta compreso tra  $18.5 \div 20.5$  kN/m<sup>3</sup> nei primi 15 m da p.c. e  $17.5 \div 20.0$  kN/m<sup>3</sup> al di sotto di tale quota (vedi la Figura 9.8).

Il grado di saturazione è normalmente superiore a 0.85 (vedi la Figura 9.9). Si rileva che diversi valori riportati in Figura 9.9 risultano superiori all'unità; ciò è presumibilmente imputabile ad errori di misura piuttosto che alla presenza di vuoti intraparticellari.

Il contenuto d'acqua naturale ( $w_n$ ) risulta generalmente compreso tra 20% e 40% (vedi la Figura 9.10).

L'indice dei vuoti iniziale ( $e_o$ ) risulta dell'ordine di  $0.55 \div 1.1$ ; localmente si hanno valori sia più bassi che più elevati, ovvero rispettivamente dell'ordine di 0.50 e  $1.2 \div 1.3$  (vedi la Figura 9.11).

Complessivamente a livello di caratteristiche fisiche (limiti) e di stato (pesi, contenuto d'acqua ed indice dei vuoti) non si evidenziano differenze lungo la tratta in esame.

### 9.2.2 Stato iniziale e pressioni di preconsolidazione

In Figura 9.12 sono riportati gli stati iniziali dei materiali nel piano di Burland (1990)  $I_v - \log \sigma_{vo}'$ ; nella stessa figura è tracciata anche la linea di compressibilità intrinseca  $IC_{Loed}$ . Si sottolinea che sono stati riportati su tale piano i soli campioni per i quali l'espressione della linea di compressibilità intrinseca proposta da Burland risulta applicabile.

Fatta eccezione per qualche campione, i materiali in esame si collocano generalmente al di sotto (soprattutto nei primi  $8 \div 10$  m da p.c.) o a cavallo della

linea di compressibilità intrinseca  $IC_{Loed}$ ; si ritiene che essi possano essere trattati come materiali da sovraconsolidati a normalmente consolidati.

In Figura 9.13 sono riportati i valori del grado di sovraconsolidazione GSC (definito convenzionalmente come  $\sigma_{vp}'/\sigma_{vo}'$ ) determinato dalle prove edometriche. Dato il non trascurabile disturbo di buona parte dei provini sottoposti a prova (le deformazioni assiali in corrispondenza della pressione verticale efficace geostatica sono spesso superiori al 5% con punte sino al 10%, si veda la Figura 9.14) i valori di  $\sigma_{vp}'$  sono stati valutati mediante la procedura proposta da Schmertmann (1955) per correggere i risultati di laboratorio dagli effetti del disturbo.

In Figura 9.15a - Figura 9.15p sono diagrammati i valori di GSC determinati sulla base dei risultati delle prove penetrometriche CPTU, in accordo alla procedura descritta al paragrafo 8.3.2.

L'andamento del grado di sovraconsolidazione GSC con la profondità può essere descritto cautelativamente dalla seguente equazione:

$$GSC = 7.38 \cdot z^{-0.8} \geq 1.1$$

essendo  $z$  la profondità dal p.c. in metri.

Ai valori del coefficiente di spinta del terreno a riposo  $k_o$  possono essere attribuiti valori pari a:

$$k_o = (0.45 \div 0.60) \cdot \sqrt{GSC}$$

### 9.2.3 Resistenza al taglio non drenata

La resistenza al taglio non drenata ( $c_u$ ) corrispondente a tensioni efficaci di consolidazione pari a quelle geostatiche e a condizioni di carico tipo quelle delle prove triassiali di compressione e carico, ottenute dalle prove TX-UU e dall'interpretazione delle prove CPTU, sono riportate in Figura 9.16 e in Figura 9.18a ÷ Figura 9.18p.

Sulla base di quanto riportato nelle figure suddette, tenuto anche conto del fatto che le prove di laboratorio risentono del disturbo indotto dal campionamento (vedi

p.e. alcuni campioni prelevati a profondità tra i 25 m ed i 32 m da p.c.), ai terreni in esame possono essere assegnati i seguenti andamenti:

- Valori 'lower bound' (riferiti ai livelli prevalentemente argillosi A1a)

$$c_u = 20 \text{ kPa} \quad \text{per } z < 15 \text{ m}$$

$$c_u = 20 + 2.5 \cdot (z-15) \text{ kPa} \quad \text{per } z \geq 15 \text{ m}$$

- Valori 'medi caratteristici' da inizio tratta al Km.93+800

$$c_u = 45 \text{ kPa} \quad \text{per } z < 15 \text{ m}$$

$$c_u = 45 + 4.0 \cdot (z-15) \text{ kPa} \quad \text{per } z \geq 15 \text{ m}$$

- Valori 'medi caratteristici' dal Km.93+800 a fine tratta

$$c_u = 60 \text{ kPa} \quad \text{per } z < 15 \text{ m}$$

$$c_u = 60 + 3.5 \cdot (z-15) \text{ kPa} \quad \text{per } z \geq 15 \text{ m}$$

essendo  $z$  la profondità dal p.c. in metri.

#### 9.2.4 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

I parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci sono stati valutati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio di taglio diretto (TD), triassiali consolidate isotropicamente non drenate (TXCIU) e drenate (TXCID). I risultati sono riportati in Figura 9.19a,b, in Figura 9.20a,b e in Figura 9.21.

Da tali figure possono essere dedotti i seguenti parametri di resistenza al taglio di picco in termini di sforzi efficaci:

- A1a  $c_p' = 0 \div 10 \text{ kPa} =$  intercetta di coesione

$$\varphi_p' = 24^\circ \div 26^\circ = \text{angolo di attrito}$$

- A1b  $c_p' = 0 \div 10 \text{ kPa} =$  intercetta di coesione

$$\varphi_p' = 28^\circ \div 32^\circ = \text{angolo di attrito}$$

Si sottolinea che anche a livello di caratteristiche di resistenza drenata, come per le caratteristiche fisiche e di stato, non si evidenziano differenze sostanziali tra lungo il tracciato.

## 9.2.5 Caratteristiche di deformabilità

### 9.2.5.1 Moduli elastici iniziali

I moduli di taglio elastici iniziali  $G_{01}$ , ottenuti dalle prove geofisiche in foro (disponibili per la sola la campagna PD) sono riportati nella Figura 9.22, quelli ottenuti dall'interpretazione delle prove CPTU sono riportati in Figura 9.23a ÷ Figura 9.23p. Sulla base di quanto riportato nelle figure di cui sopra, possono essere fatte le seguenti osservazioni:

- i moduli di taglio iniziali  $G_{01}$ , ricavati dall'interpretazione delle prove CPTU sono in linea con quelli ottenuti dalle prove geofisiche in foro;
- i moduli di taglio iniziali  $G_{01}$ , ricavabili dall'interpretazione delle prove disponibili possono essere descritti, per ciascuna sottotratta in esame, cautelativamente dalla seguente equazione:

$$G_{01} = 300 \cdot p_a \cdot \left( \frac{\sigma'_{vo}}{p_a} \right)^{0.6} \text{ in kPa}$$

essendo  $p_a$  la pressione atmosferica di riferimento

- il rapporto  $G_{01}/c_u$  è dell'ordine di 650 - 750, in accordo ad esempio con quanto riportato in Simpson et al. (1979).
- le leggi di variazione con la profondità dal p.c. delle velocità di propagazione delle onde di taglio sono desumibili da quelle indicate per  $G_{01}$  ricordando che:

$$V_s = \sqrt{\frac{G_{01} \cdot 9.81}{\gamma_t}}$$

### 9.2.5.2 Parametri di deformabilità operativi

I parametri di deformabilità operativi, da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e rilevati autostradali con modelli costitutivi elasto-plastici convenzionali, possono essere desunti dai risultati delle prove edometriche in termini

di coefficienti di compressione ( $C_c$  e  $C_r$ ) e di coefficienti di consolidazione secondaria ( $c_{\alpha\varepsilon}$ ).

I valori del coefficiente di compressione vergine  $C_c = \Delta e / \Delta \log \sigma_v'$  ricavati dalle prove edometriche disponibili sono riportati in Figura 9.24; ad esso può essere assegnato un valore medio caratteristico pari a  $0.20 \div 0.30$ .

I coefficienti di compressione  $C_r$  nel tratto compreso tra  $\sigma_{vo}'$  e  $\sigma_{vp}'$  possono essere assunti pari a  $C_c/5$ , ovvero pari a  $0.04 \div 0.06$ . Ad essi corrispondono, in prima approssimazione, moduli edometrici pari a:

$$E_{oed} = \frac{\sigma_v'}{0.435 \cdot \frac{C_r}{1+e_o}}$$

essendo:

$\sigma_v'$  = pressione verticale efficace

$C_r = 0.04 \div 0.06$

$e_o$  = indice dei vuoti iniziali (vedi la Figura 9.11).

Come i coefficienti di compressione, anche i coefficienti di consolidazione secondaria  $c_{\alpha\varepsilon} = \Delta \varepsilon / \Delta \log t$  risultano funzione del livello di carico. In Figura 9.25 sono riportati i valori corrispondenti ad un intervallo di pressione verticale efficace compreso tra  $\sigma_{vo}'$  e  $\sigma_{vo}' + 150$  kPa. Sulla base dei dati riportati in figura e tenendo conto anche del disturbo indotto dal campionamento, possono essere fatte le seguenti assunzioni:

- nel campo di pressioni verticali efficaci comprese tra  $\sigma_{vo}'$  e  $\sigma_{vp}'$   
 $c_{\alpha\varepsilon} = 0.05 \div 0.10\%$ ;
- per pressioni verticali efficaci superiori a  $\sigma_{vp}'$   
 $c_{\alpha\varepsilon} = 0.20 \div 0.40\%$ .

## 9.2.6 Coefficienti di permeabilità e coefficienti di consolidazione primaria

In Figura 9.26 e in Figura 9.27 si riportano i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti rispettivamente dalle prove edometriche e dalla correlazione empirica indicata nel paragrafo 8.3.5.4 (Rocchi, 2003).



Sulla base di quanto sopra si potrà assumere:

$$k_v = 2 \times 10^{-10} \div 1 \times 10^{-9} \text{ m/sec} \quad \text{per } z < 15 \text{ m}$$

$$k_v = 1 \times 10^{-9} \div 2 \times 10^{-9} \text{ m/sec} \quad \text{per } z \geq 15 \text{ m}$$

In considerazione del fatto che i fenomeni di consolidazione verticale sono fondamentalmente governati dai livelli più impermeabili, nelle analisi di consolidazione andranno adottati preferibilmente i valori di  $k_v$  più bassi.

I coefficienti di consolidazione primaria  $c_v$ , ricavati dalle prove edometriche in corrispondenza di pressioni verticali efficaci comparabili a quelle geostatiche, utilizzabili nell'ambito di teorie di consolidazione convenzionali e di problemi di flusso in direzione verticale, sono riportati in Figura 9.28. Sulla base di quanto riportato in esse si potrà assumere mediamente:

$$c_v = 2.5 \times 10^{-8} \div 2 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{sec} \quad \text{per } z < 15 \text{ m}$$

$$c_v = 2 \times 10^{-7} \div 4 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{sec} \quad \text{per } z \geq 15 \text{ m}$$

Date le caratteristiche granulometriche dei materiali in esame si ritiene ragionevole adottare valori di  $k_h/k_v$  (e  $c_h/c_v$ ) di compresi tra 7 e 10.

### 9.2.7 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 A1.

Tabella 9.1: Formazione A1 – Parametri geotecnici medi caratteristici

$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	19 ÷ 20		z < 15m
	18 ÷ 19.5		z ≥ 15m
$q_c$ (MPa)	0.5 ÷ 1		z < 15m
	1.5 ÷ 2		z ≥ 15m
$c_u$ (kPa)	Valori 'lower bound'		20 z < 15 m
			20 + 2.5 (z-15) z ≥ 15 m
	Valori medi caratteristici	fino a Km.93+800	45 z < 15 m
			45 + 4.0 (z-15) z ≥ 15 m
	da Km.93+800	60 z < 15 m	
		60 + 3.5 (z-15) z ≥ 15 m	
$c'$ (kPa)	0 ÷ 10		
$\phi'$ (°)	24 ÷ 27	livelli con CA ≥ 35% (A1a)	
	28 ÷ 32	livelli con CA < 35% (A1b)	
$GSC = \sigma_{vp}' / \sigma_{vo}'$ (-)	7.380 z <sup>-0.8</sup> ≥ 1.1 <sup>(1)</sup>		
$k_o$ (-)	(0.45 ÷ 0.60) · $\sqrt{GSC}$		
$e_o$ (-)	0.60 ÷ 1.0		
$C_c$ (-)	0.20 ÷ 0.30		
$C_r$ (-)	$C_c / 5$		
$c_{\alpha\beta}$ (%)	0.20 ÷ 0.40 <sup>(2)</sup>		
	0.05 ÷ 0.10 <sup>(3)</sup>		
$k_v$ (m/sec)	2x10 <sup>-10</sup> ÷ 1x10 <sup>-9</sup>	z < 15m	
	1x10 <sup>-9</sup> ÷ 2x10 <sup>-9</sup>	z ≥ 15m	
$K_h$ (m/sec)	(7 ÷ 10) · $k_v$		
$c_v$ (m <sup>2</sup> /sec)	2.5x10 <sup>-8</sup> ÷ 2x10 <sup>-7</sup>	z < 15m	
	2x10 <sup>-7</sup> ÷ 4x10 <sup>-7</sup>	z ≥ 15m	
$c_h$ (m <sup>2</sup> /sec)	(7 ÷ 10) · $c_v$		
$G_{o1}$ (kPa)	$300 \cdot p_a \cdot \left( \frac{\sigma'_{vo}}{p_a} \right)^{0.60}$		
$V_s$ (m/sec)	$\sqrt{\frac{G_{o1} \cdot 9.81}{\gamma_t}}$		
$E_{op1}$ (kPa)	(2.3 · $G_0$ ) / (3 ÷ 5) <sup>(4)</sup> <sup>(5)</sup>		
$E_{op2}$ (kPa)	(2.3 · $G_{o1}$ ) / 10 <sup>(5)</sup>		

(1) = valore cautelativo riferito ai livelli più argillosi.

(2) = Valore applicabile al tratto caratterizzato da pressioni superiori a  $\sigma_{vp}'$

(3) = Valore applicabile al tratto compreso tra  $\sigma_{vo}'$  e  $\sigma_{vp}'$

$$(4) = G_o = G_{o1} \cdot \left( \frac{p'}{p_o} \right)^{0.5} \text{ (kPa)}$$

con

$p'$  = pressione efficace media corrente

$p_o'$  = pressione efficace media geostatica

(5) = solo nel caso in cui le tensioni verticali efficaci (reostatiche + indotte dalla costruzione dell'opera) sono inferiori a quelle massime di preconsolidazione  $\sigma_{vp}'$

### Simbologia

$\gamma_t$  = peso di volume naturale;

GSC = grado di sovraconsolidazione;

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

$c'$  = intercetta di coesione operativa;

$\varphi'$  = angolo di attrito operativo;

$k_o$  = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

$e_o$  = indice dei vuoti iniziale;

$C_c$  = indice di compressione edometrico per pressioni superiori a  $\sigma_{vp}'$ ;

$C_r$  = indice di compressione edometrico per pressioni comprese tra  $\sigma_{vo}'$  e  $\sigma_{vp}'$ ;

$C_{\alpha\epsilon}$  = coefficiente di consolidazione secondaria;

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

$k_h$  = coefficiente di permeabilità orizzontale riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di flusso principalmente nella direzione orizzontale;

$c_v$  = coefficiente di consolidazione primaria verticale riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di consolidazione principalmente nella direzione verticale;

$C_h$  = coefficiente di consolidazione primaria orizzontale riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di consolidazione principalmente nella direzione orizzontale;

$V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio;

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

$G_o$  = modulo di taglio a piccole deformazioni riferito alle pressioni efficaci medie correnti;

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

$E_{op2}$  = modulo di Young secante per l'analisi dei cedimenti dei rilevati;

$B$  = dimensione minore della fondazione (m);

$p_a$  = 100 kPa = pressione atmosferica di riferimento;

$z$  = profondità dal p.c. in metri;

$\sigma_{vo}'$  = pressione verticale efficace geostatica;

$\sigma_{vp}'$  = pressione verticale efficace di preconsolidazione.

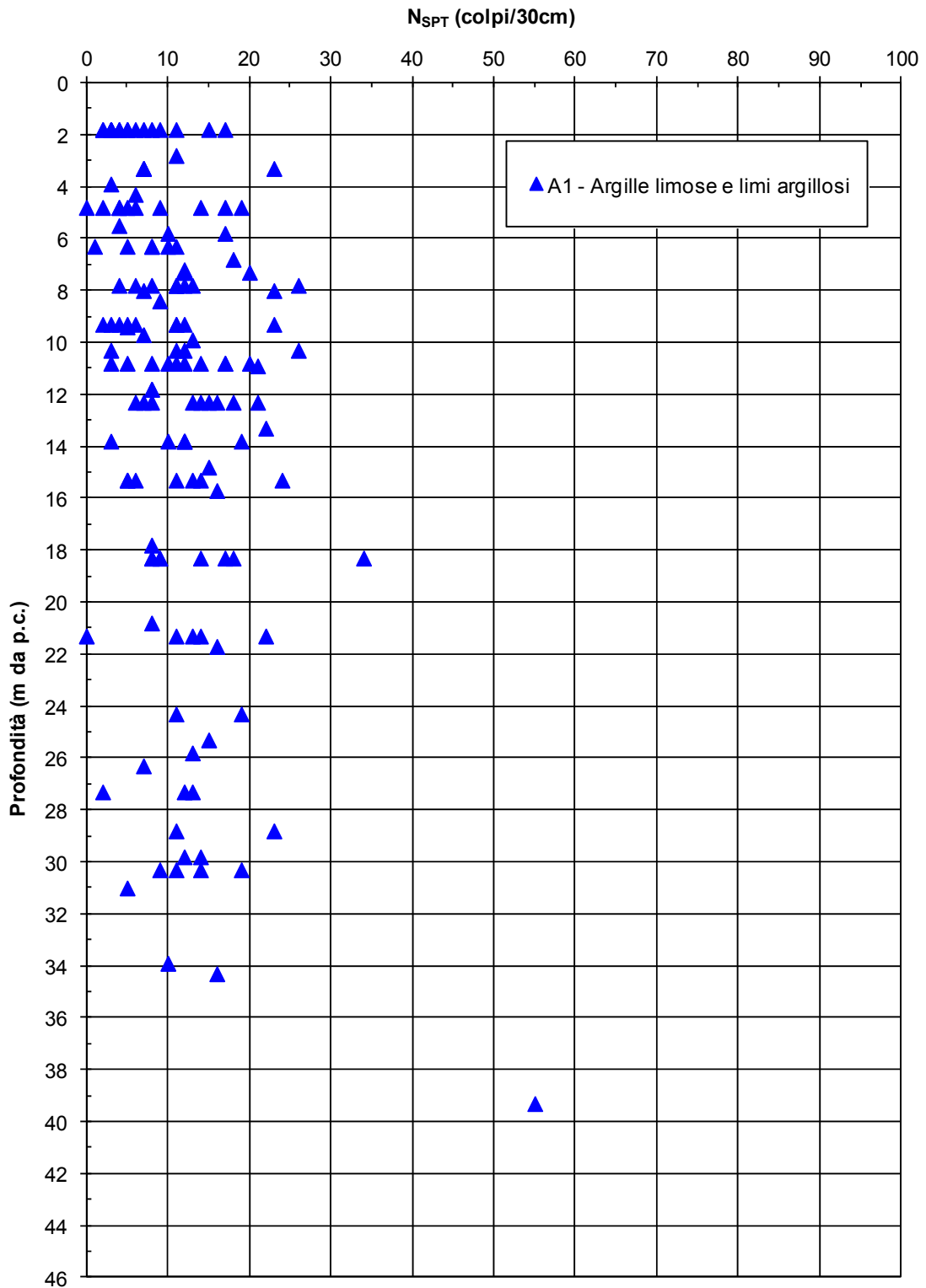
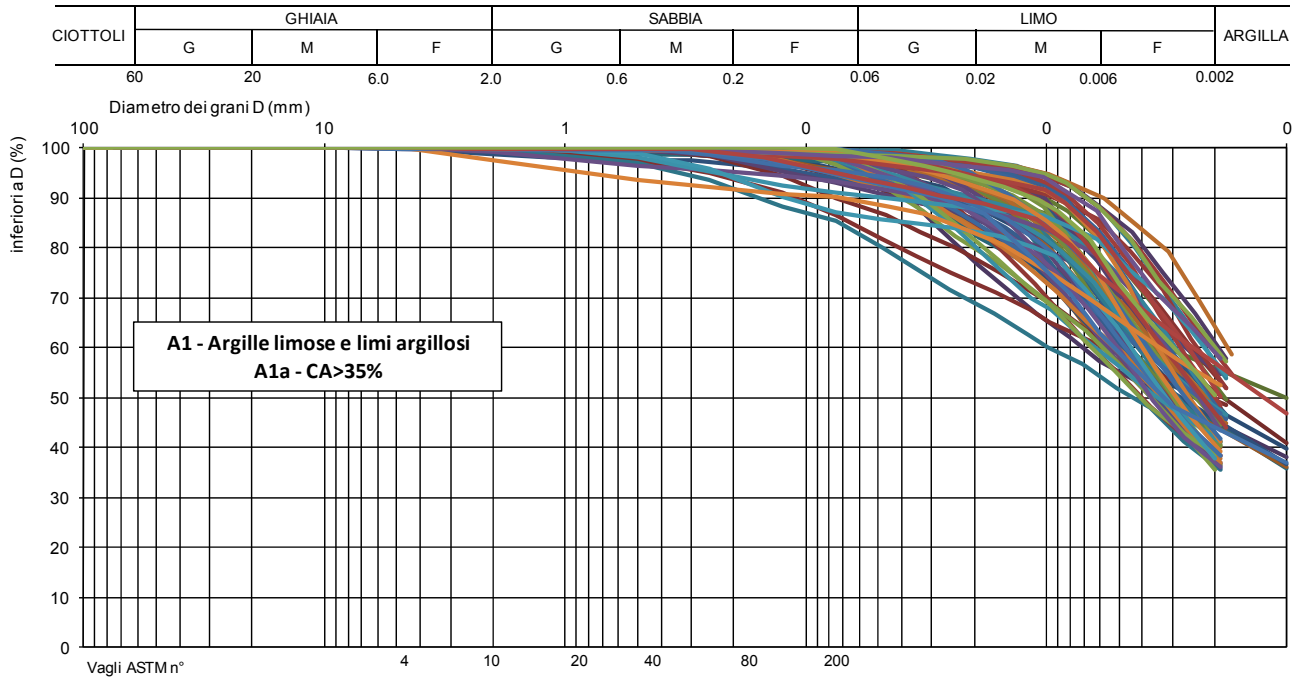
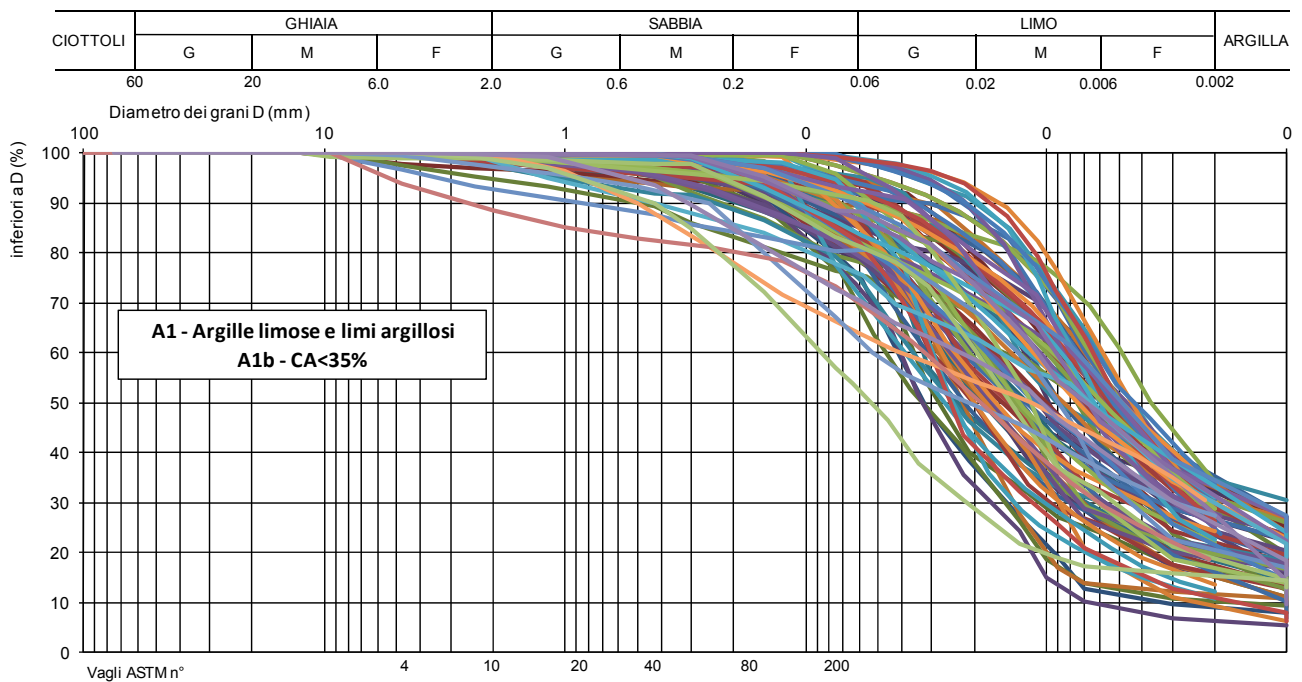


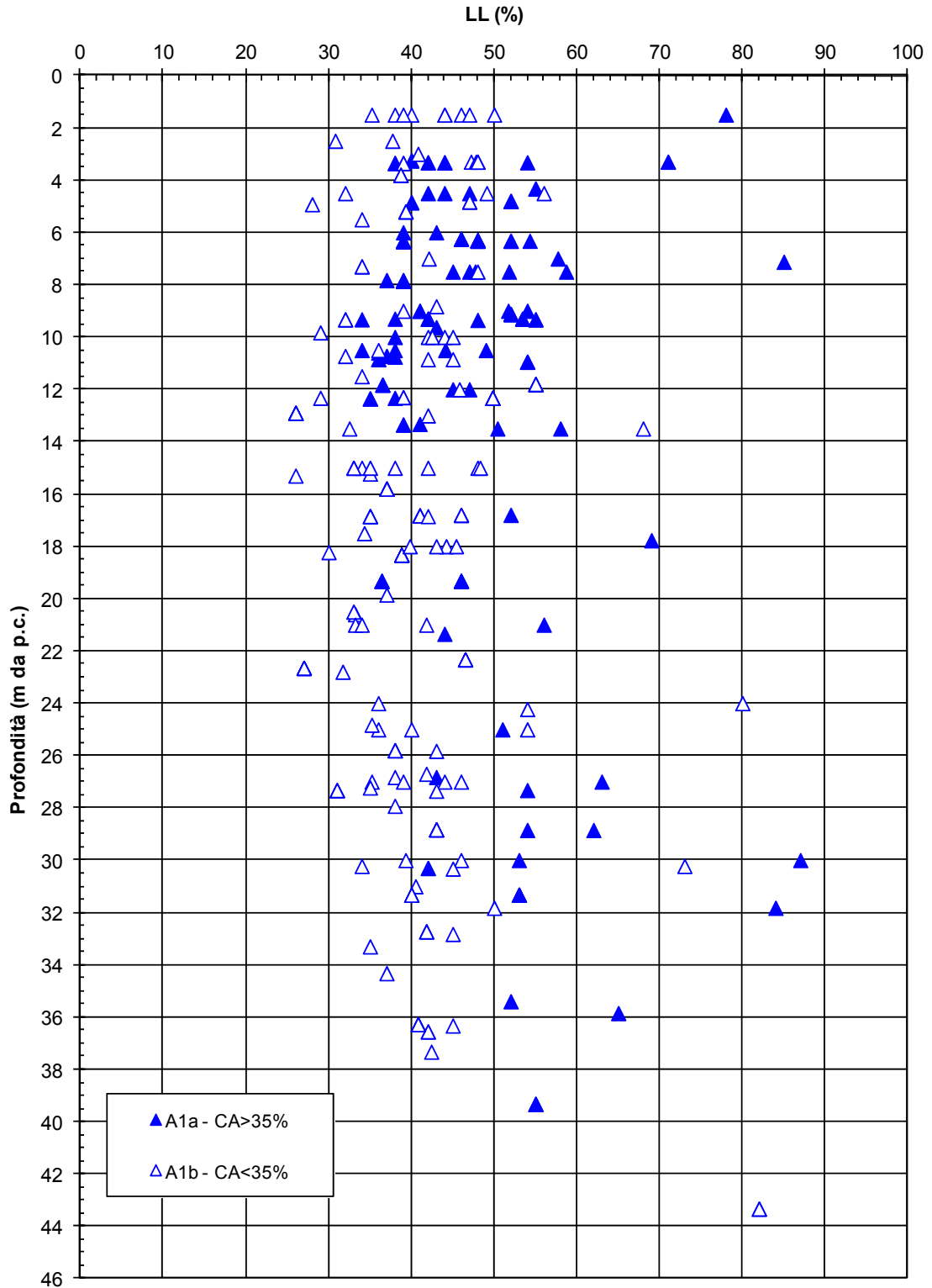
Figura 9.3: Formazione A1 – Valori di  $N_{SPT}$



**Figura 9.4a:** Formazione A1a – Fusi granulometrici



**Figura 9.4b:** Formazione A1b – Fusi granulometrici



**Figura 9.5:** Formazione A1 – Limite Liquido

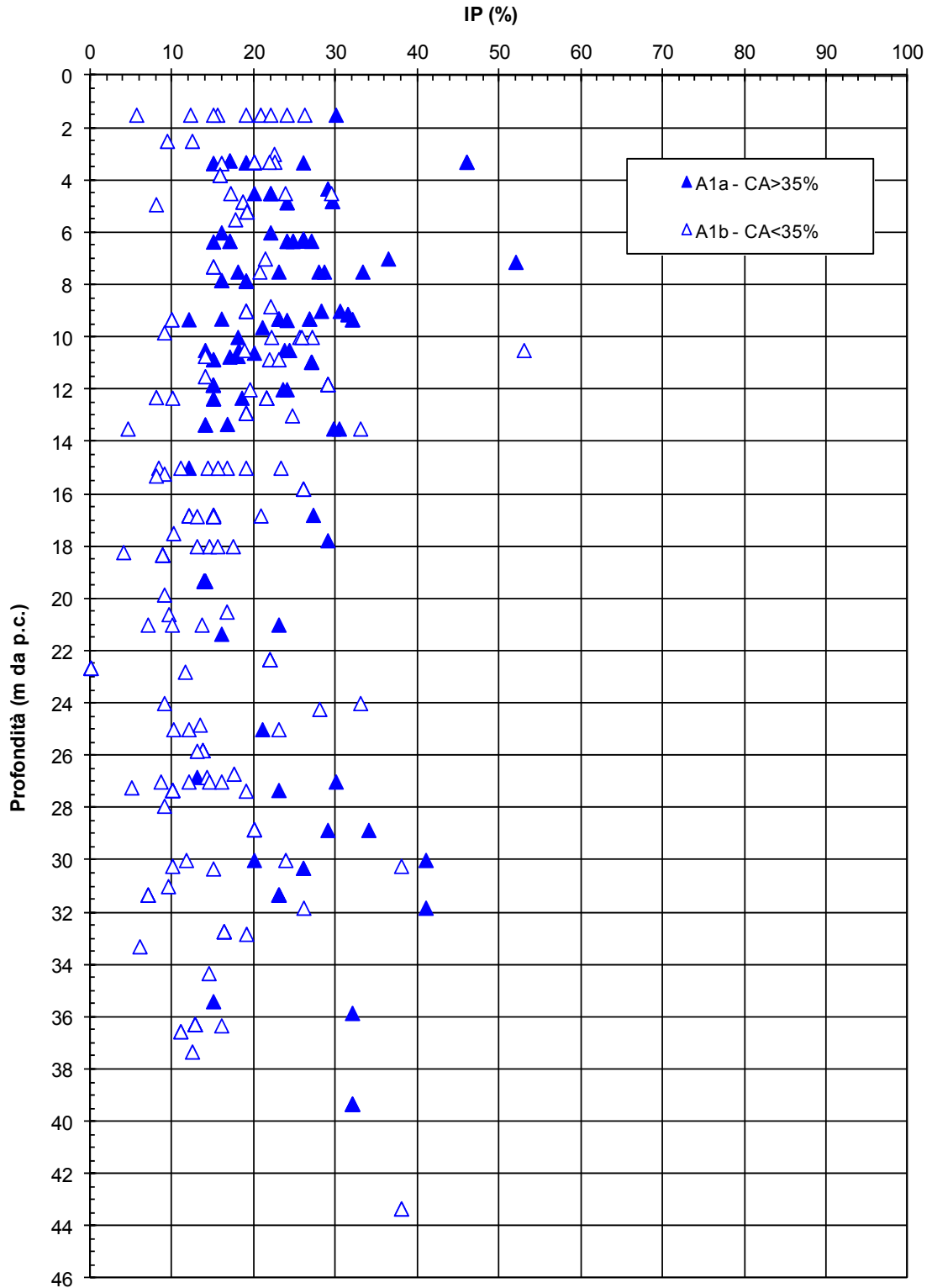




Figura 9.6: Formazione A1 – Indice Plastico

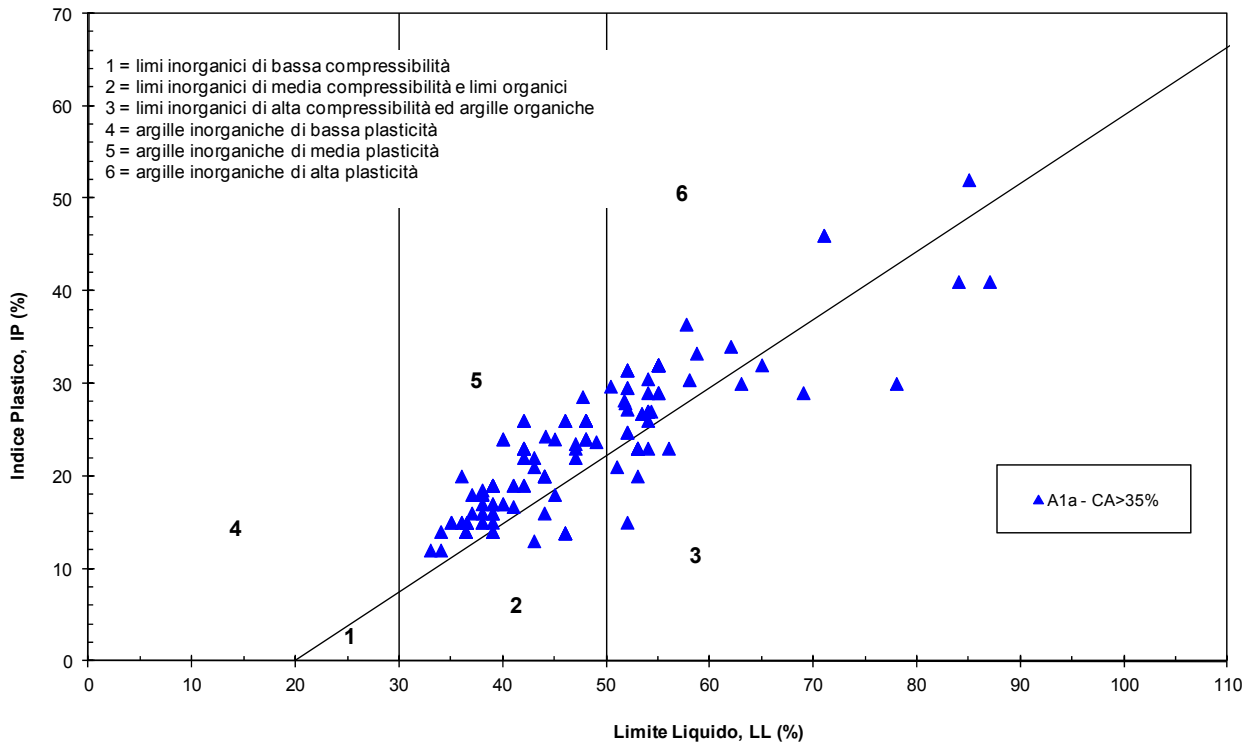
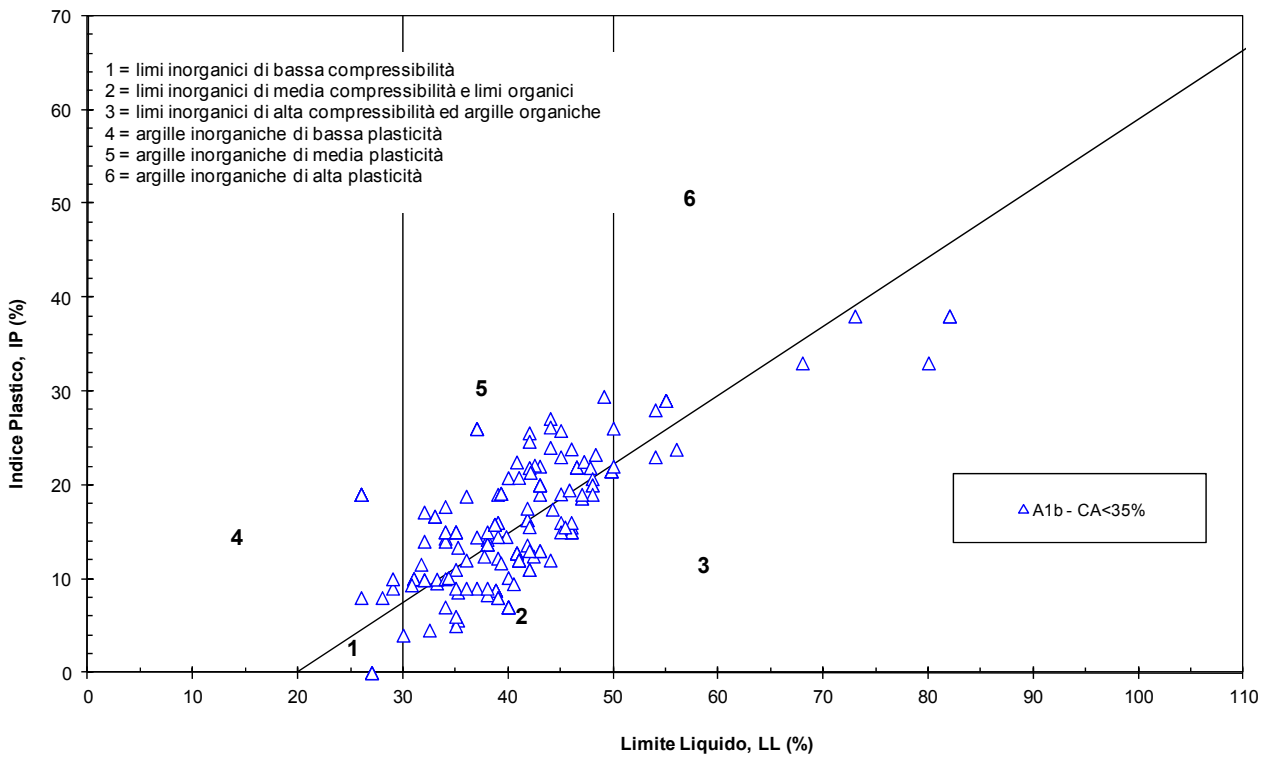
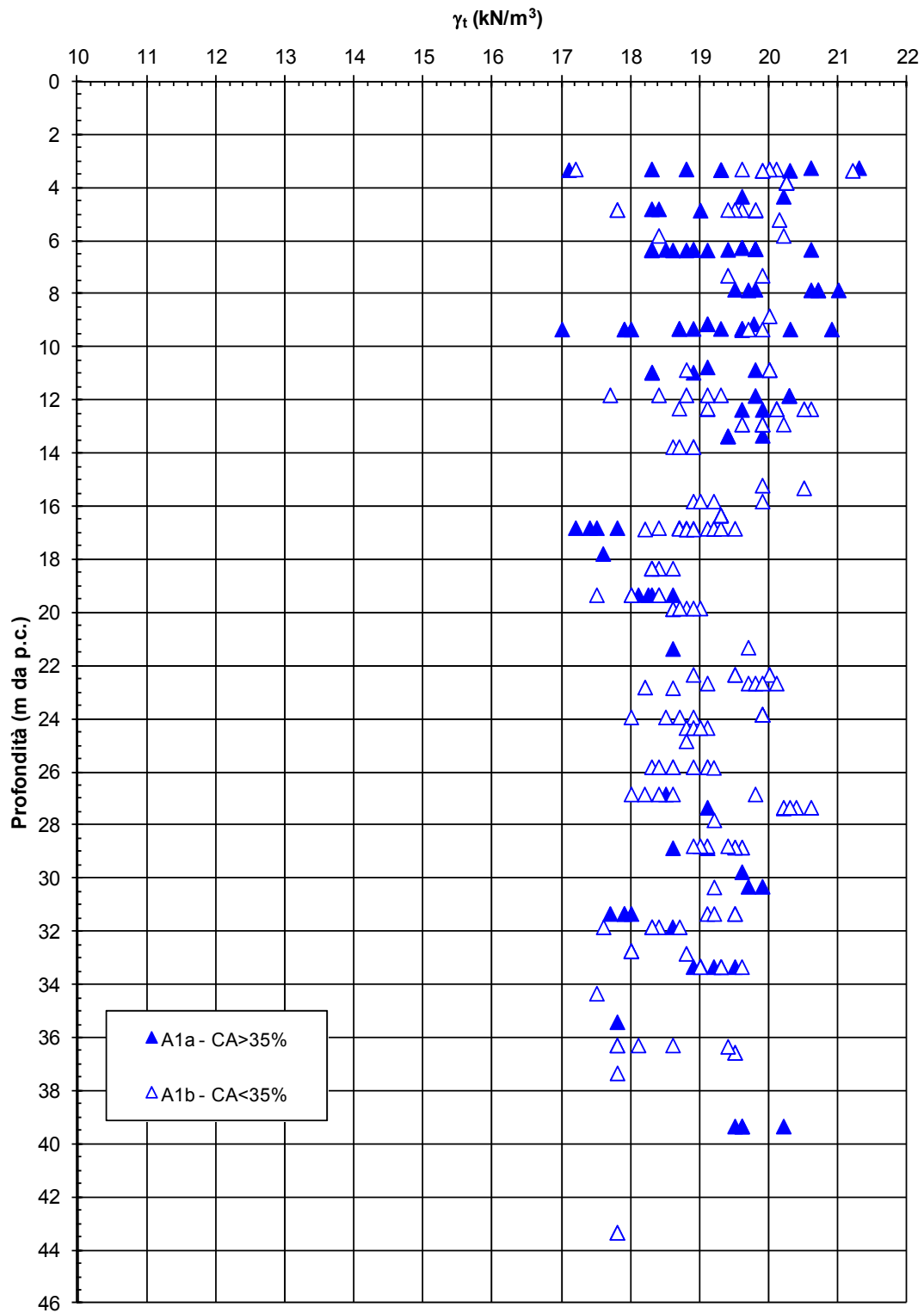


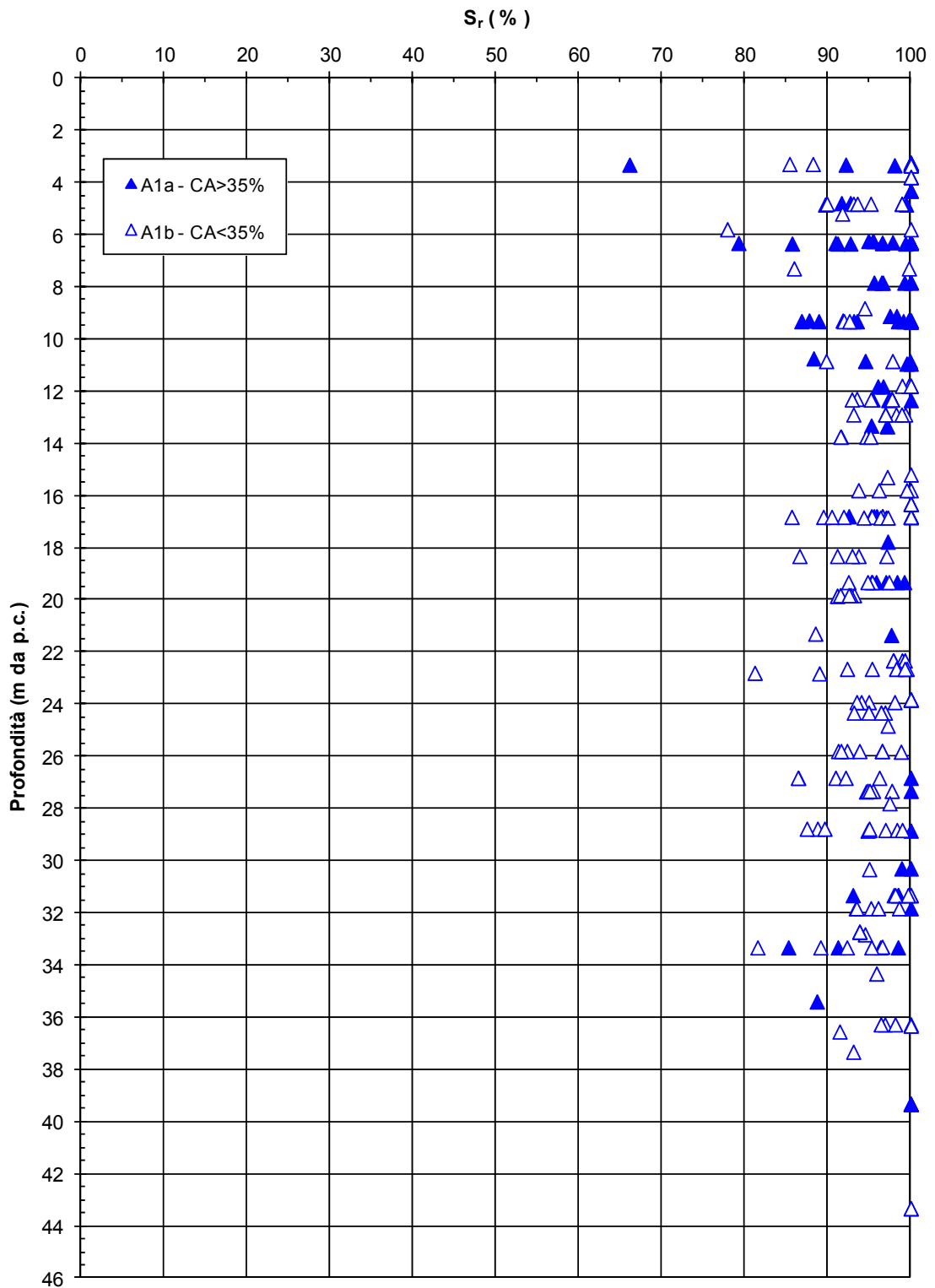
Figura 9.7a: Formazione A1a – Carta di plasticità di Casagrande



**Figura 9.7b:** Formazione A1b – Carta di plasticità di Casagrande



**Figura 9.8:** Formazione A1 – Pesì di volume naturale  $\gamma_d$



**Figura 9.9:** Formazione A1– Saturazione

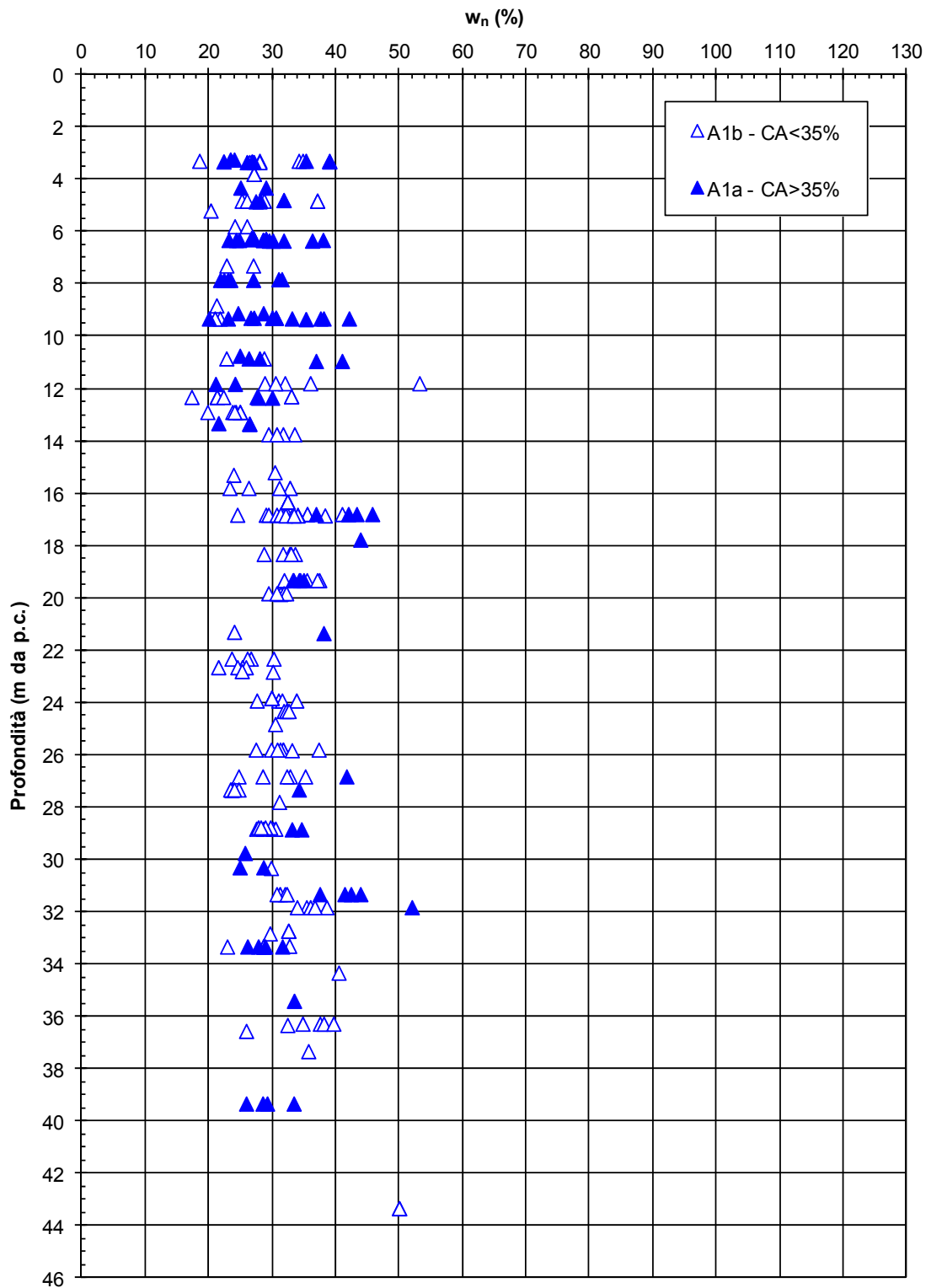


Figura 9.10: Formazione A1- Contenuto d'acqua naturale  $w_n$

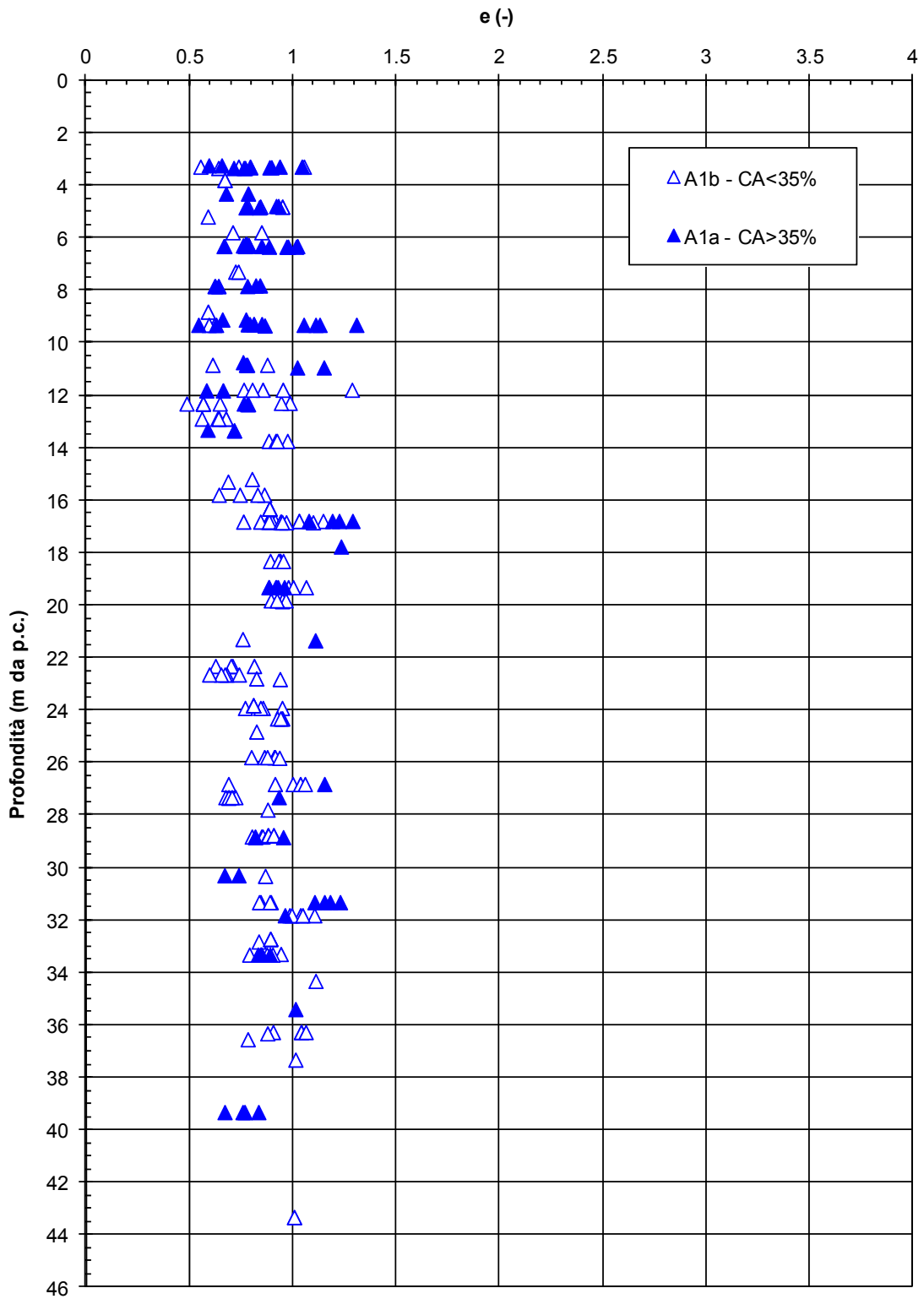
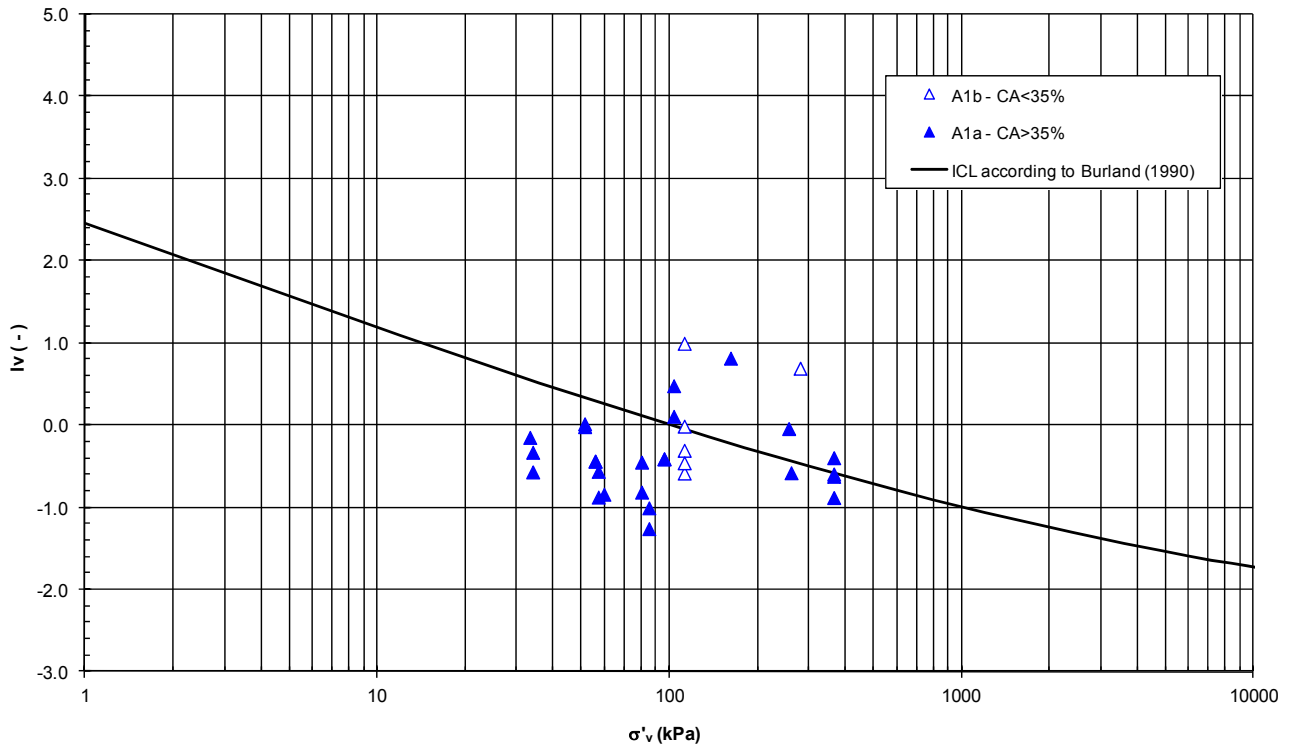


Figura 9.11: Formazione A1 – Indice dei vuoti



**Figura 9.12:** Formazione A1 – Stato iniziale in sito

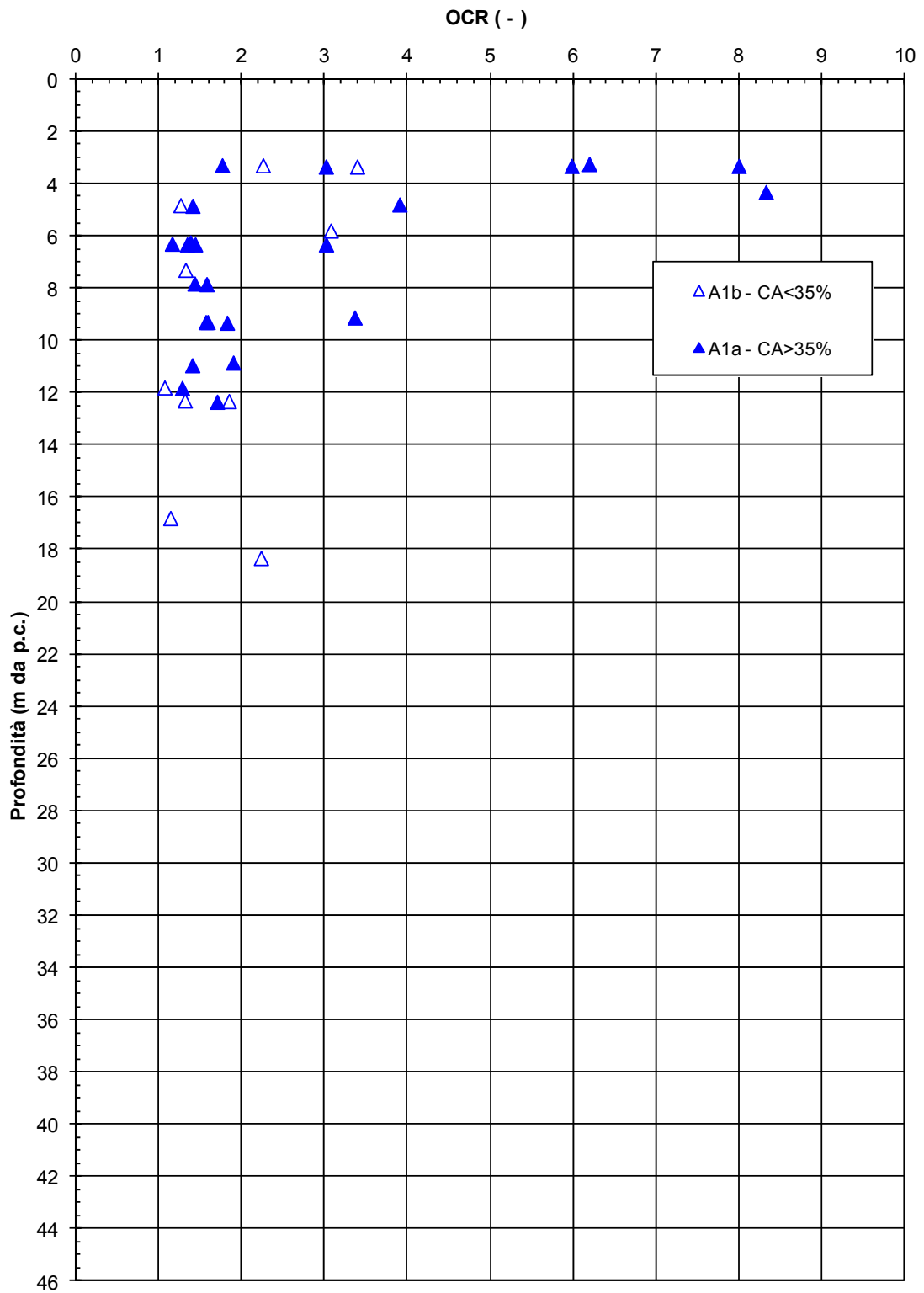


Figura 9.13: Formazione A1 – Prove edometriche - Grado di sovraconsolidazione



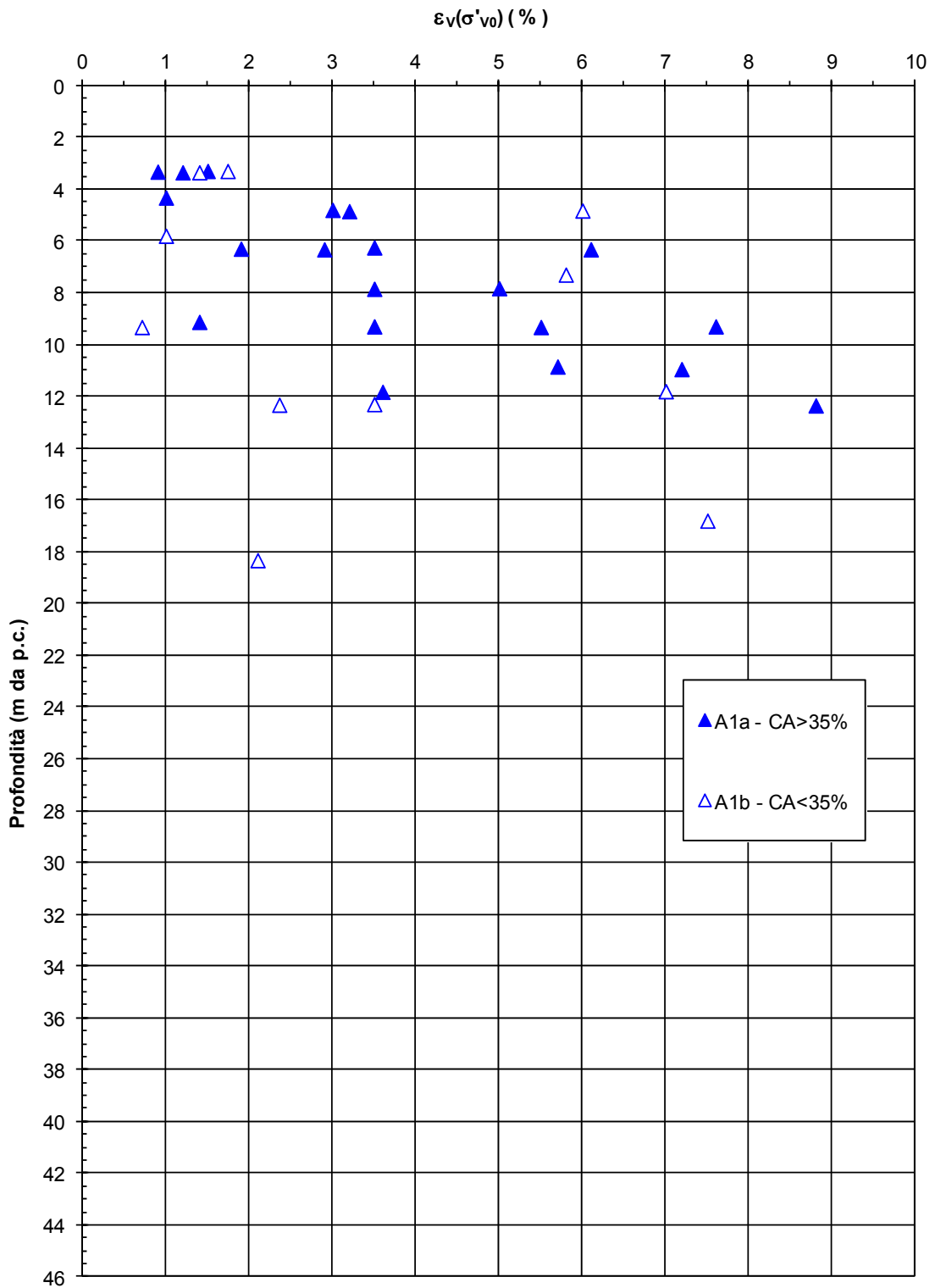
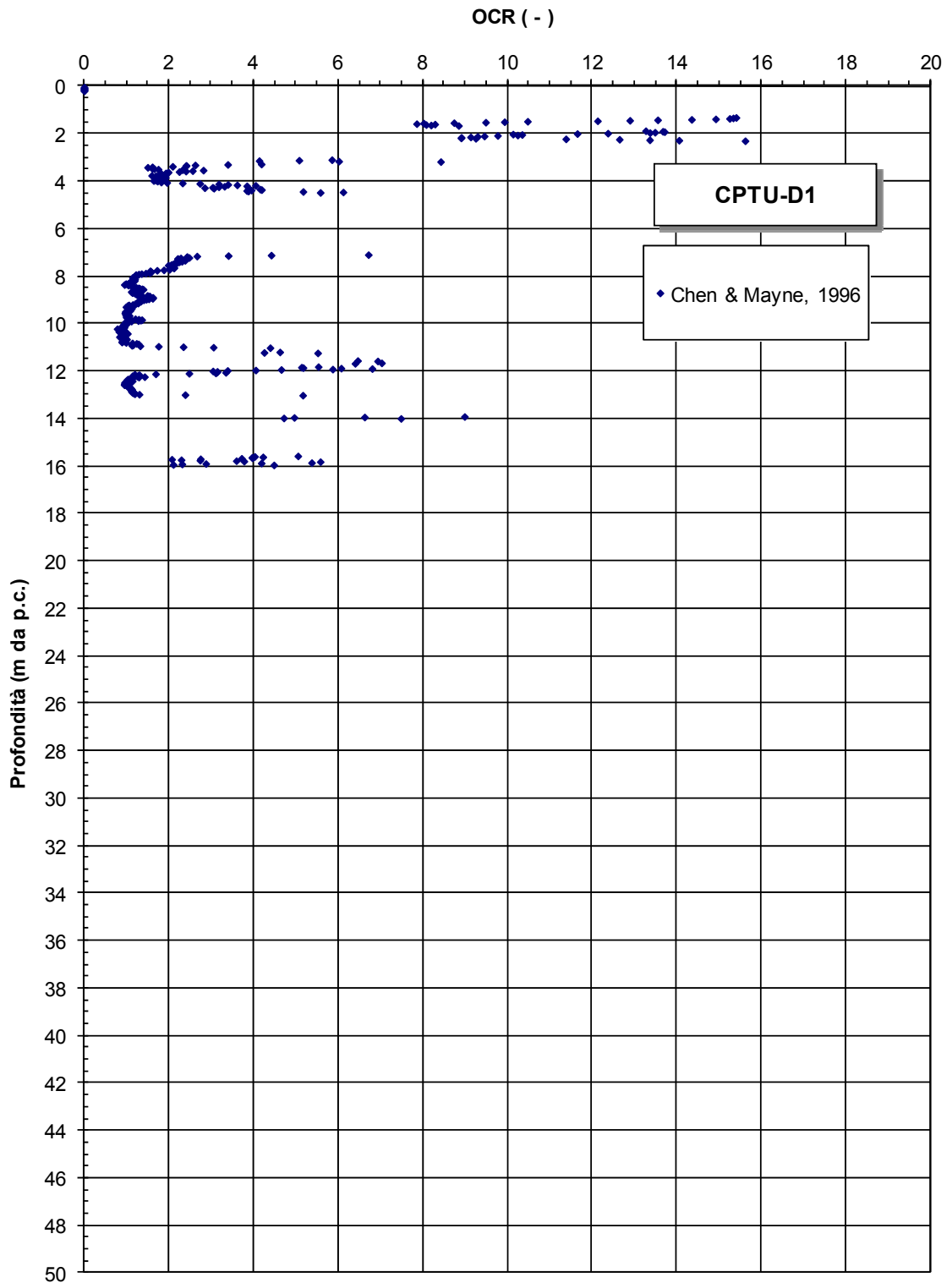


Figura 9.14: Formazione A1 – Prove edometriche - Disturbo dei campioni



**Figura 9.15a:** Formazione A1 – Prove CPTU - Grado di sovraconsolidazione

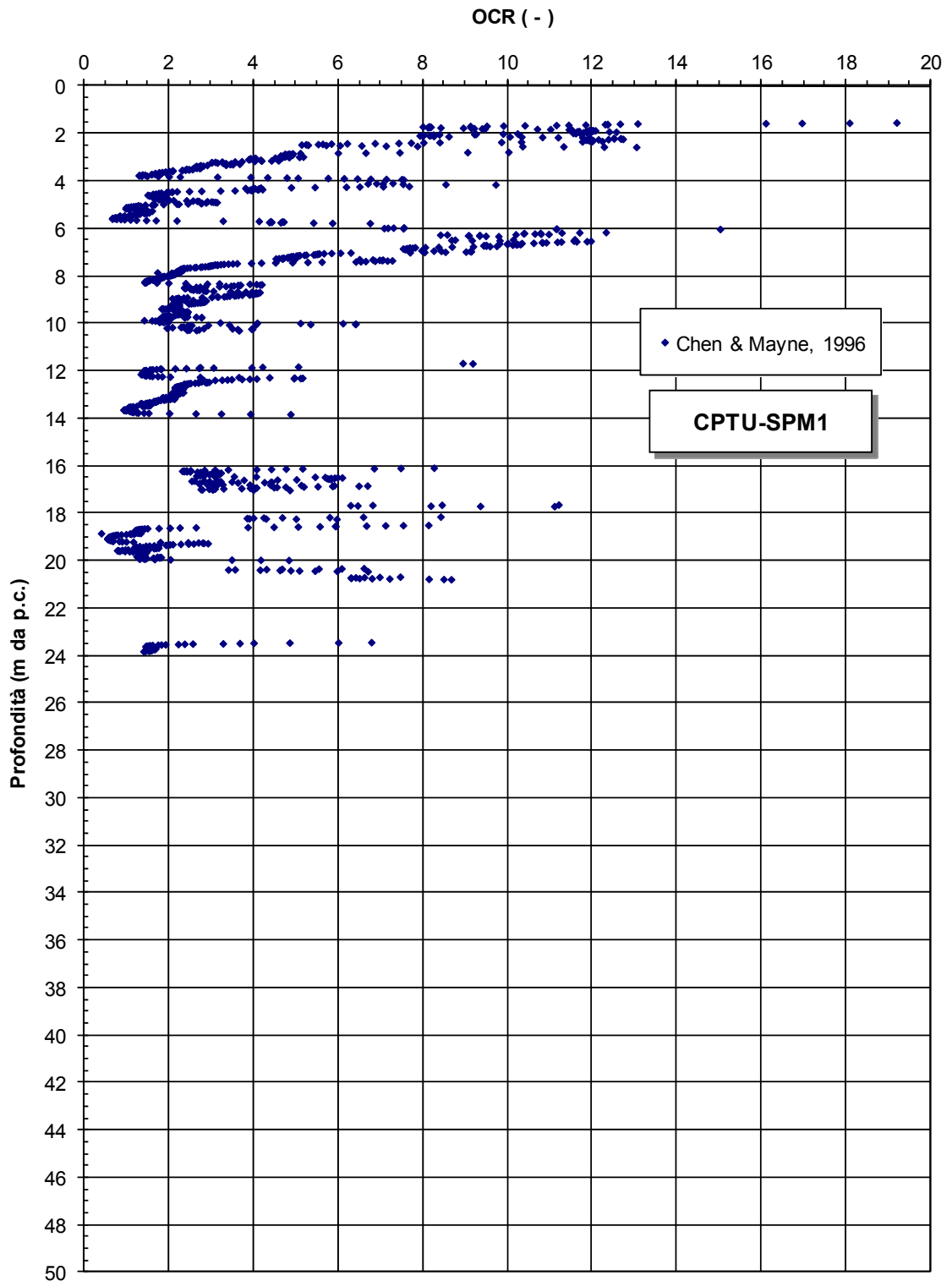
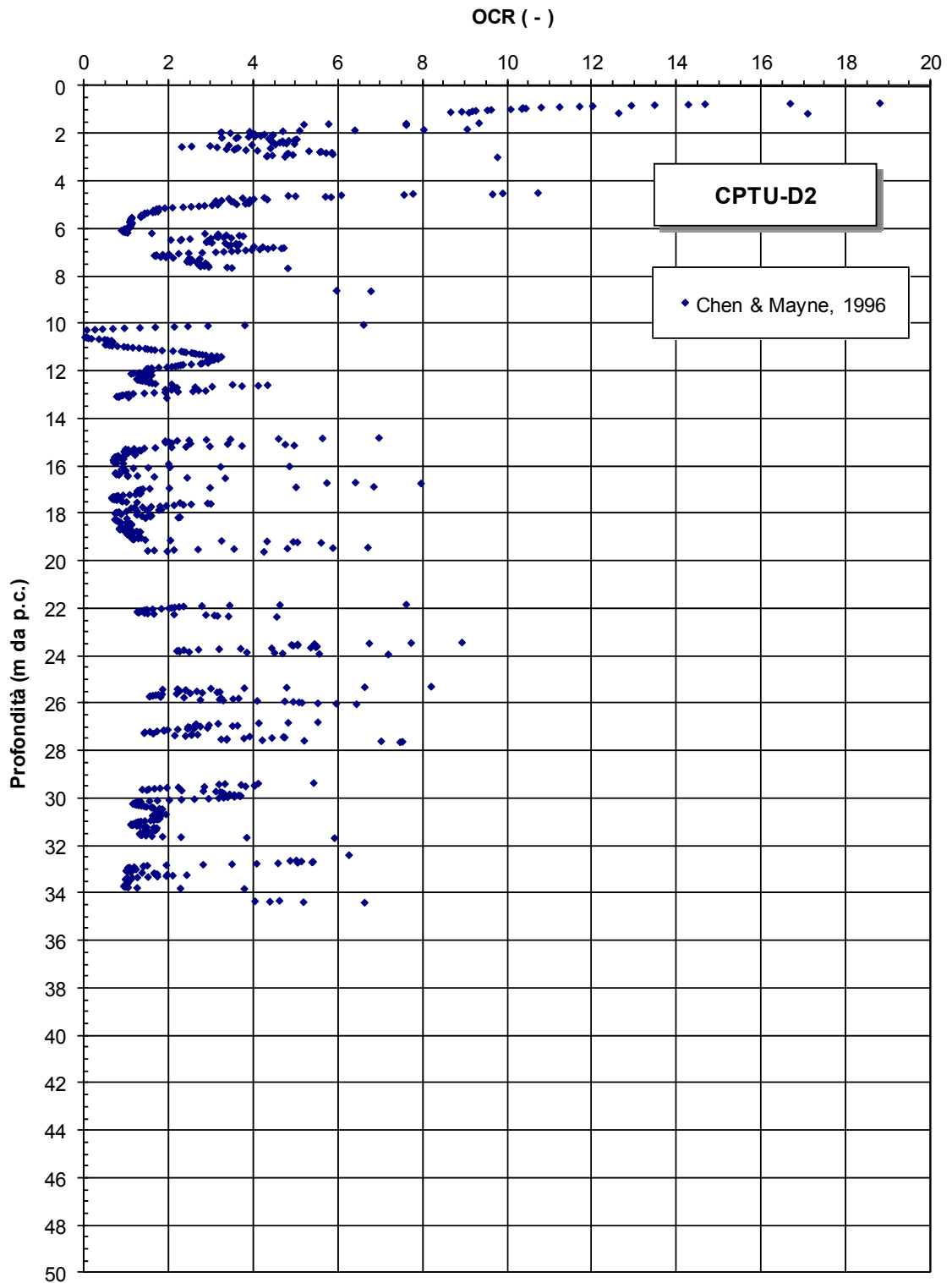


Figura 9.15b: Formazione A1 – Prove CPTU - Grado di sovraconsolidazione



**Figura 9.15c:** Formazione A1 – Prove CPTU - Grado di sovraconsolidazione

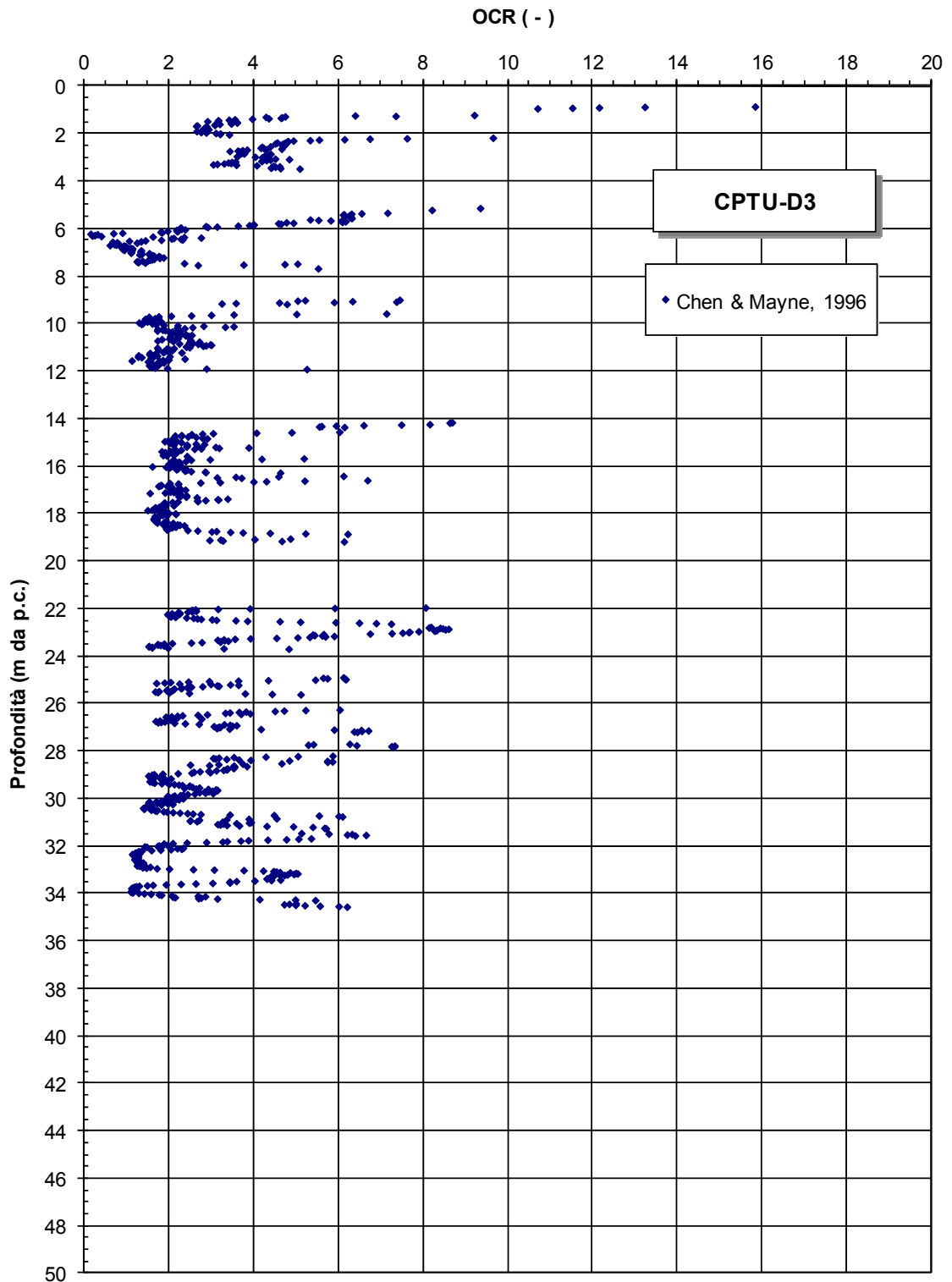


Figura 9.15d: Formazione A1 – Prove CPTU - Grado di sovraconsolidazione

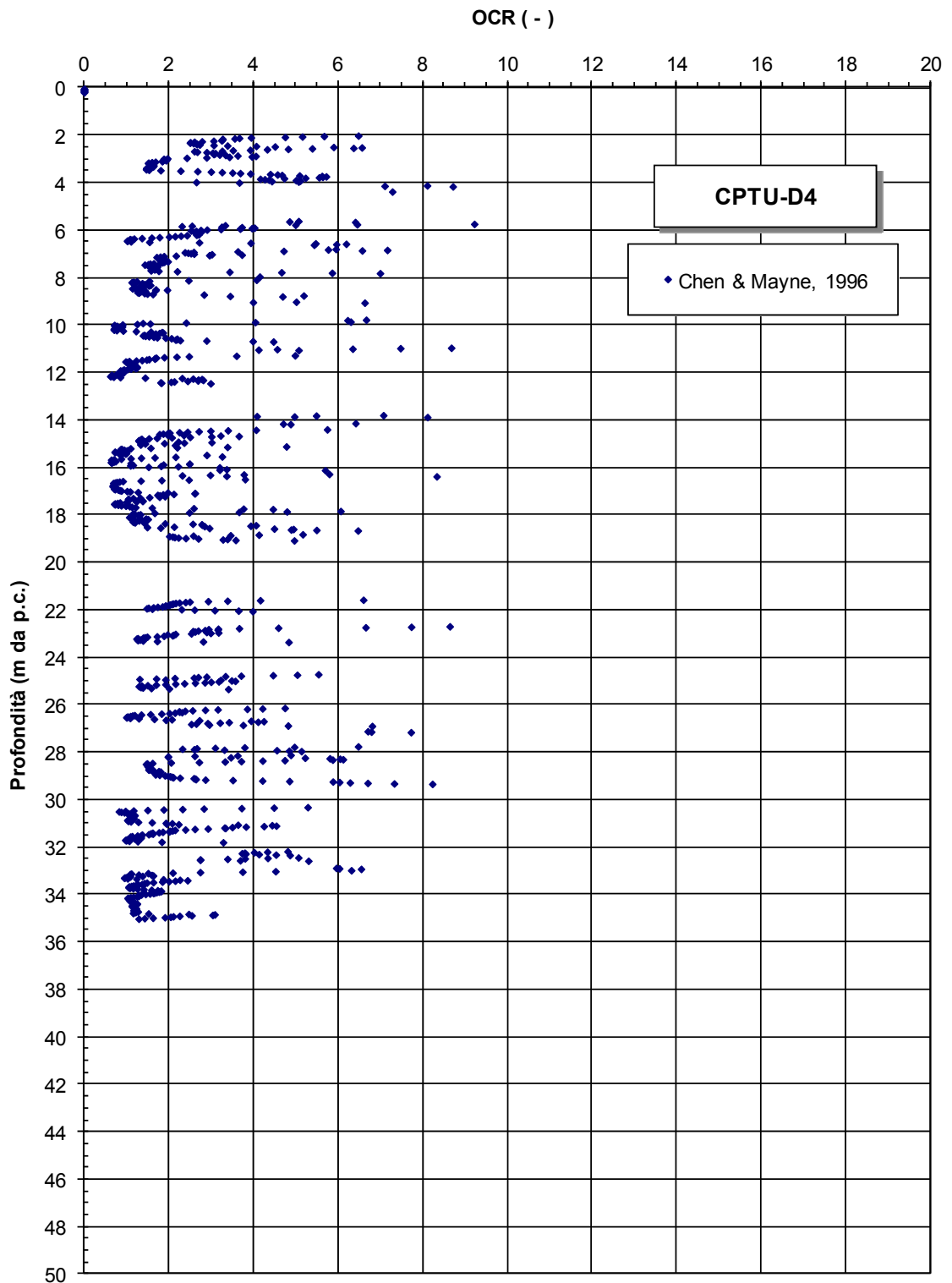
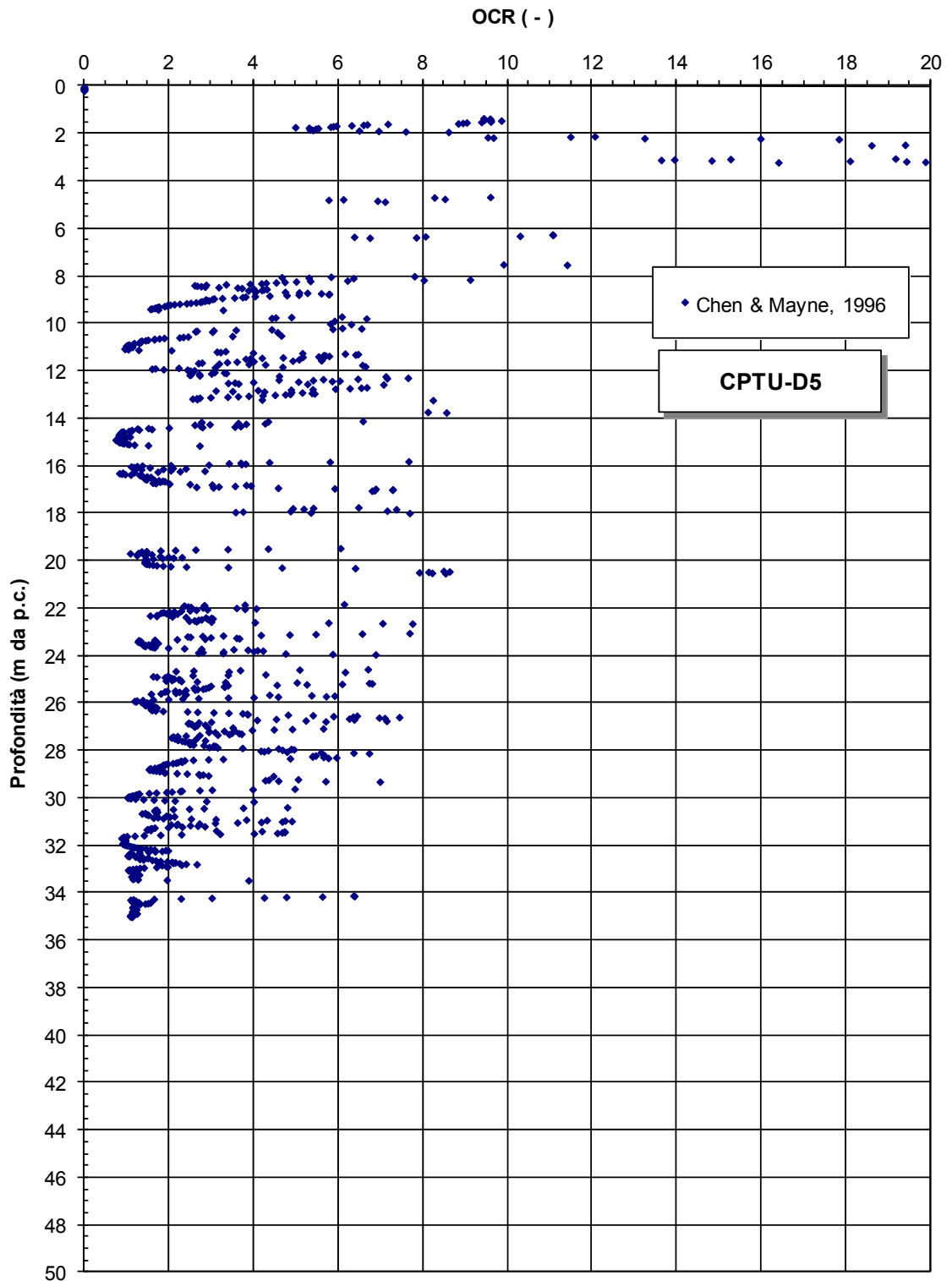
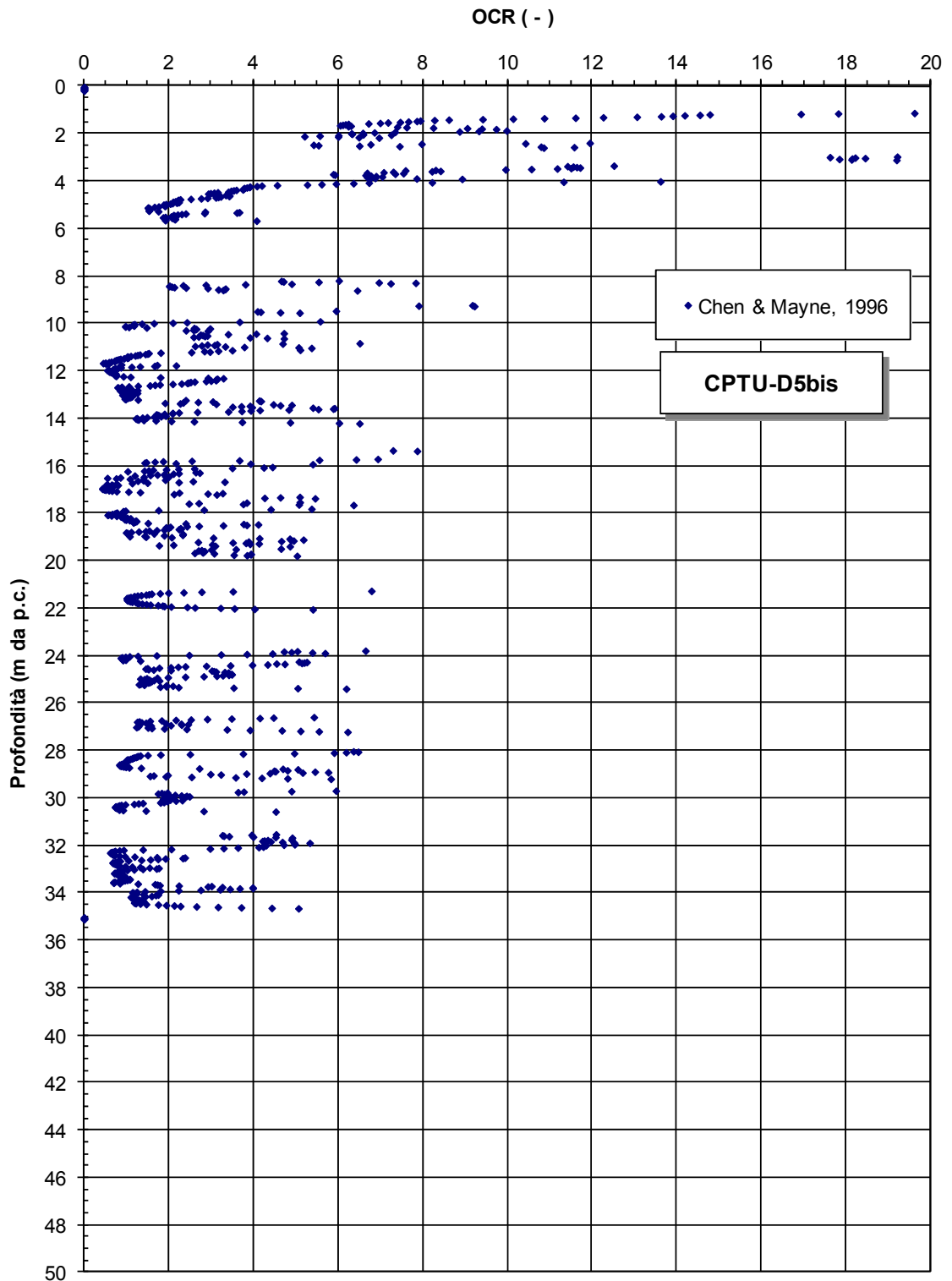


Figura 9.15e: Formazione A1 – Prove CPTU - Grado di sovraconsolidazione



**Figura 9.15f:** Formazione A1 – Prove CPTU - Grado di sovraconsolidazione



**Figura 9.15g:** Formazione A1 – Prove CPTU - Grado di sovraconsolidazione



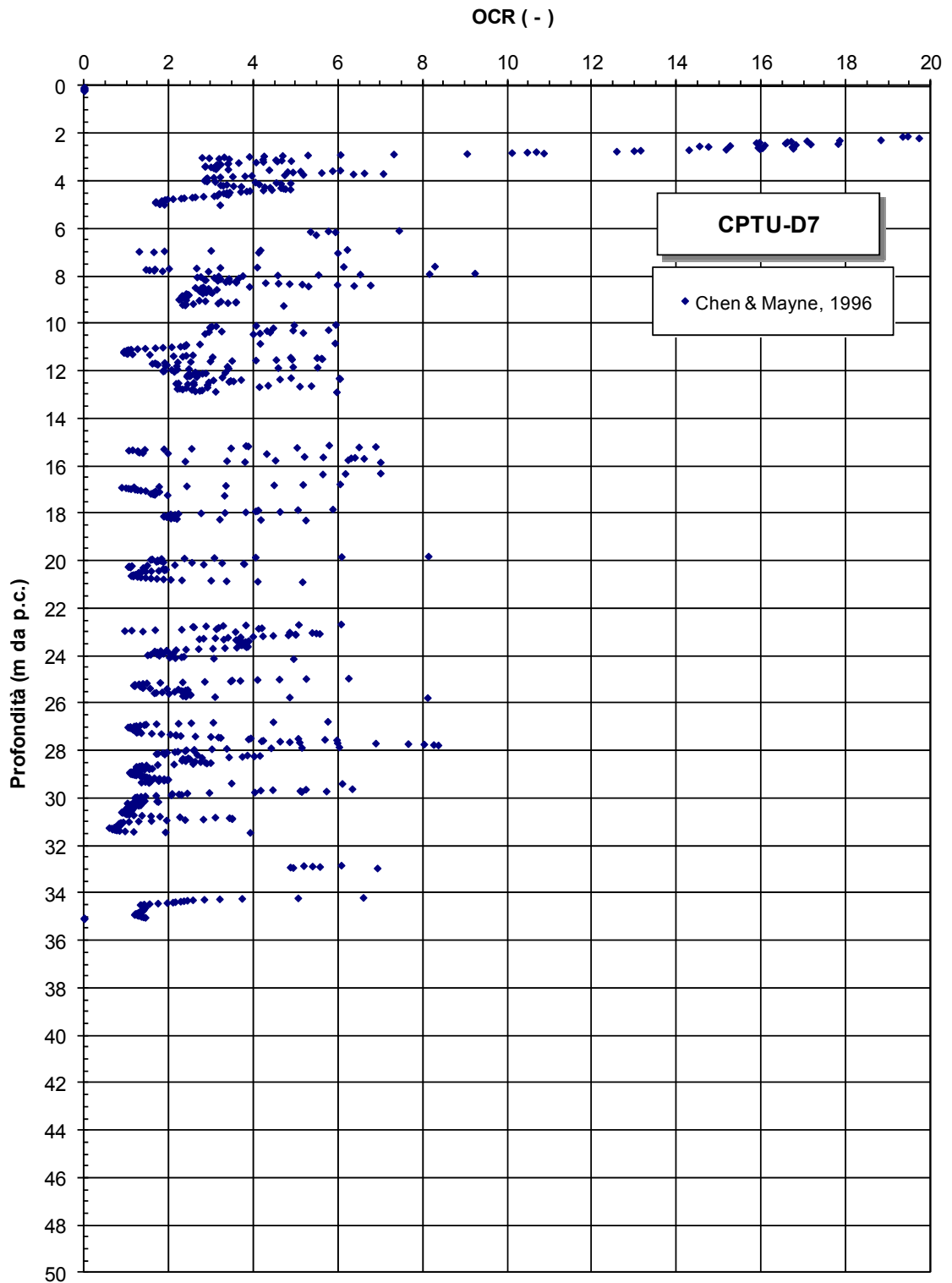


Figura 9.15h: Formazione A1 – Prove CPTU - Grado di sovraconsolidazione

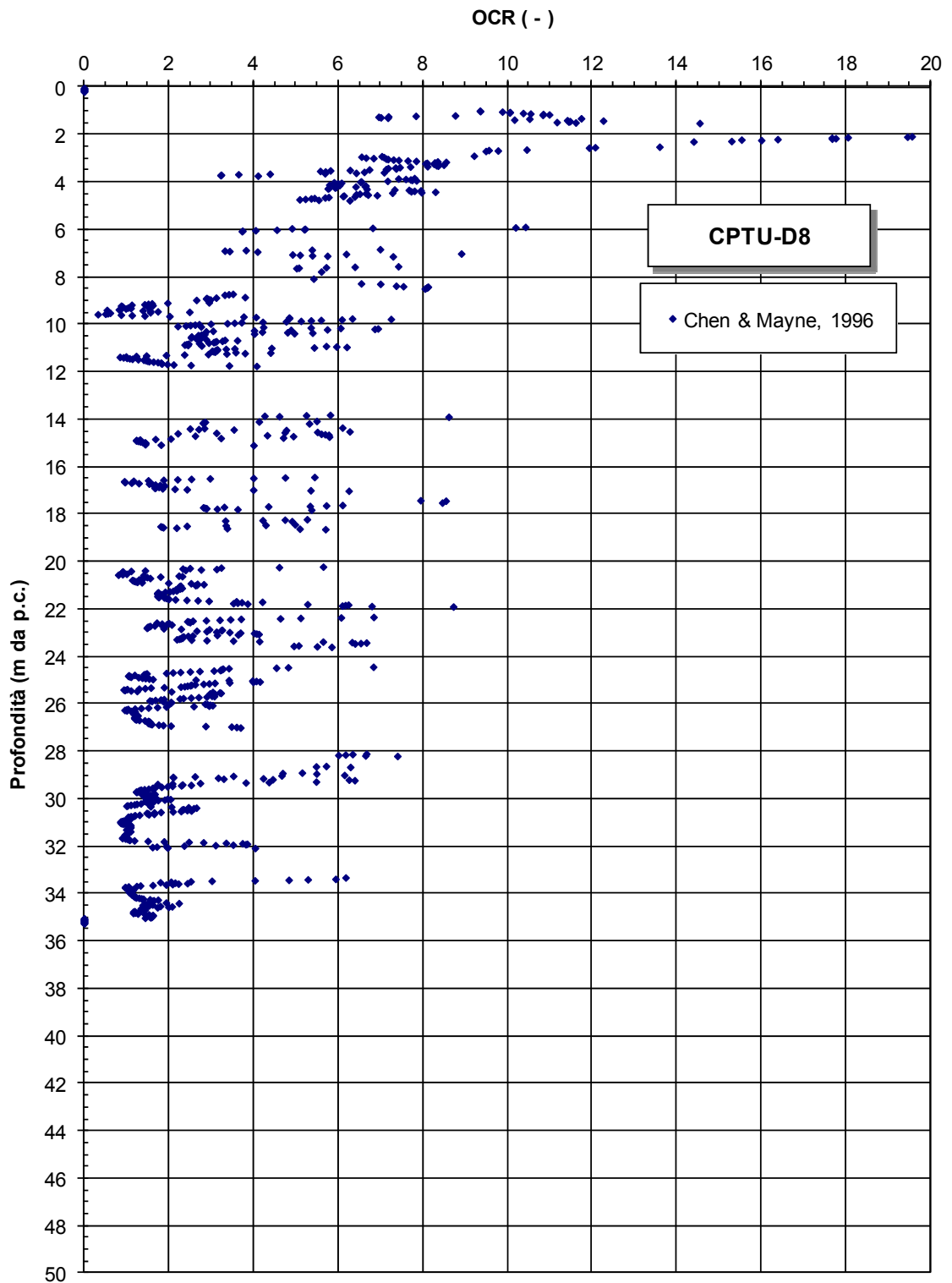
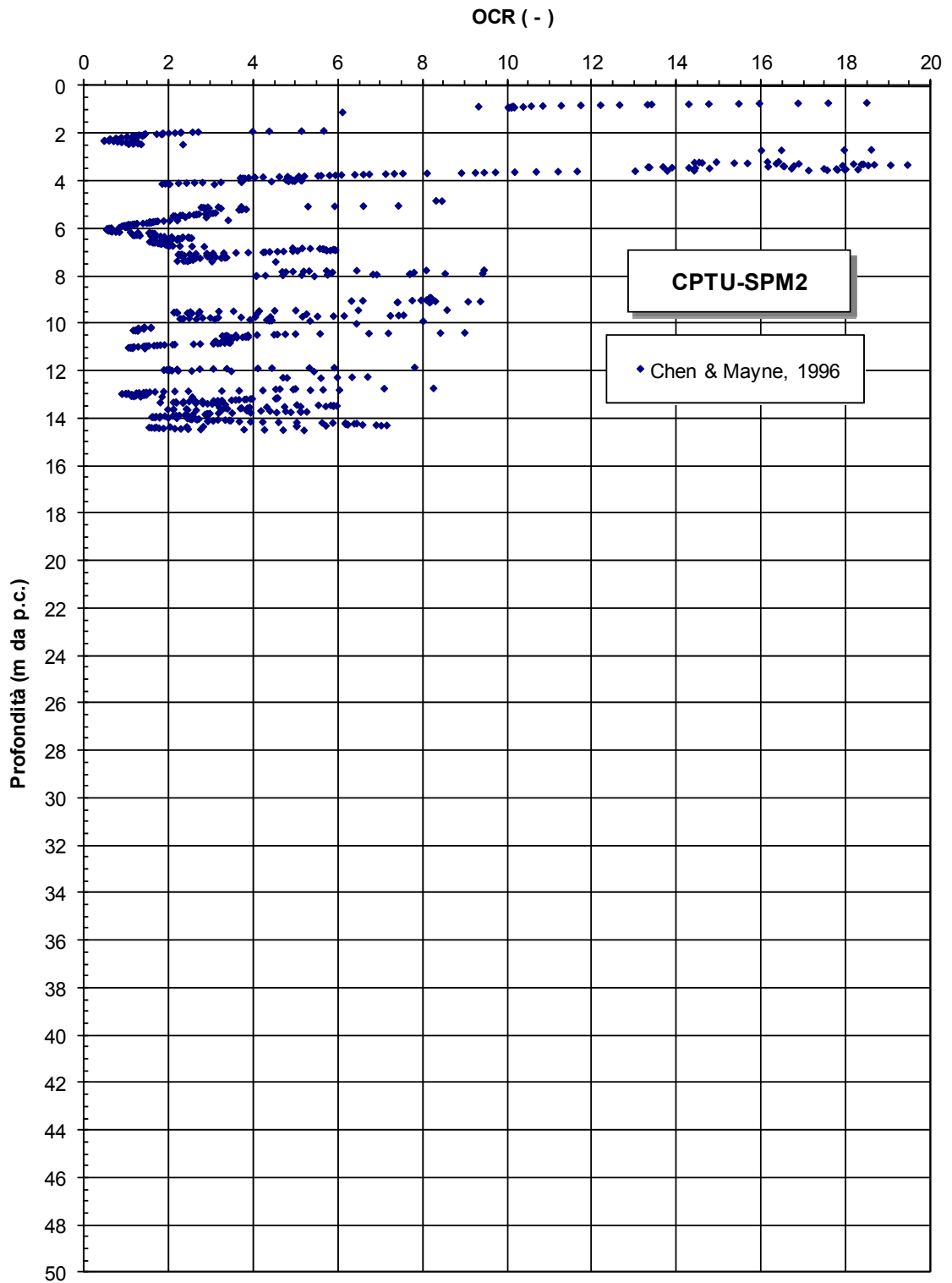


Figura 9.15i: Formazione A1 – Prove CPTU - Grado di sovraconsolidazione



**Figura 9.15l:** Formazione A1 – Prove CPTU - Grado di sovraconsolidazione

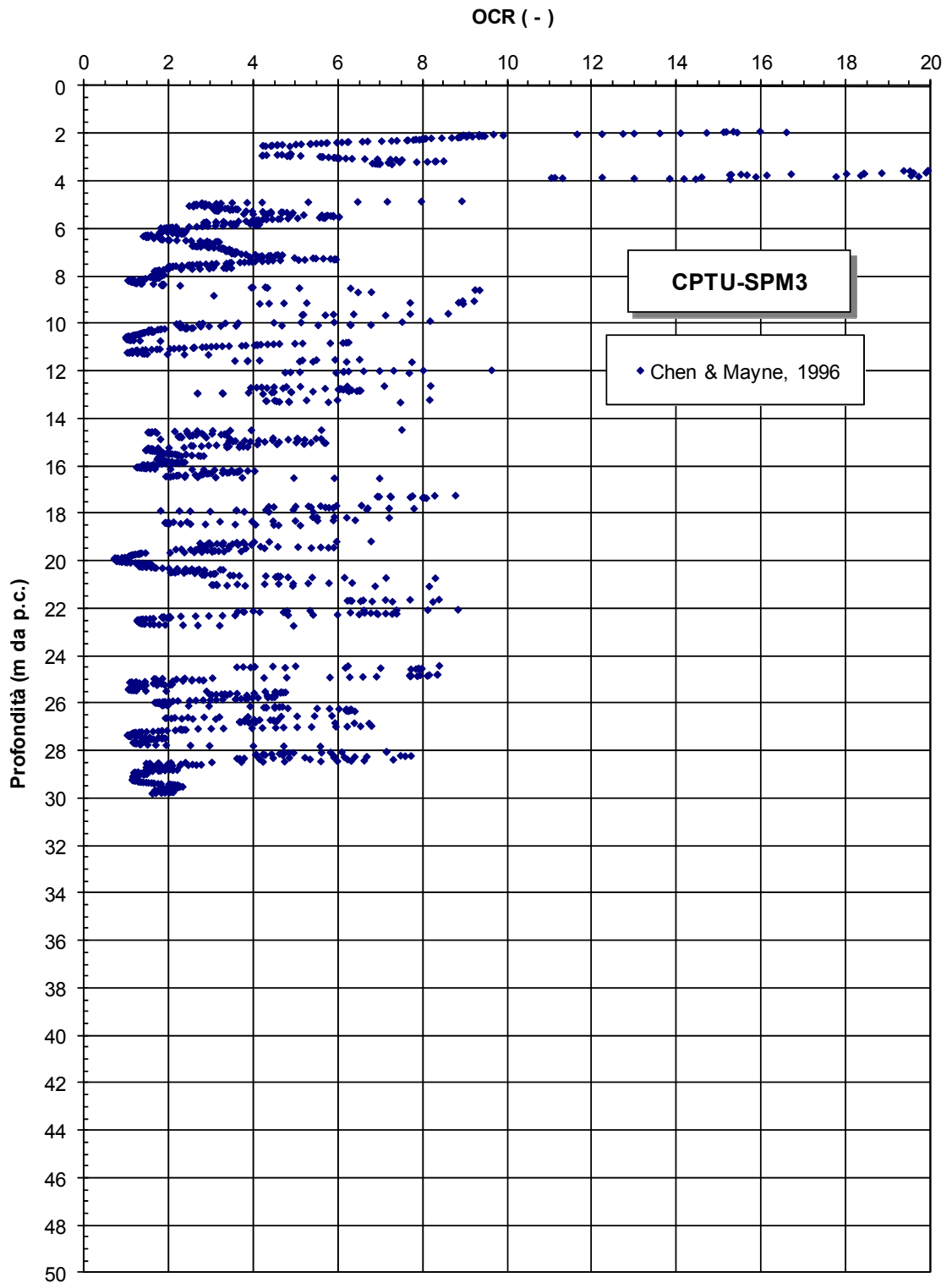


Figura 9.15m: Formazione A1 – Prove CPTU - Grado di sovraconsolidazione

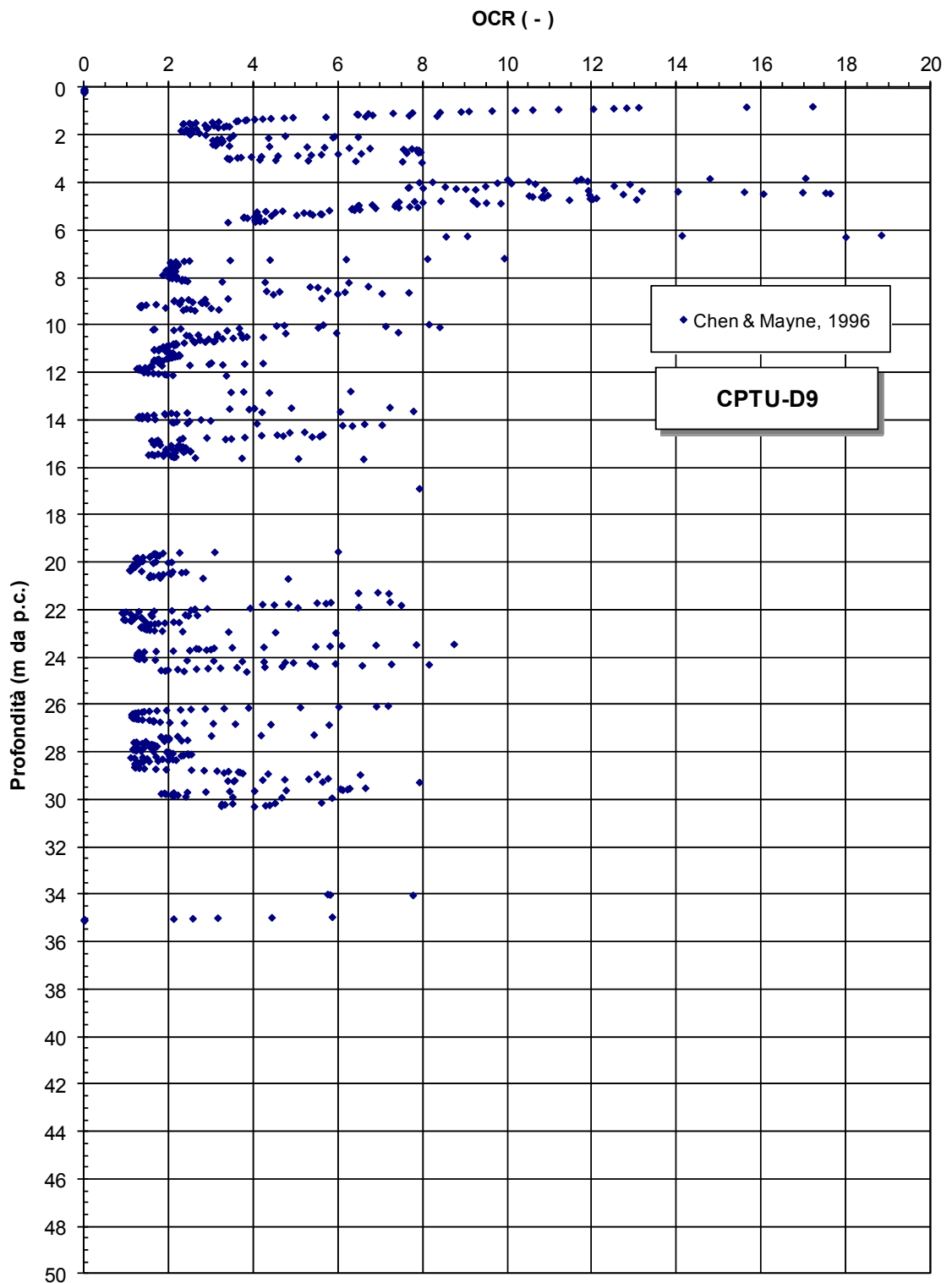
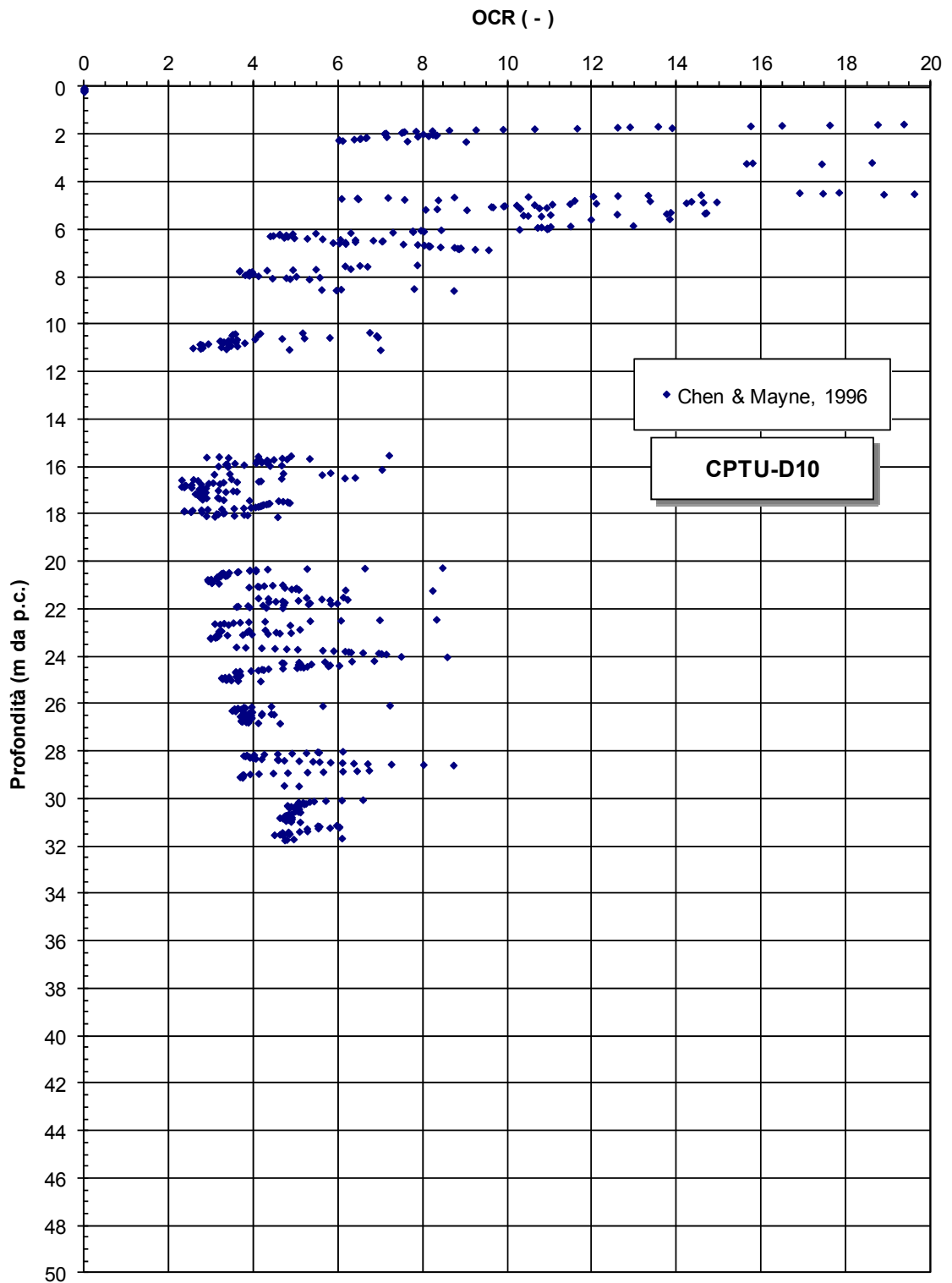
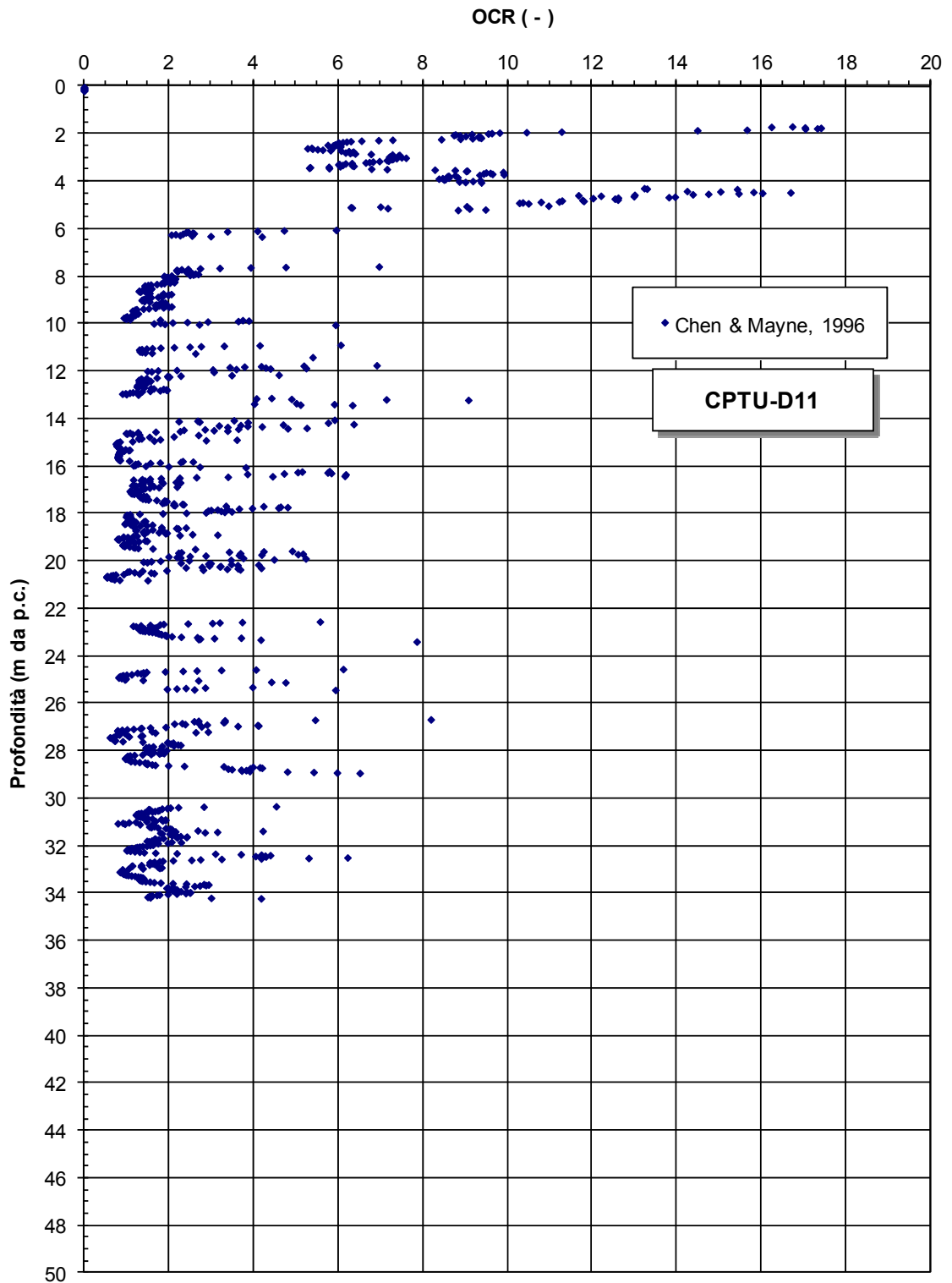


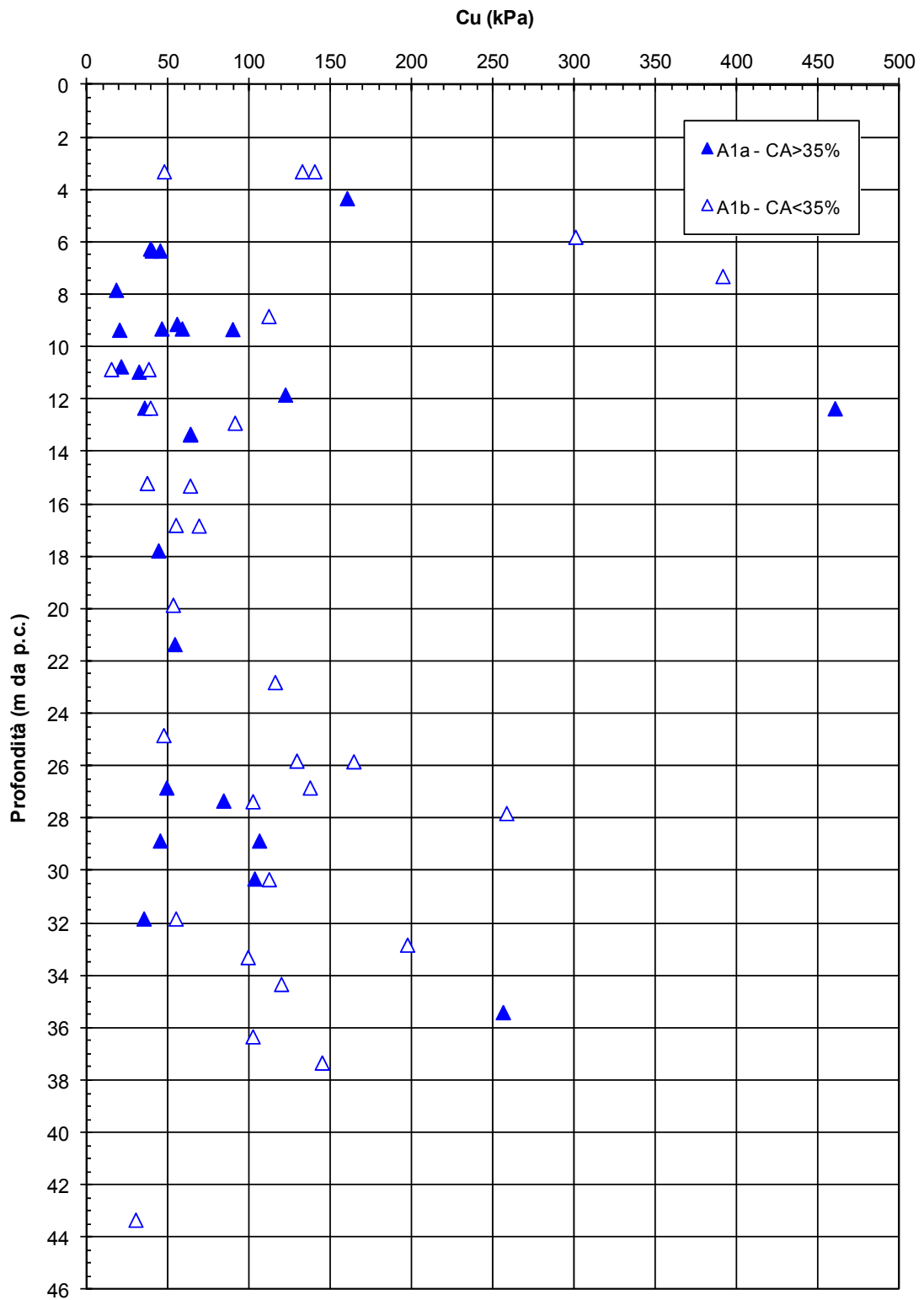
Figura 9.15n: Formazione A1 – Prove CPTU - Grado di sovraconsolidazione



**Figura 9.15o:** Formazione A1 – Prove CPTU - Grado di sovraconsolidazione



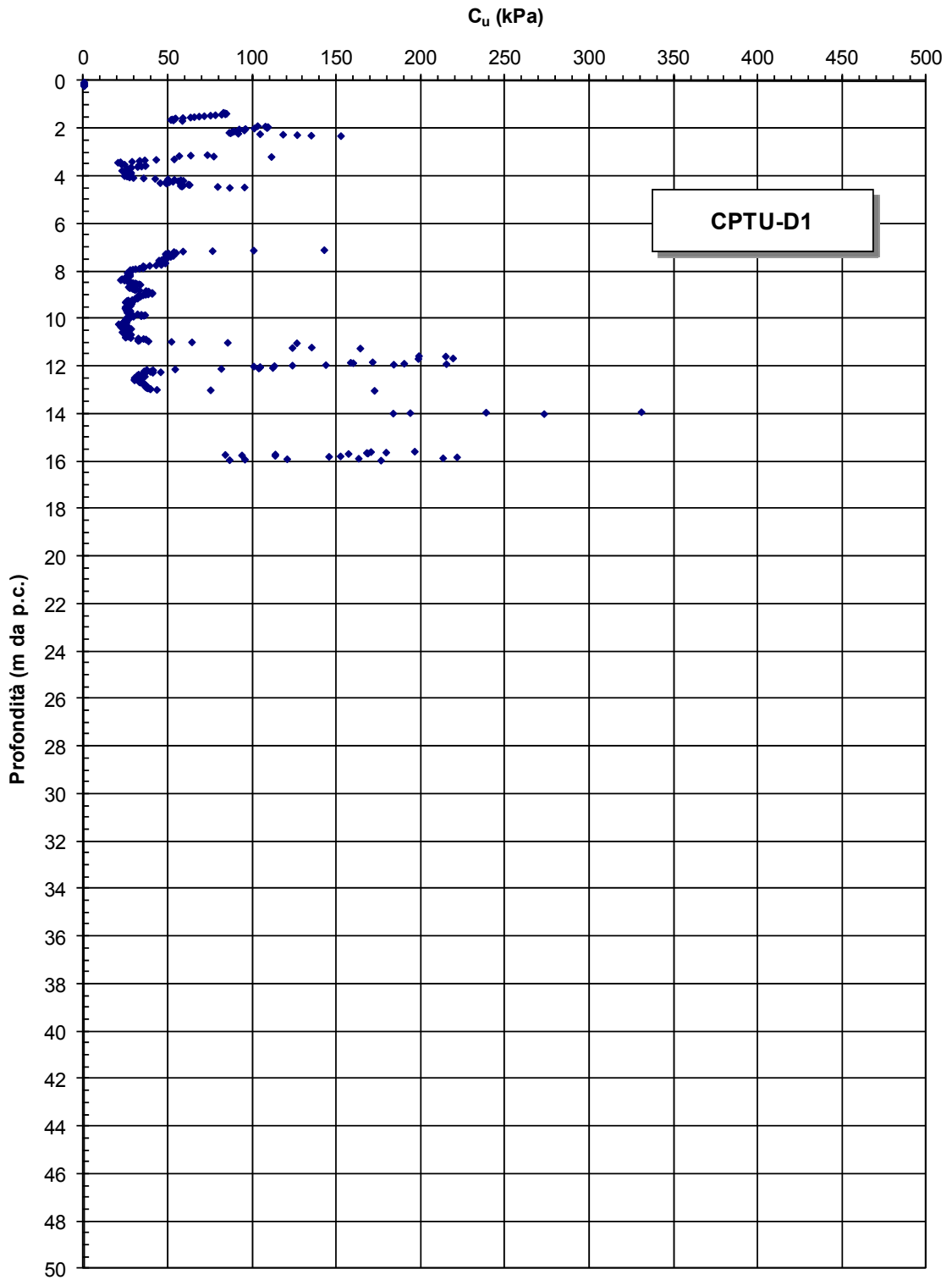
**Figura 9.15p:** Formazione A1 – Prove CPTU - Grado di sovraconsolidazione



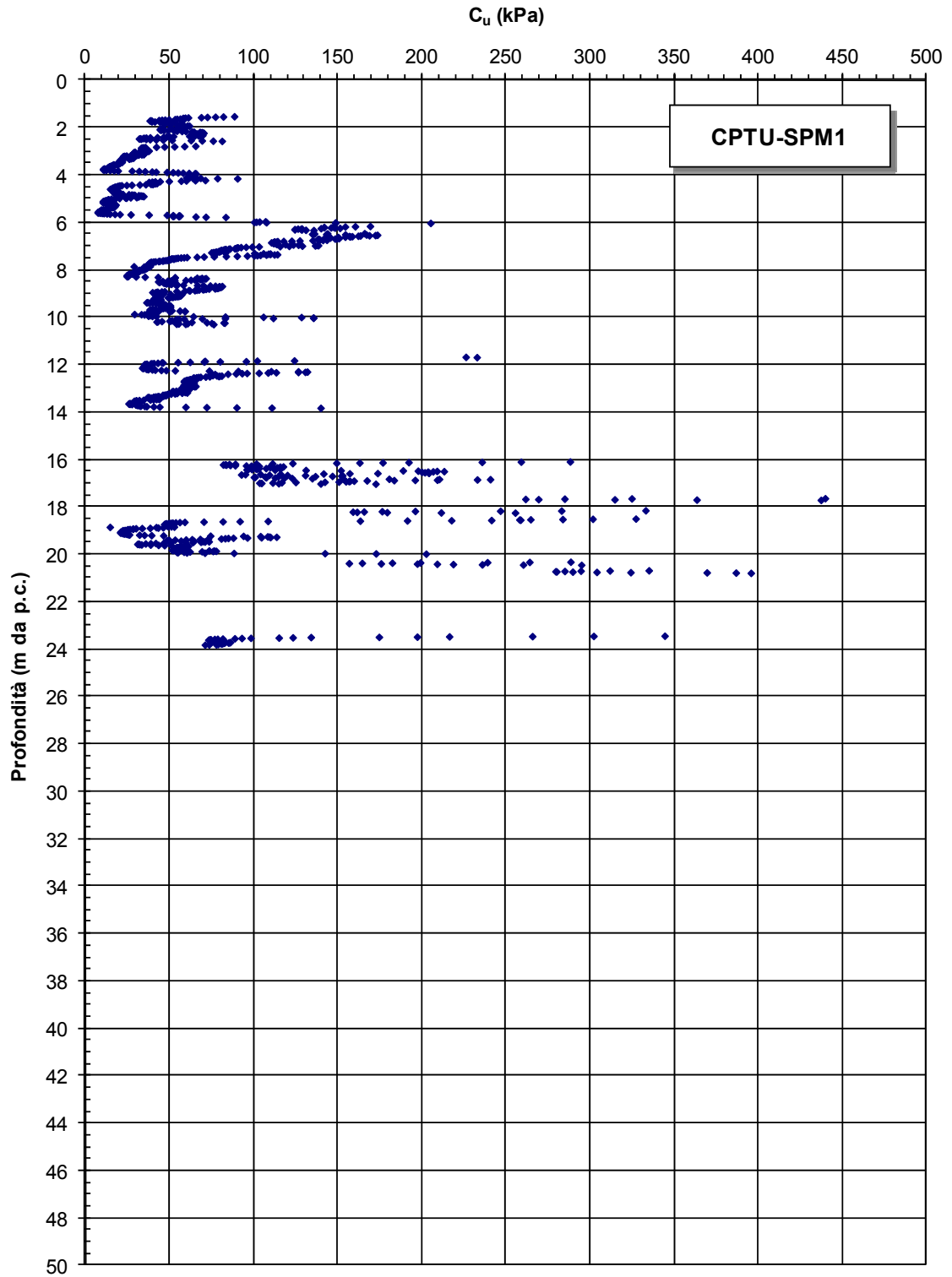
**Figura 9.16:** Formazione A1 – Prove TXUU - Coesione non drenata



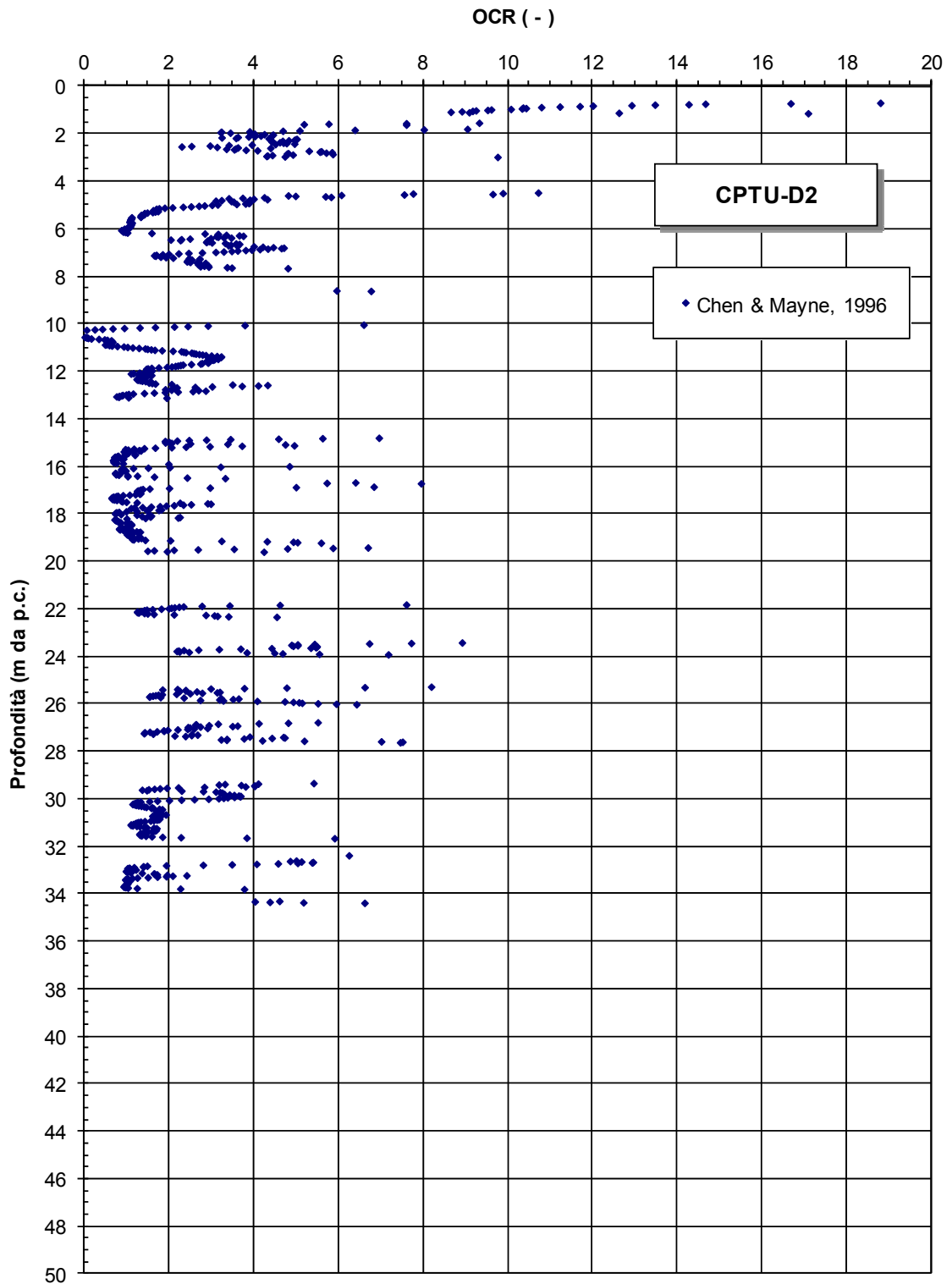




**Figura 9.18a:** Formazione A1 – Prove CPTU - Coesione non drenata



**Figura 9.18b:** Formazione A1 – Prove CPTU - Coesione non drenata



**Figura 9.18c:** Formazione A1 – Prove CPTU - Coesione non drenata

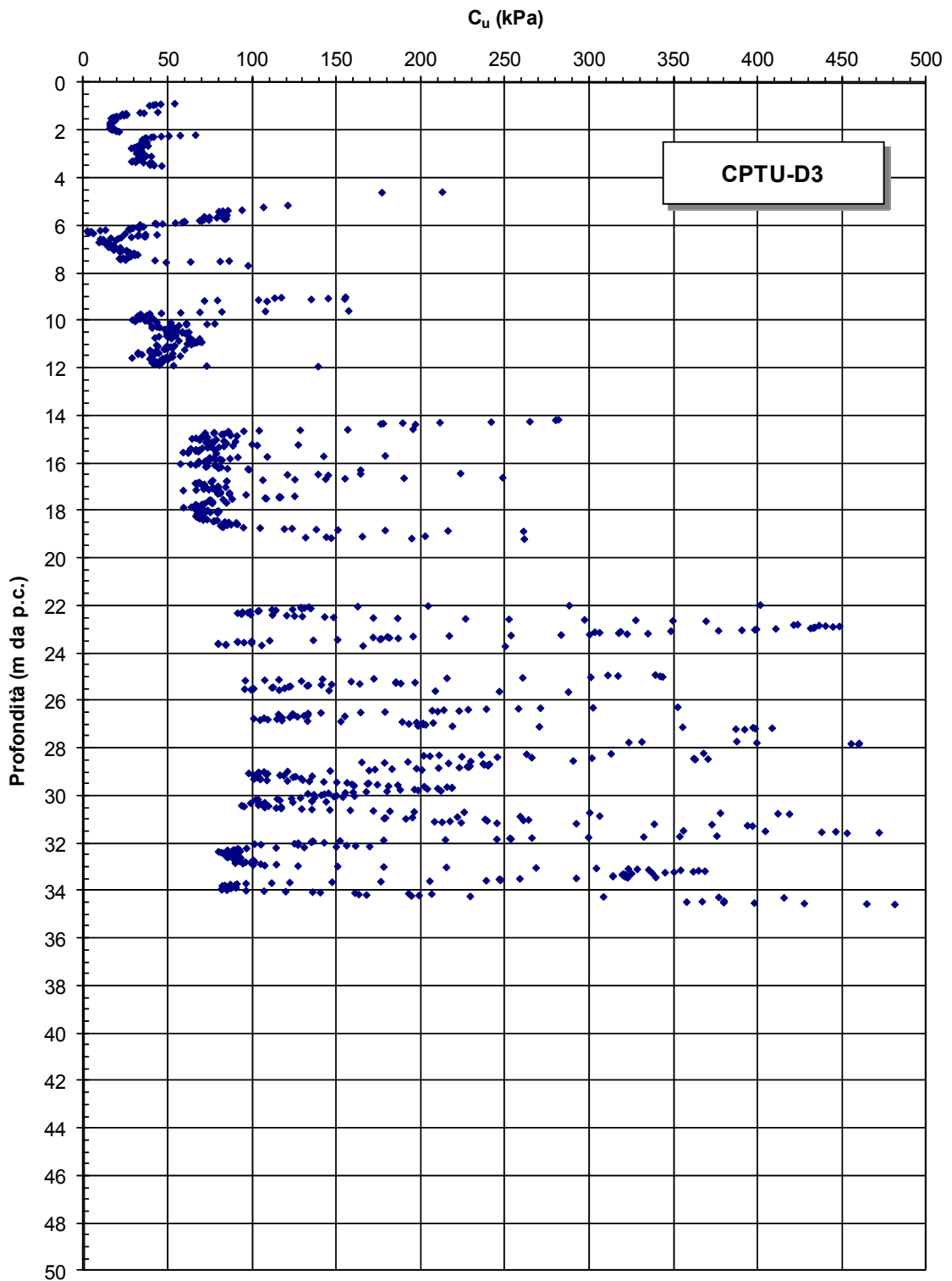


Figura 9.18d: Formazione A1 – Prove CPTU - Coesione non drenata

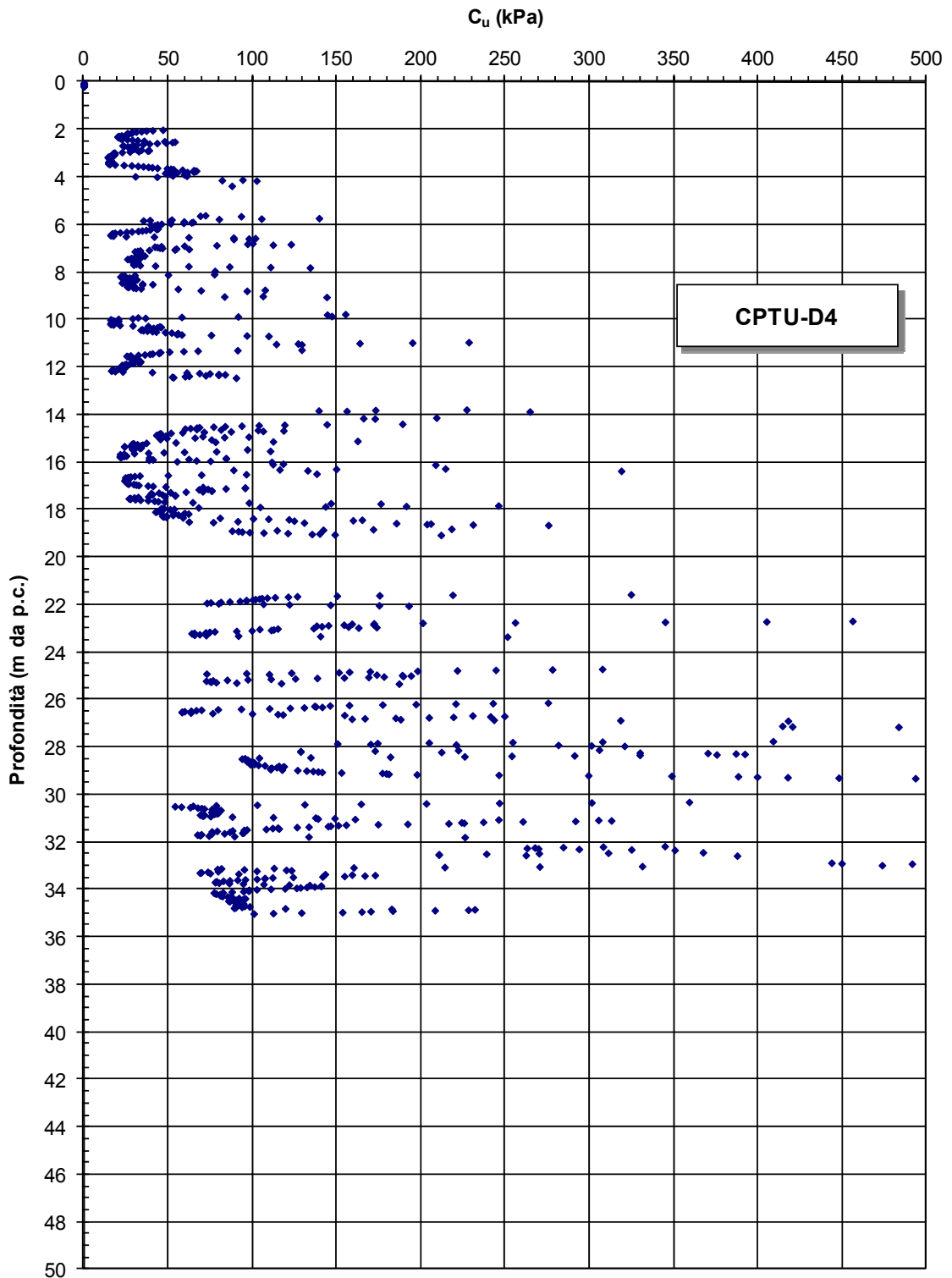


Figura 9.18e: Formazione A1 – Prove CPTU - Coesione non drenata

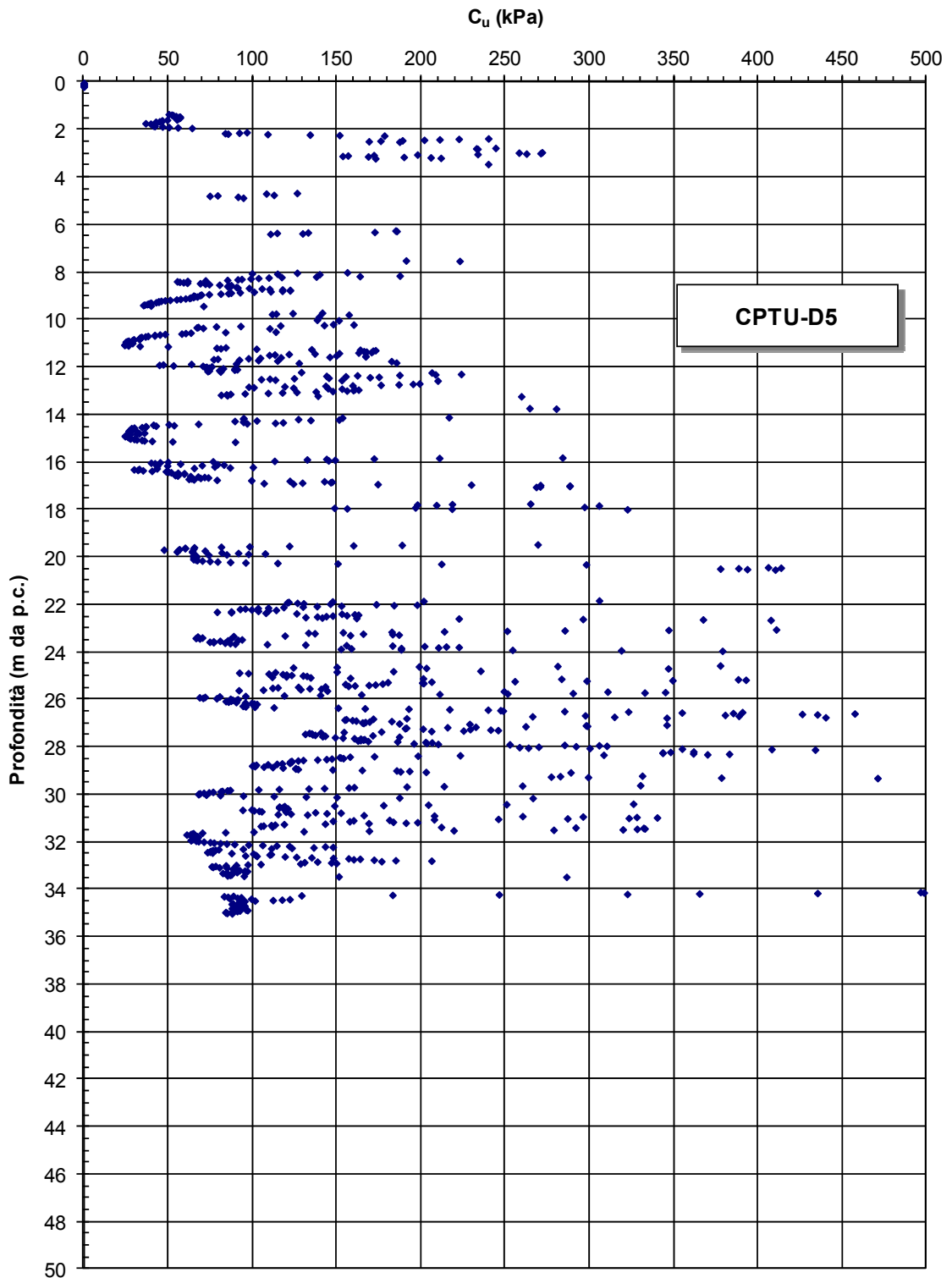


Figura 9.18f: Formazione A1 – Prove CPTU - Coesione non drenata

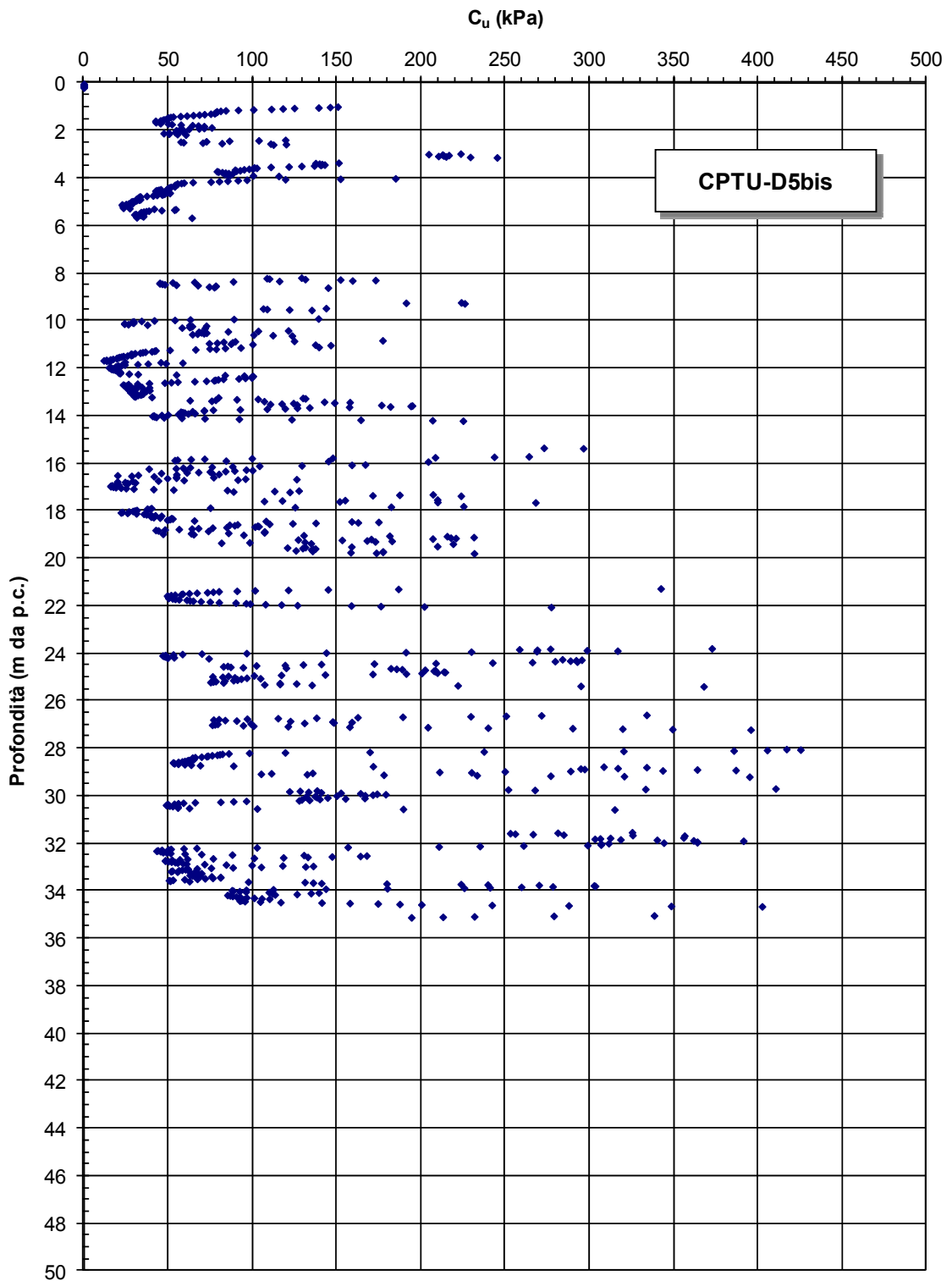
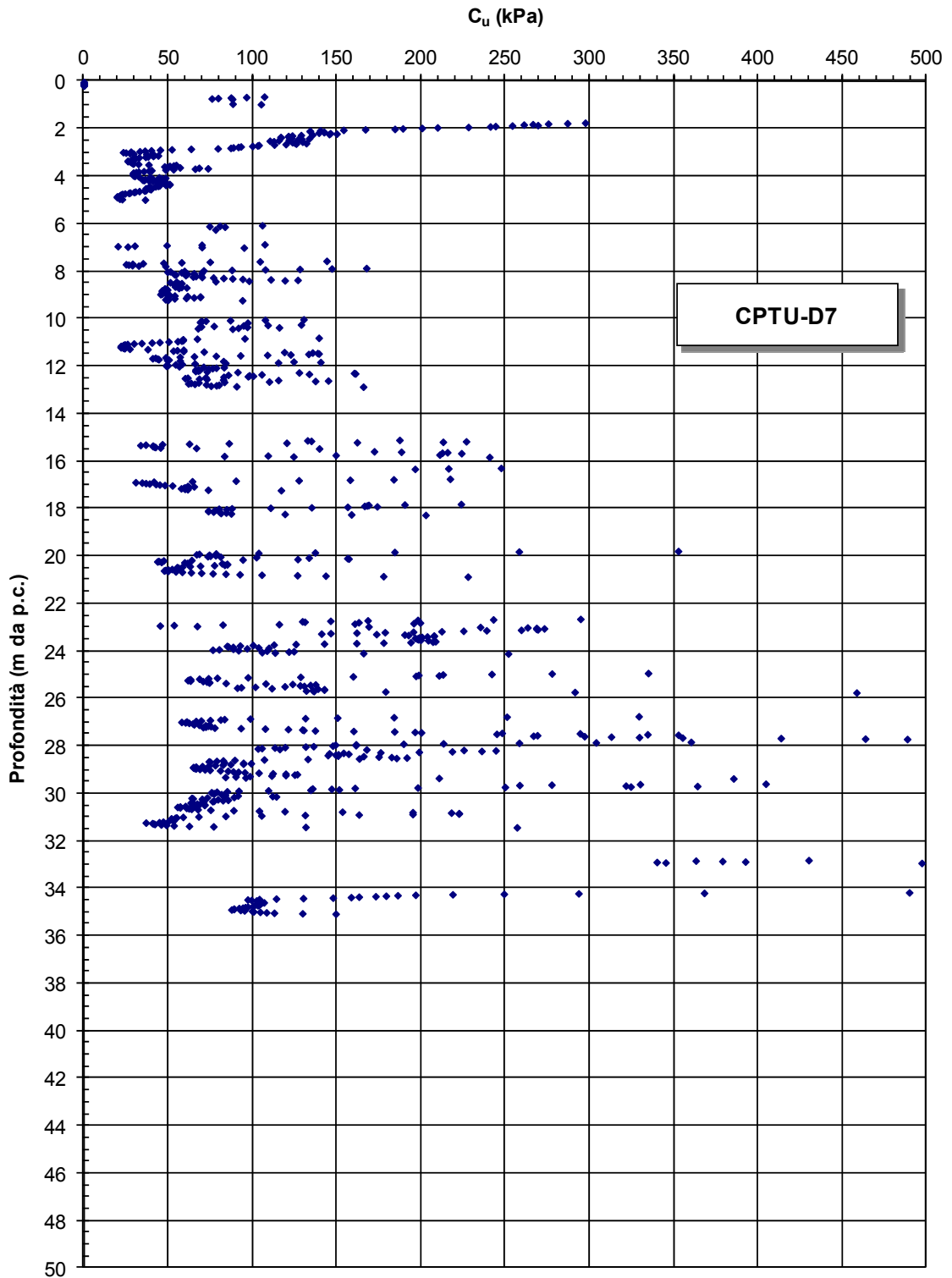


Figura 9.18g: Formazione A1 – Prove CPTU - Coesione non drenata





**Figura 9.18h:** Formazione A1 – Prove CPTU - Coesione non drenata

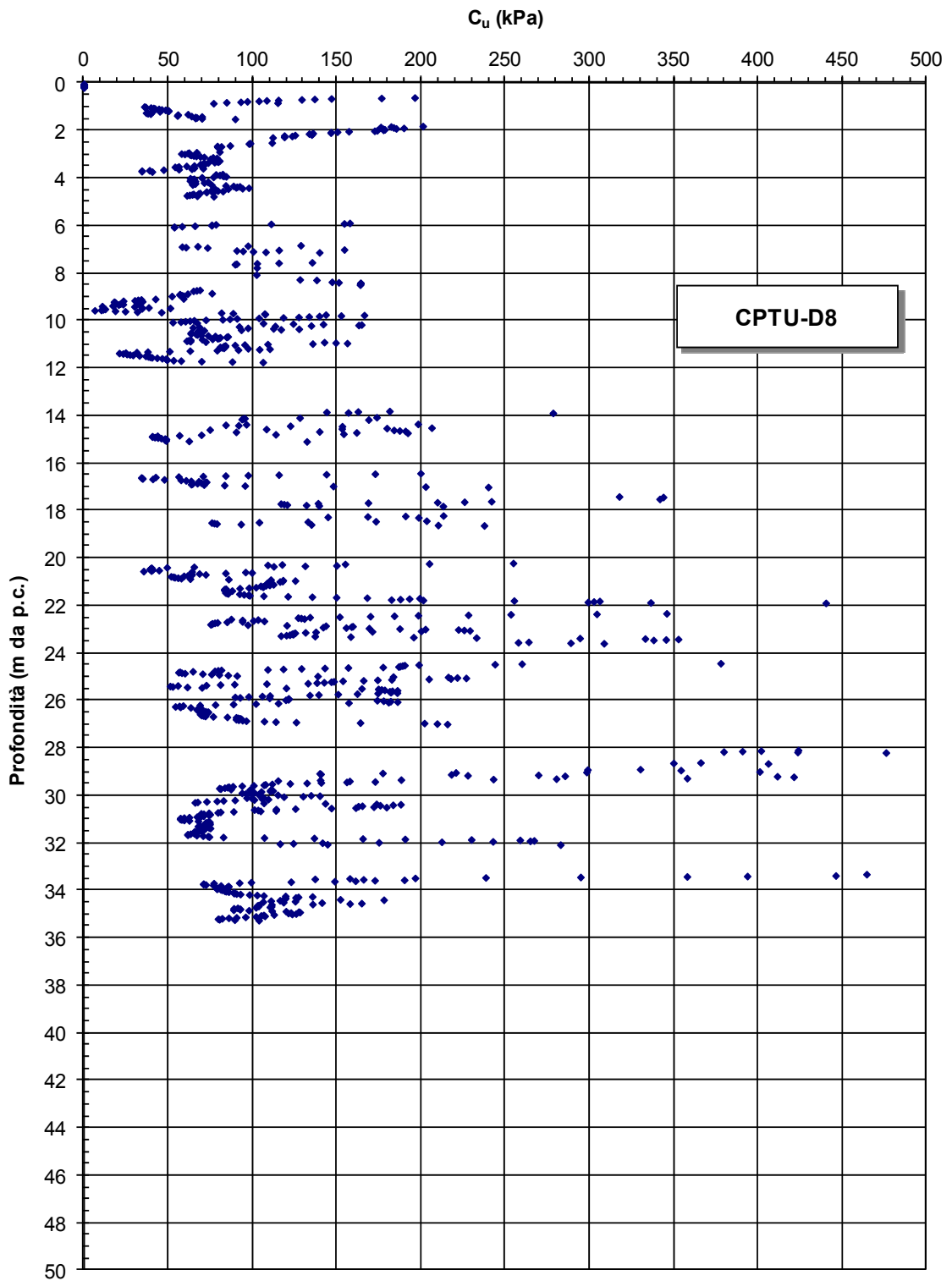


Figura 9.18i: Formazione A1 – Prove CPTU - Coesione non drenata

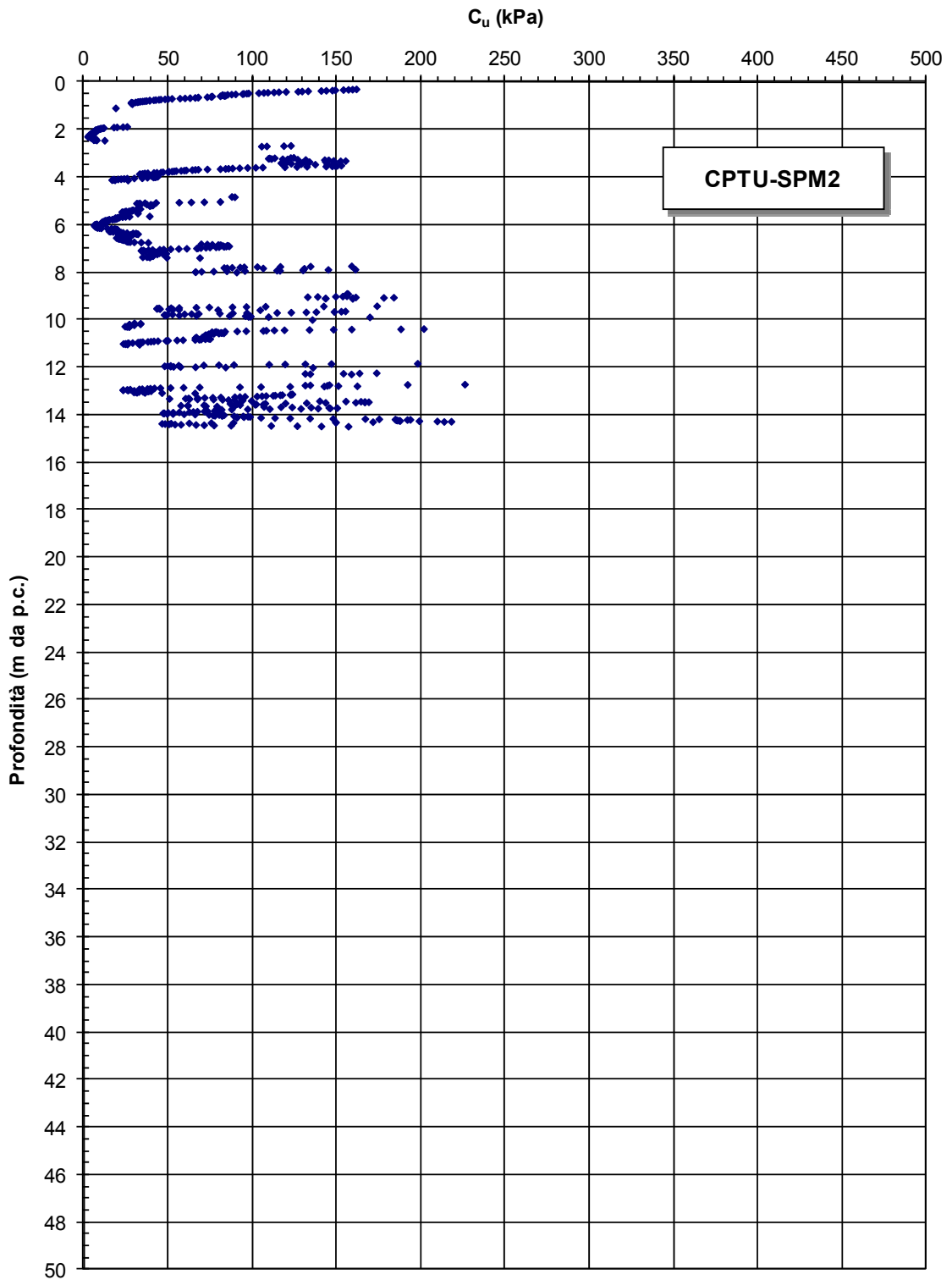


Figura 9.18I: Formazione A1 – Prove CPTU - Coesione non drenata

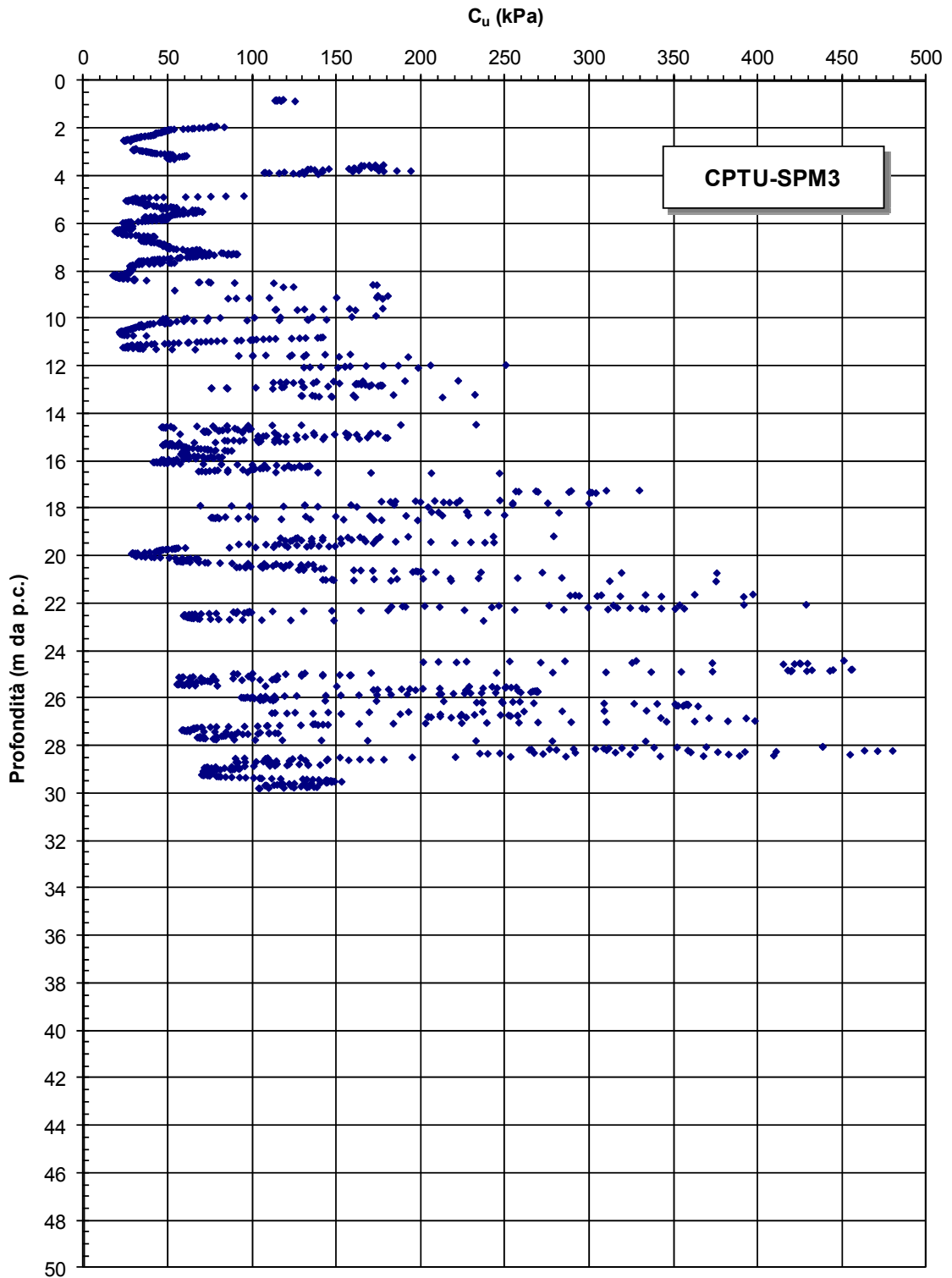


Figura 9.18m: Formazione A1 – Prove CPTU - Coesione non drenata

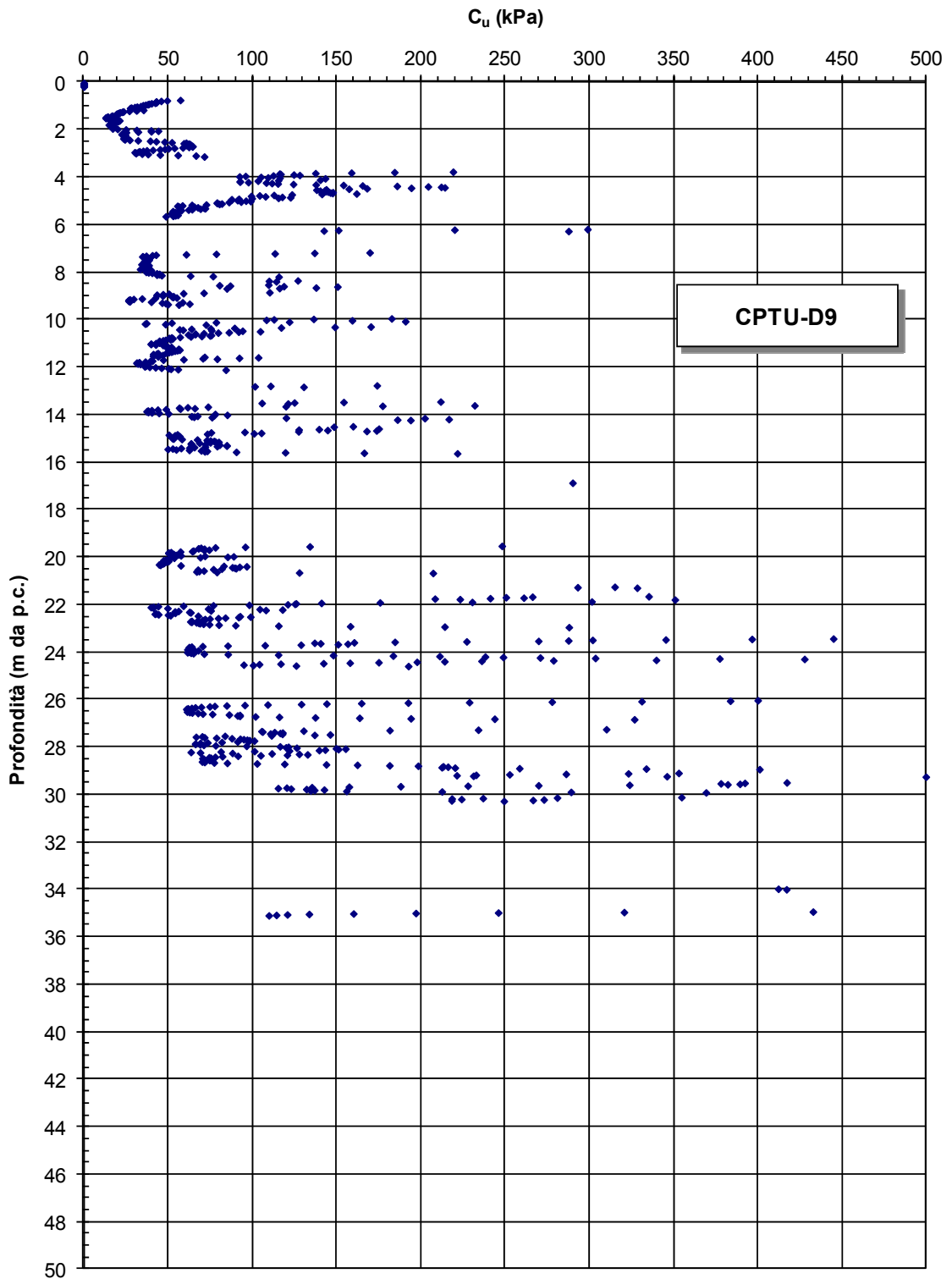


Figura 9.18n: Formazione A1 – Prove CPTU - Coesione non drenata

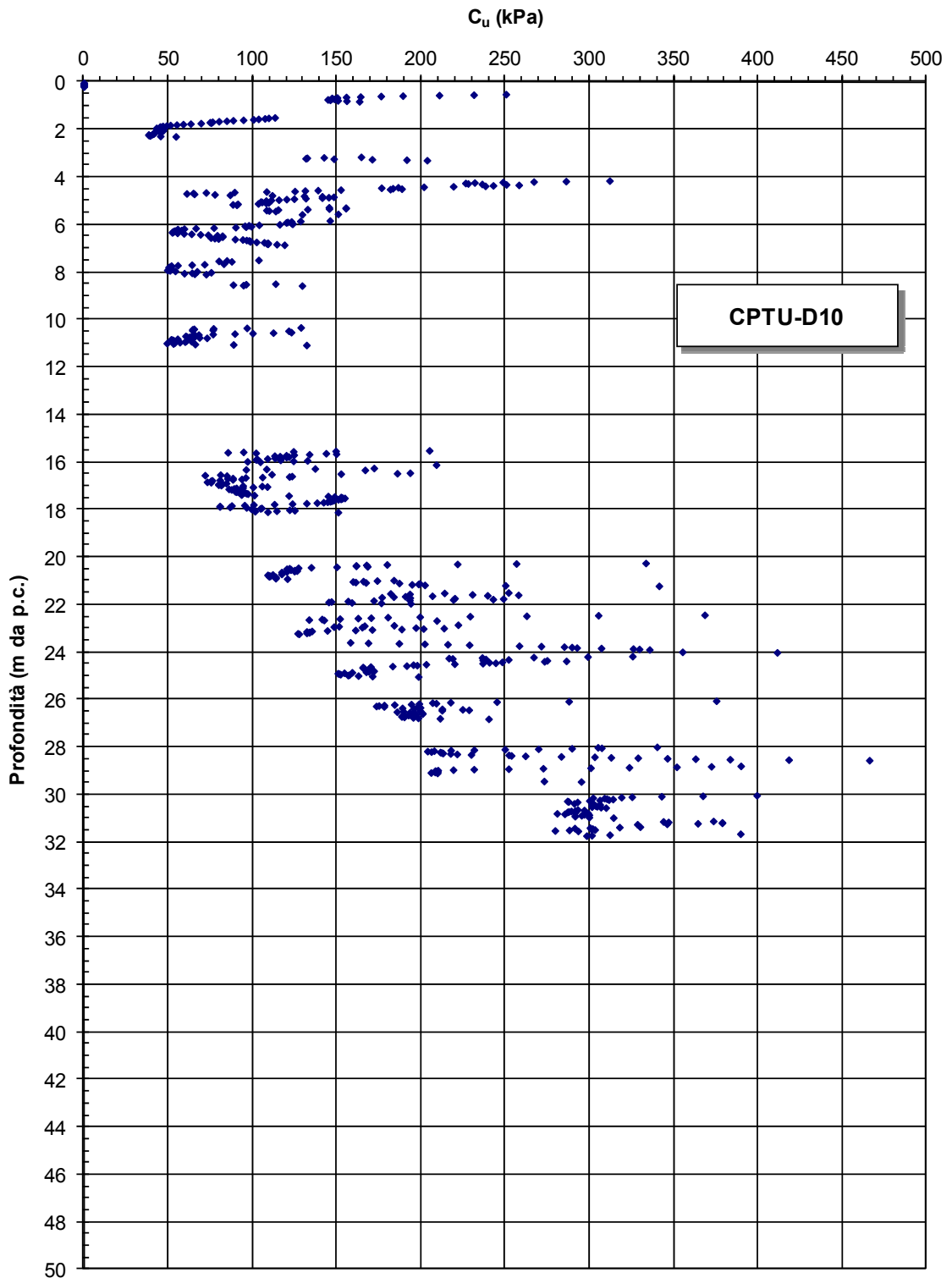
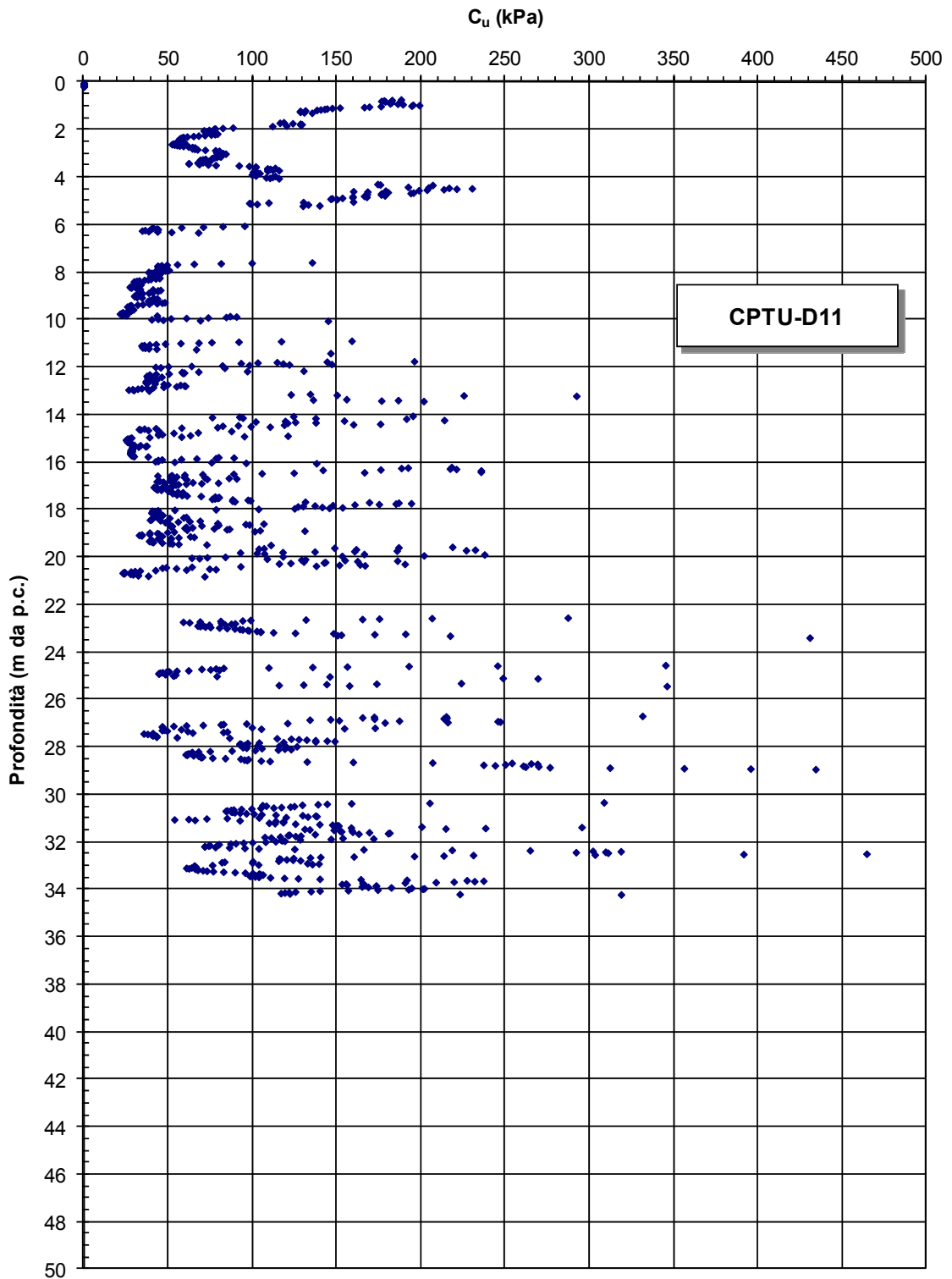


Figura 9.18o: Formazione A1 – Prove CPTU - Coesione non drenata



**Figura 9.18p:** Formazione A1 – Prove CPTU - Coesione non drenata

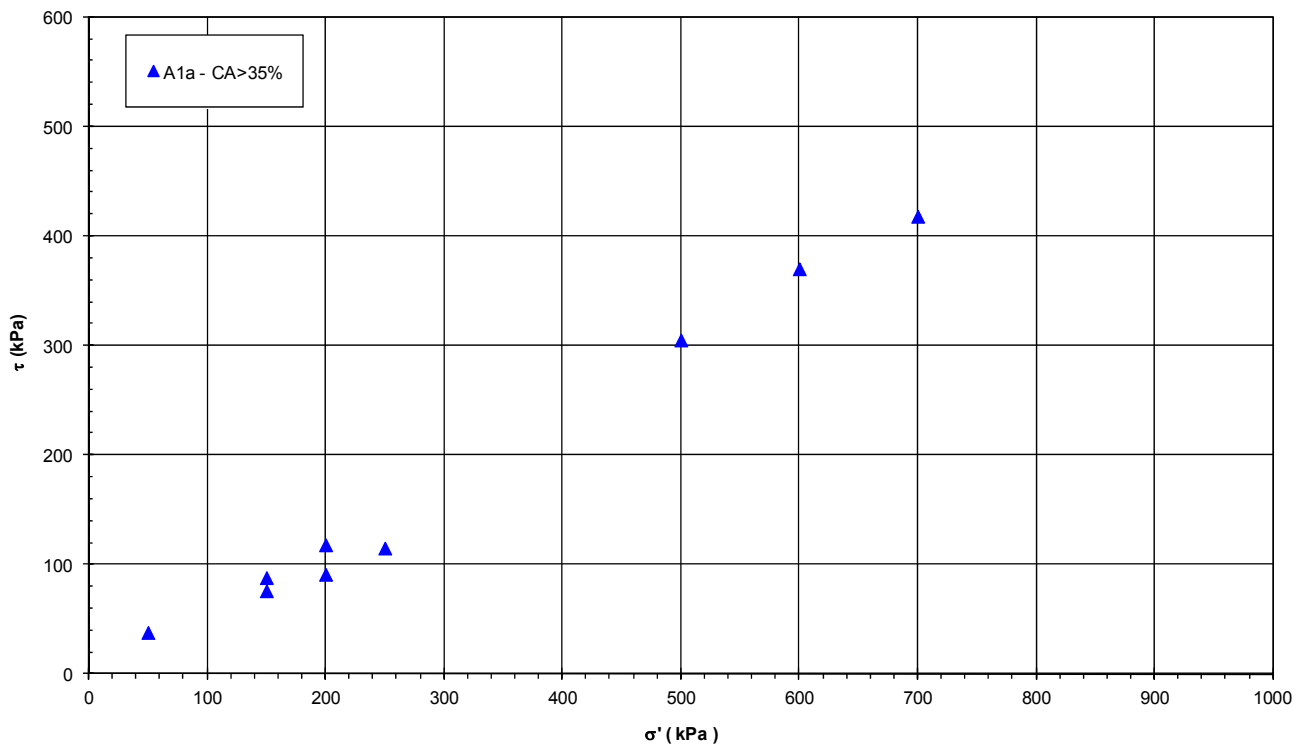


Figura 9.19a: Formazione A1a – Prove TD

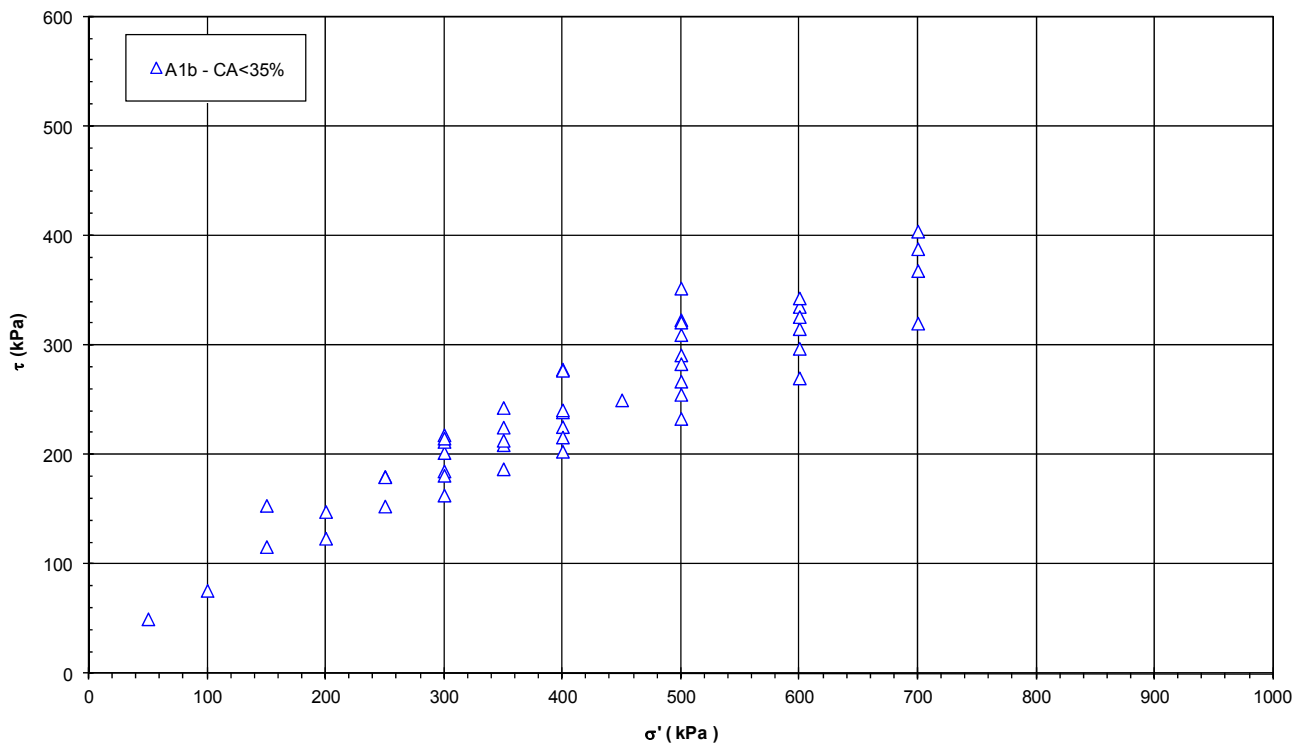




Figura 9.19b: Formazione A1b – Prove TD

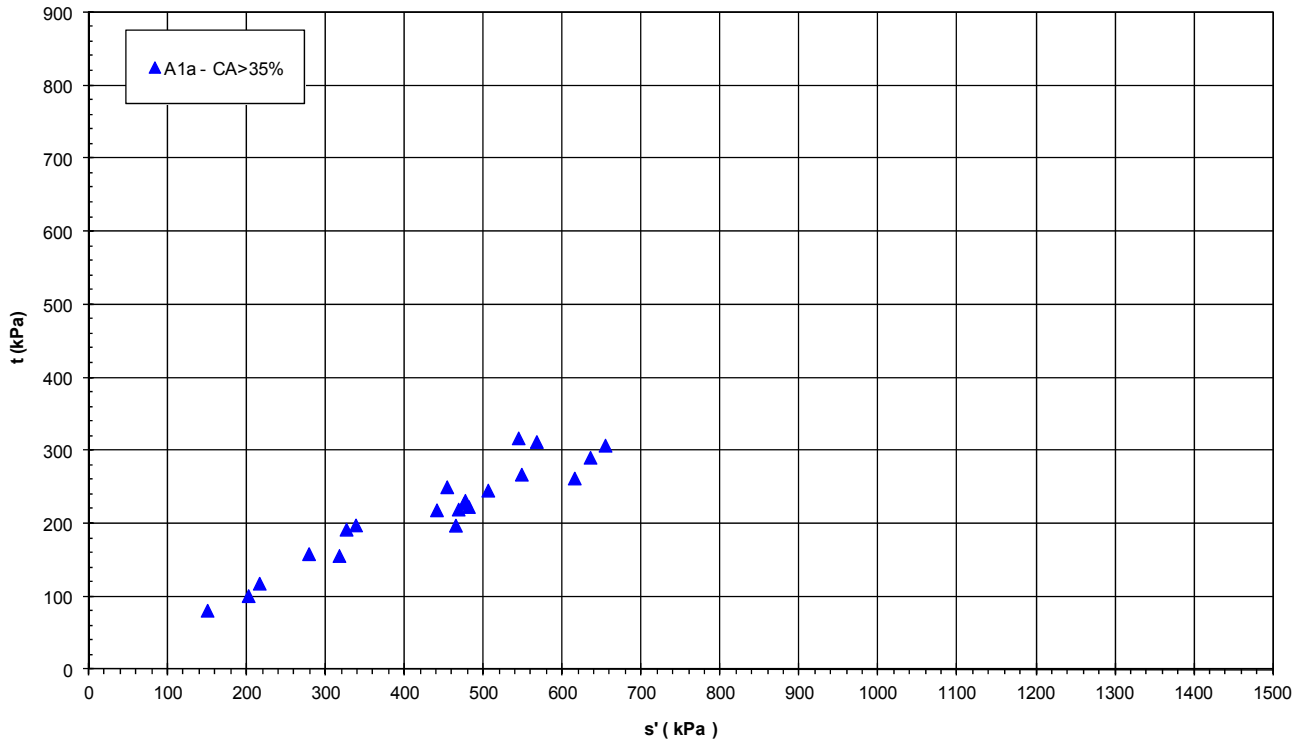
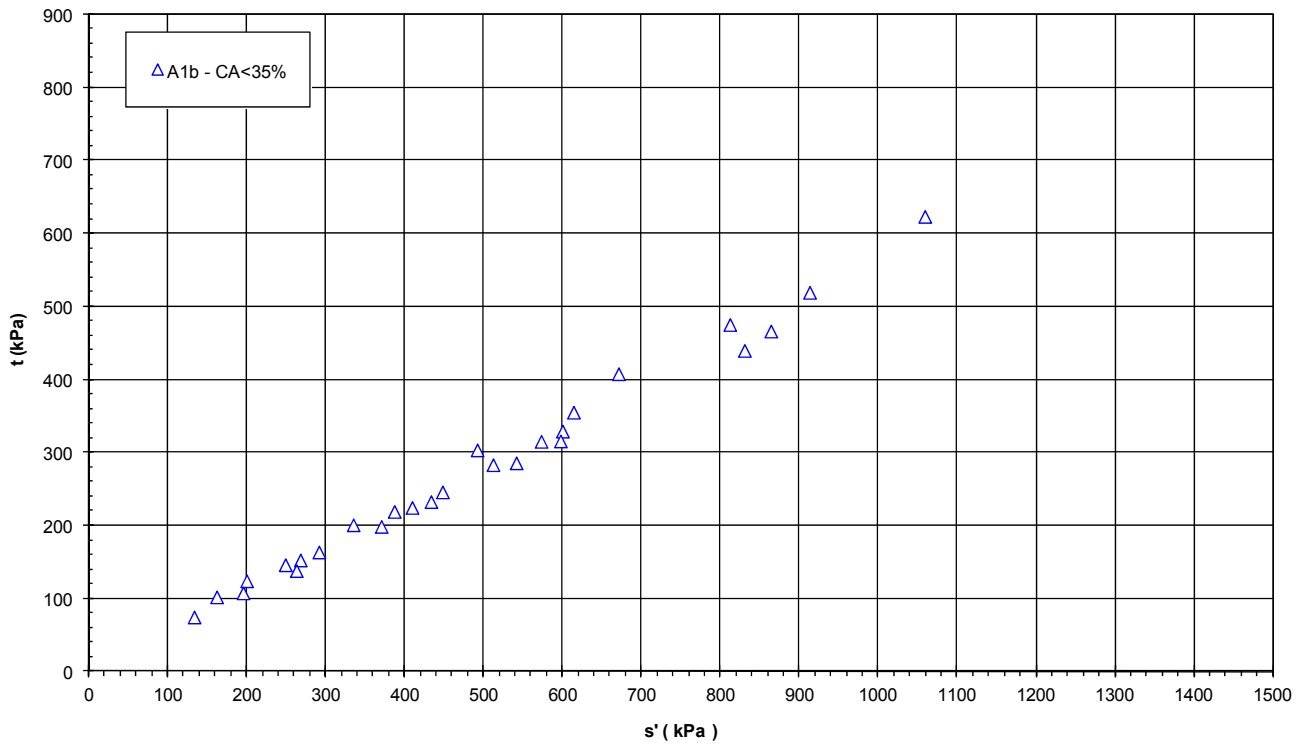


Figura 9.20a: Formazione A1a – Prove TXCIU



**Figura 9.20b:** Formazione A1b – Prove TXCIU

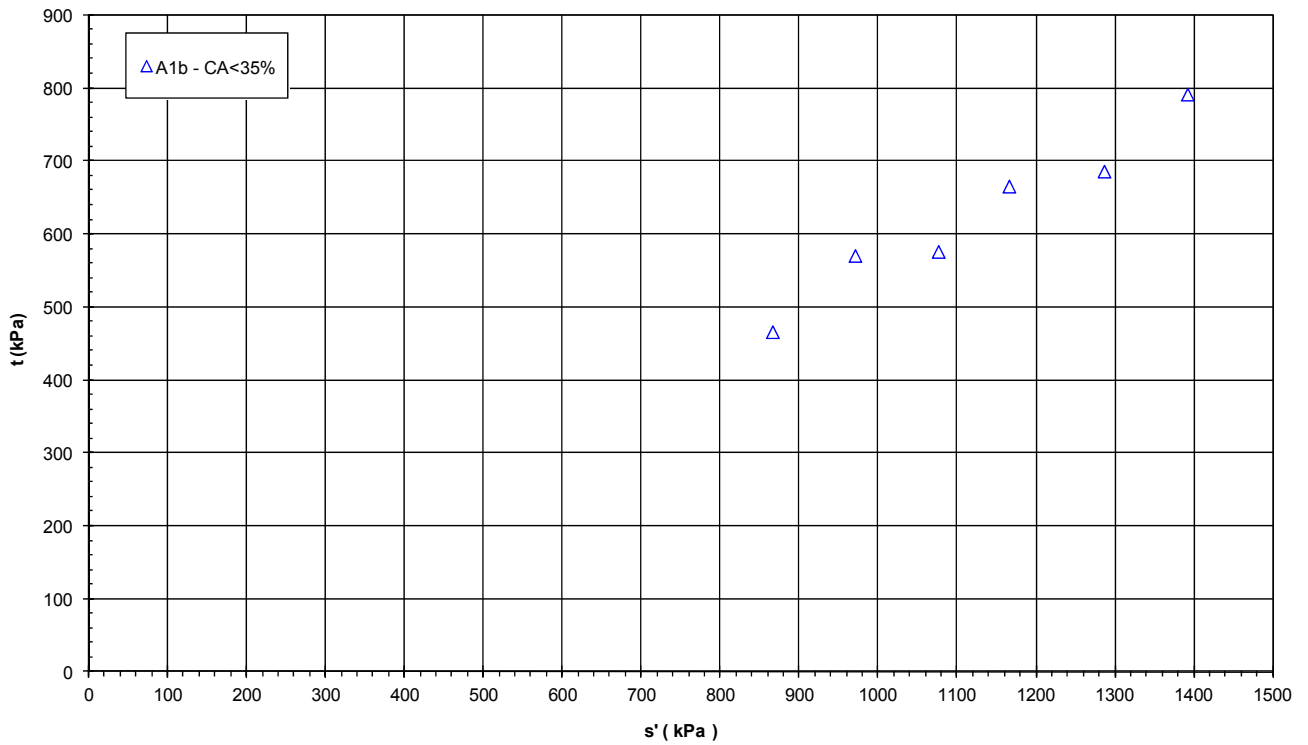


Figura 9.21: Formazione A1b – Prove TXCID

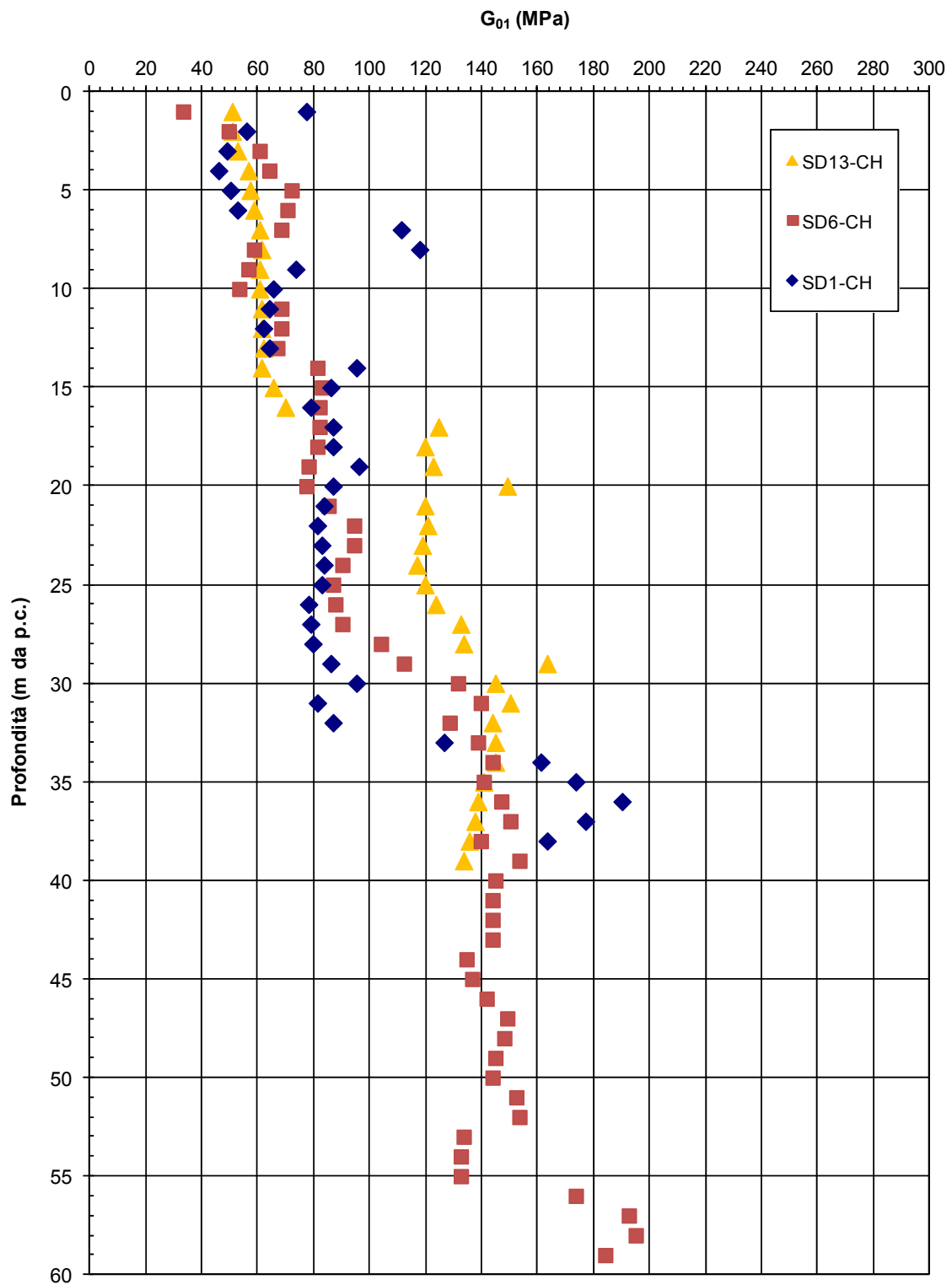


Figura 9.22: Prove geofisiche in foro – Valori di  $G_{01}$

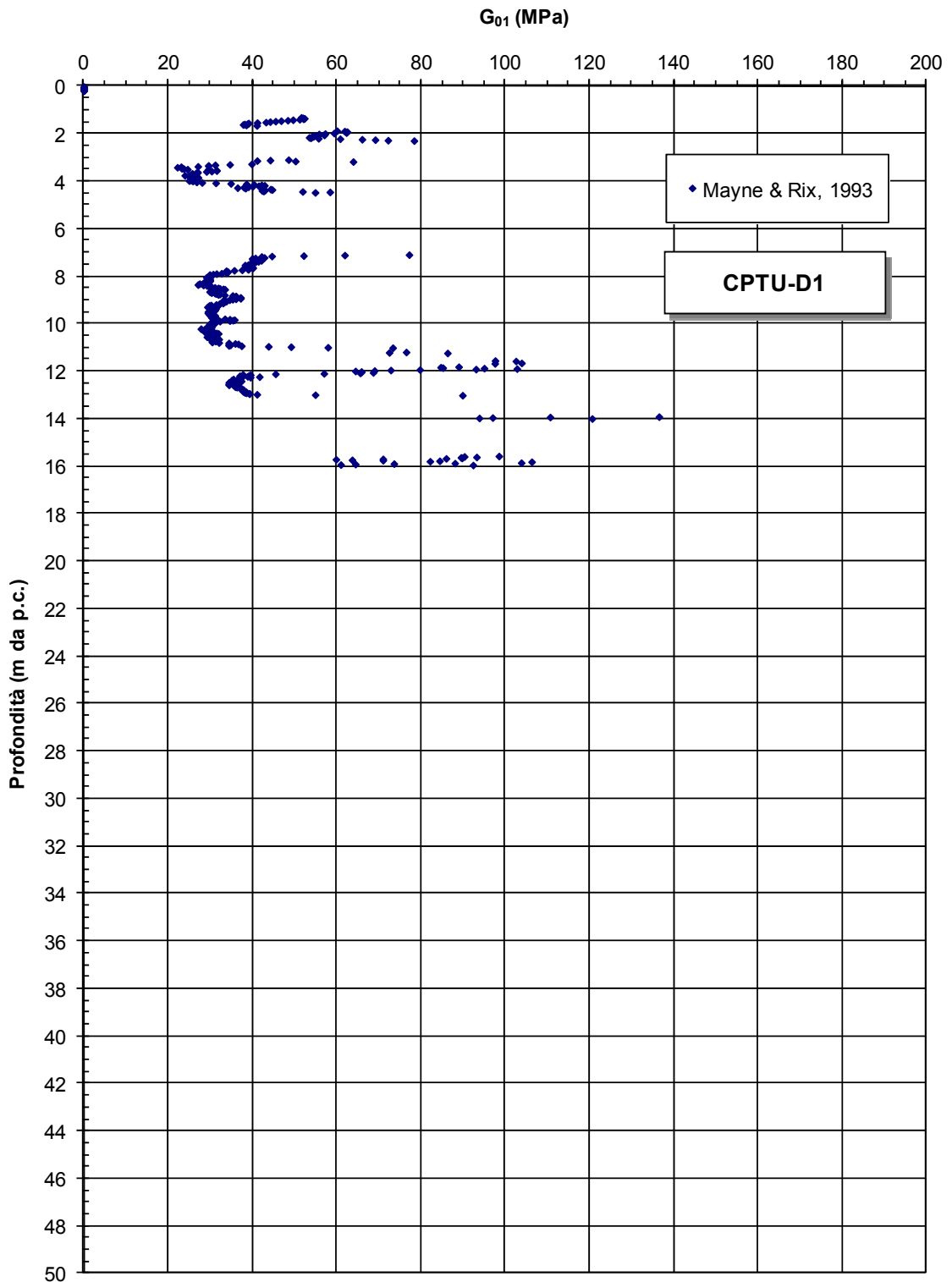


Figura 9.23a: Formazione A1 – Prove CPTU - Valori di  $G_{01}$

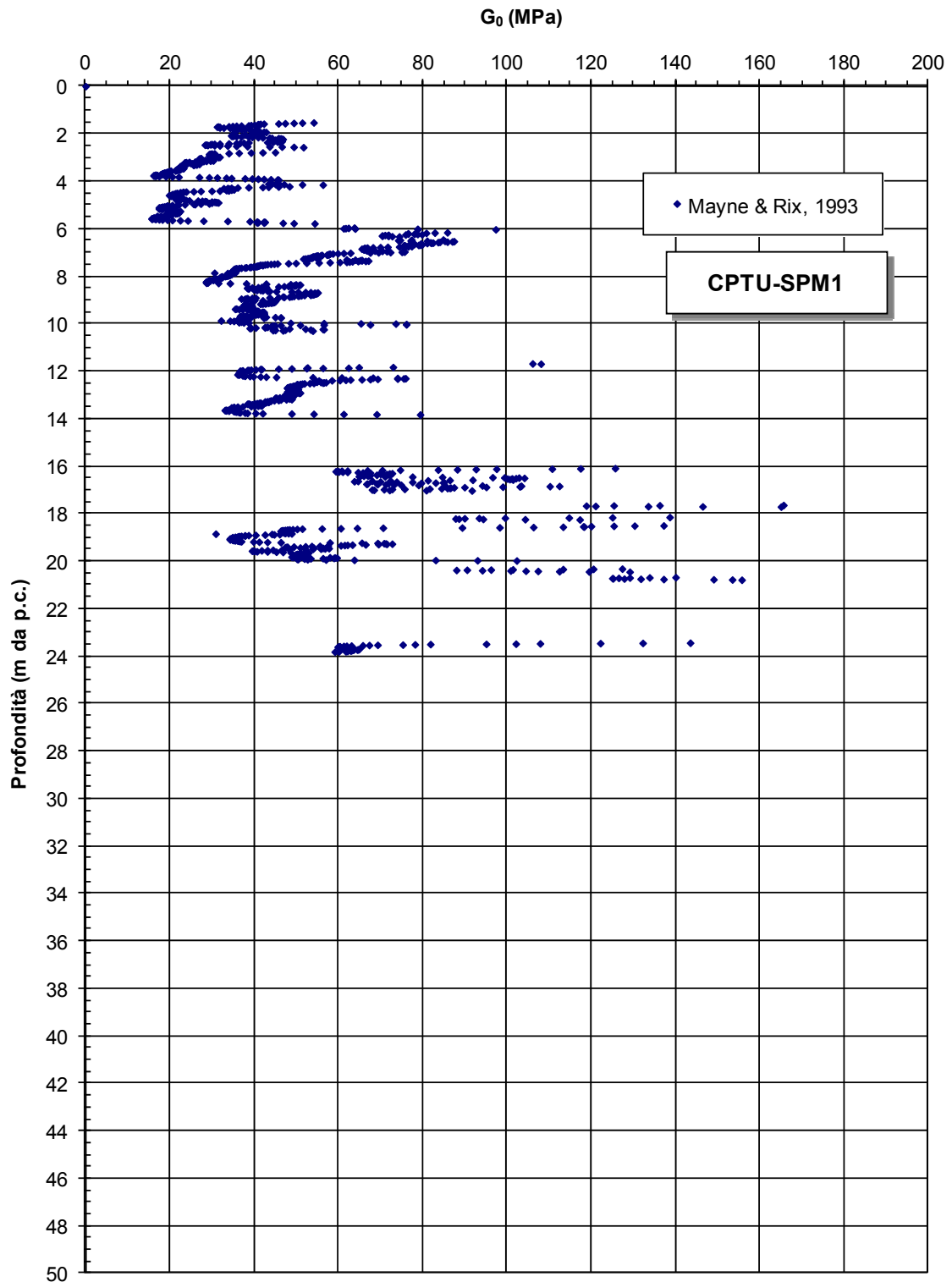


Figura 9.23b: Formazione A1 – Prove CPTU - Valori di  $G_{01}$

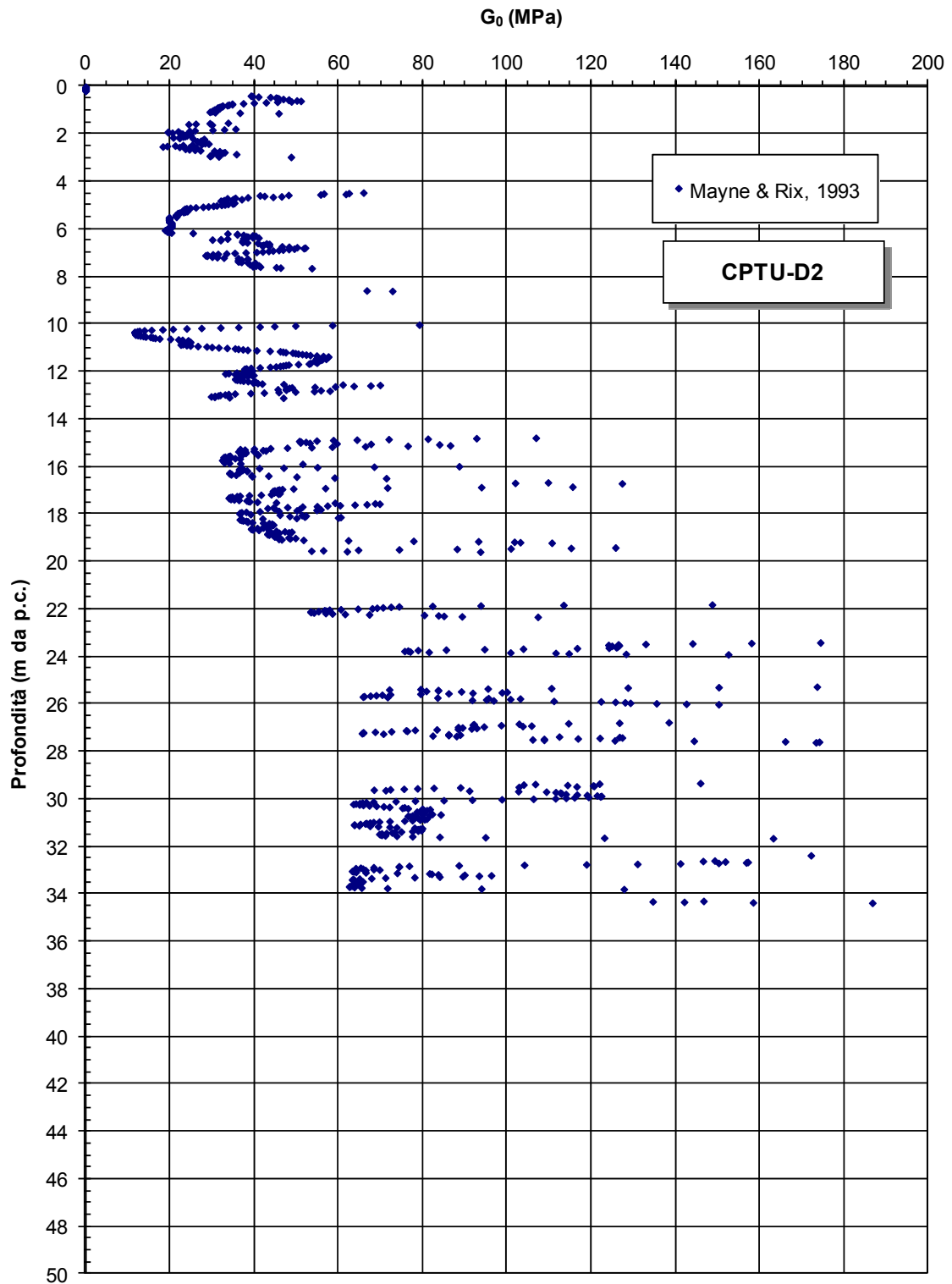


Figura 9.23c: Formazione A1 – Prove CPTU - Valori di  $G_{01}$

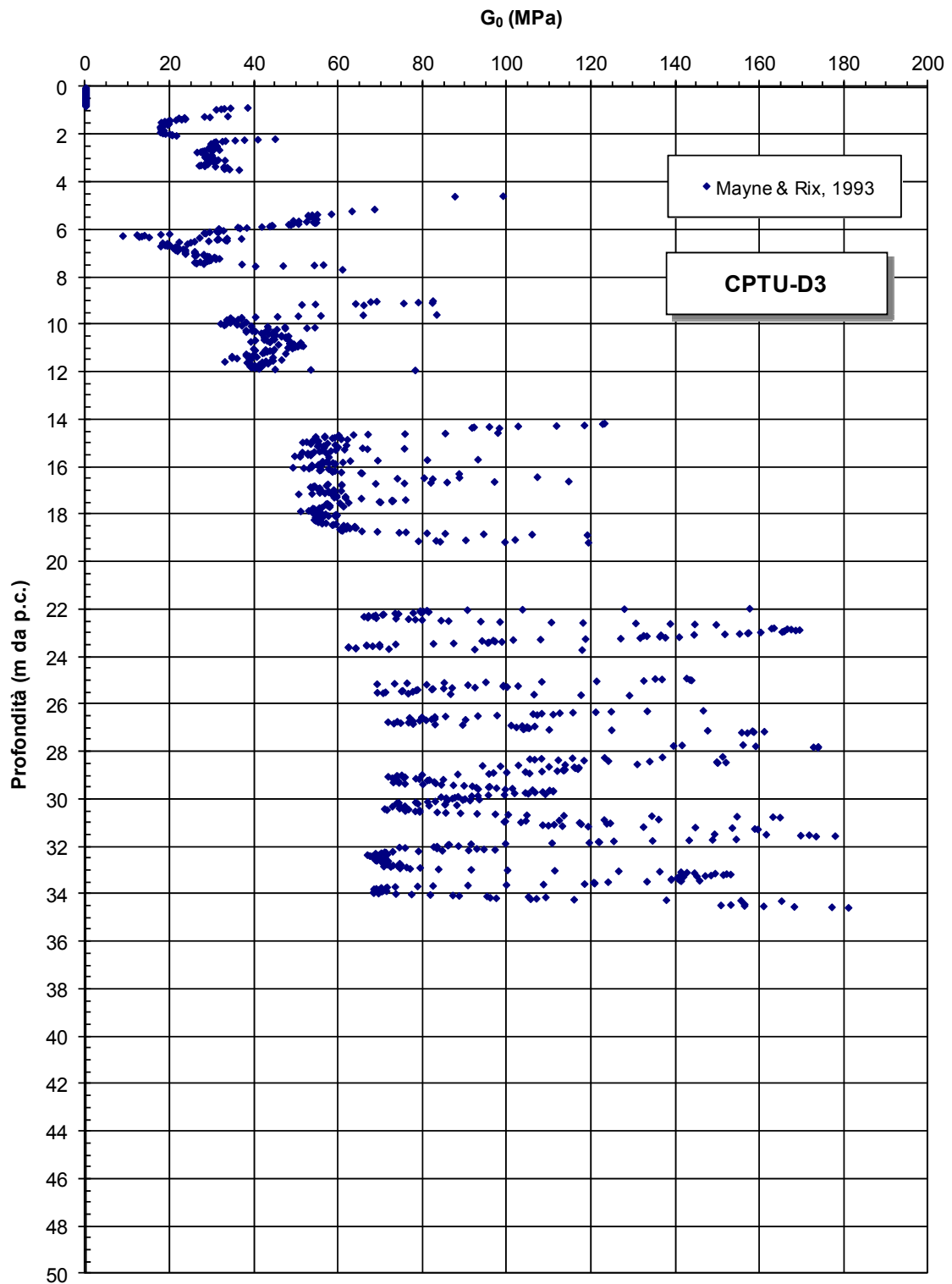


Figura 9.23d: Formazione A1 – Prove CPTU - Valori di  $G_0$



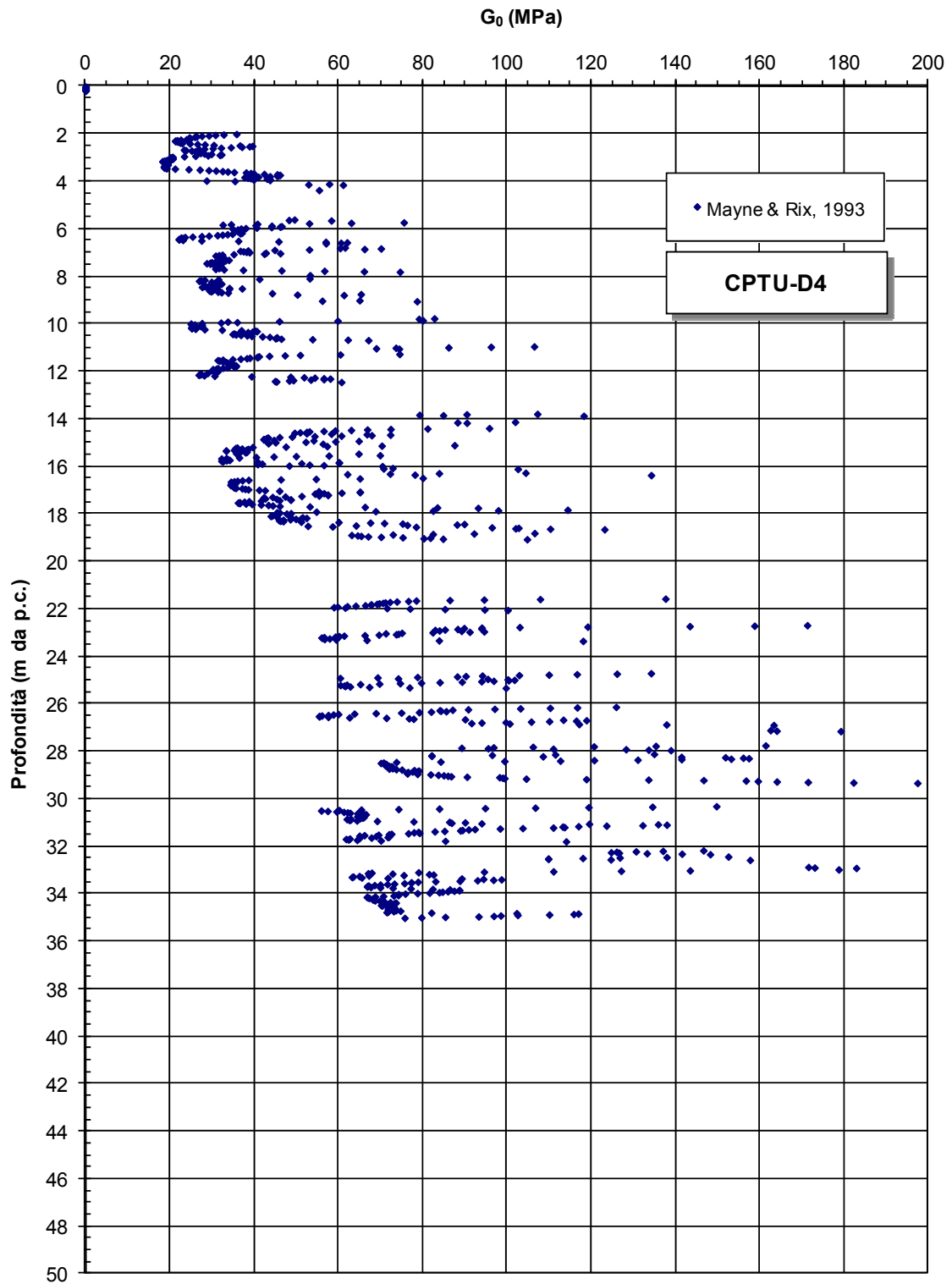


Figura 9.23e: Formazione A1 – Prove CPTU - Valori di  $G_{01}$

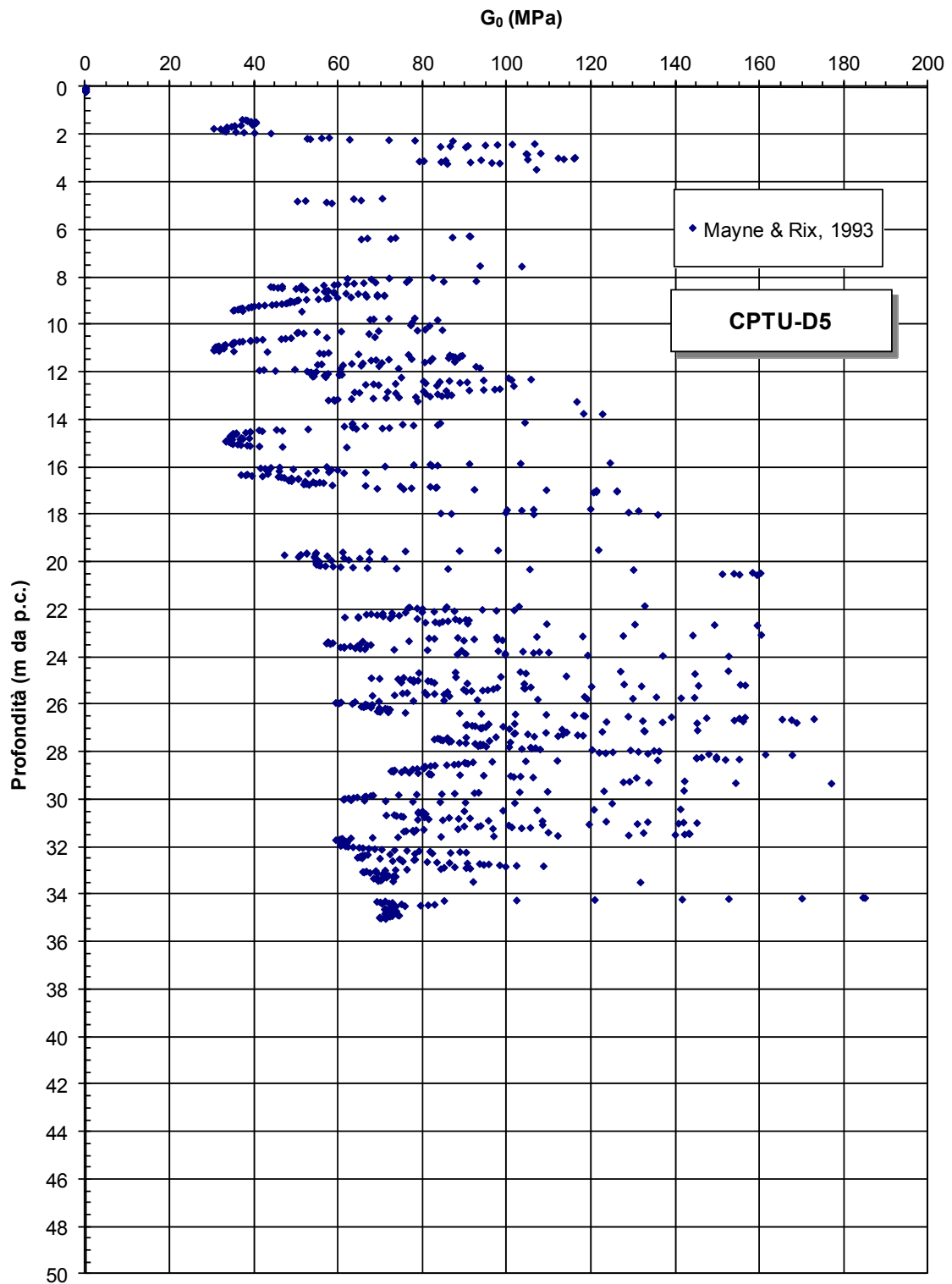
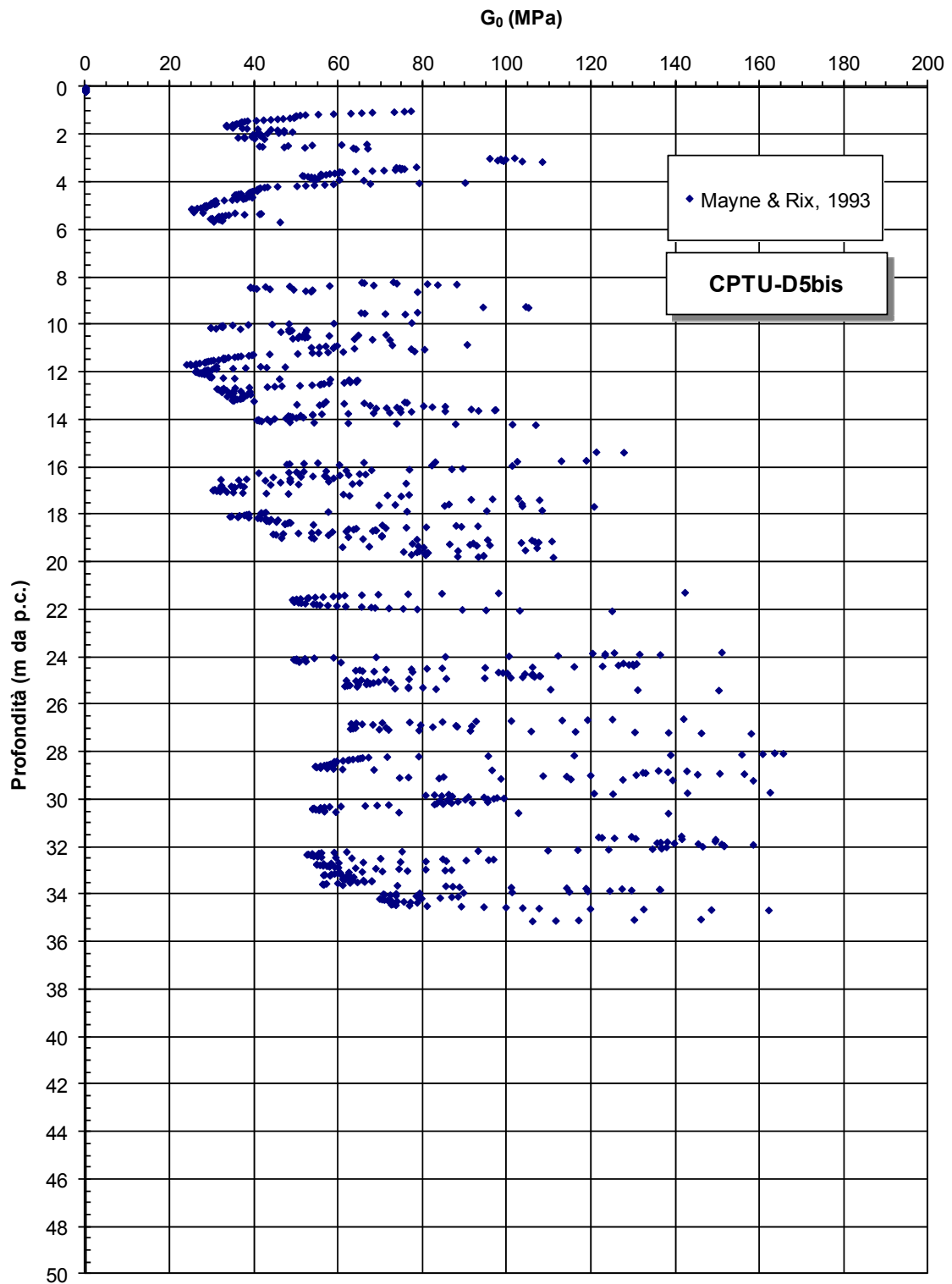


Figura 9.23f: Formazione A1 – Prove CPTU - Valori di  $G_{01}$



**Figura 9.23g:** Formazione A1 – Prove CPTU - Valori di  $G_{01}$

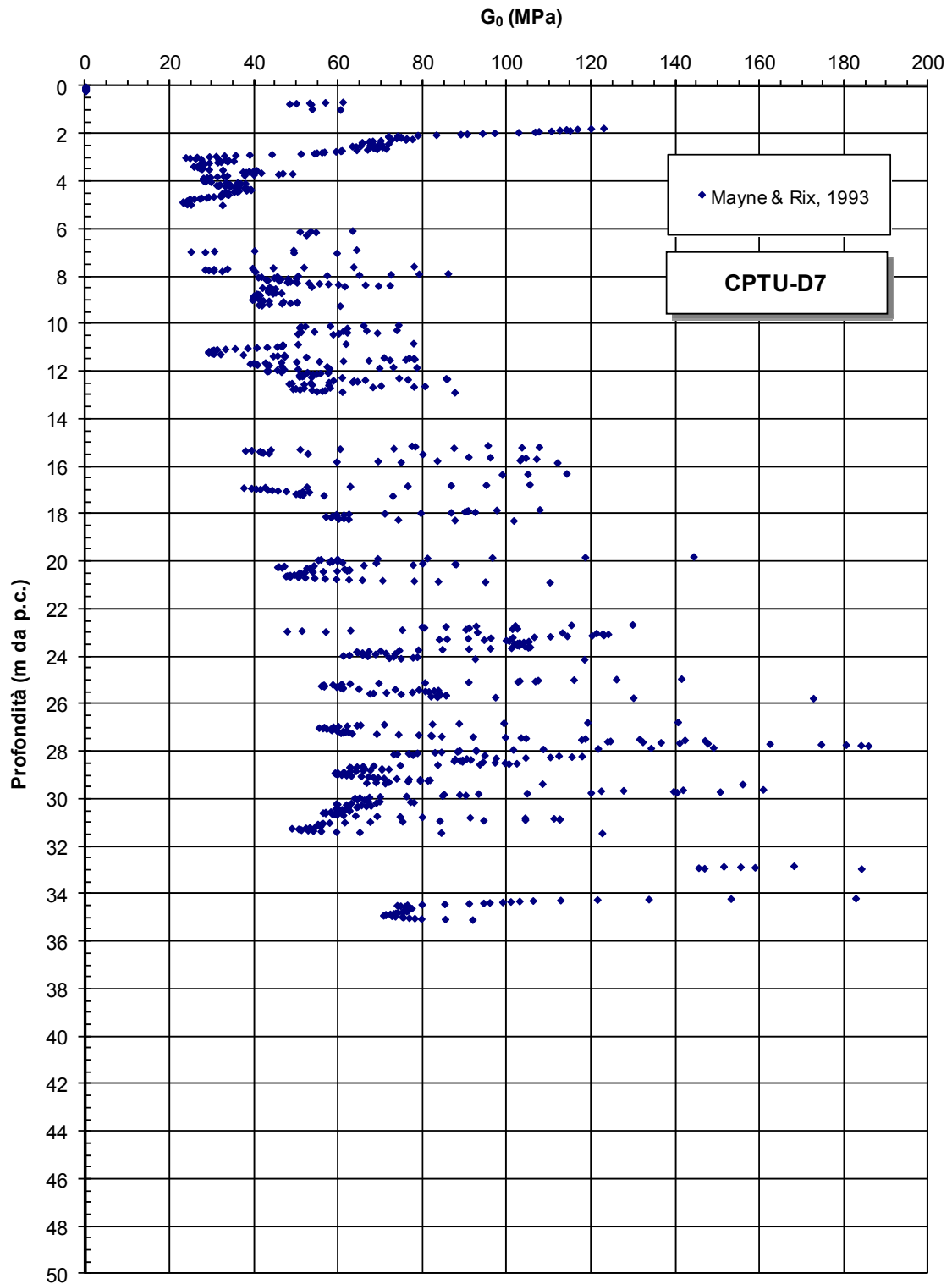
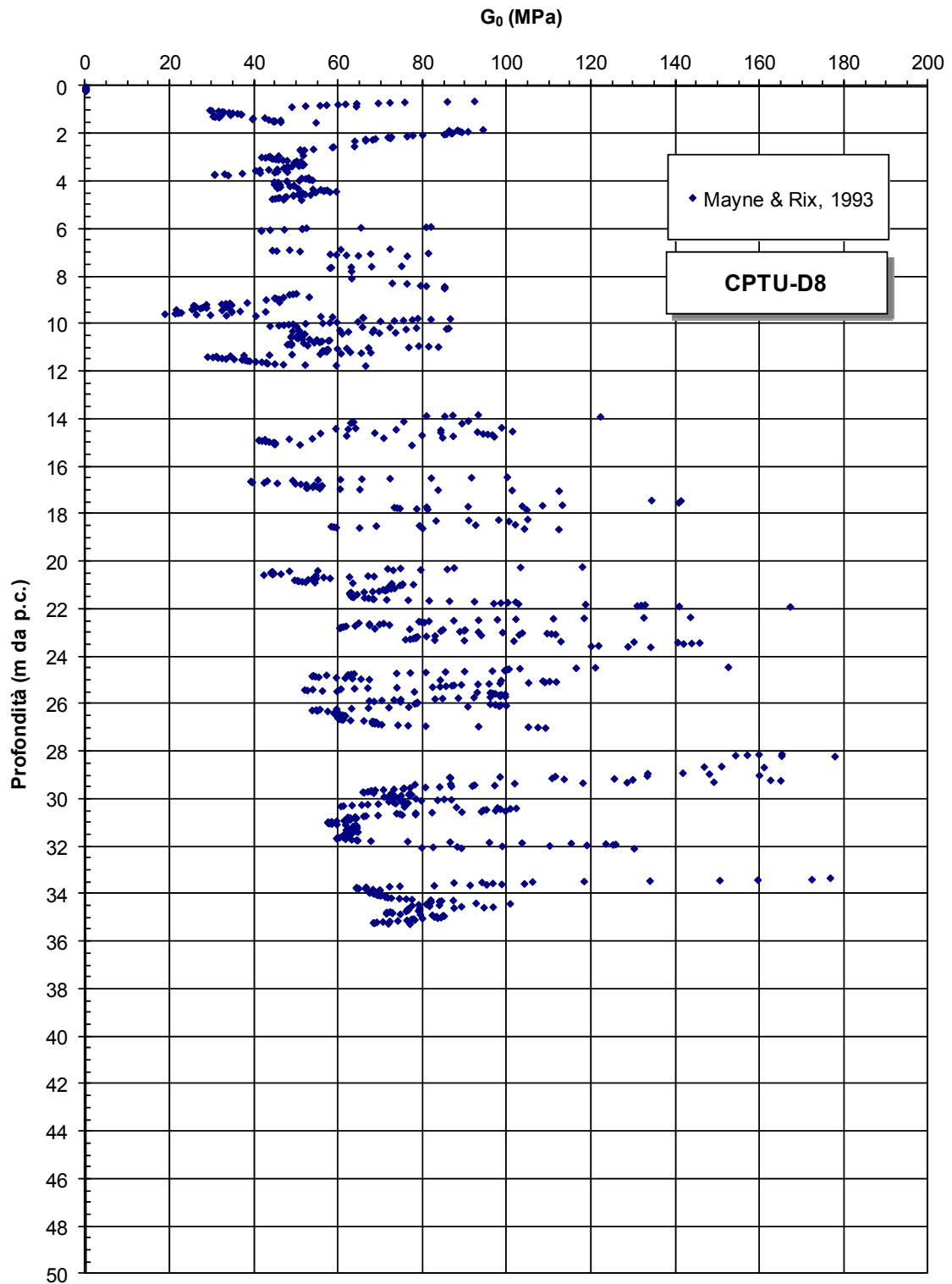


Figura 9.23h: Formazione A1 – Prove CPTU - Valori di  $G_{01}$



**Figura 9.23i:** Formazione A1 – Prove CPTU - Valori di  $G_{01}$

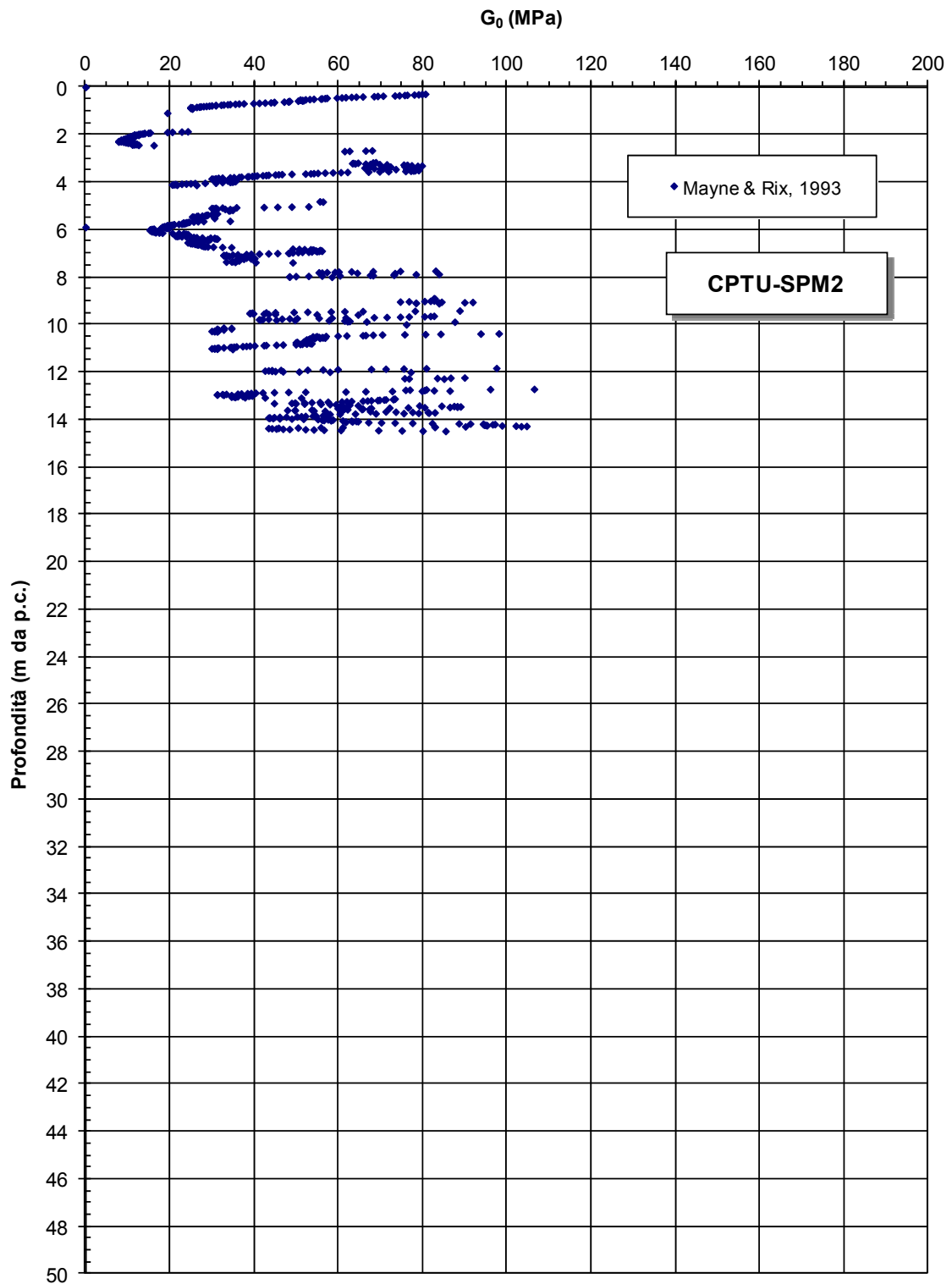


Figura 9.231: Formazione A1 – Prove CPTU - Valori di  $G_{01}$

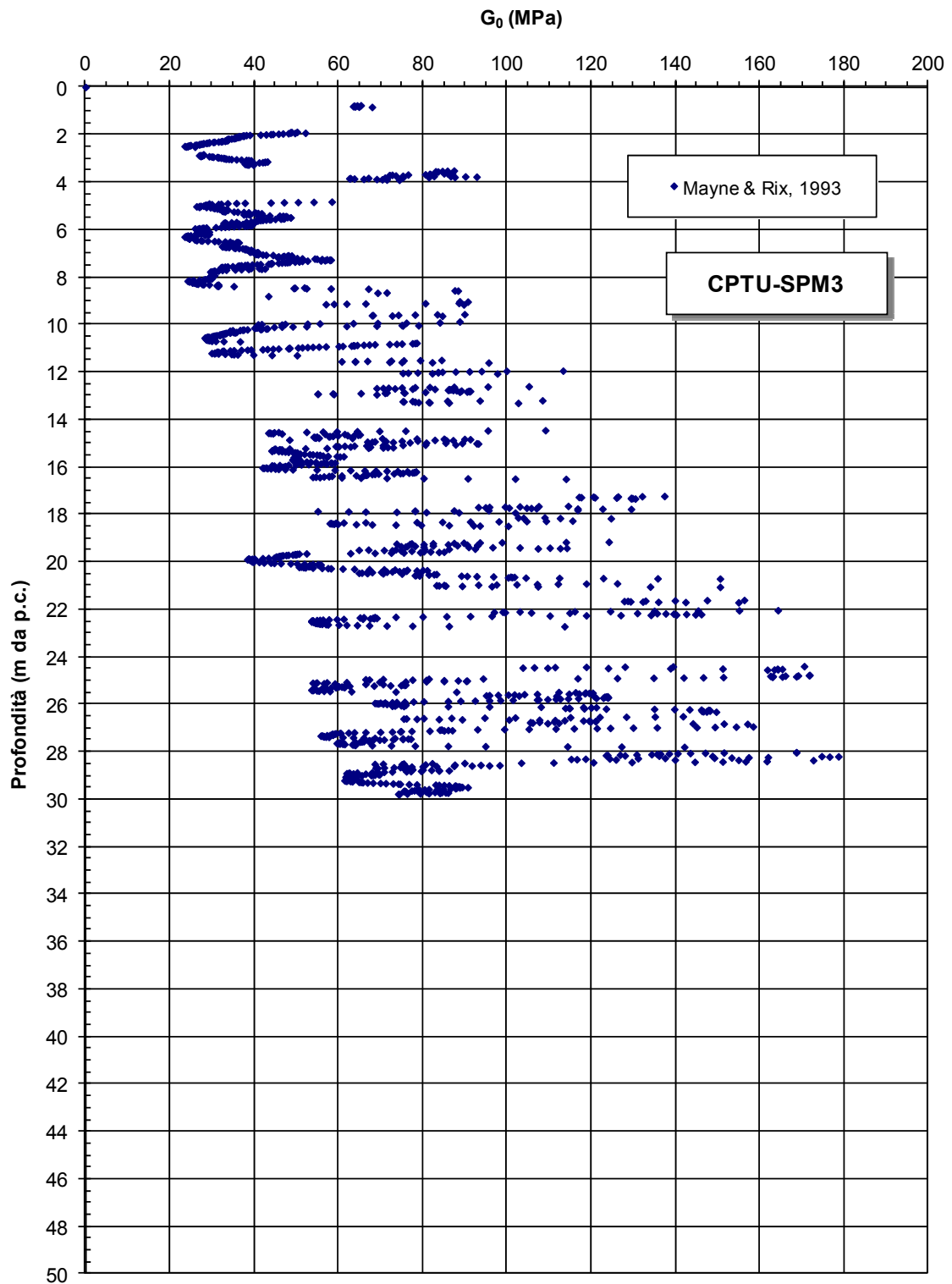


Figura 9.23m: Formazione A1 – Prove CPTU - Valori di  $G_{01}$

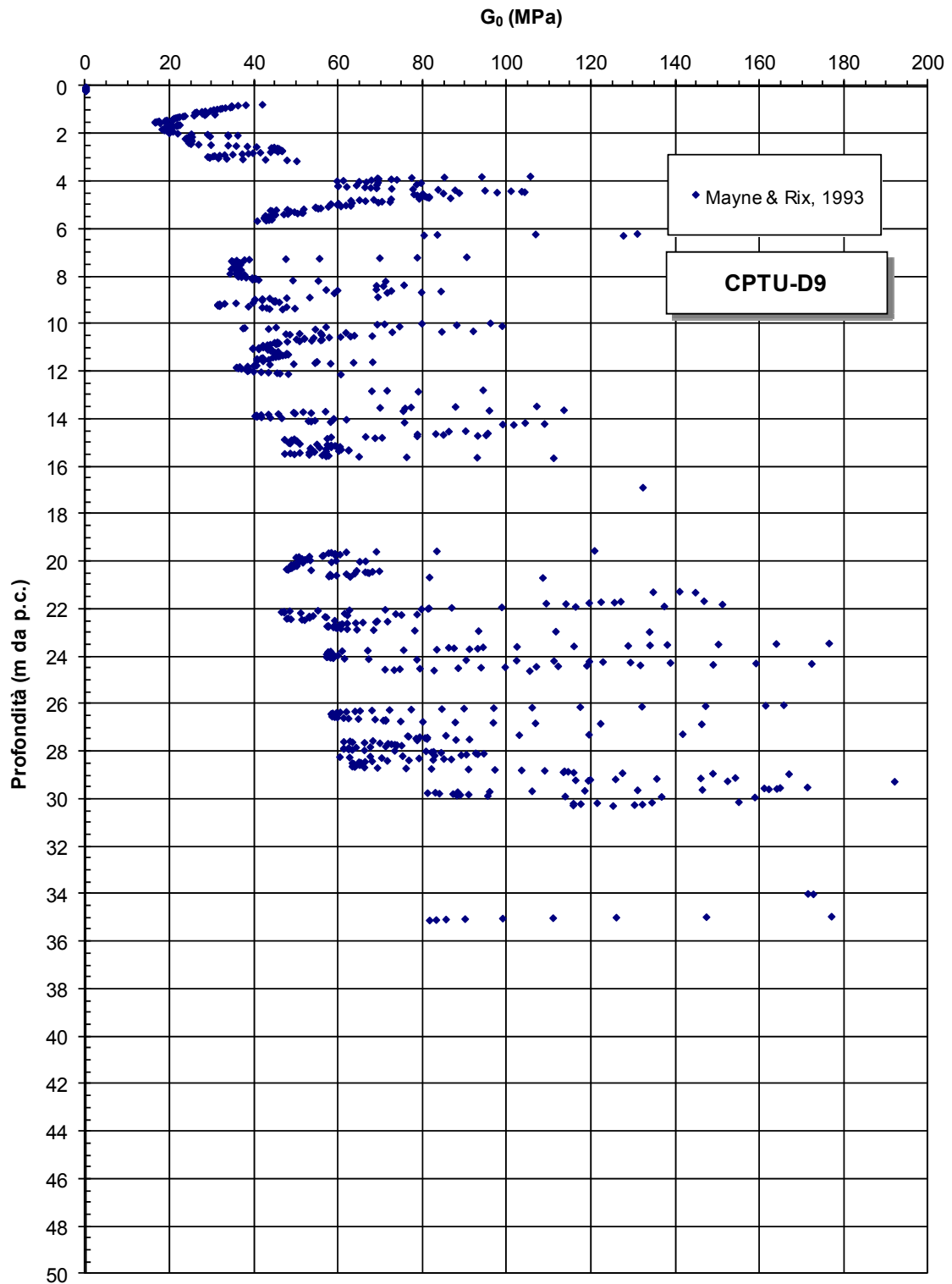


Figura 9.23n: Formazione A1 – Prove CPTU - Valori di  $G_{01}$



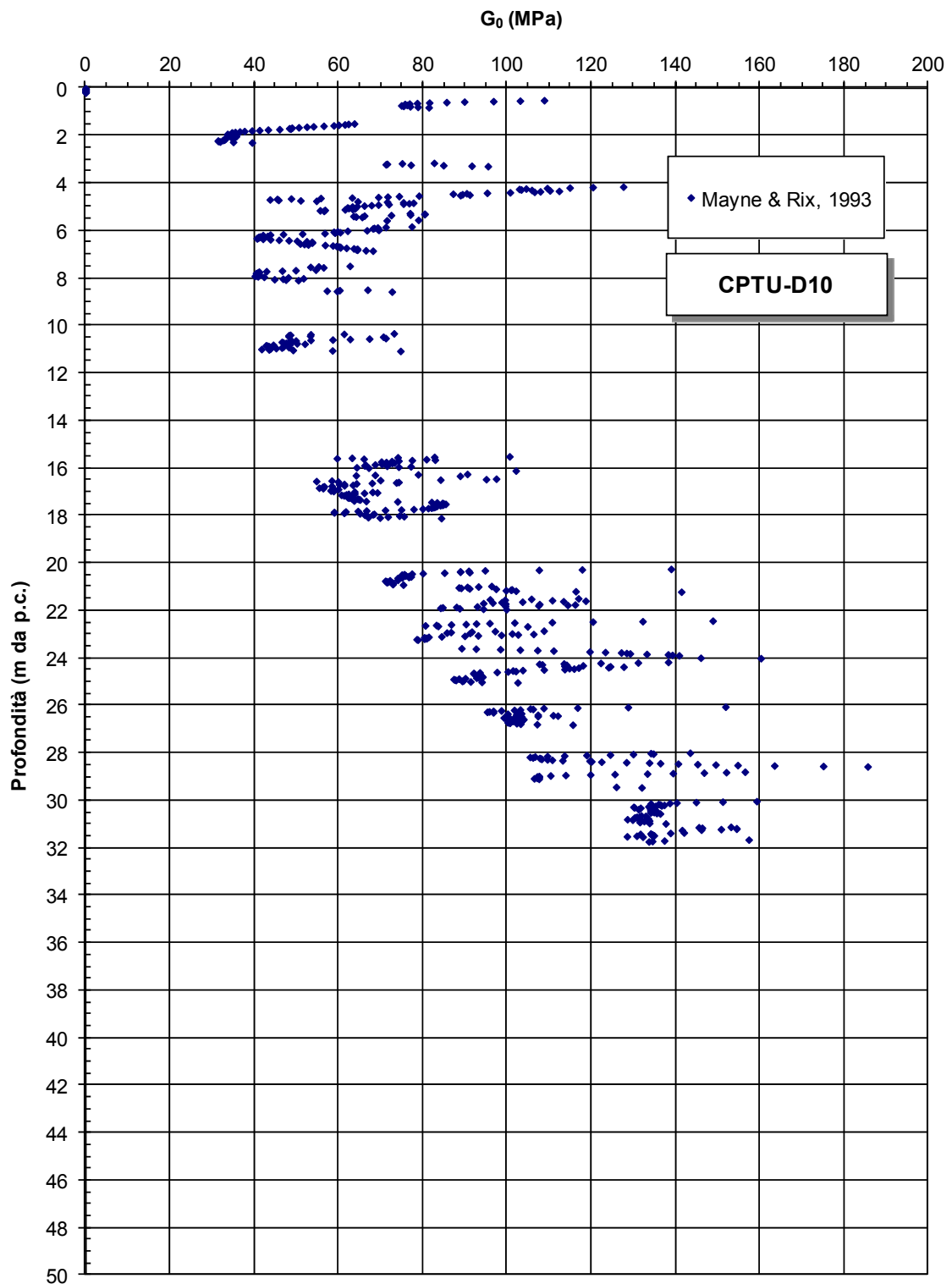
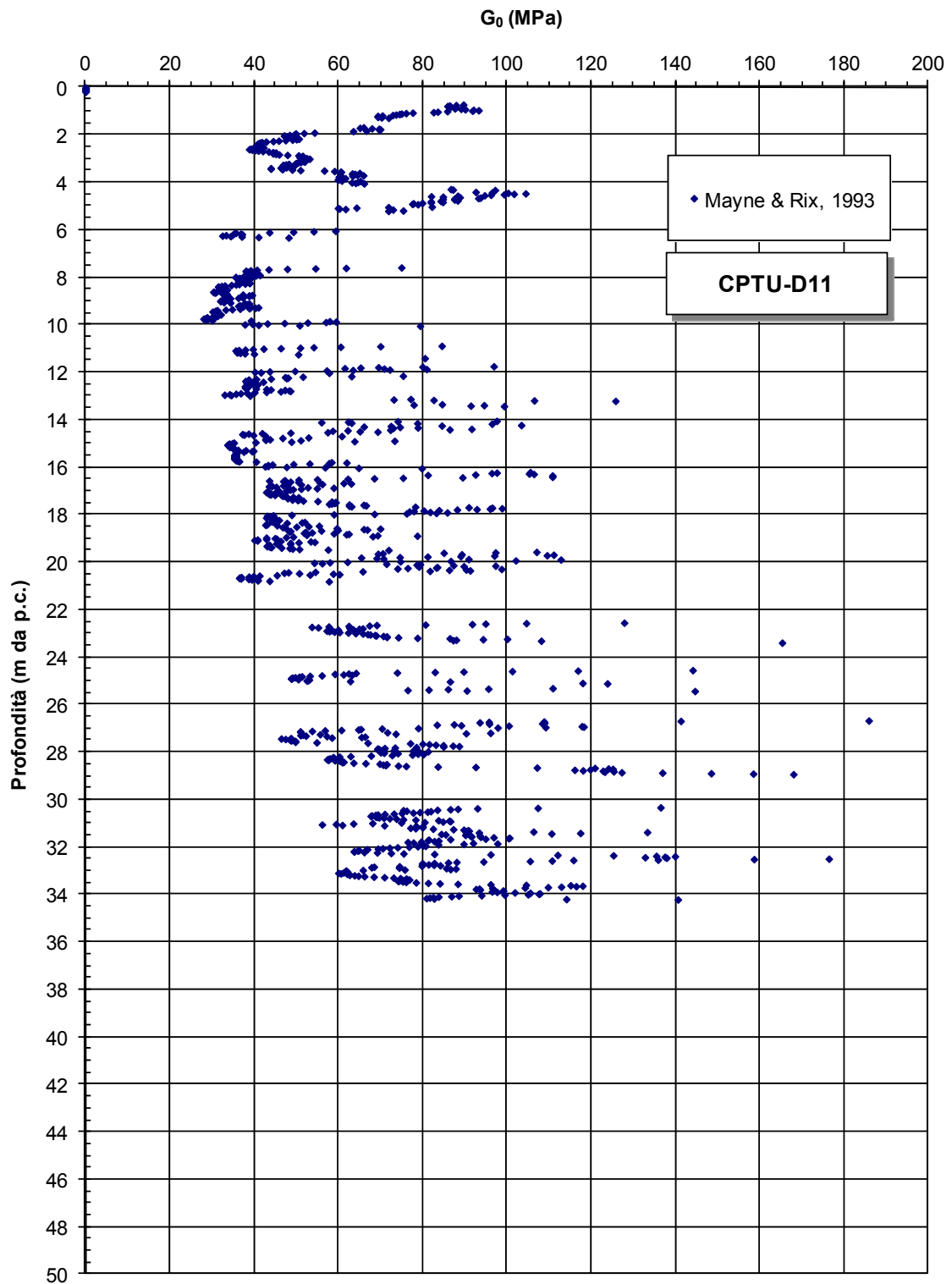


Figura 9.23o: Formazione A1 – Prove CPTU - Valori di  $G_{01}$



**Figura 9.23p:** Formazione A1 – Prove CPTU - Valori di  $G_{01}$

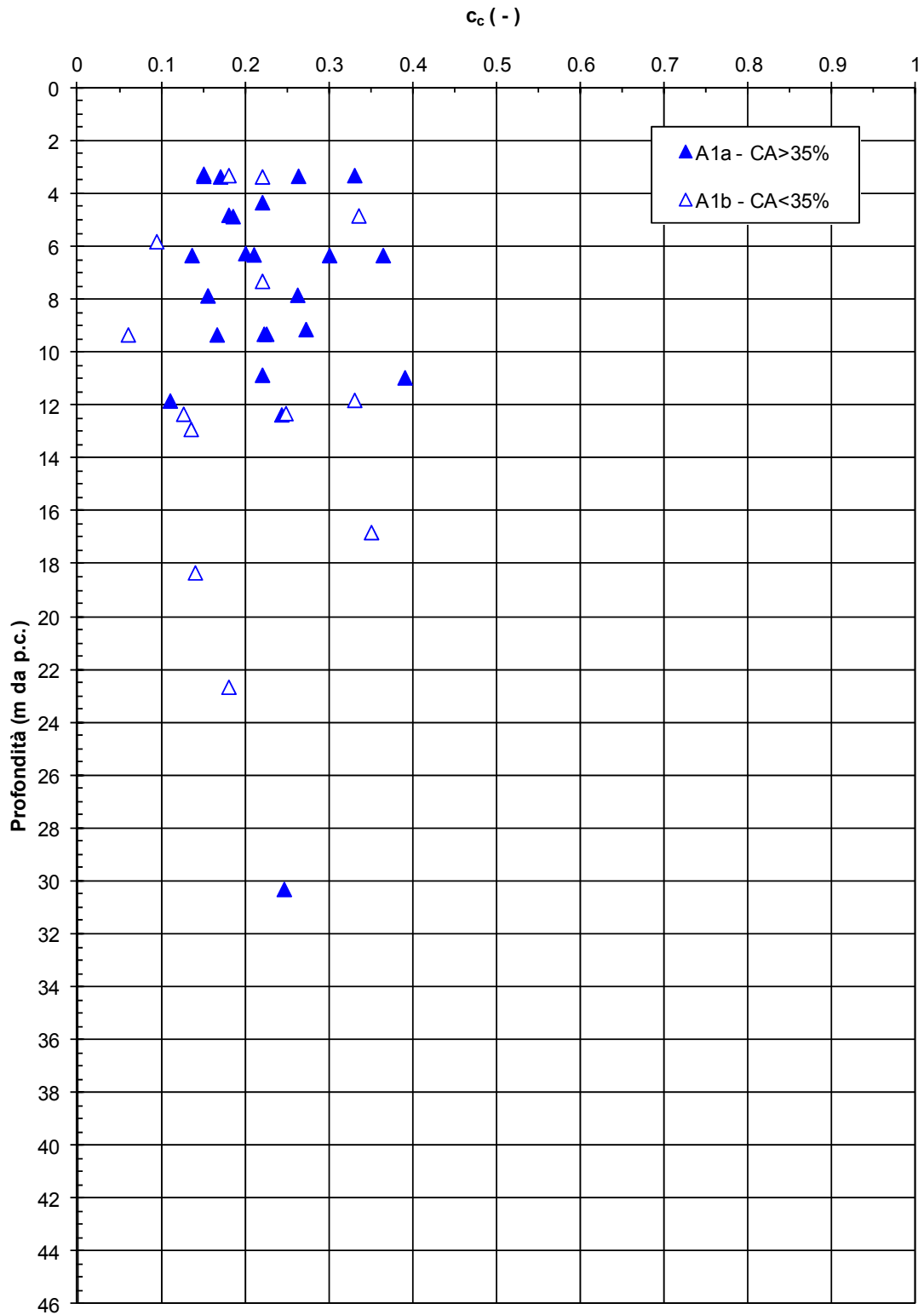


Figura 9.24: Formazione A1 – Prove edometriche – Valori di  $C_c$

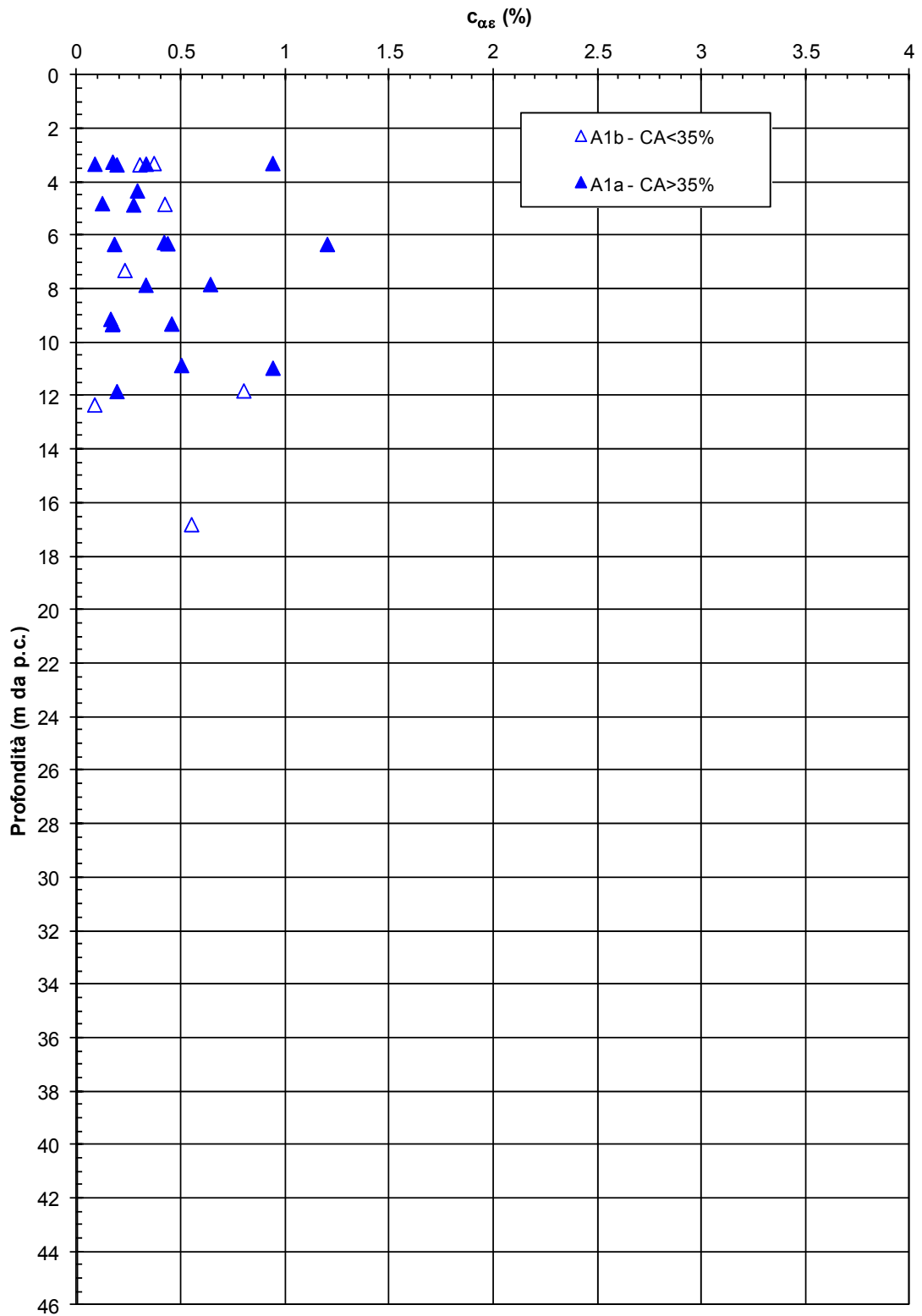


Figura 9.25: Formazione A1 – Prove edometriche – Valori di C<sub>αε</sub>

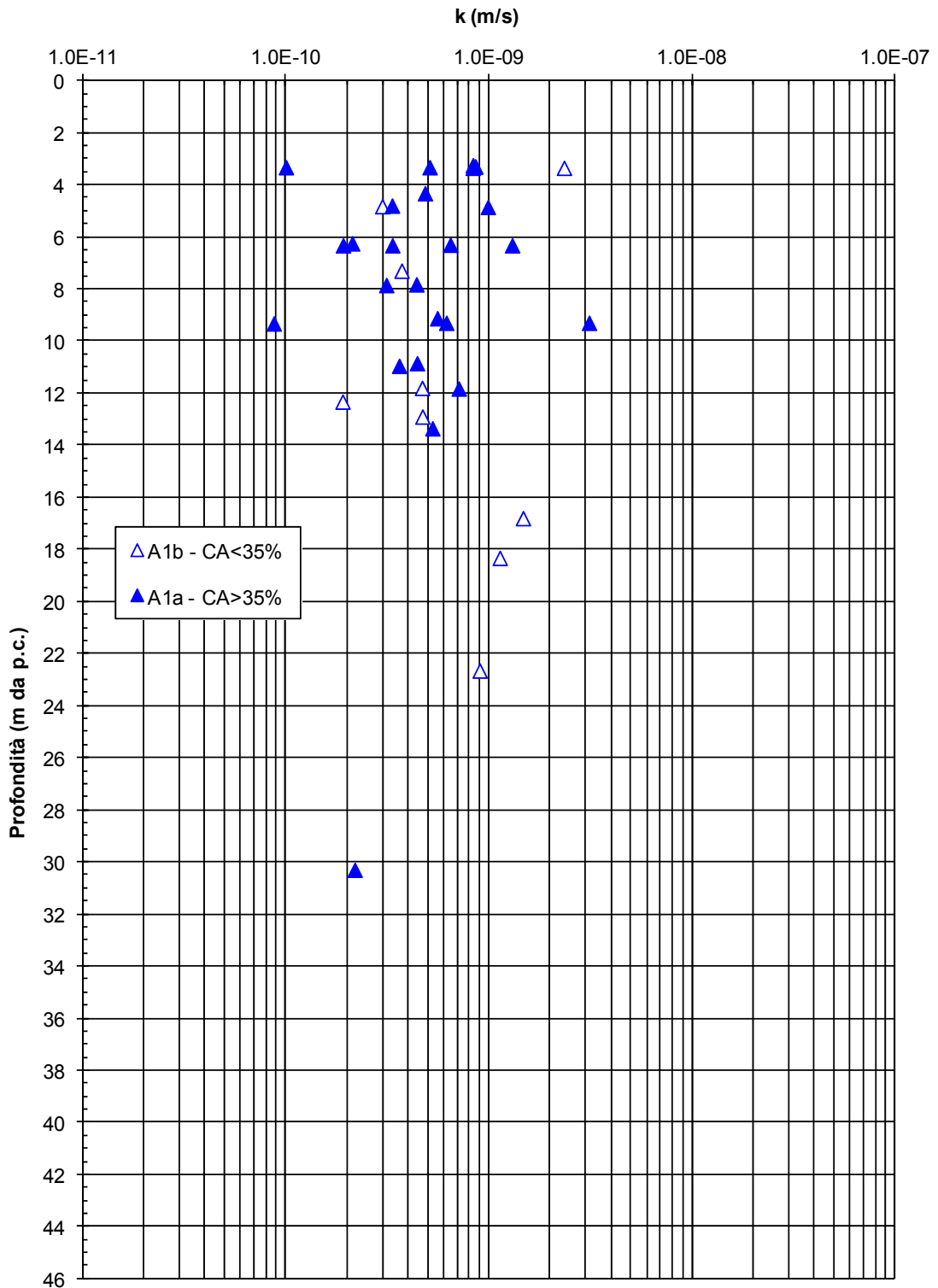
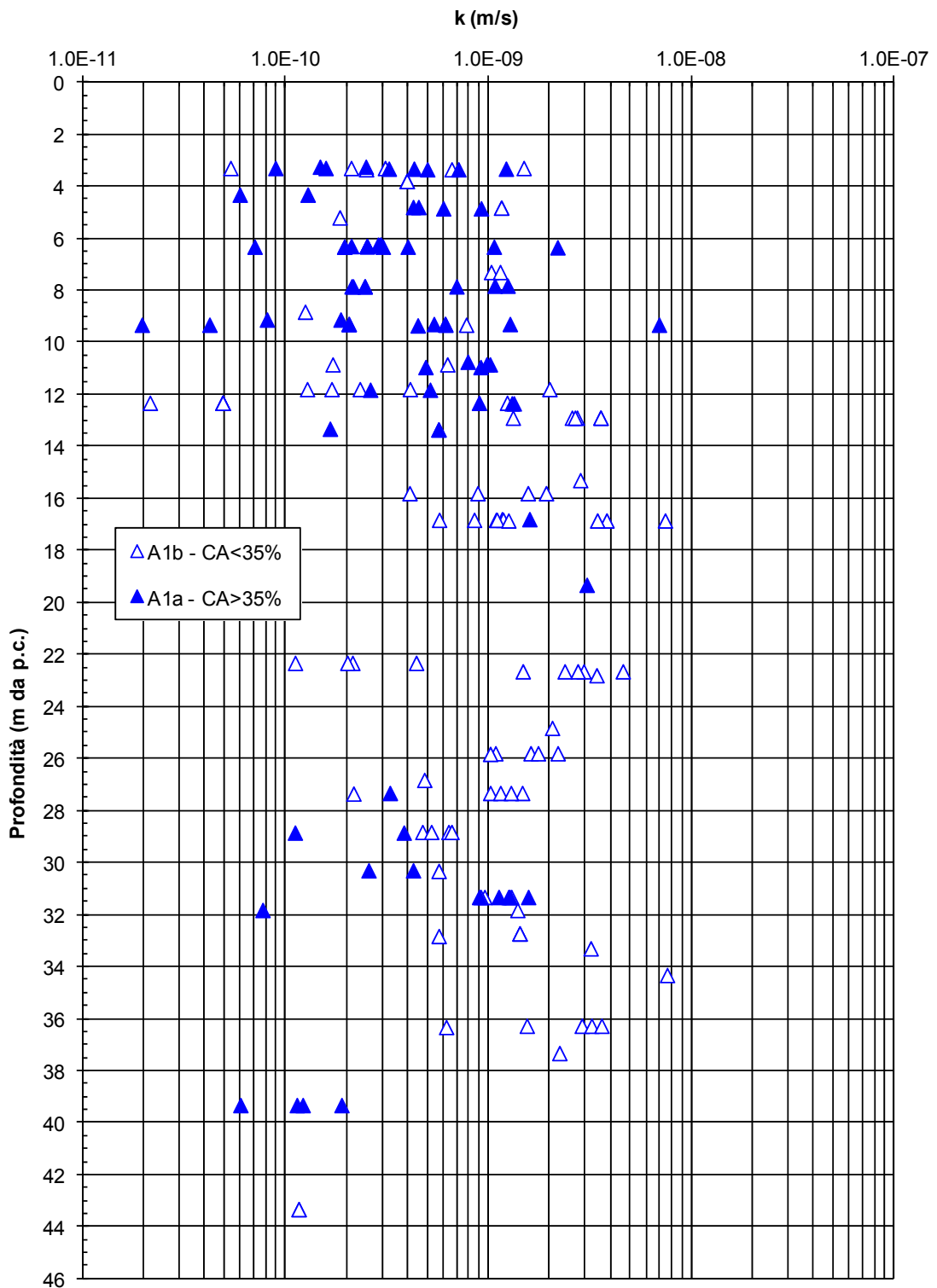
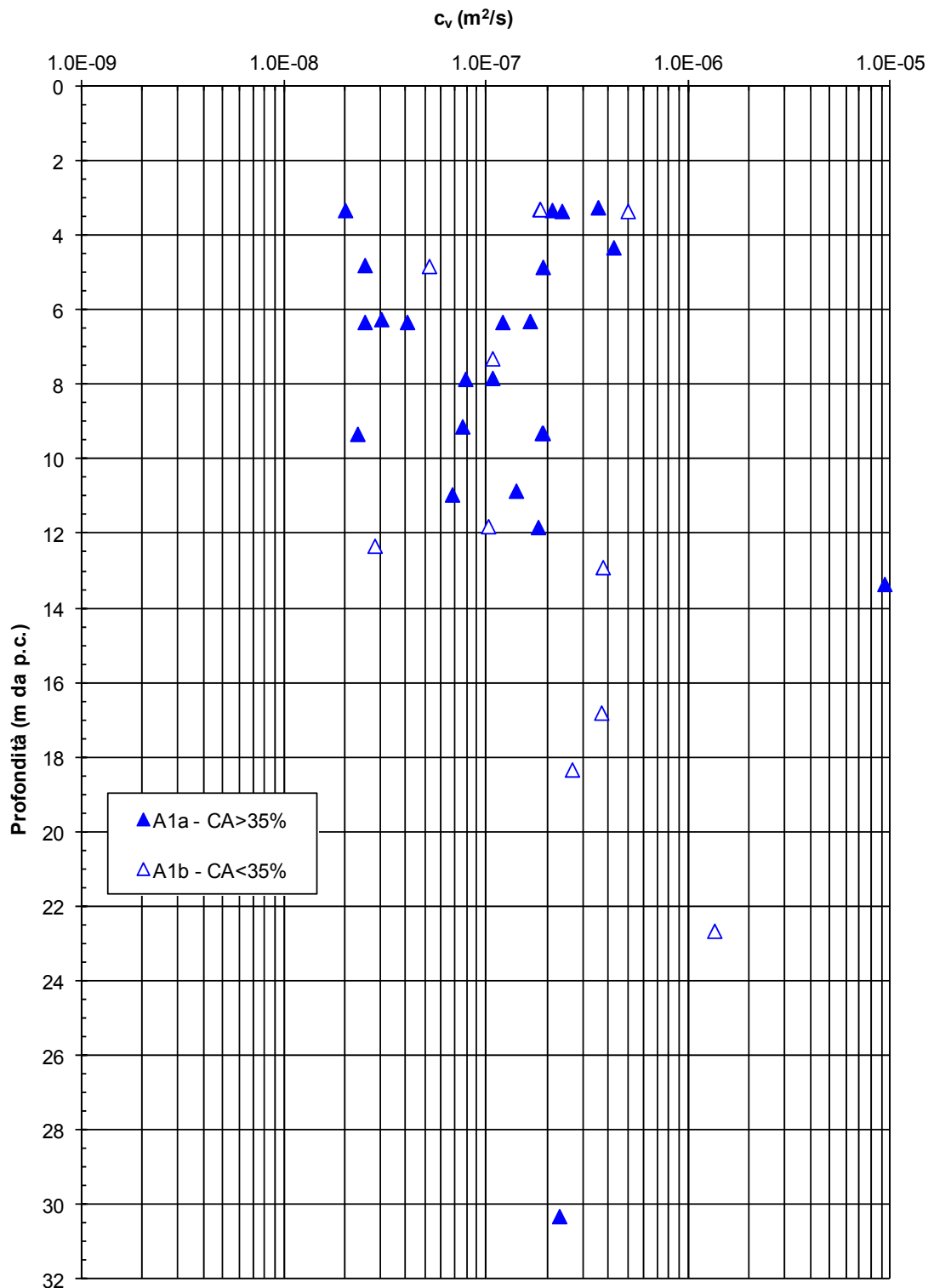


Figura 9.26: Formazione A1 – Prove edometriche – Valori di  $k_v$



**Figura 9.27:** Formazione A1 – Correlazioni empiriche – Valori di  $k_v$



**Figura 9.28:** Formazione A1 – Prove edometriche – Valori di  $c_v$

### 9.3 Sabbie, sabbie limose e sabbie con limo (A2)

I livelli di sabbia, sabbia limosa e limo con sabbia facenti parte dei depositi alluvionali in esame mostrano valori di resistenza di punta ( $q_c$ ) che sono generalmente compresi tra un minimo di circa  $5 \div 7$  MPa ed un massimo di circa  $10 \div 20$  MPa (Figura 9.1a ÷ Figura 9.1p). I valori SPT misurati all'interno dei fori di sondaggio (Figura 9.29), risultano normalmente compresi tra  $7 \div 10$  colpi/30cm e  $20 \div 22$  colpi/30cm nei primi 13 m circa da p.c., al di sotto si misurano valori nell'intervallo  $10 \div 12$  colpi/30cm e  $30 \div 32$  colpi/30cm.

#### 9.3.1 **Caratteristiche fisiche e densità relativa**

Tipiche curve granulometriche dei materiali sabbiosi e sabbioso limosi/limoso sabbiosi sono rappresentate in Figura 9.30a ed in Figura 9.30b. sulla base di tali curve granulometriche le percentuali di argilla, limo, sabbia e ghiaia possono variare come segue:

argilla =  $0\% \div 10\%$

limo =  $5\% \div 55\%$

sabbia =  $35\% \div 95\%$

ghiaia =  $0\% \div 5\%$  (locali valori tra 30% e 50%)

Al fine di poter valutare eventuali differenze in termini di parametri geotecnici caratteristici dei livelli a grana fine, essi sono stati suddivisi in due gruppi in base al contenuto di fine, ovvero:

- A2a: livelli con contenuto di fine  $FC < 35\%$
- A2b: livelli con contenuto di fine  $FC \geq 35\%$  e  $LL < 30\%$

Il peso di volume naturale ( $\gamma_n$ ) può essere assunto pari a  $\gamma_n = 18 \div 20$  kN/m<sup>3</sup> (vedi la Figura 9.31).

La densità relativa ( $D_r$ ), determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT e CPTU risulta generalmente compresa tra valori minimi dell'ordine di  $D_r = 40\% \div 60\%$  a valori massimi pari a circa  $D_r = 60\% \div 80\%$  (vedi la Figura 9.32 e Figura 9.33a ÷ Figura



9.33p). Si rileva che in presenza di sabbie fini limose l'interpretazione delle prove SPT e CPTU è stata effettuata facendo riferimento ai coefficienti empirici delle sabbie fini.

### 9.3.2 Caratteristiche di resistenza al taglio

I parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci sono stati valutati sia sulla base dei risultati delle prove di laboratorio di taglio diretto (TD) e triassiali consolidate isotropicamente drenate (TXCID) che mediante interpretazioni delle prove penetrometriche SPT e statiche CPTU.

I risultati delle prove di laboratorio sono riportati in Figura 9.34a,b e in Figura 9.35, quelli delle prove in sito in Figura 9.36 e Figura 9.37a÷Figura 9.37p.

Dalle figure sopra indicate la resistenza al taglio in termini di angolo di attrito ( $\varphi'$ ) può essere assunta pari a  $\varphi' = 34^\circ \div 37^\circ$ .

### 9.3.3 Caratteristiche di deformabilità

I moduli di taglio elastici iniziali  $G_{01}$ , ottenuti dalle prove geofisiche in foro (disponibili per la sola la campagna PD) sono riportati nella Figura 9.22, quelli ottenuti dall'interpretazione delle prove SPT sono riportati in Figura 9.38 ed infine quelli determinati sulla base dei risultati delle prove penetrometriche statiche CPTU in Figura 9.39a ÷ Figura 9.39p.

Sulla base di quanto riportato nelle figure di cui sopra, possono essere fatte le seguenti osservazioni:

- i moduli di taglio iniziali  $G_{01}$ , ricavati dall'interpretazione delle prove CPTU sono in linea con quelli ottenuti dalle prove geofisiche in foro;
- l'interpretazione delle prove SPT è stata fatta assumendo  $f_G = 1.09$  ed  $f_A = 1.0$  per tutti i livelli, sebbene gli strati che fanno parte delle formazioni geologiche più profonde non sarebbero classificabili come depositi recenti. L'adozione del fattore  $f_A = 1.3$  porta a dei valori di modulo ampiamente superiori a quelli determinati con le prove cross hole, mentre assumendo  $f_A = 1.0$  i valori da SPT e da prova geofisica in foro risultano allineati;

- i moduli di taglio iniziali  $G_{o1}$ , ricavabili dall'interpretazione delle prove disponibili ricadono nell'intervallo di Figura 9.40;
- le leggi di variazione con la profondità dal p.c. delle velocità di propagazione delle onde di taglio sono desumibili da quelle indicate per  $G_{o1}$  ricordando che:

$$V_s = \sqrt{\frac{G_{o1} \cdot 9.81}{\gamma_t}}$$

Con i presupposti indicati nel paragrafo 8.2.3.2, i moduli di Young operativi ( $E_{op1}$ ), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di  $(1/3 \div 1/5) \cdot E_o$ , con  $E_o$  calcolato in accordo al legame che intercorre tra  $E_o$  e  $G_o$  ed essendo:

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

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

I moduli di Young operativi ( $E_{op2}$ ), valutati in accordo a quanto descritto nel paragrafo 8.2.3.2, da utilizzare nel calcolo dei cedimenti dei rilevati, sono dell'ordine di  $(1/10) \cdot E_o$ .

### 9.3.4 Coefficienti di permeabilità

Sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio (vedi la Figura 9.41) ai materiali sabbiosi possono essere assegnati coefficienti di permeabilità dell'ordine di  $1 \cdot 10^{-6} \div 1 \cdot 10^{-5}$  m/sec. Si rileva che nei livelli sabbiosi più limosi i coefficienti di permeabilità possono assumere valori dell'ordine di  $2 \cdot 10^{-7} \div 5 \cdot 10^{-7}$  m/sec.

### 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 A2.

Tabella 9.2: Formazione A2 – Parametri geotecnici medi caratteristici

$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	18 ÷ 20
$q_c$ (MPa)	min 5 ÷ 7 max 10 ÷ 20
$D_r$ (%)	min 40 ÷ 60 max 60 ÷ 80
$\varphi'$ (°)	34 ÷ 37
GSC	1
$k_o$ (-)	0.40 ÷ 0.44
$K_v = k_h$ (m/sec)	$5 \cdot 10^{-7} \div 1 \cdot 10^{-5}$
$G_{o1}$ (kPa)	Nell'intervallo indicato in Figura 9.40
$V_s$ (m/sec)	$\sqrt{\frac{G_{o1} \cdot 9.81}{\gamma_t}}$
$E_{op1}$ (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / (3 \div 5)^{(1)}$
$E_{op2}$ (kPa)	$(2.3 \cdot G_{o1}) / 10$
$^{(1)} = G_o = G_{o1} \cdot \left( \frac{p'}{p_o'} \right)^{0.5} \text{ (kPa)}$ con $p'$ = pressione efficace media corrente $p_o'$ = pressione efficace media geostatica	

#### Simbologia

$\gamma_t$  = peso di volume naturale;

GSC = grado di sovraconsolidazione;

$c'$  = intercetta di coesione operativa;

$\varphi'$  = angolo di attrito operativo;

$k_o$  = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

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

$k_h$  = coefficiente di permeabilità orizzontale riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di flusso principalmente nella direzione orizzontale;

$V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio;

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

$G_o$  = modulo di taglio a piccole deformazioni riferito alle pressioni efficaci medie correnti;

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

$E_{op2}$  = modulo di Young secante per l'analisi dei cedimenti dei rilevati;

$B$  = dimensione minore della fondazione (m);

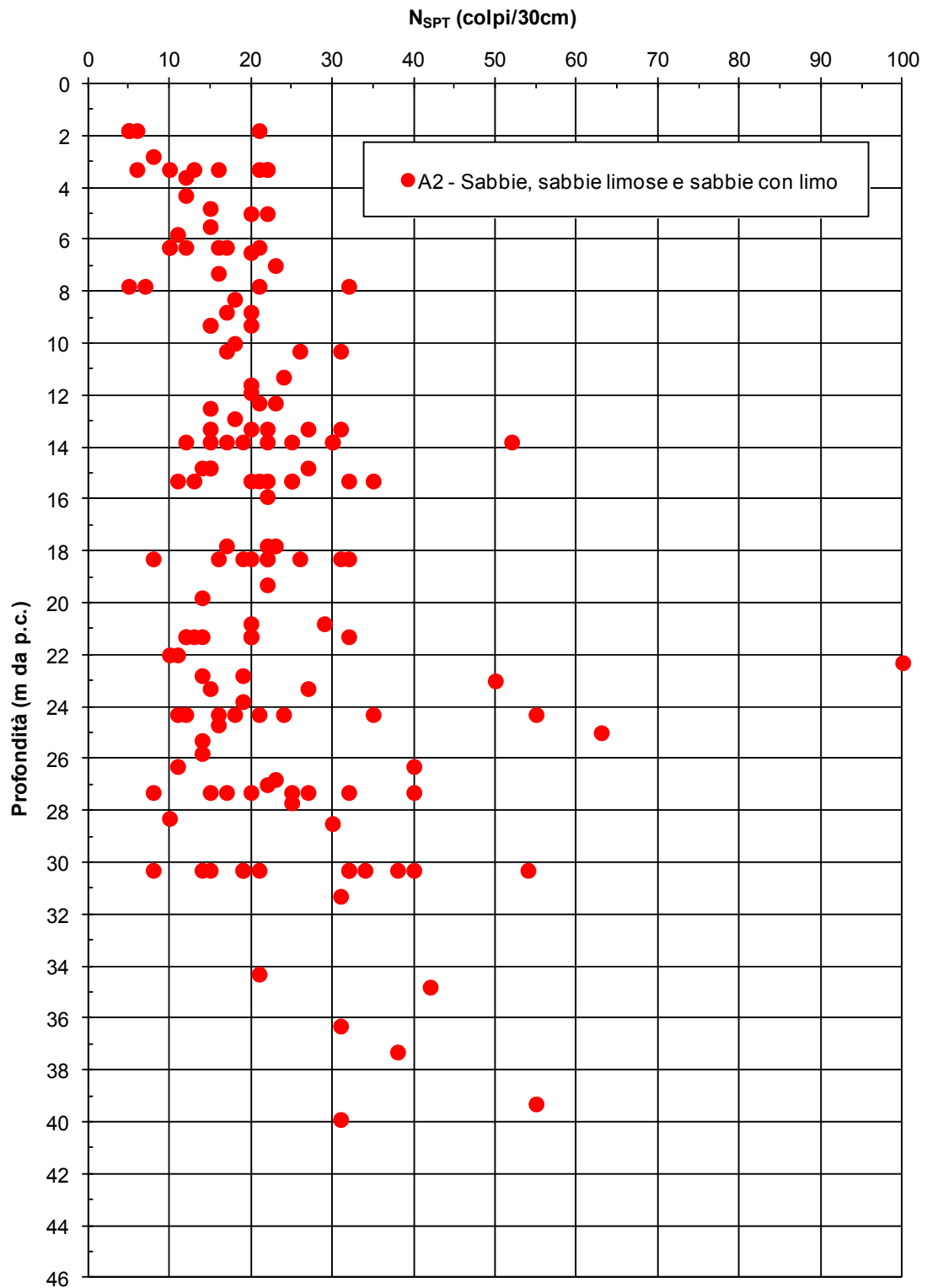
$p_a$  = 100 kPa = pressione atmosferica di riferimento;

$z$  = profondità dal p.c. in metri;

$\sigma_{vo}'$  = pressione verticale efficace geostatica;

$\sigma_{vp}'$  = pressione verticale efficace di preconsolidazione.





**Figura 9.29:** Formazione A2 – Valori di  $N_{SPT}$

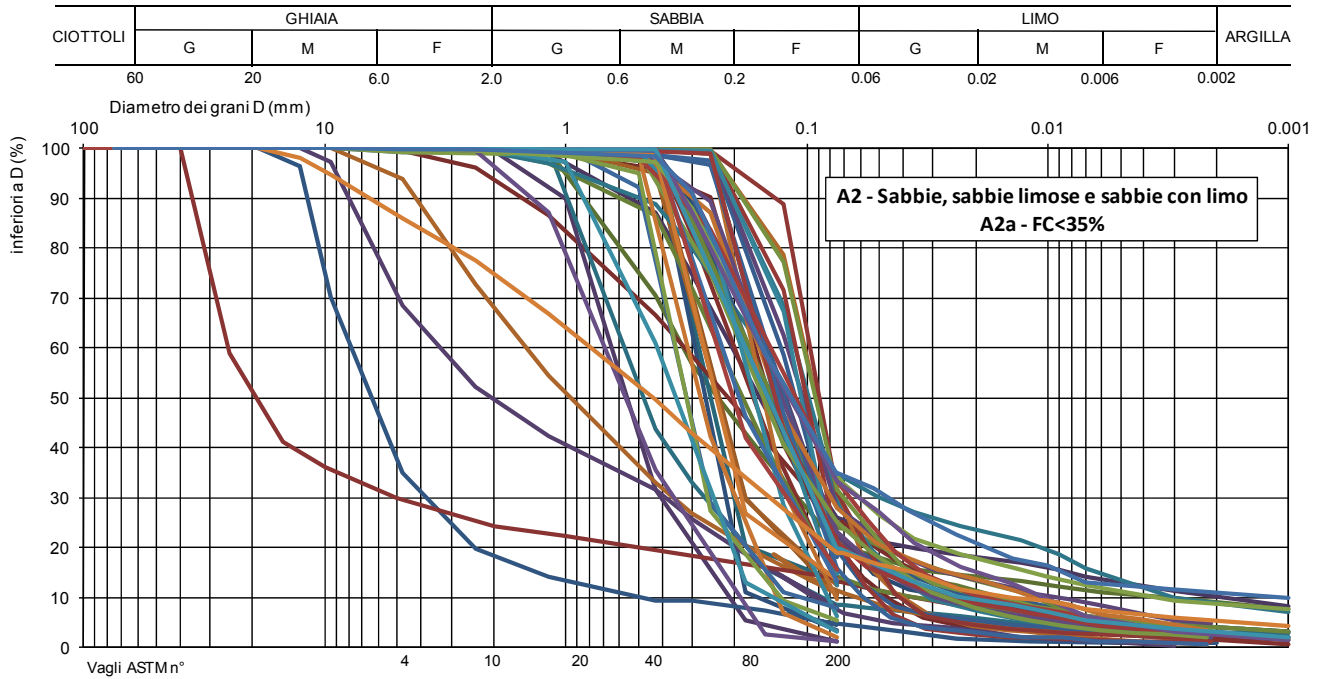


Figura 9.30a: Formazione A2a – Fusi granulometrici

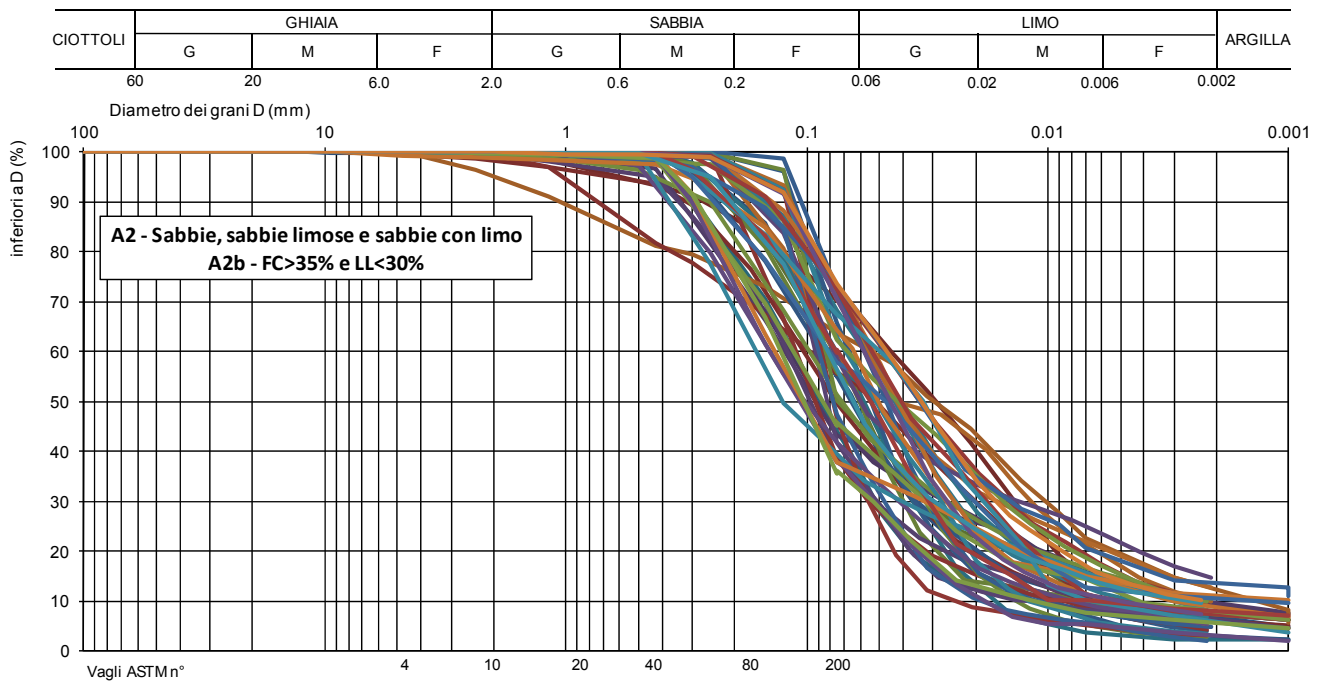


Figura 9.30b: Formazione A2b – Fusi granulometrici

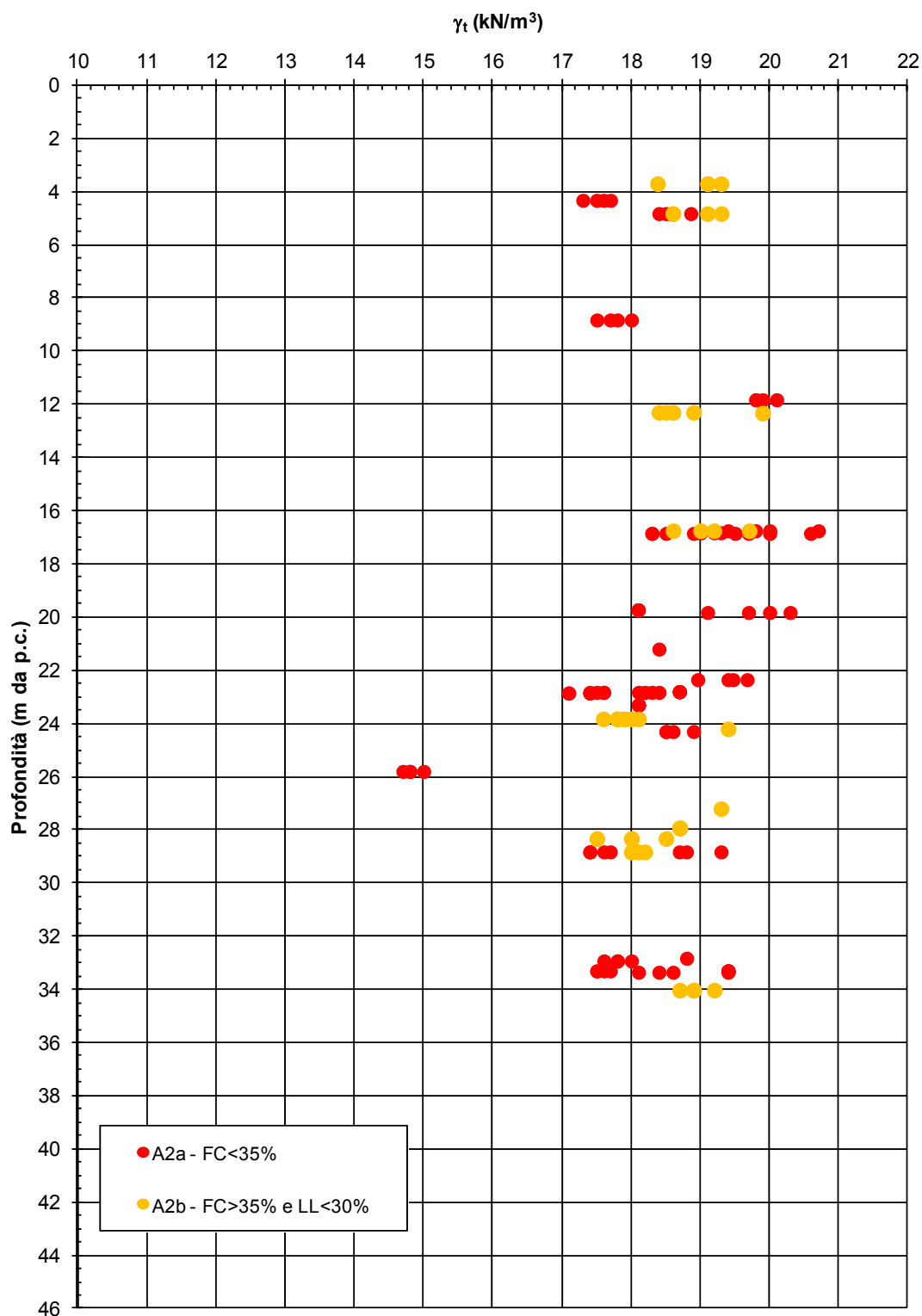


Figura 9.31: Formazione A2 – Valori di  $\gamma_t$



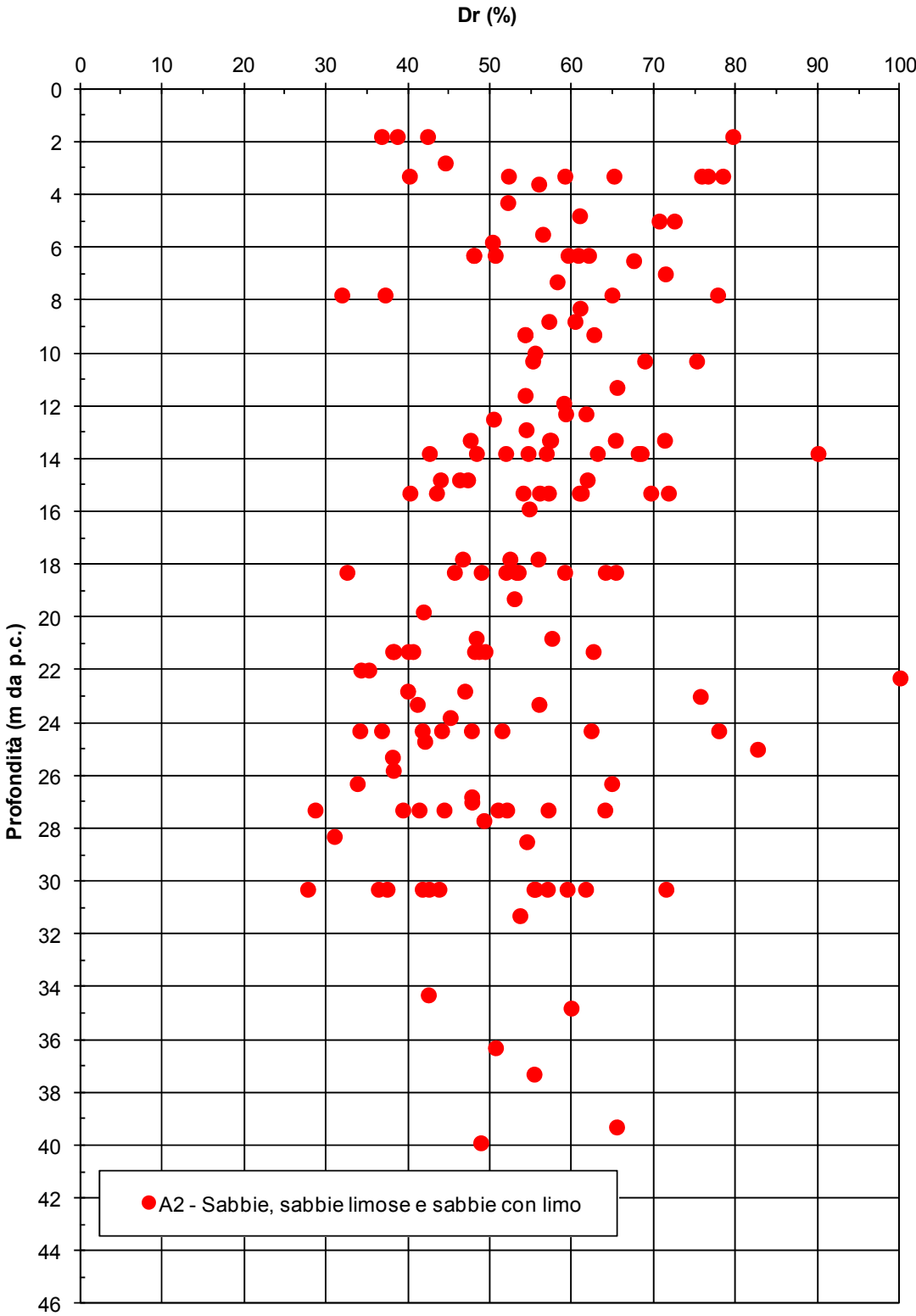


Figura 9.32: Formazione A2 – Prove SPT - Valori di DR

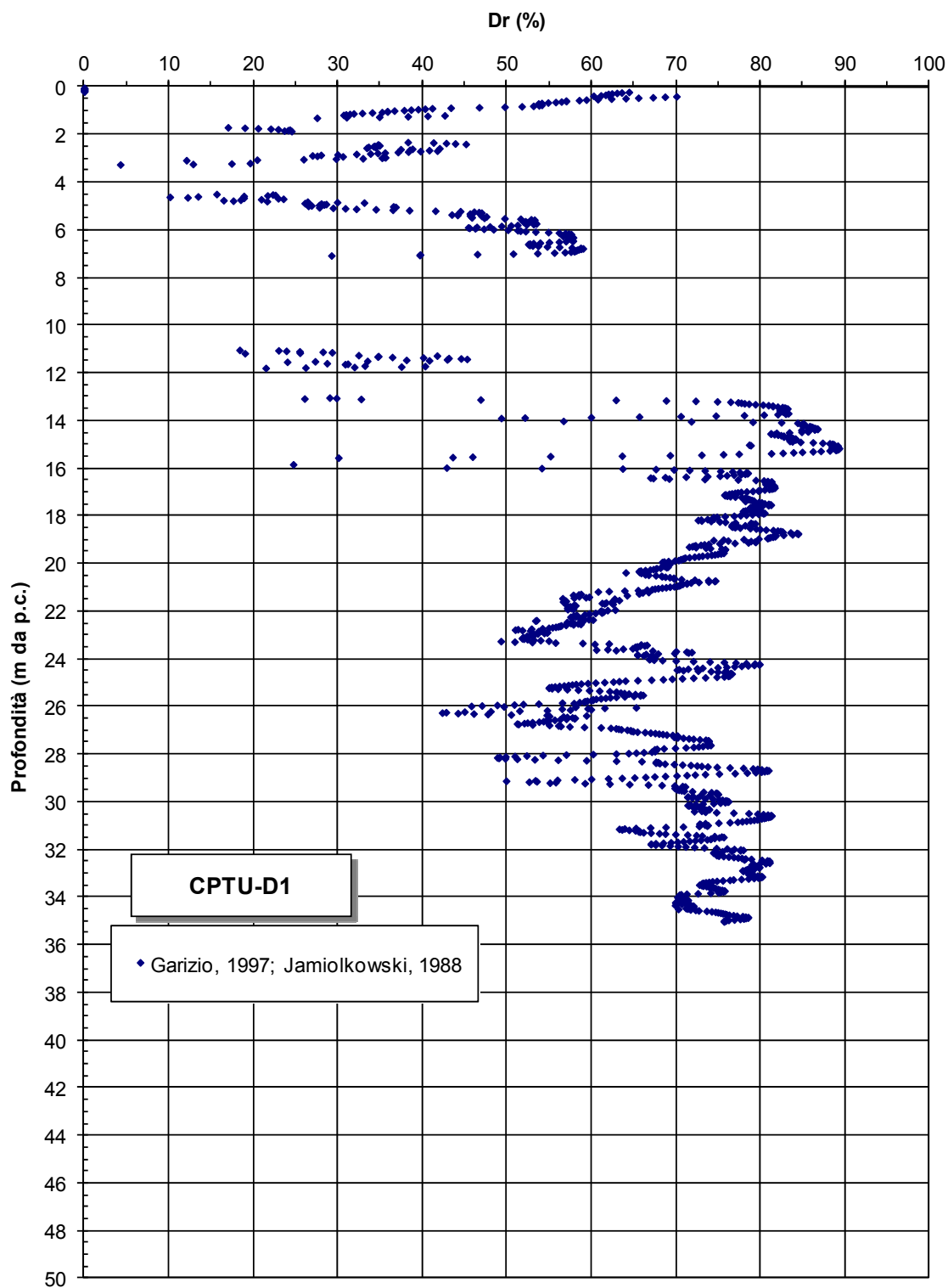
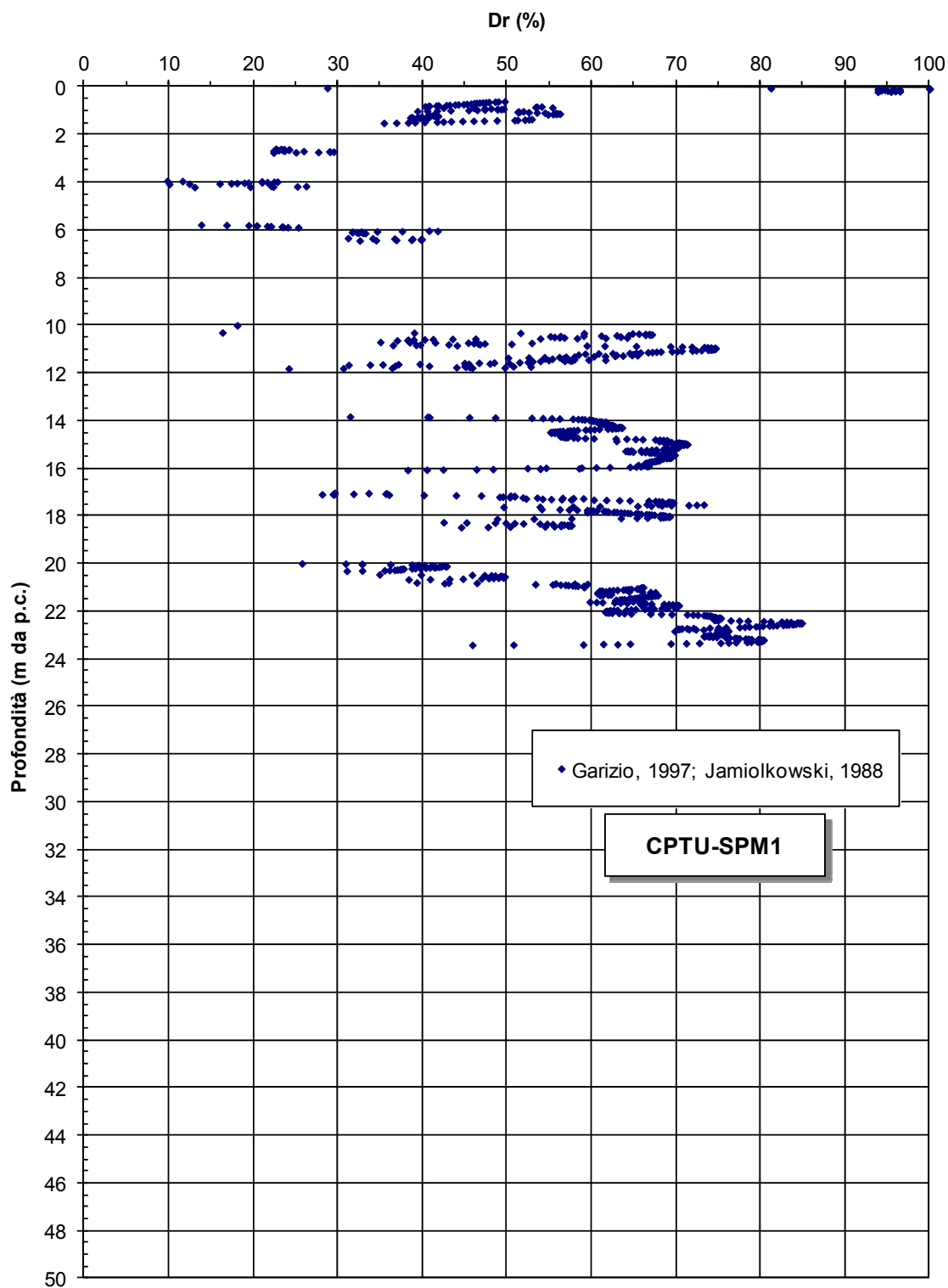
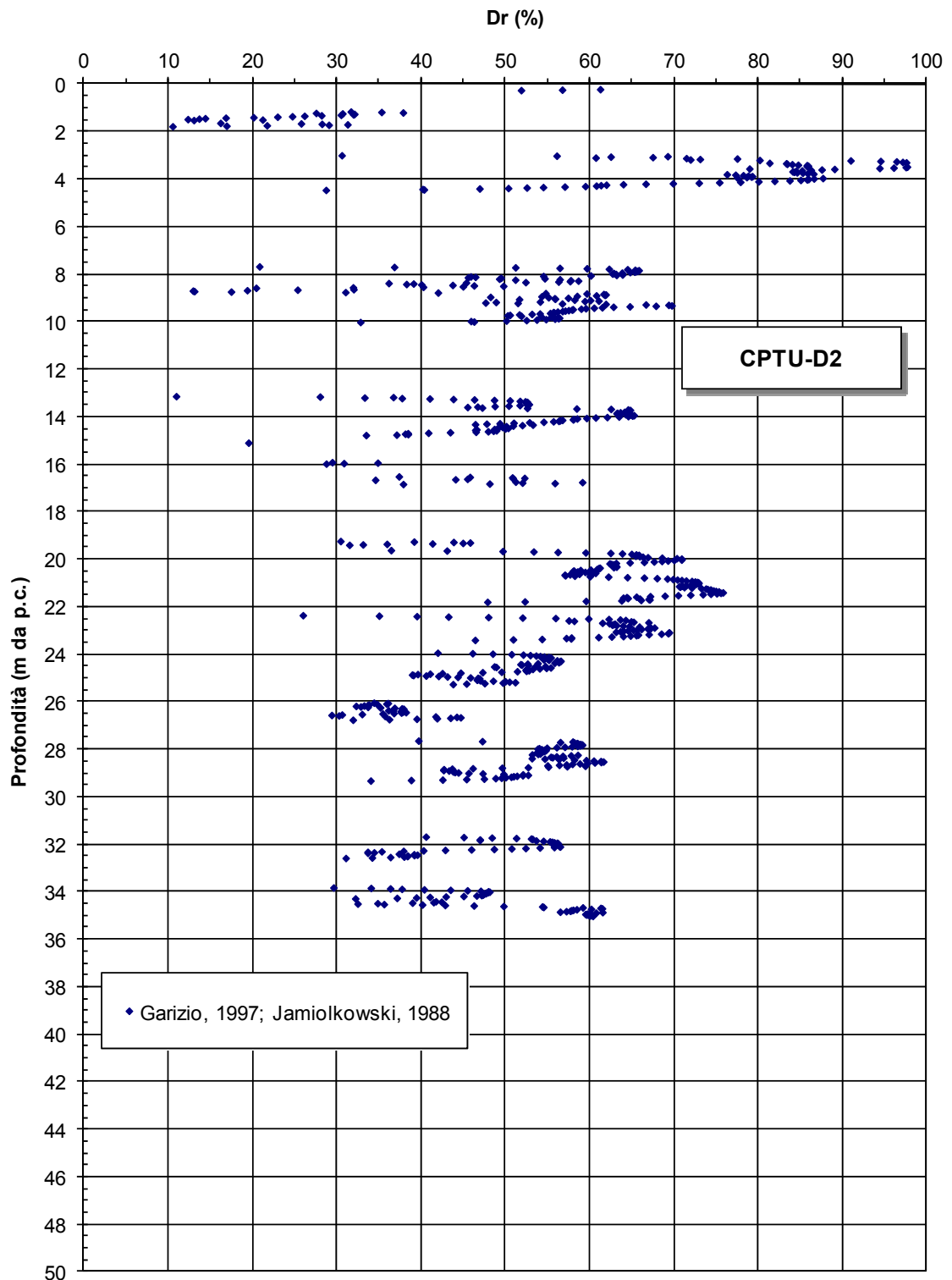


Figura 9.33a: Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di DR



**Figura 9.33b:** Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di DR



**Figura 9.33c:** Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di DR

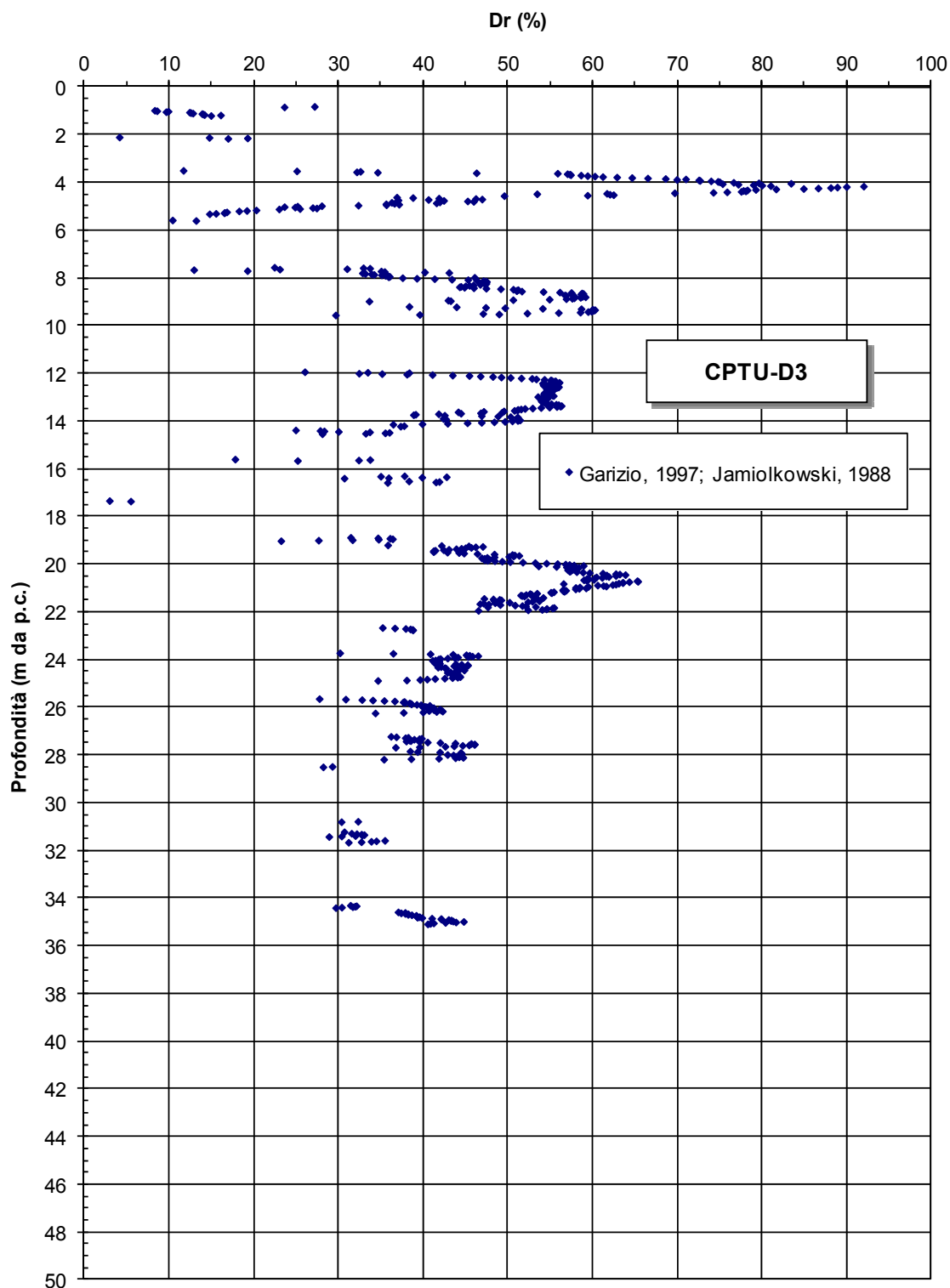
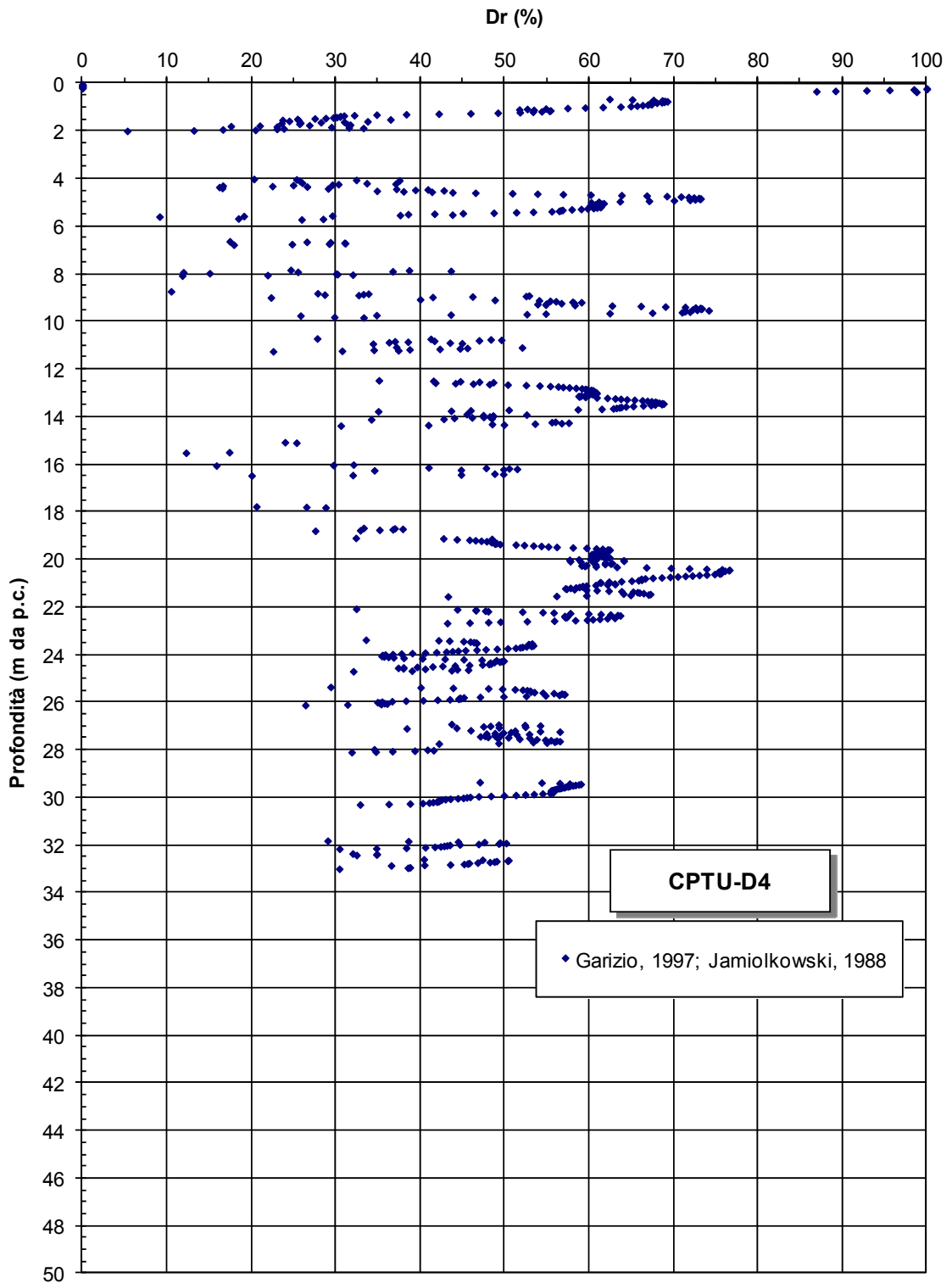


Figura 9.33d: Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di DR



**Figura 9.33e:** Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di DR

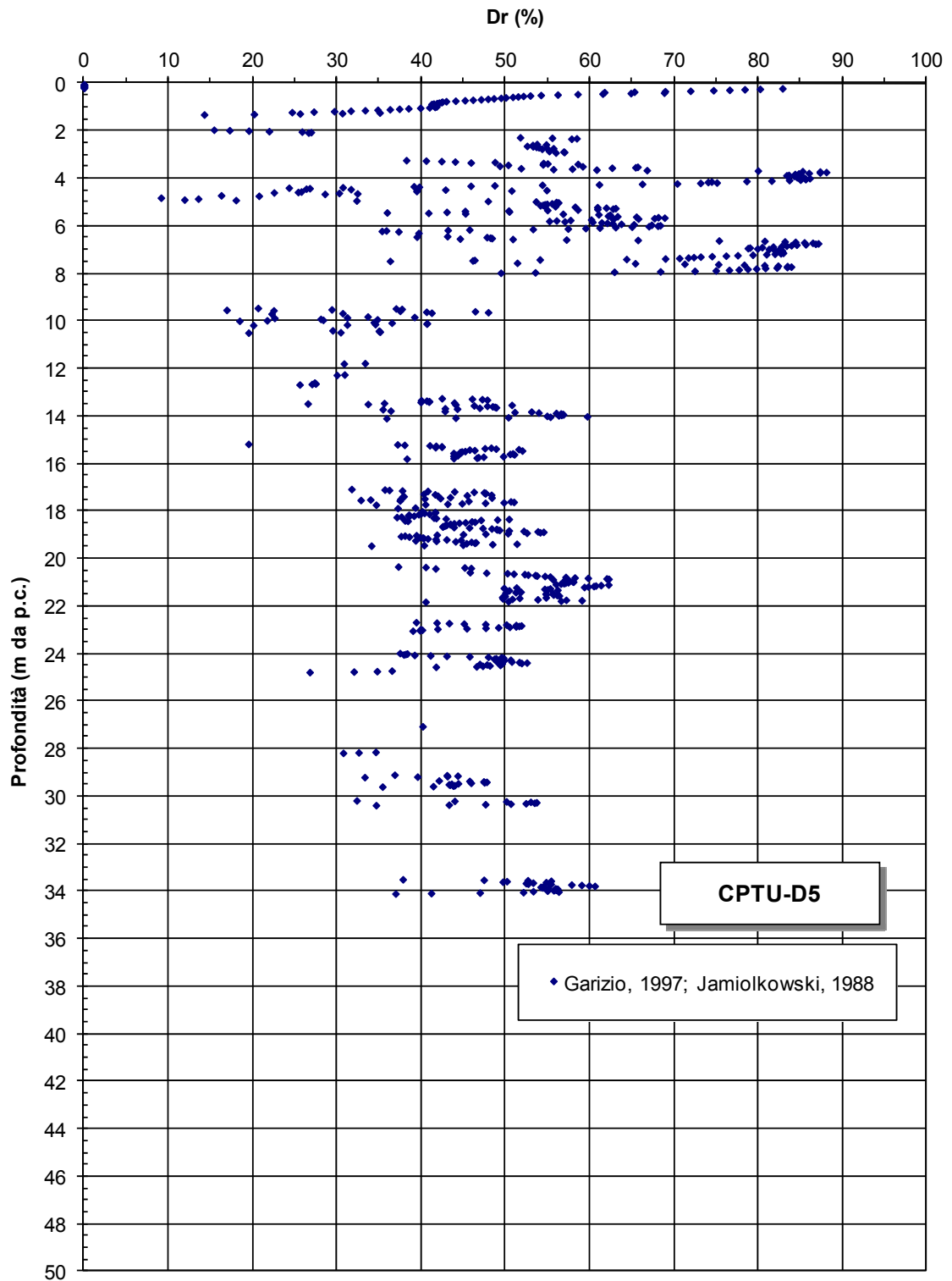
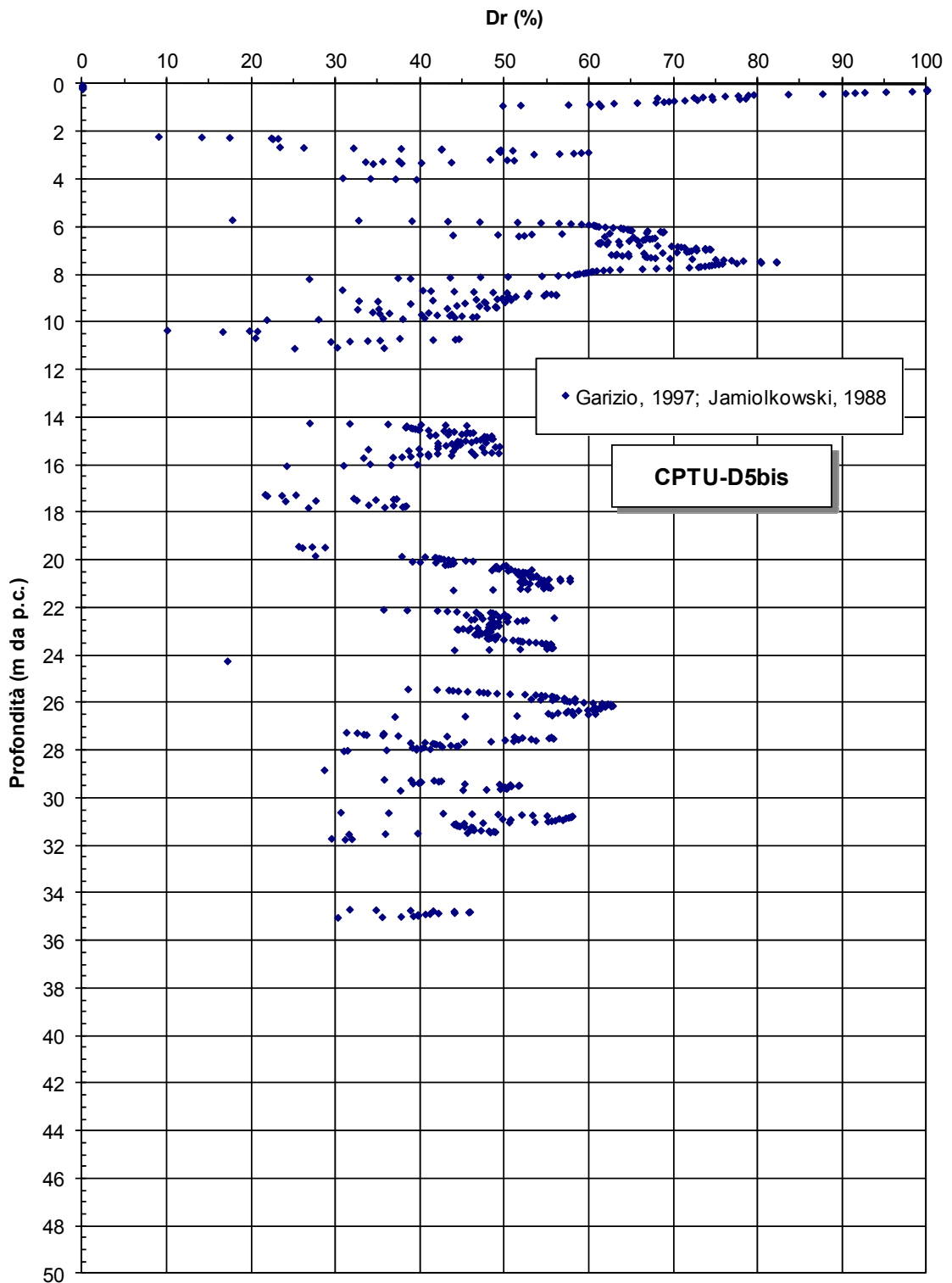


Figura 9.33f: Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di DR



**Figura 9.33g:** Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di DR



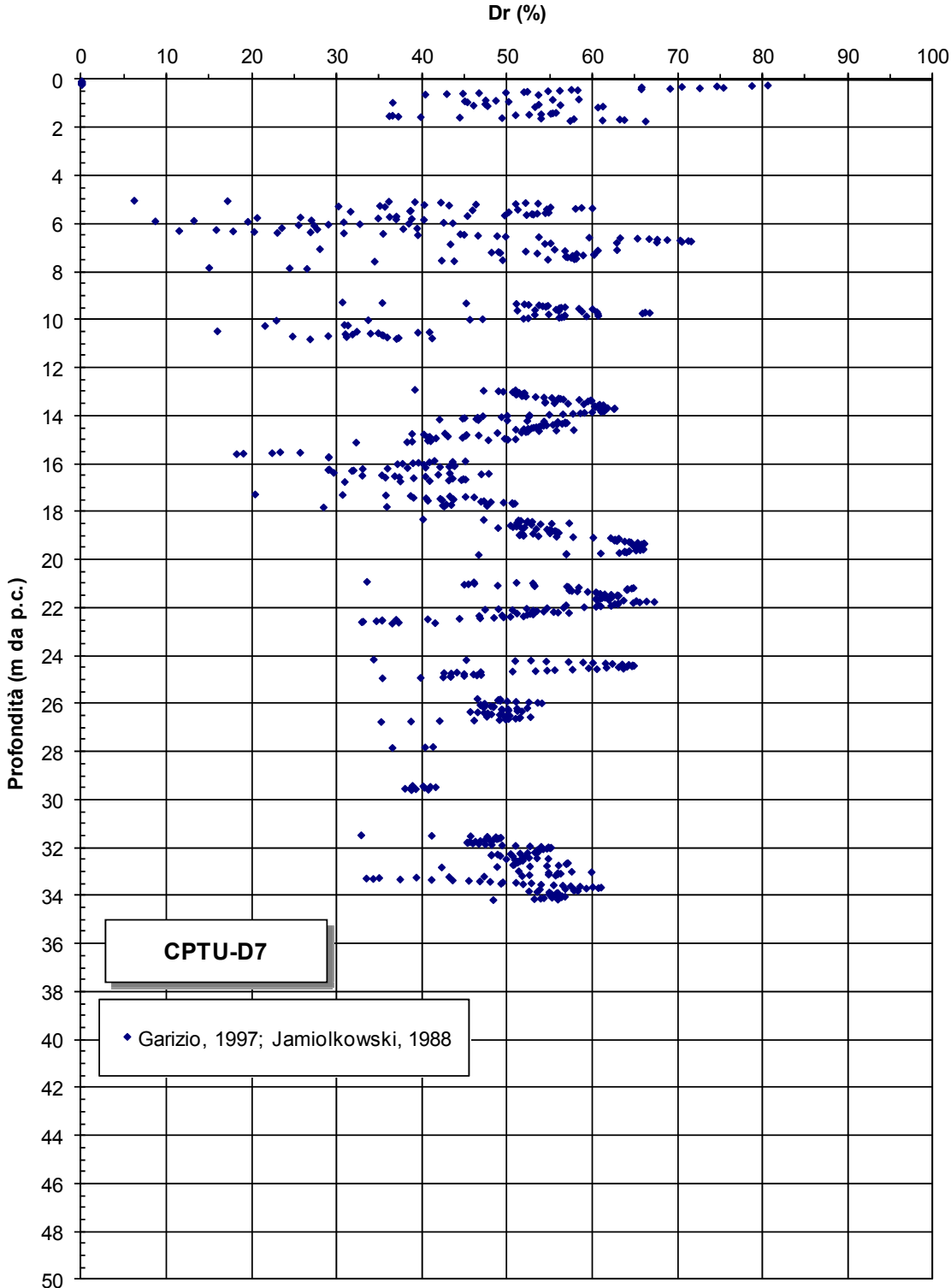
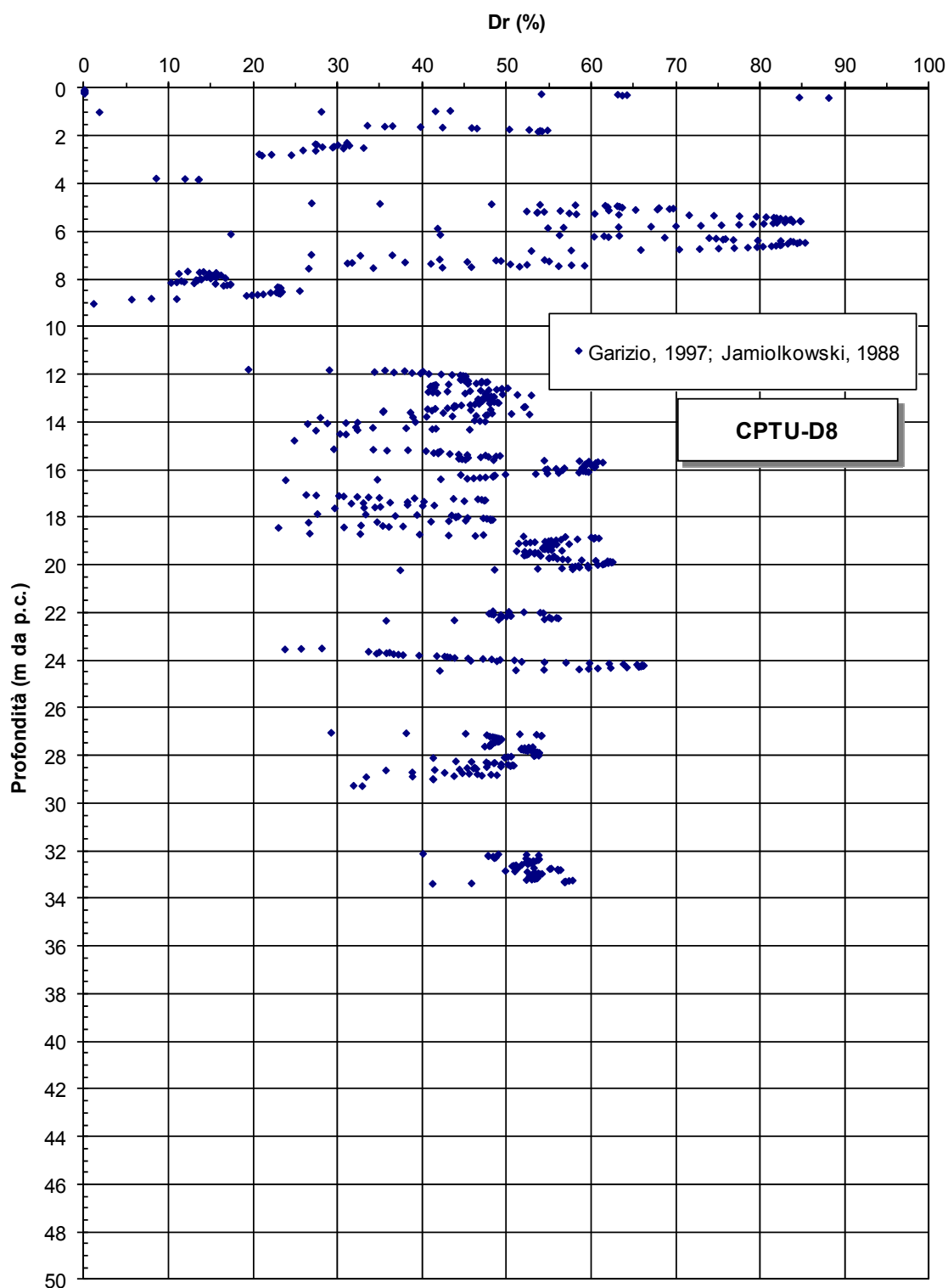


Figura 9.33h: Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di DR



**Figura 9.33i:** Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di DR

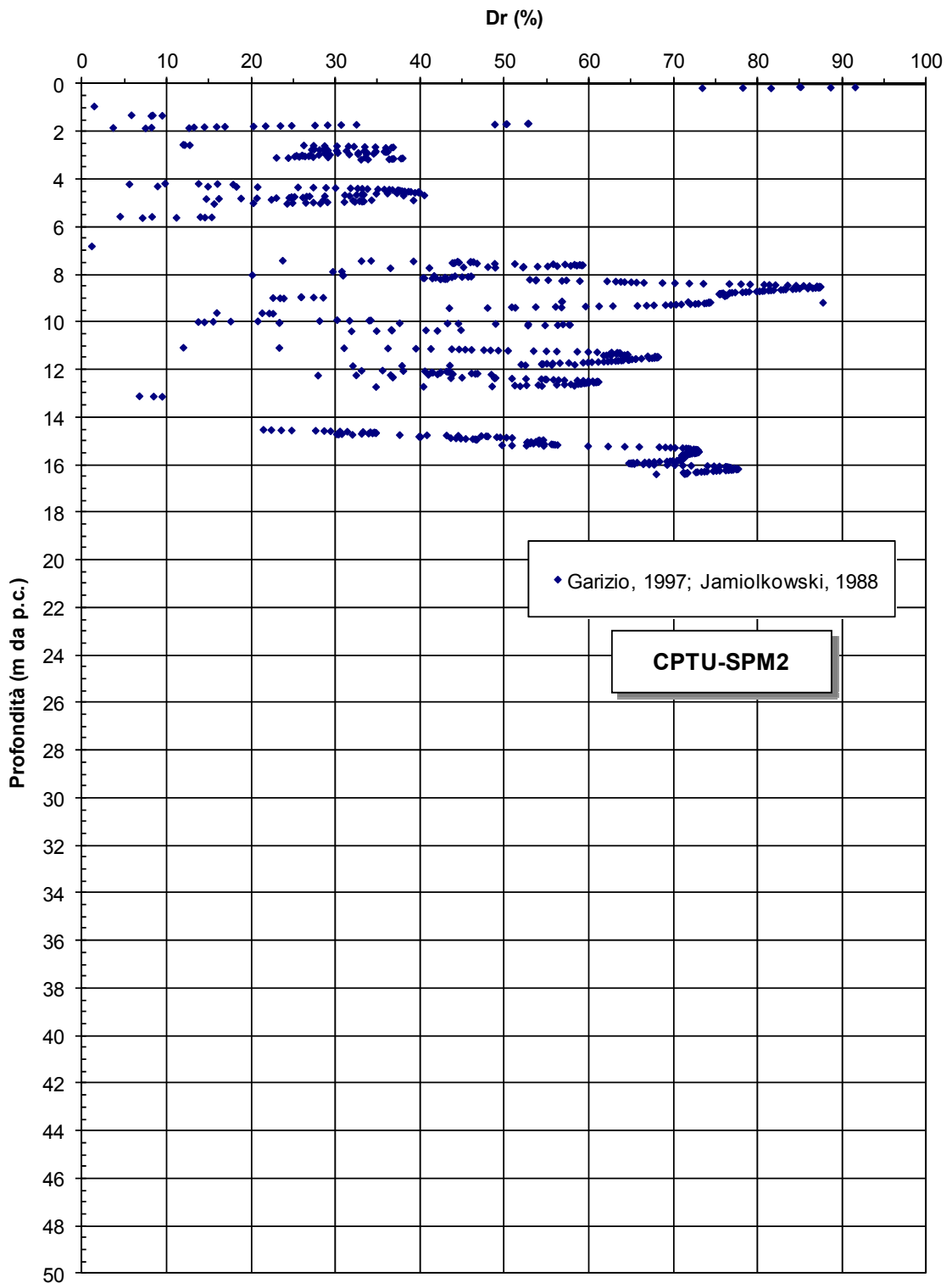


Figura 9.33I: Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di DR

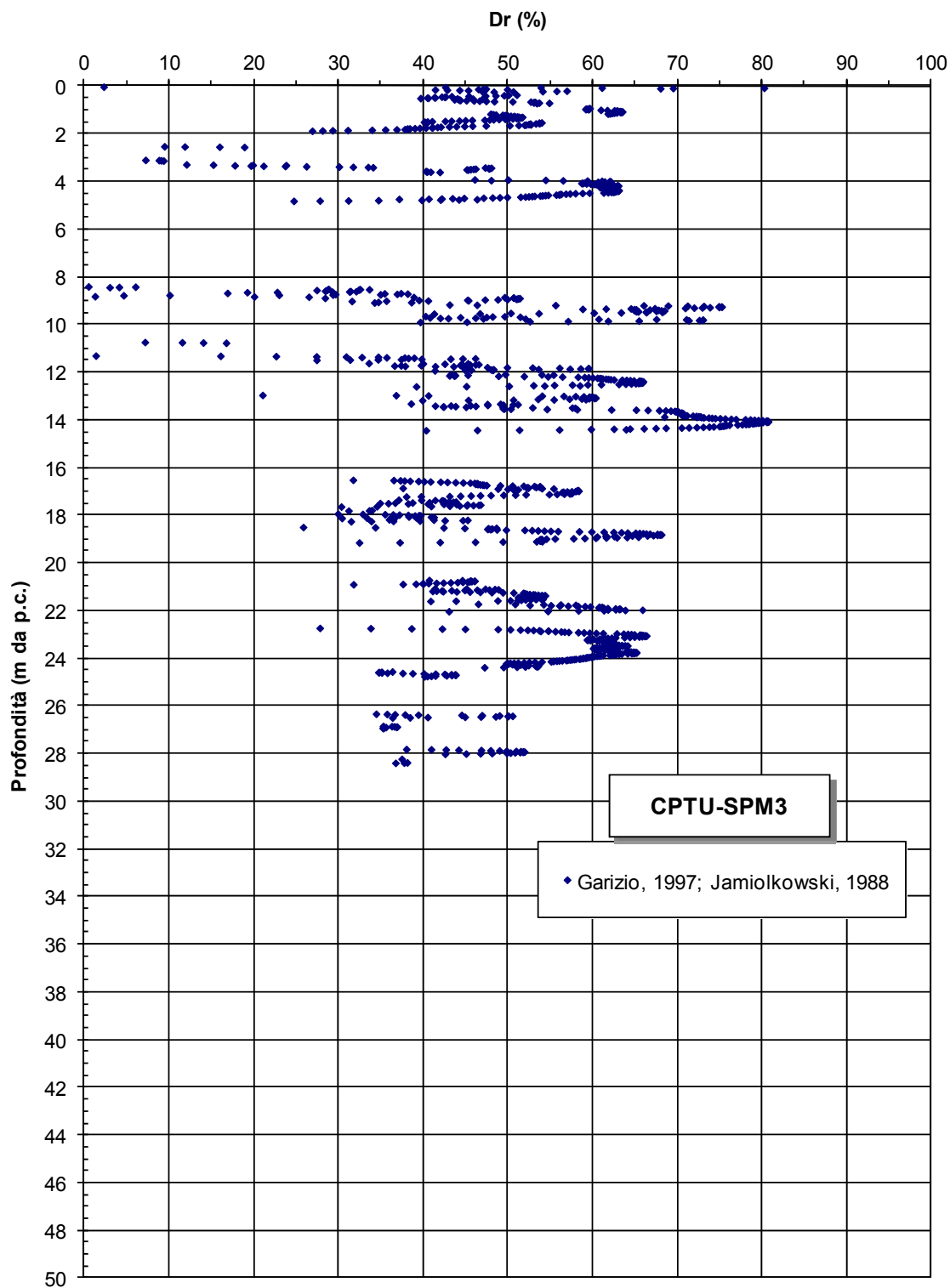
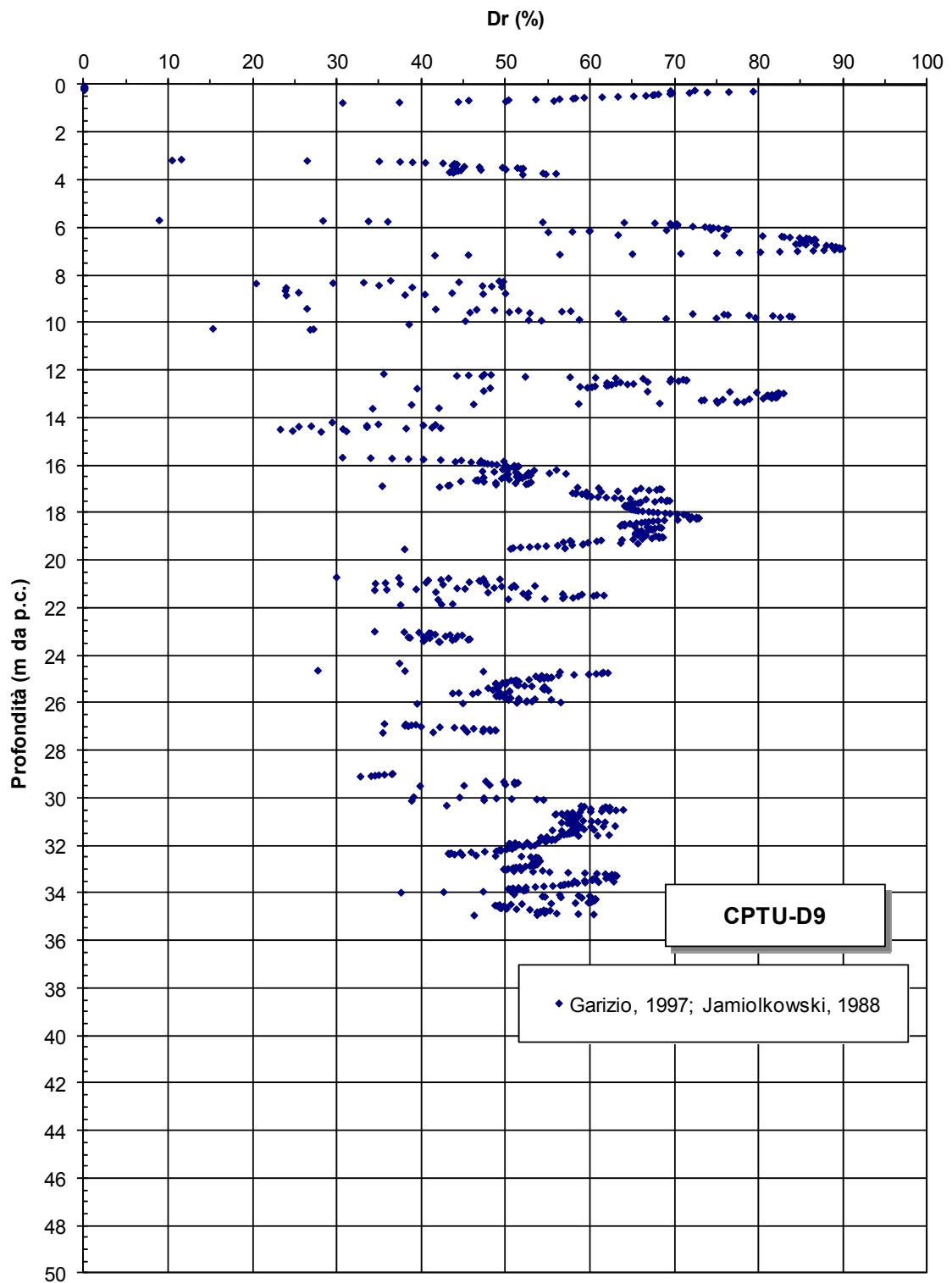
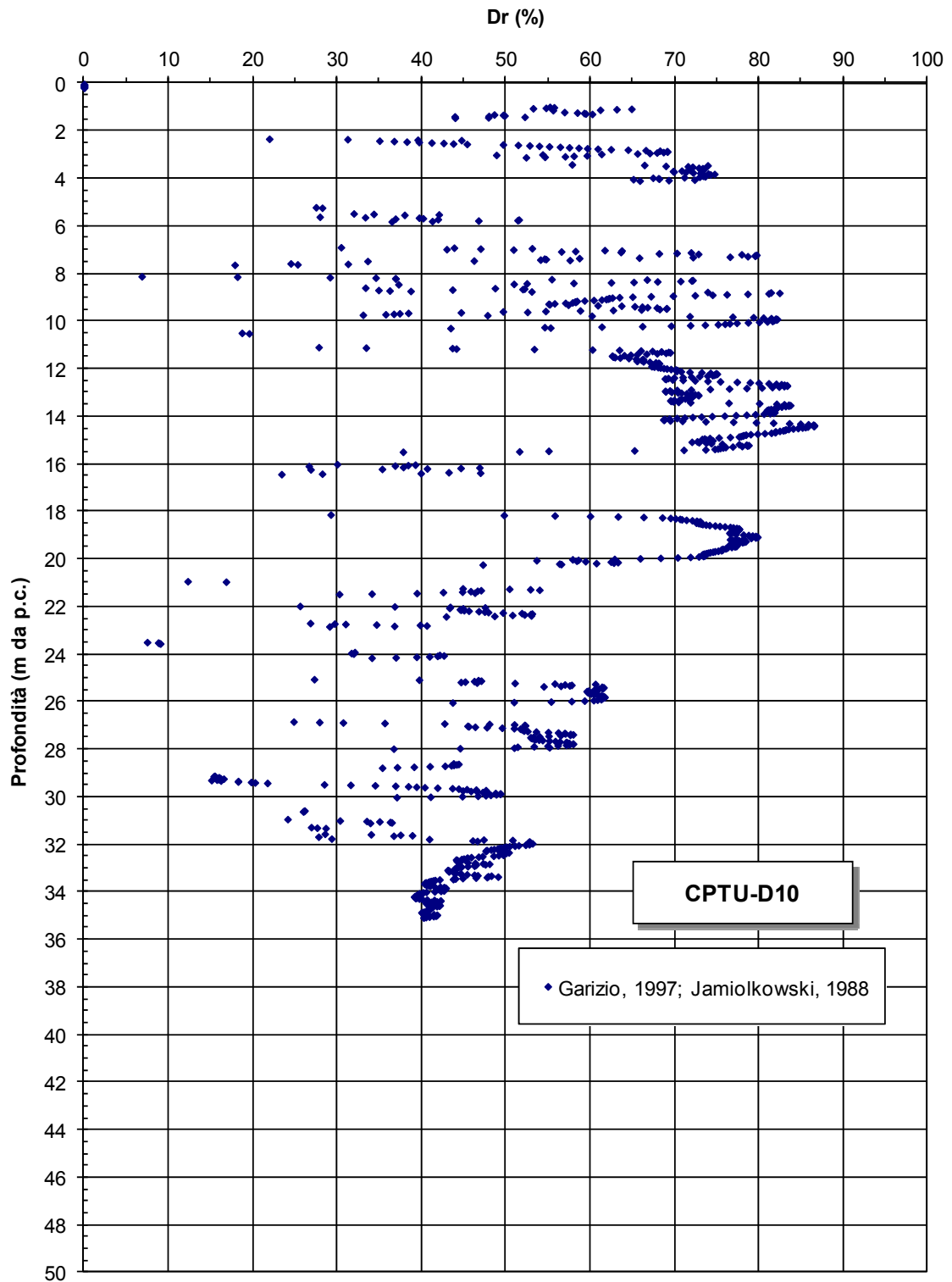


Figura 9.33m: Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di DR



**Figura 9.33n:** Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di DR



**Figura 9.33o:** Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di DR

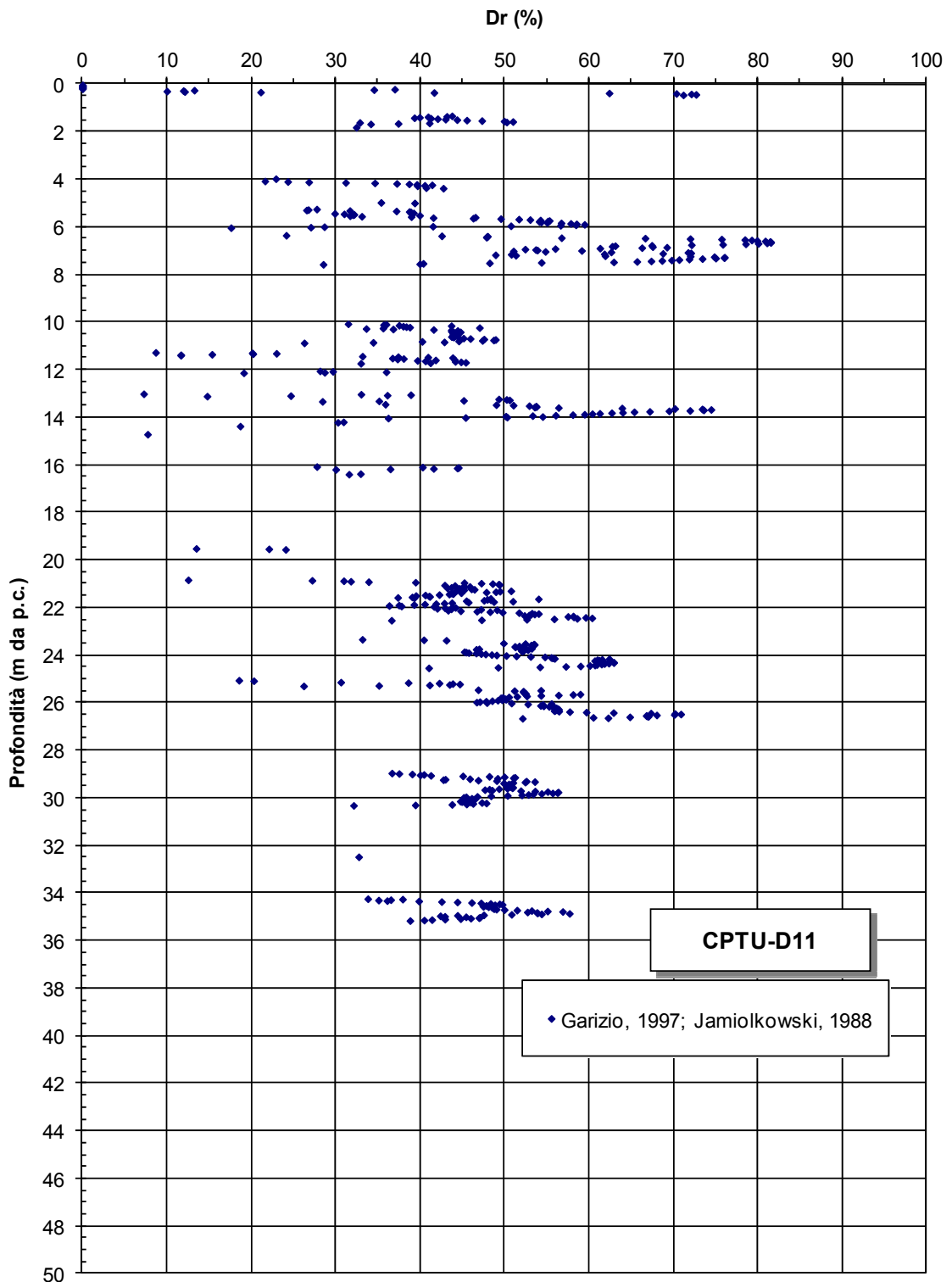


Figura 9.33p: Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di DR

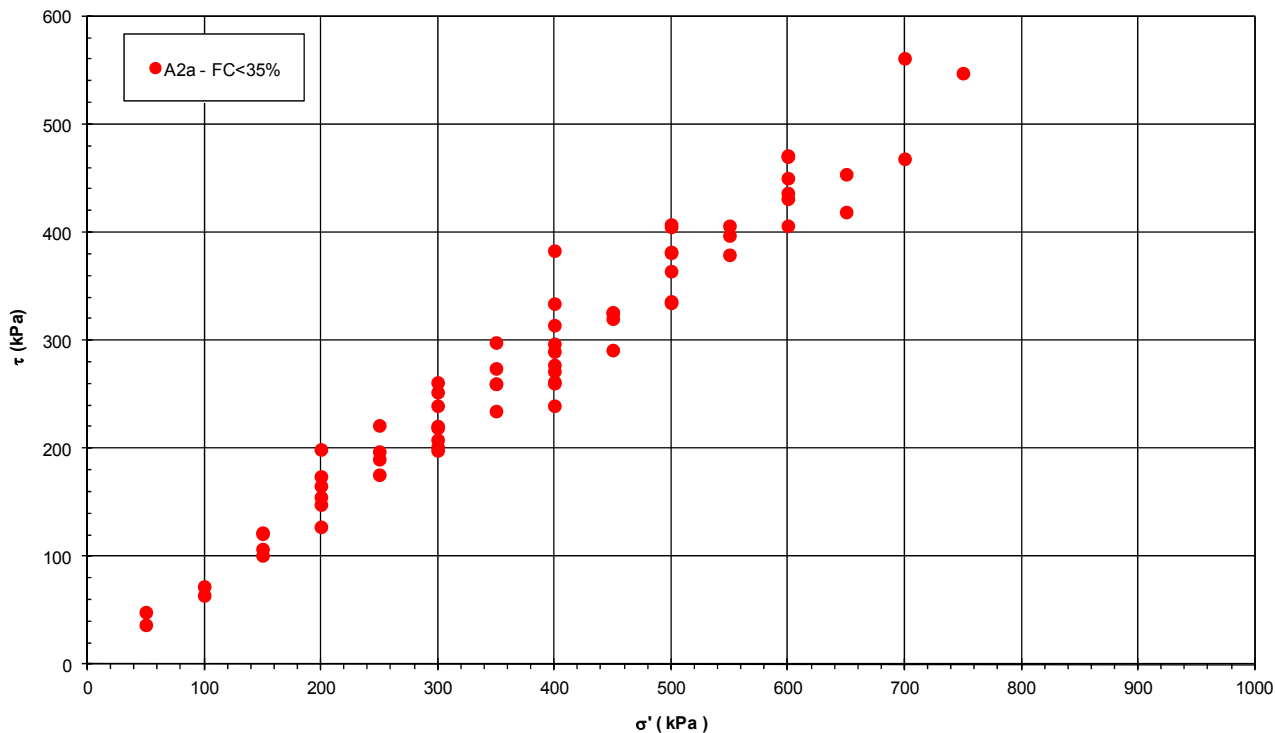


Figura 9.34a: Formazione A2a – Prove TD

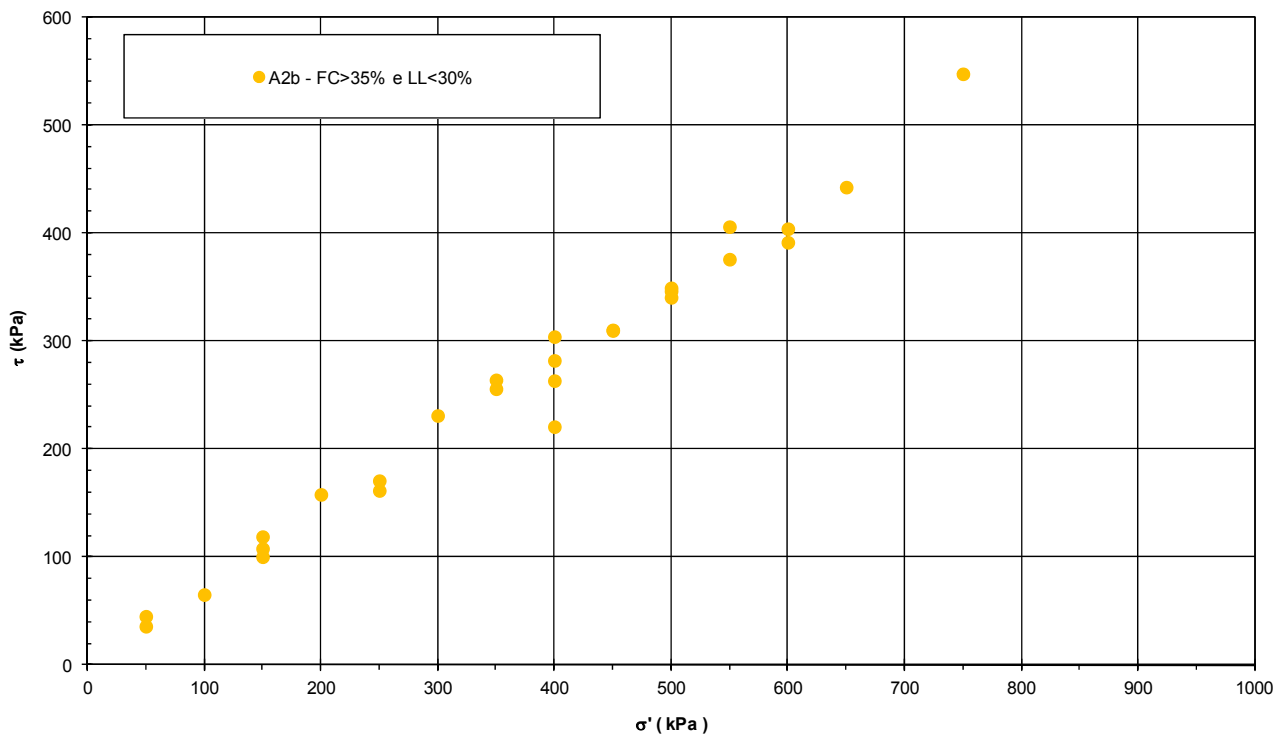


Figura 9.34b: Formazione A2b – Prove TD



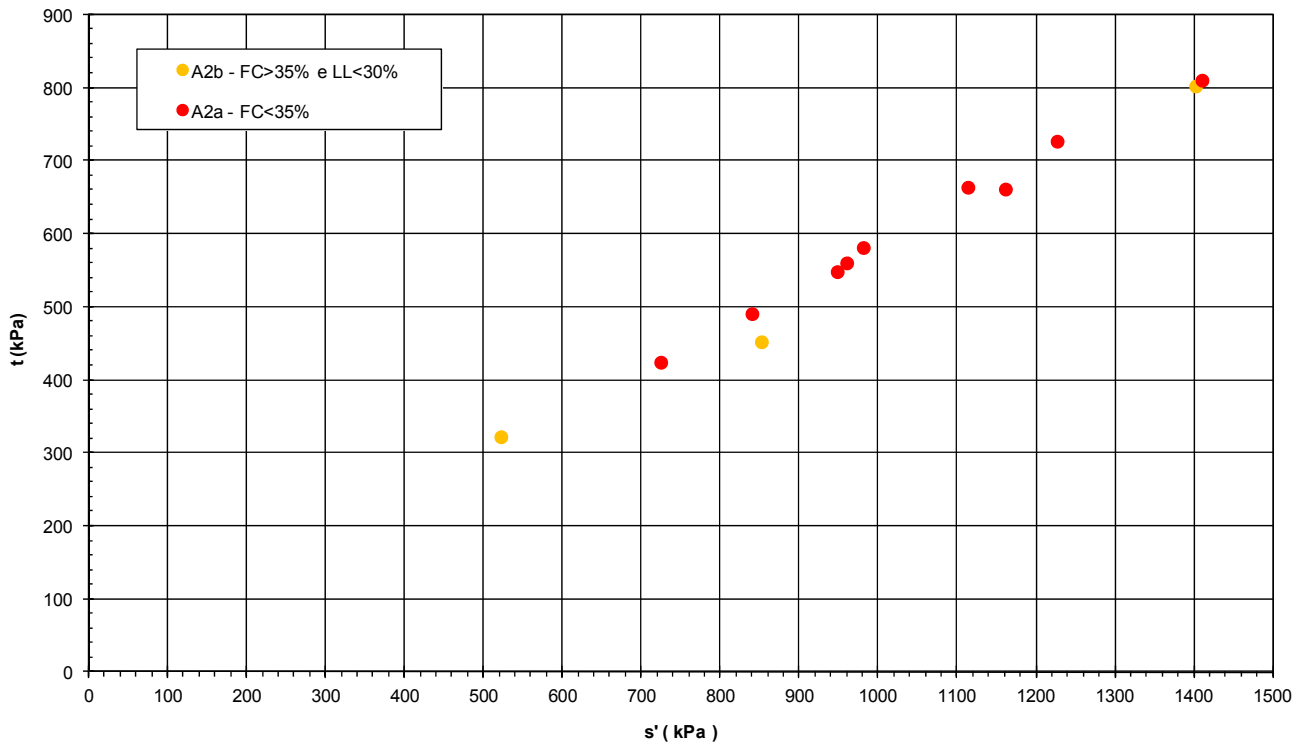
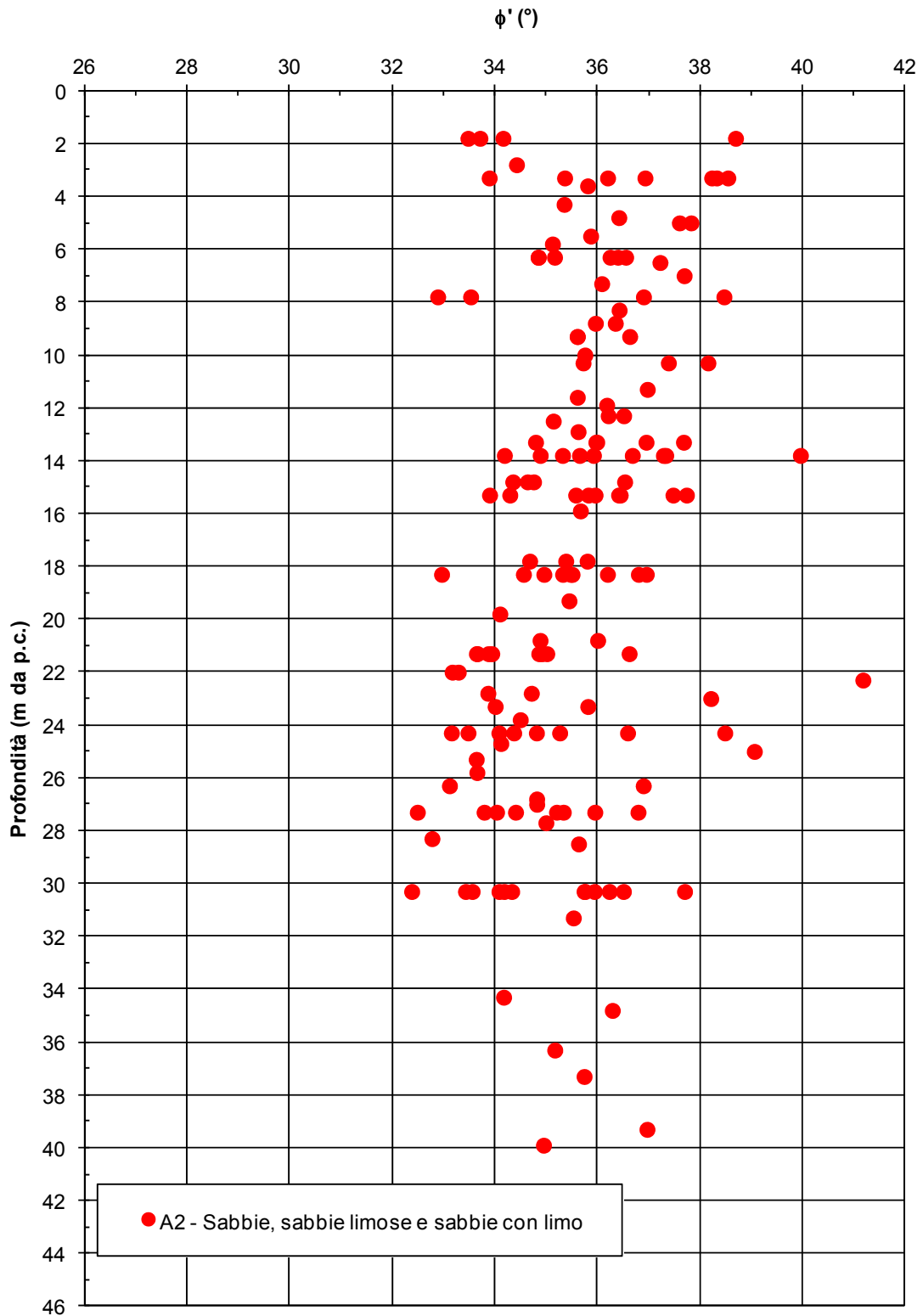
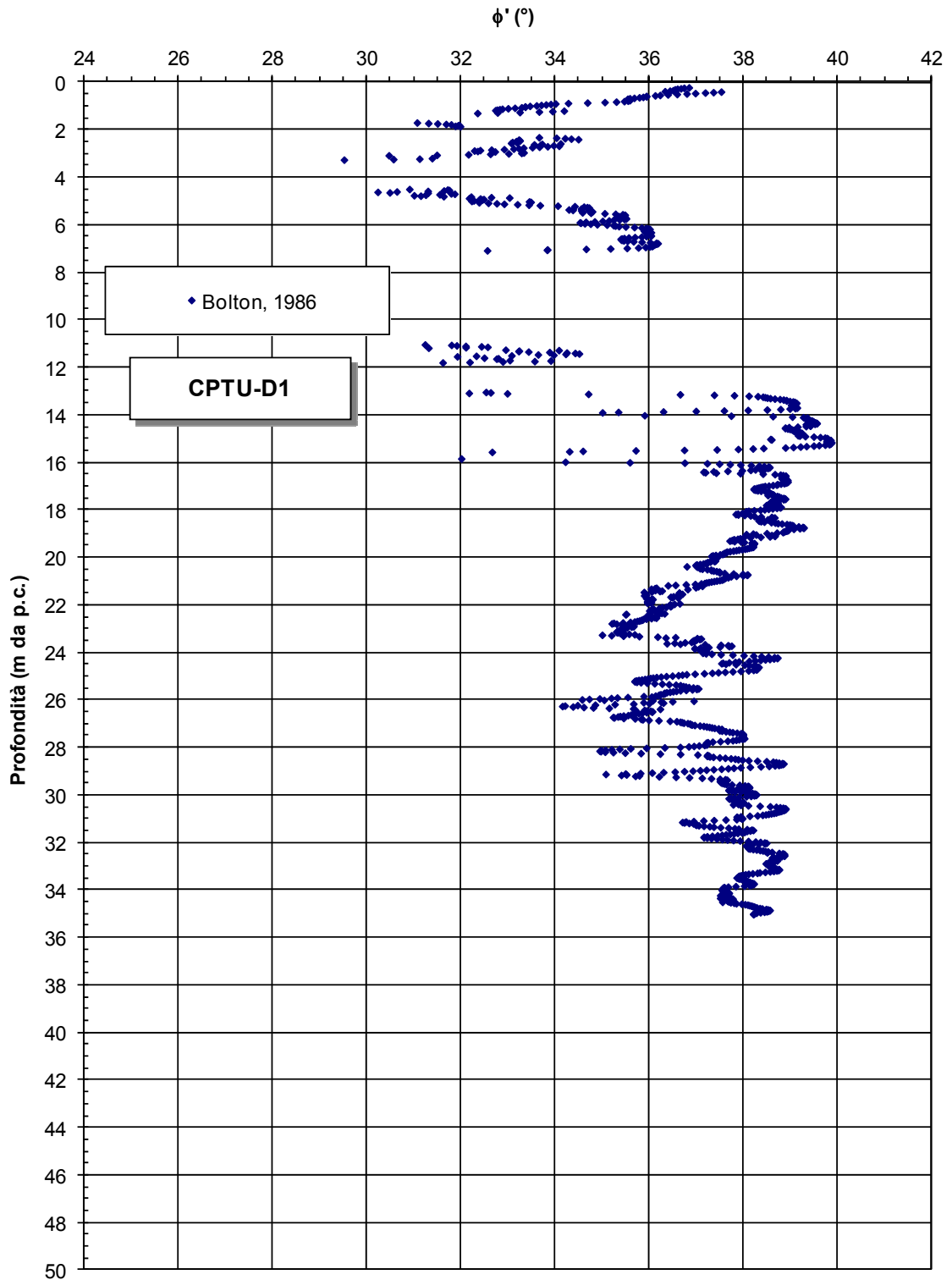


Figura 9.35: Formazione A2 – Prove TXCID



**Figura 9.36:** Formazione A2 – Prove SPT - Valori di  $\phi'$



**Figura 9.37a:** Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di  $\phi'$

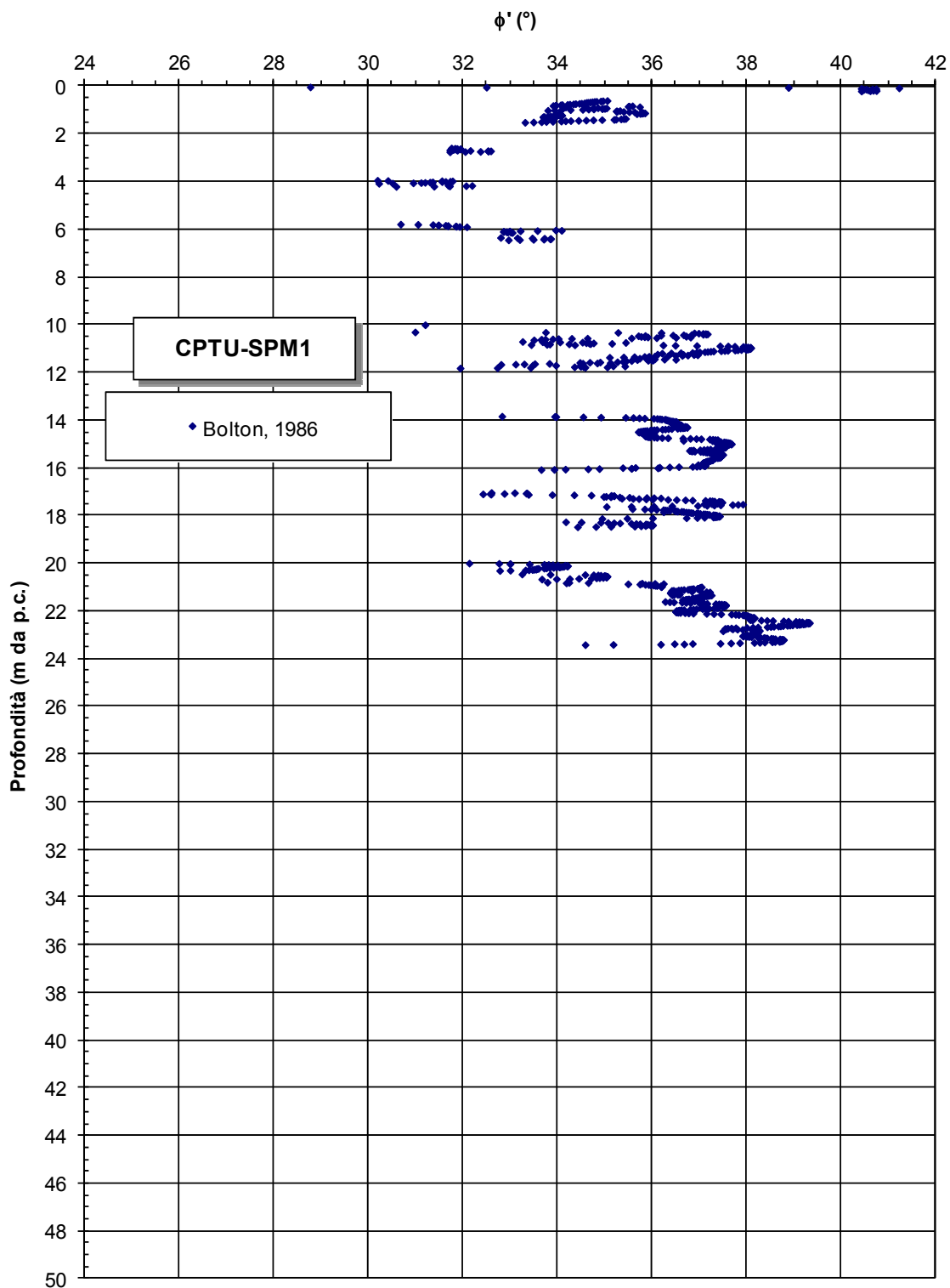


Figura 9.37b: Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di  $\phi'$

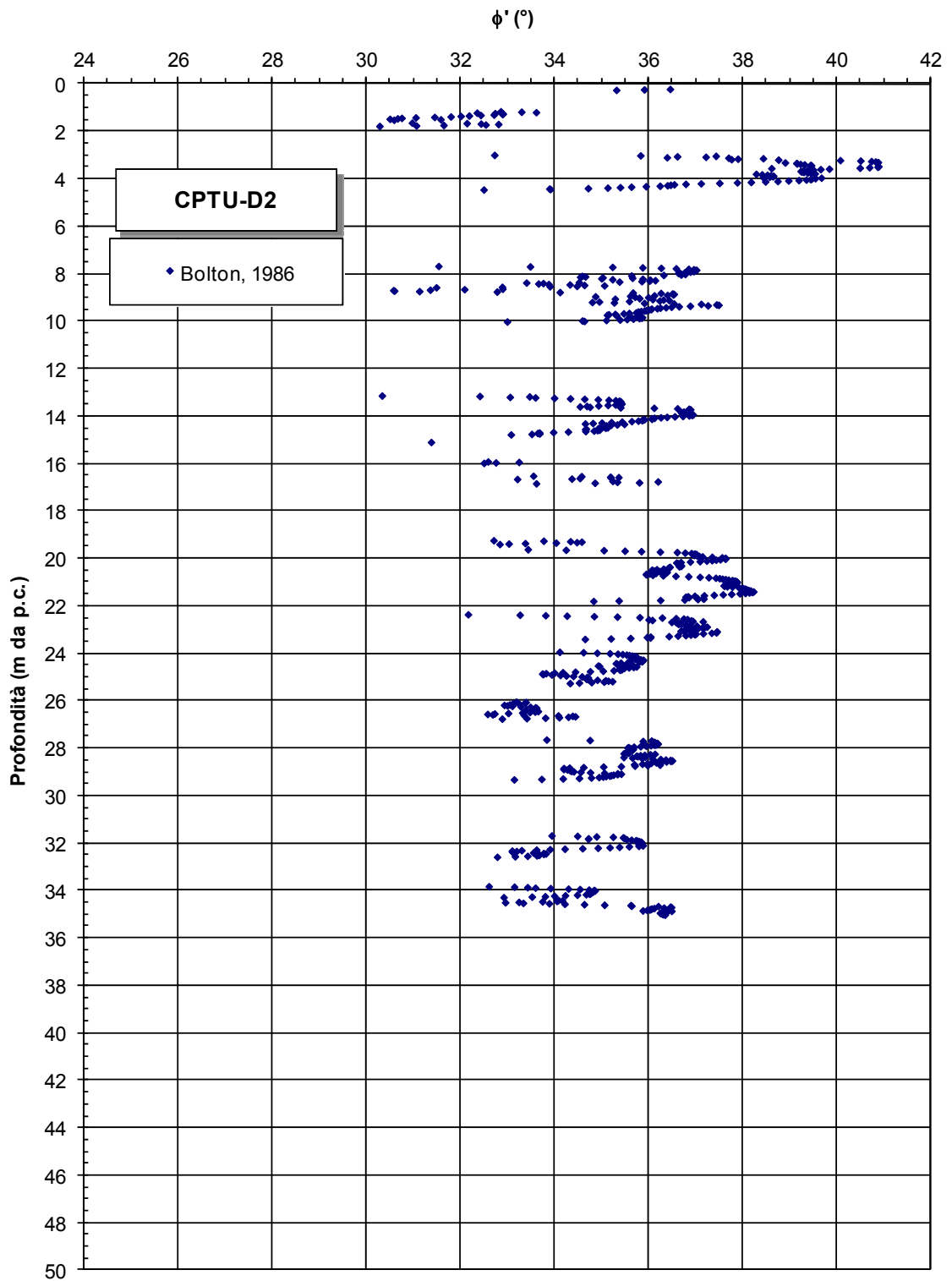


Figura 9.37c: Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di  $\phi'$

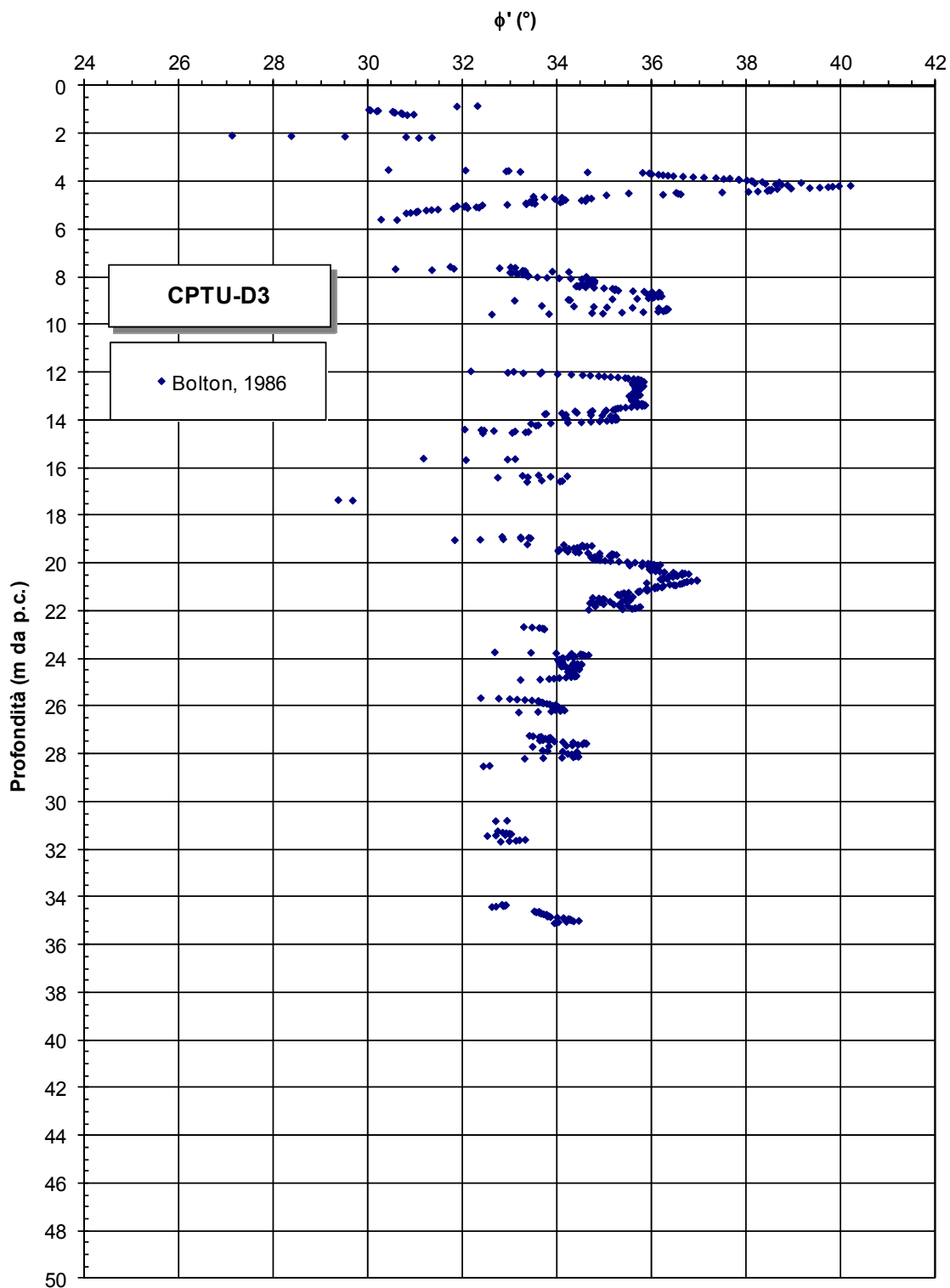


Figura 9.37d: Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di  $\phi'$

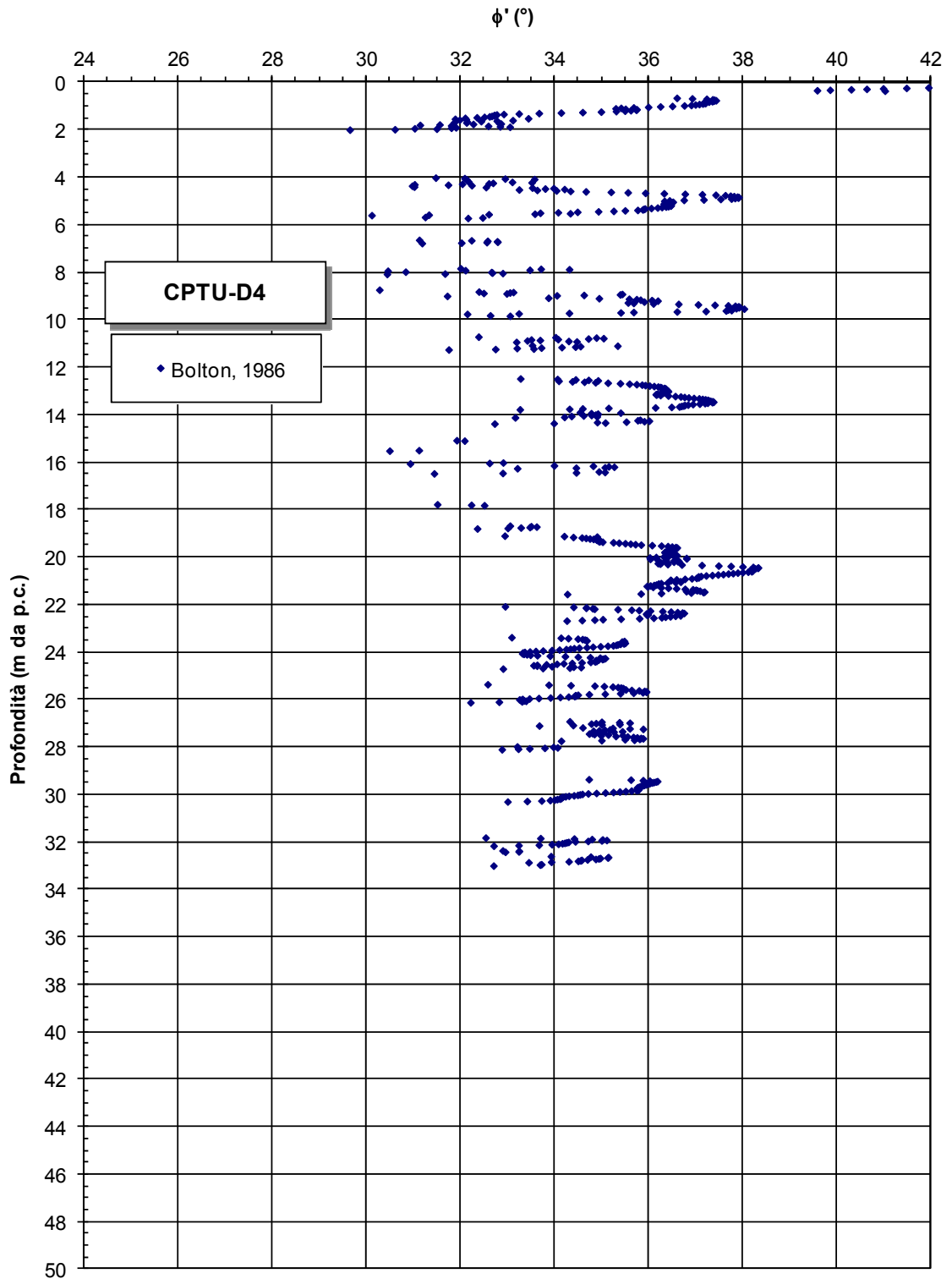
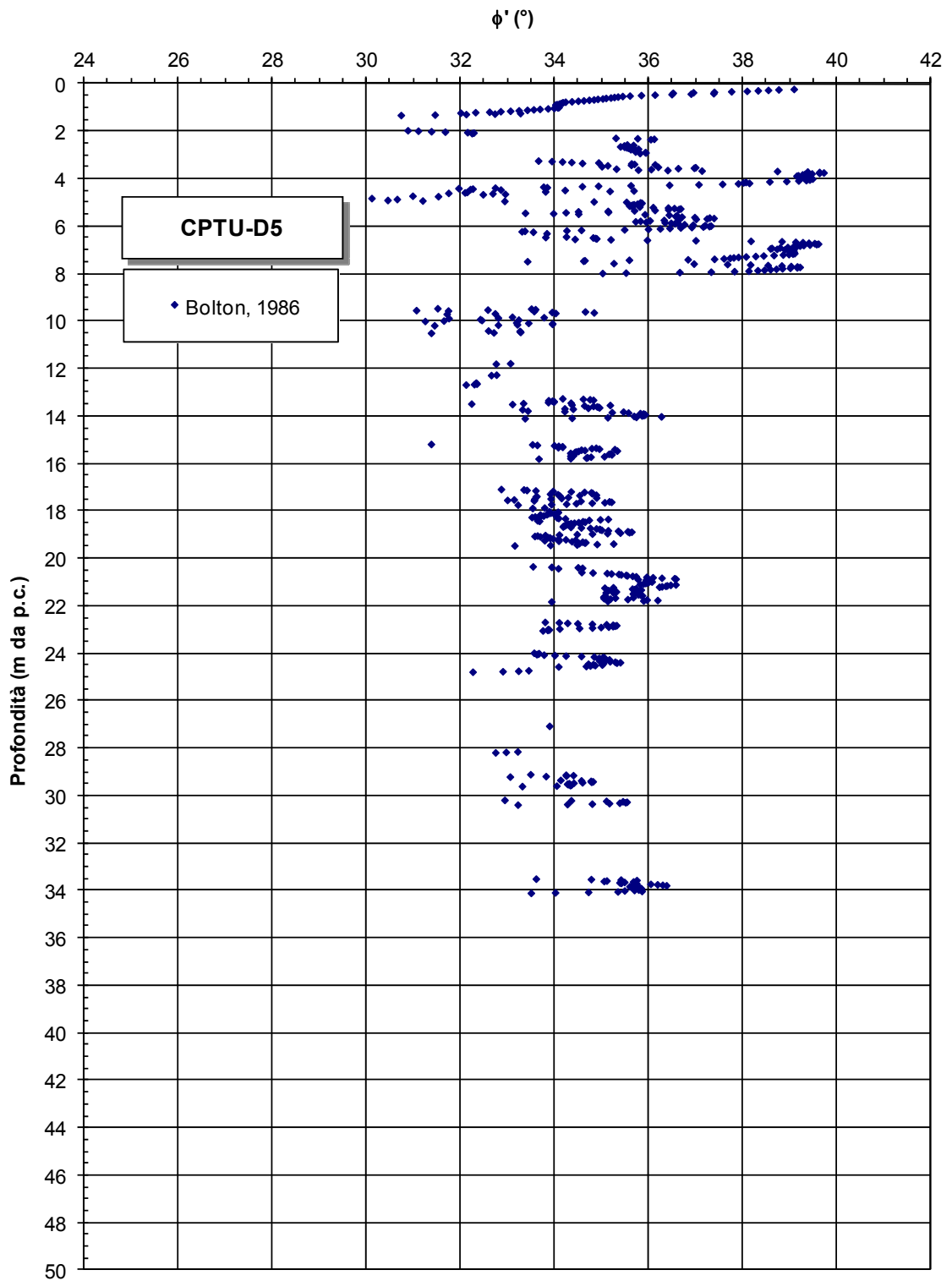


Figura 9.37e: Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di  $\phi'$



**Figura 9.37f:** Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di  $\phi'$



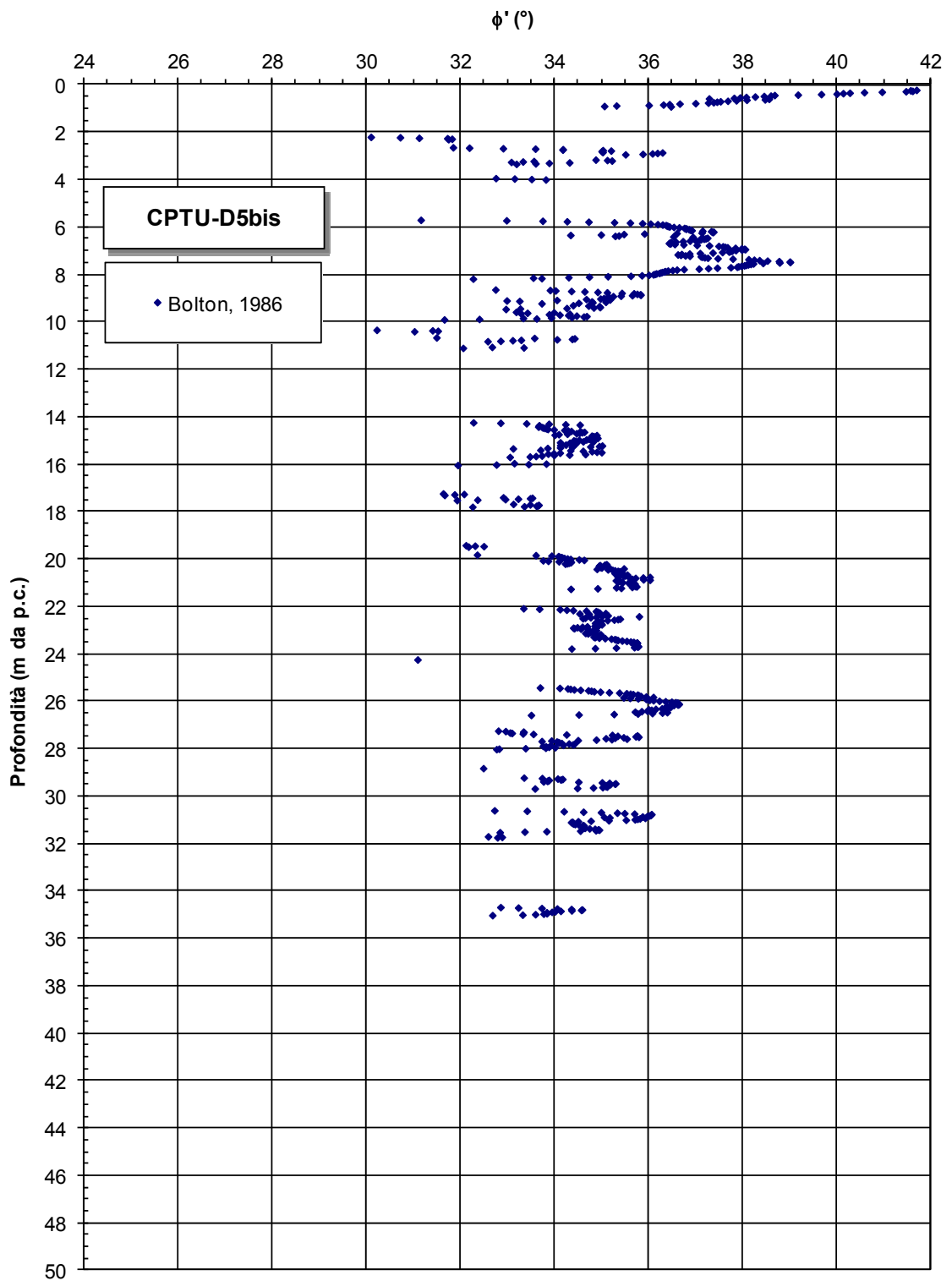
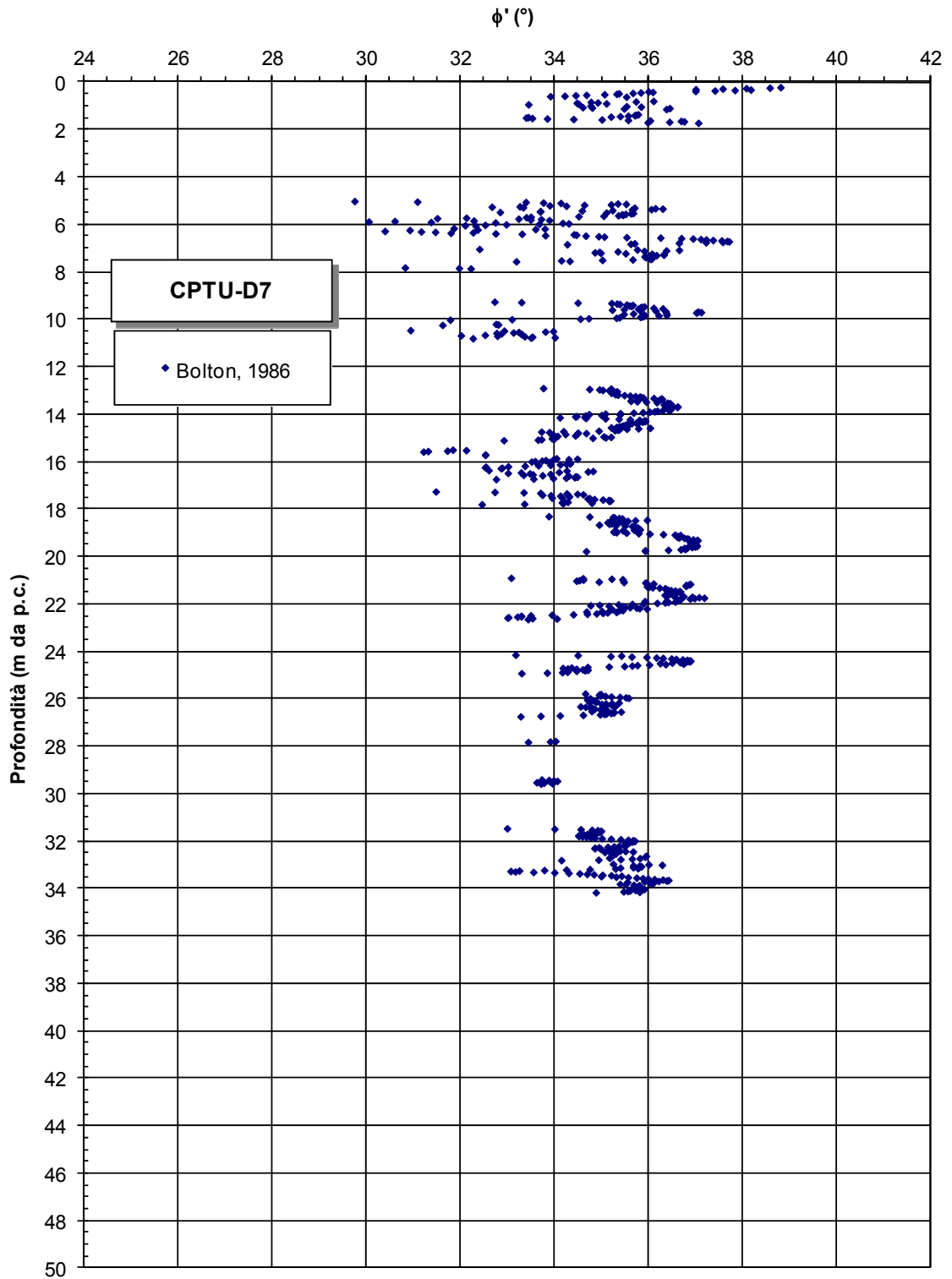
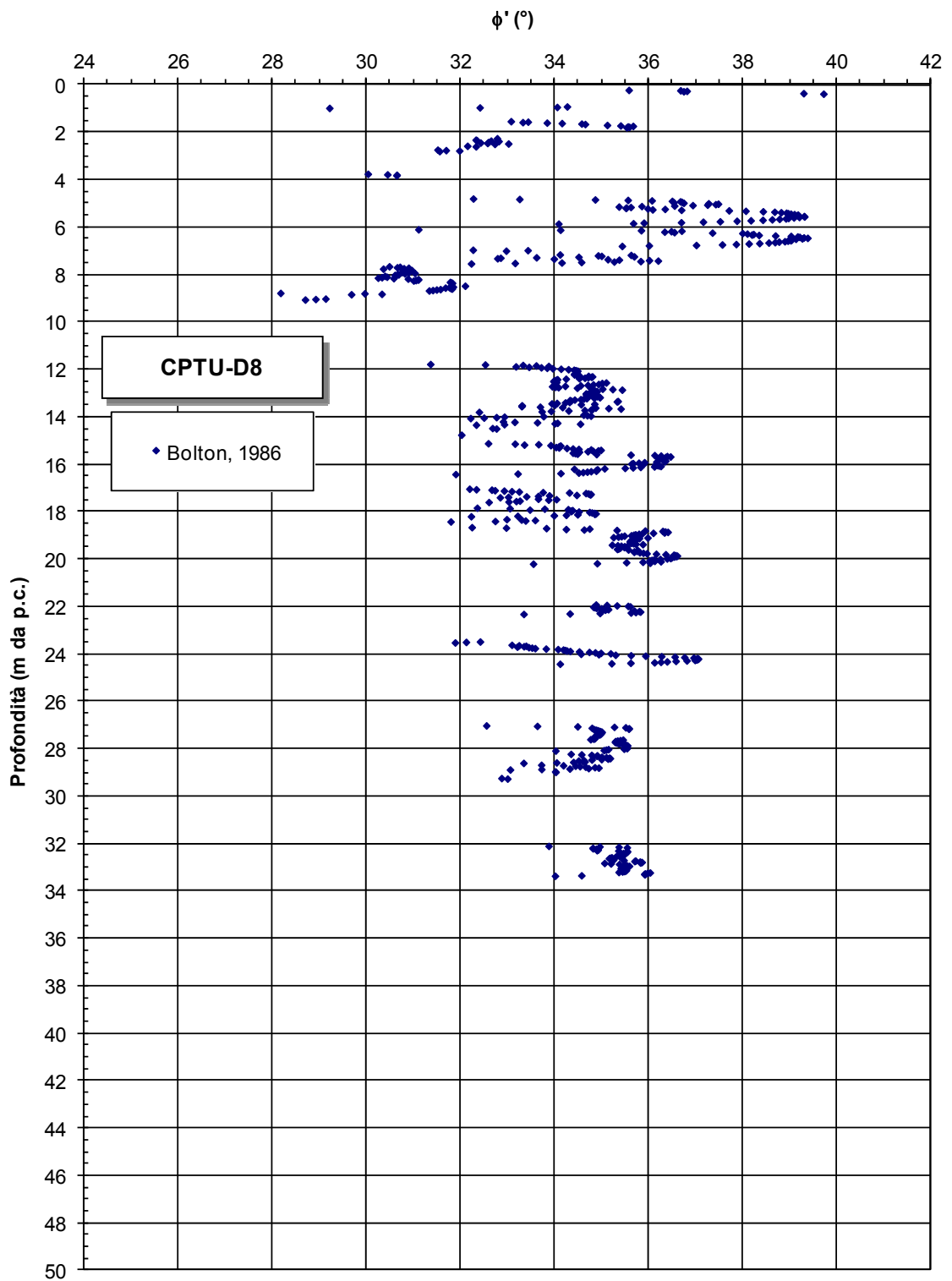


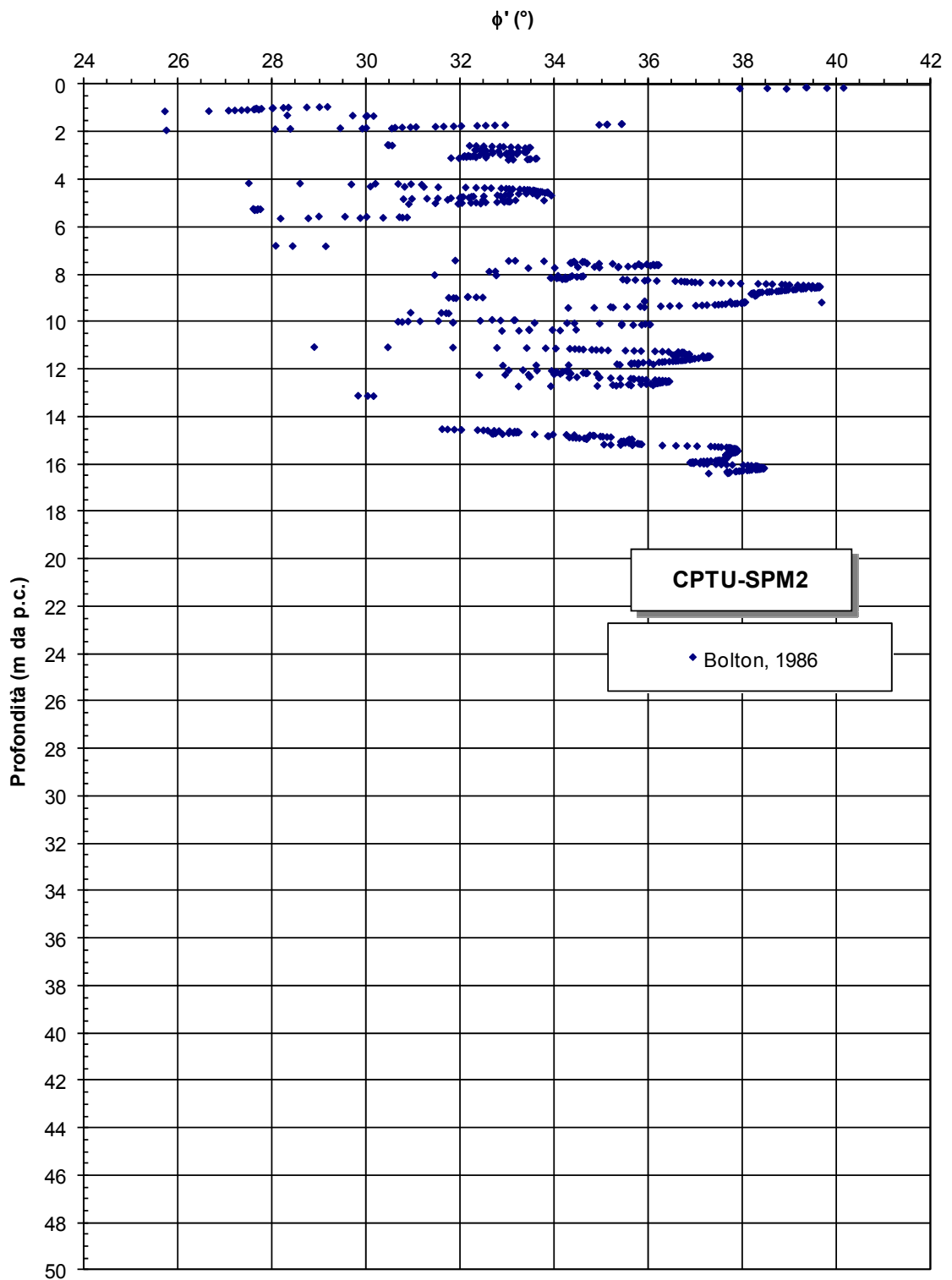
Figura 9.37g: Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di  $\phi'$



**Figura 9.37h:** Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di  $\phi'$



**Figura 9.37i:** Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di  $\phi'$



**Figura 9.371:** Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di  $\phi'$

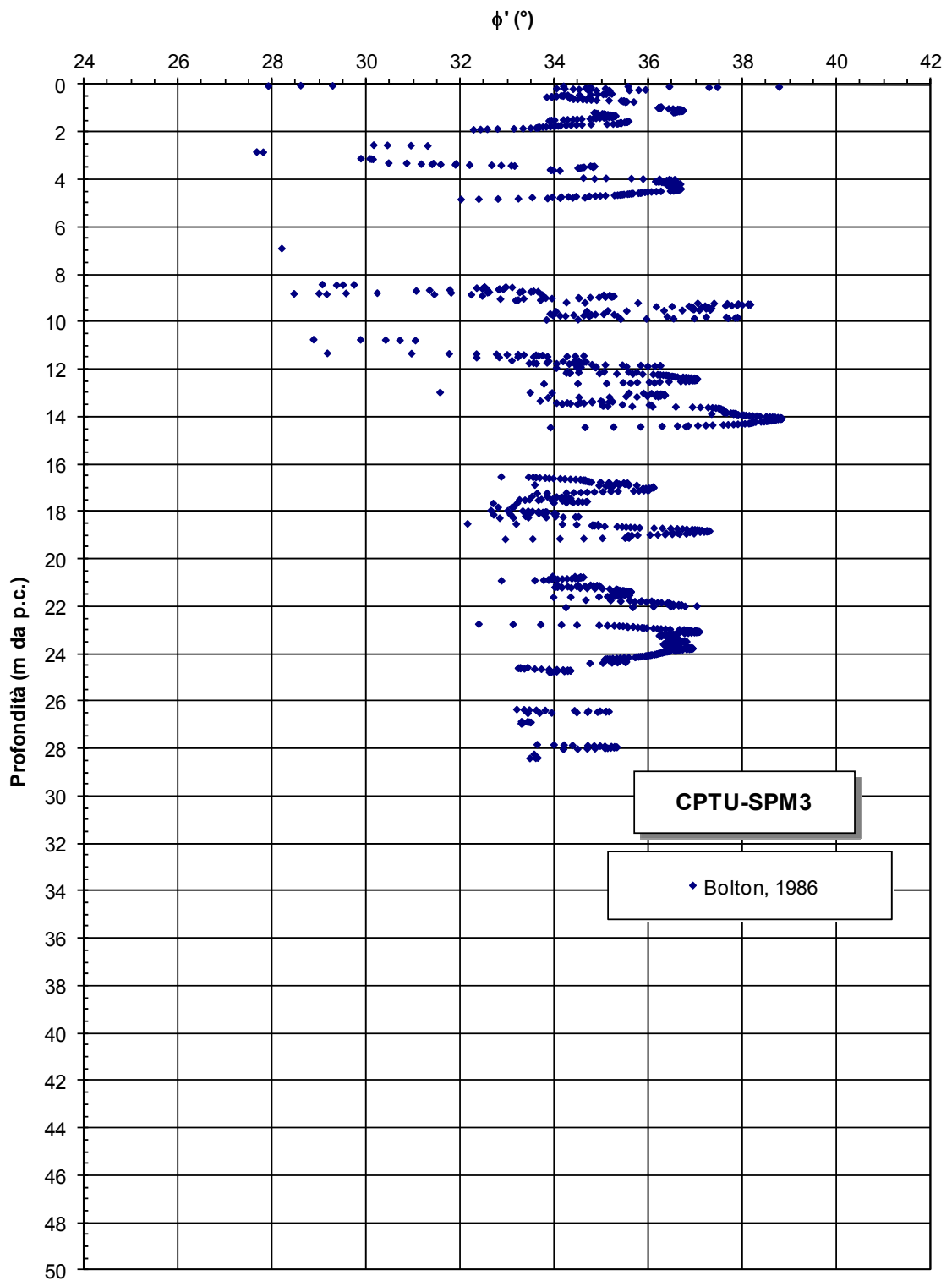


Figura 9.37m: Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di  $\phi'$

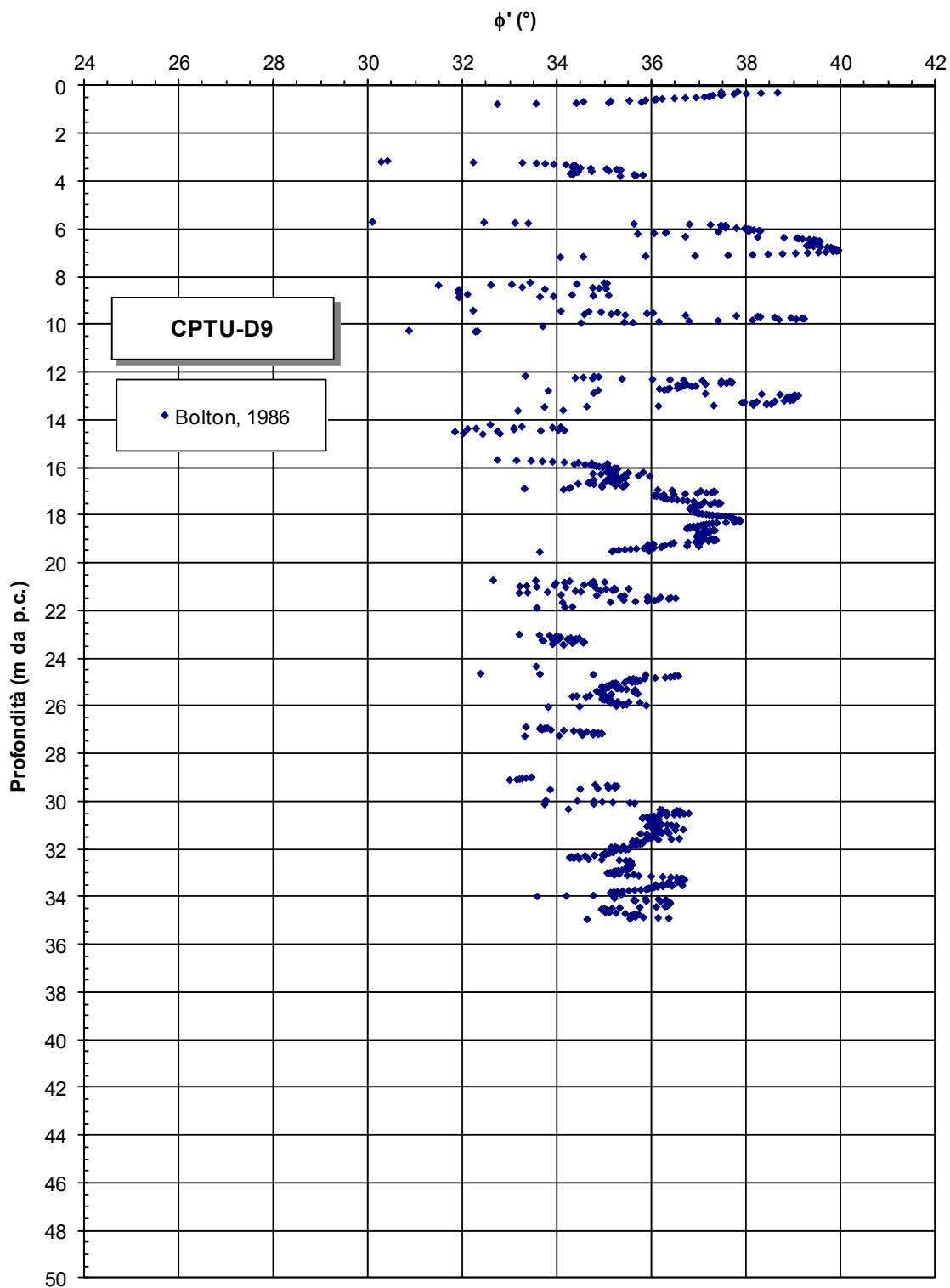


Figura 9.37n: Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di  $\phi'$

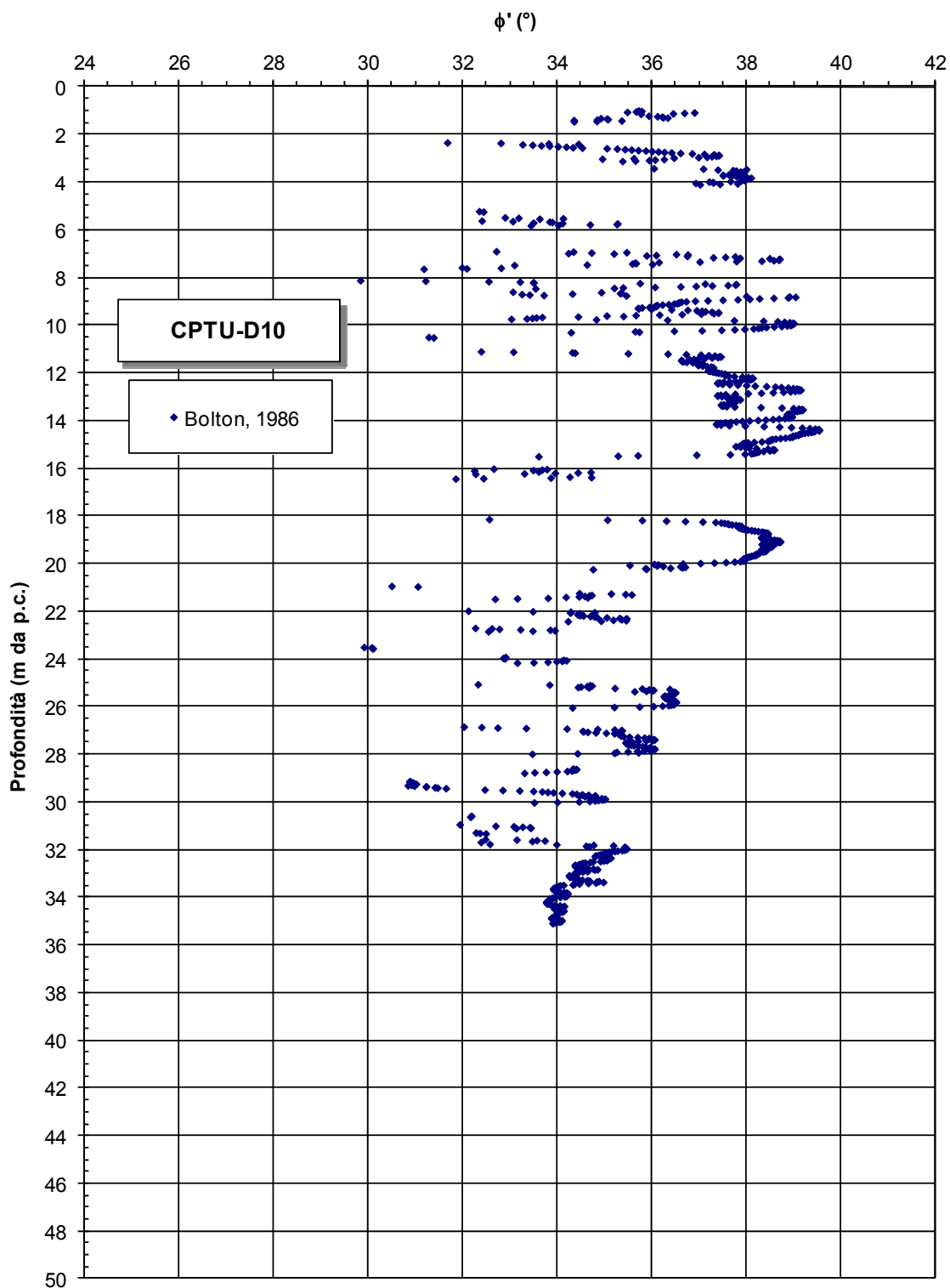


Figura 9.37o: Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di  $\phi'$

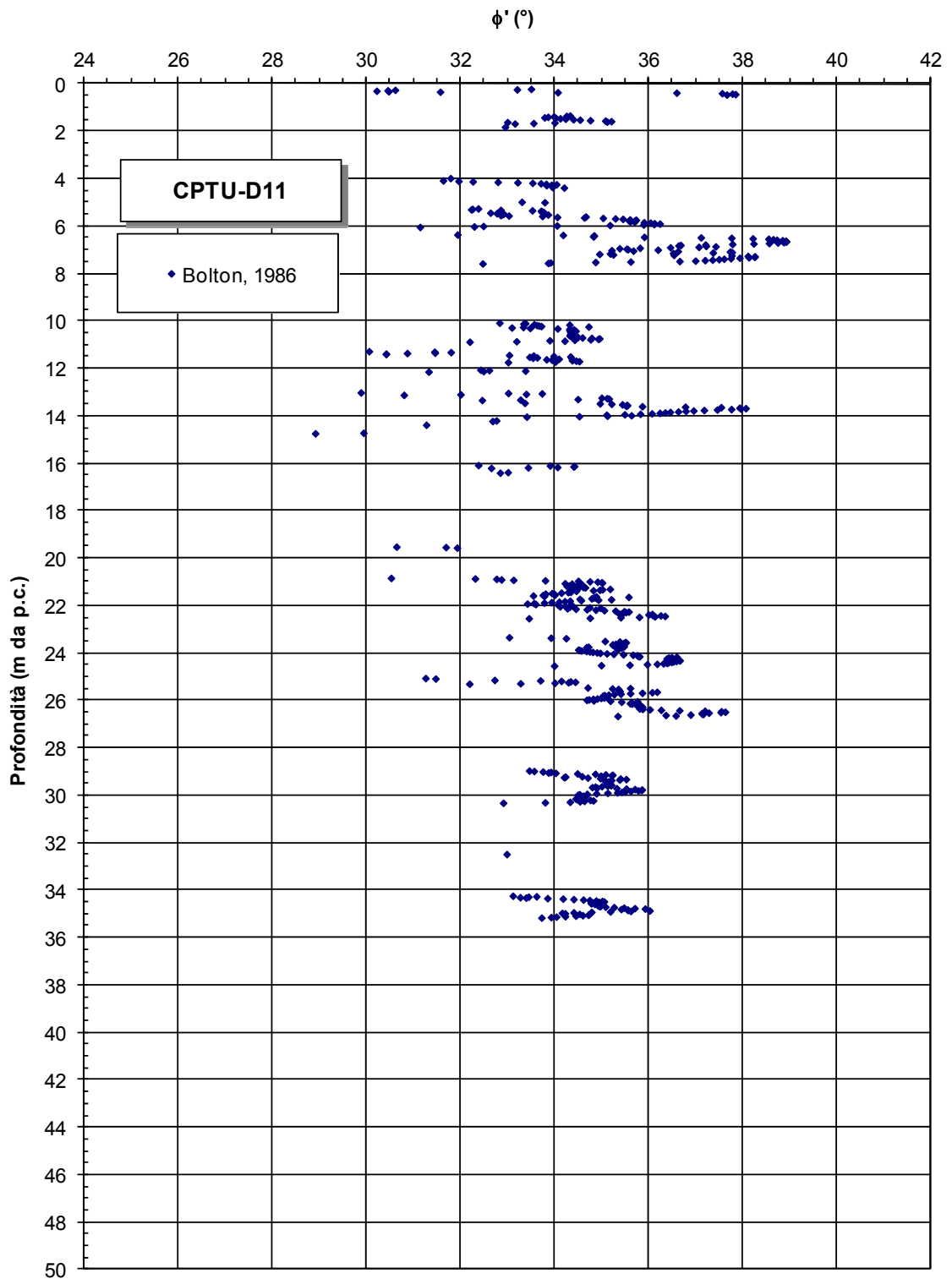


Figura 9.37p: Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di  $\phi'$



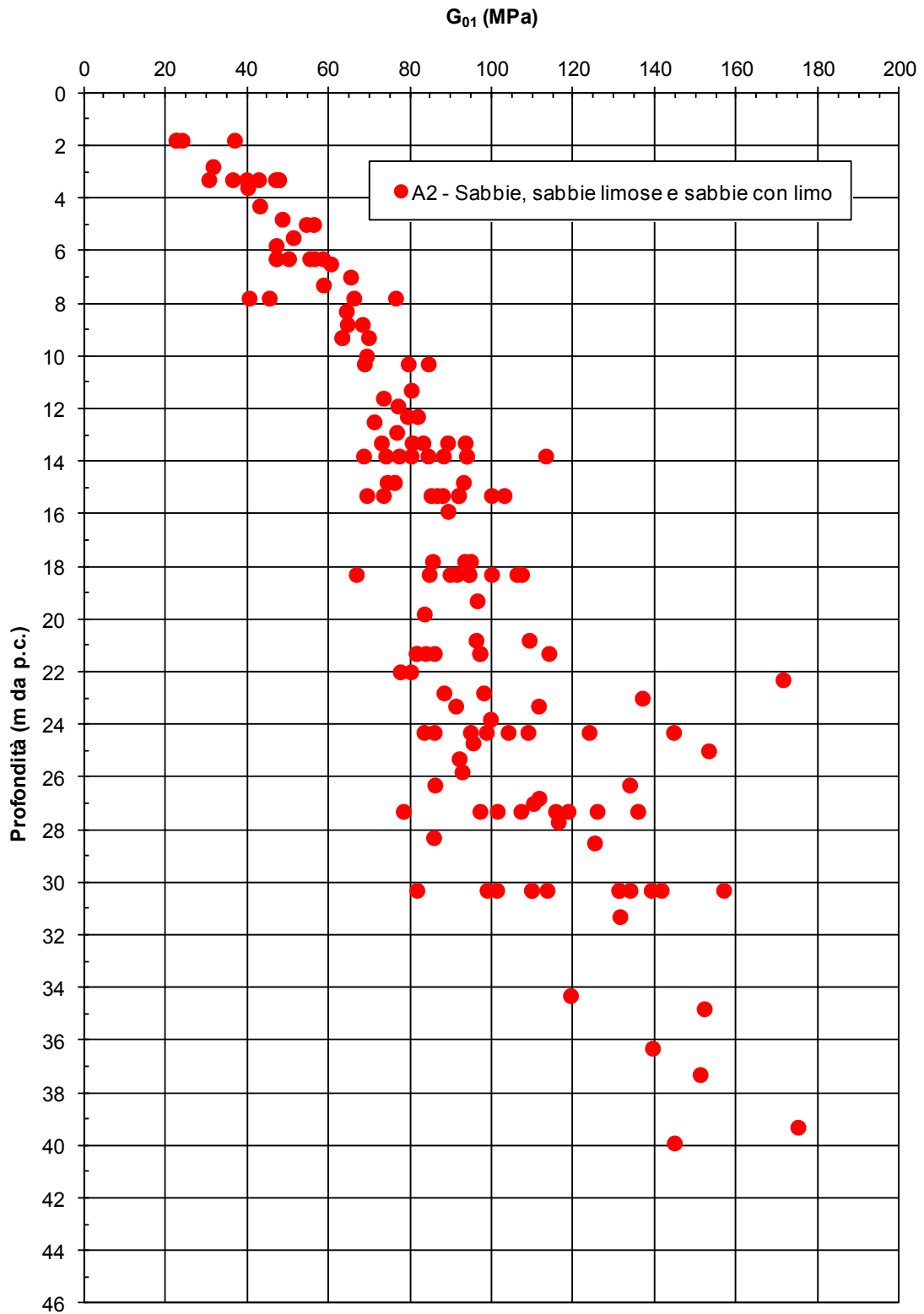


Figura 9.38: Formazione A2 – Prove SPT - Valori di  $G_{01}$

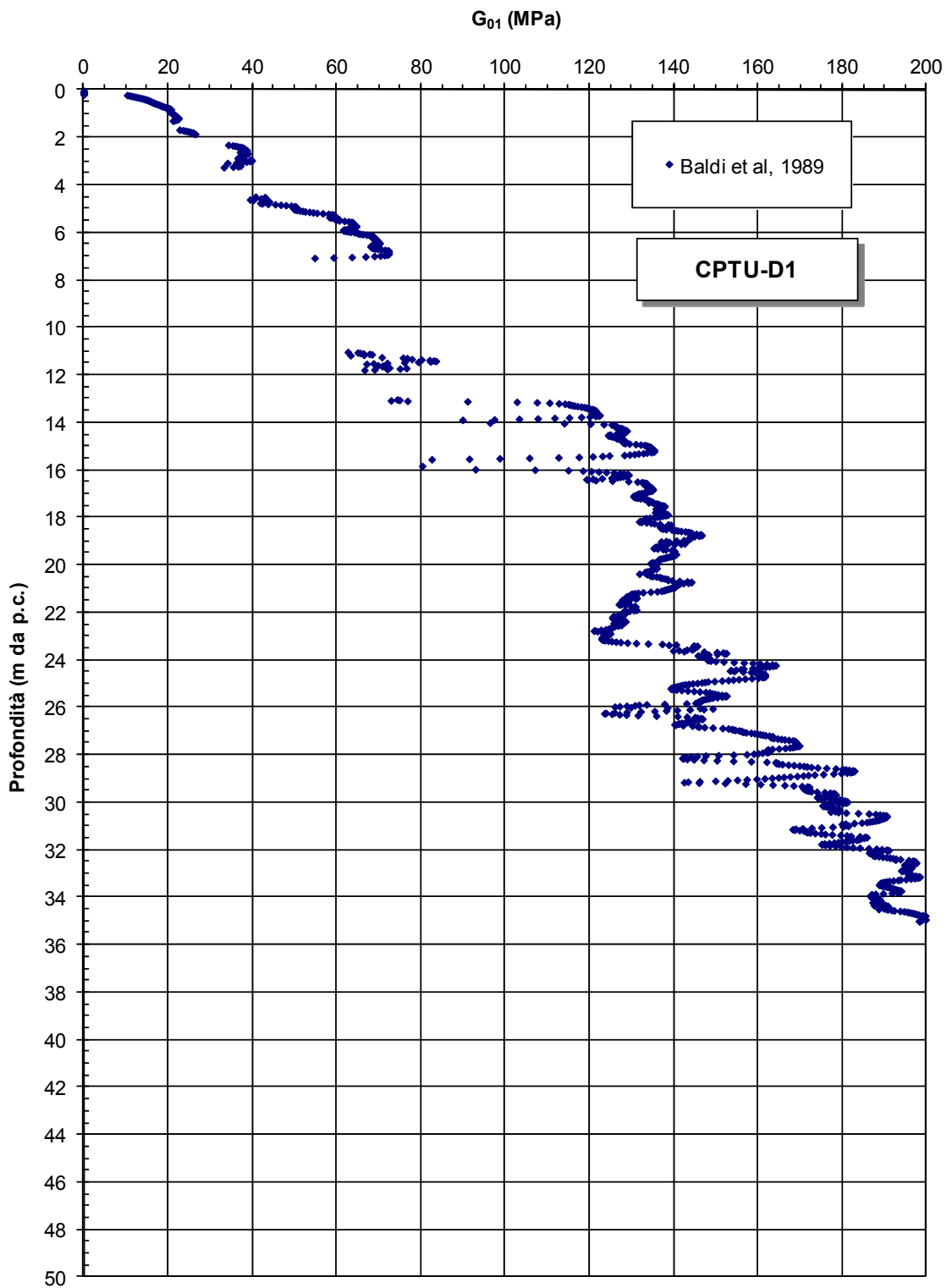


Figura 9.39a: Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di  $G_{01}$

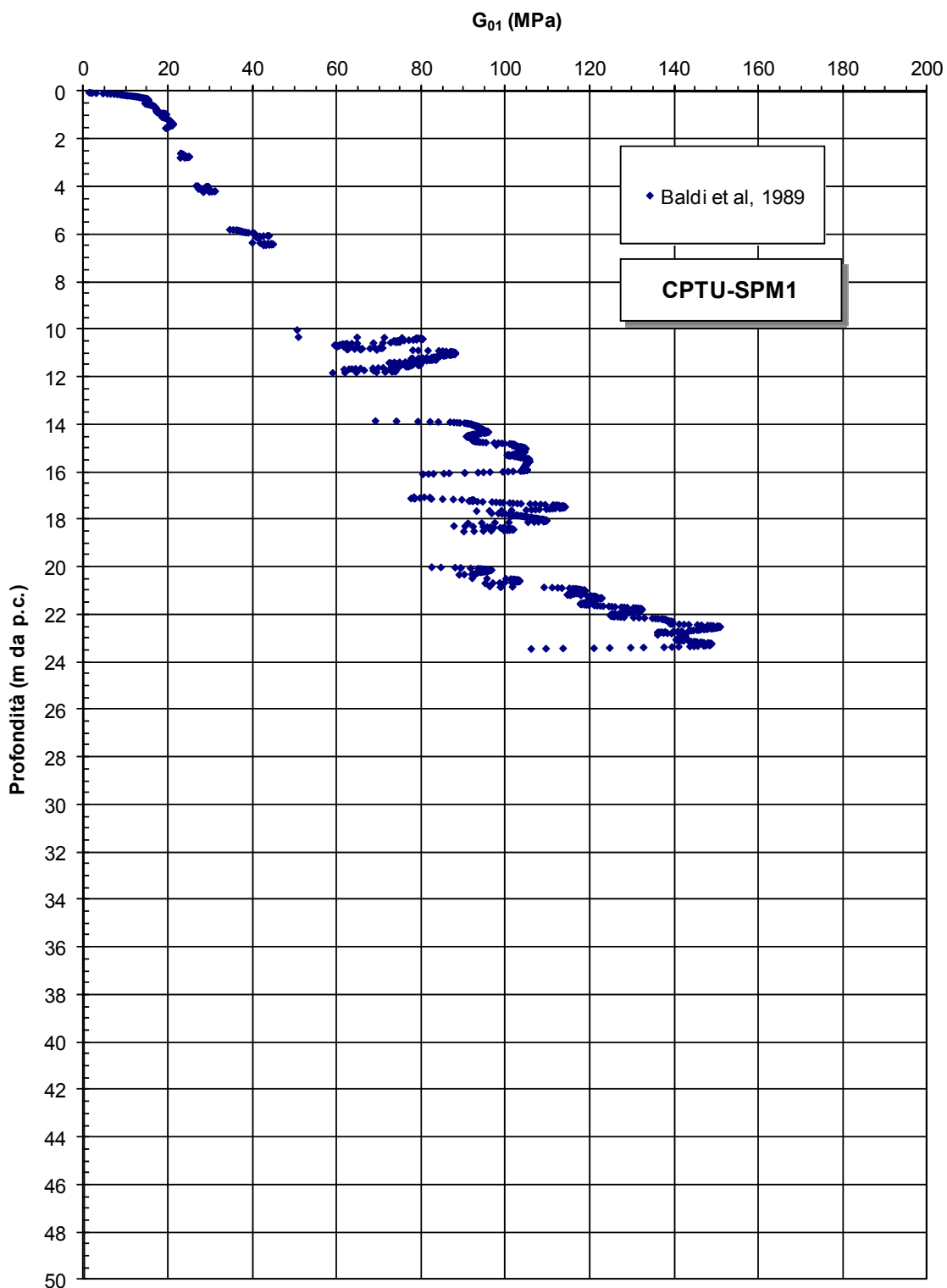


Figura 9.39b: Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di  $G_{01}$

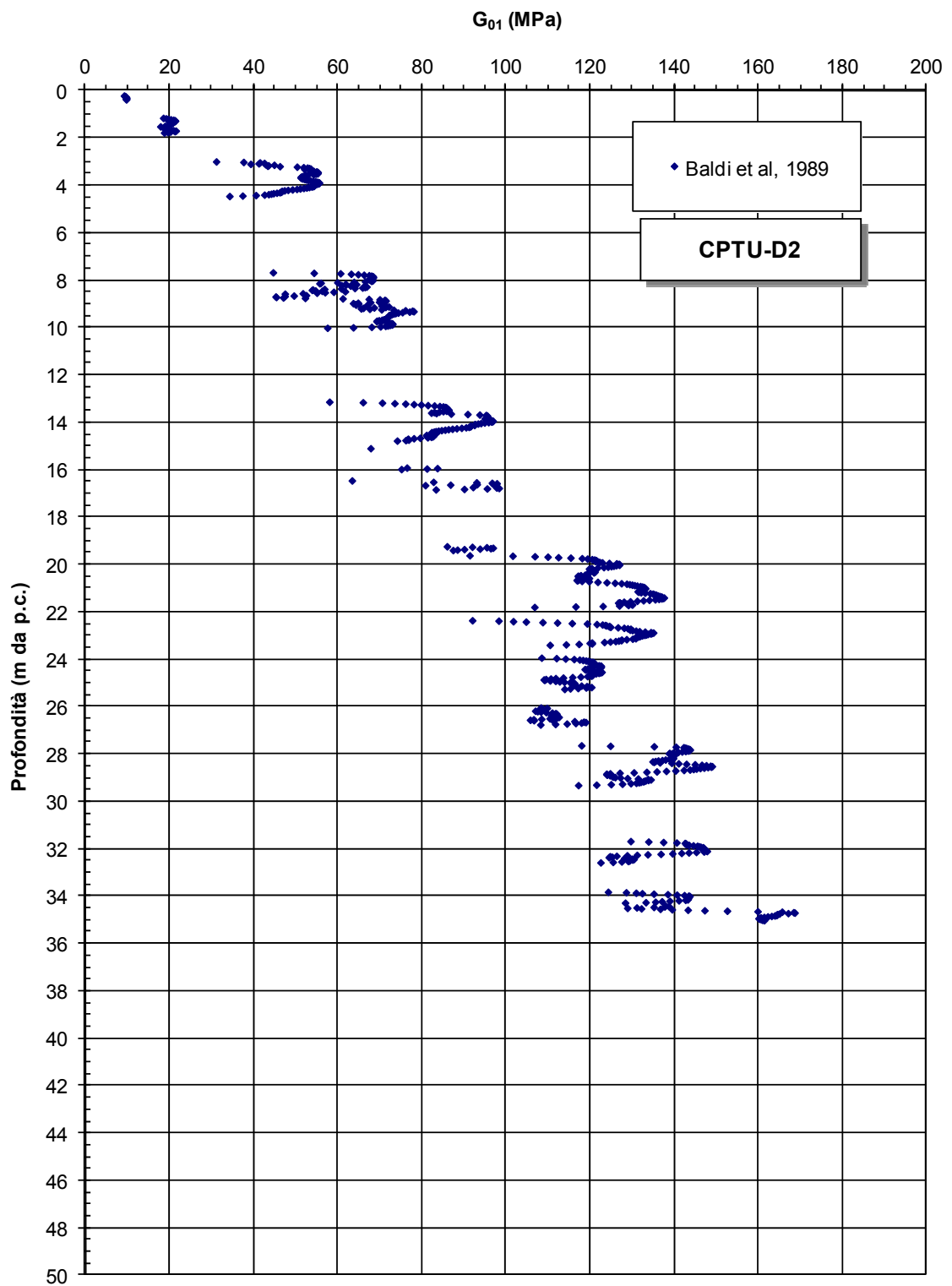


Figura 9.39c: Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di  $G_{01}$

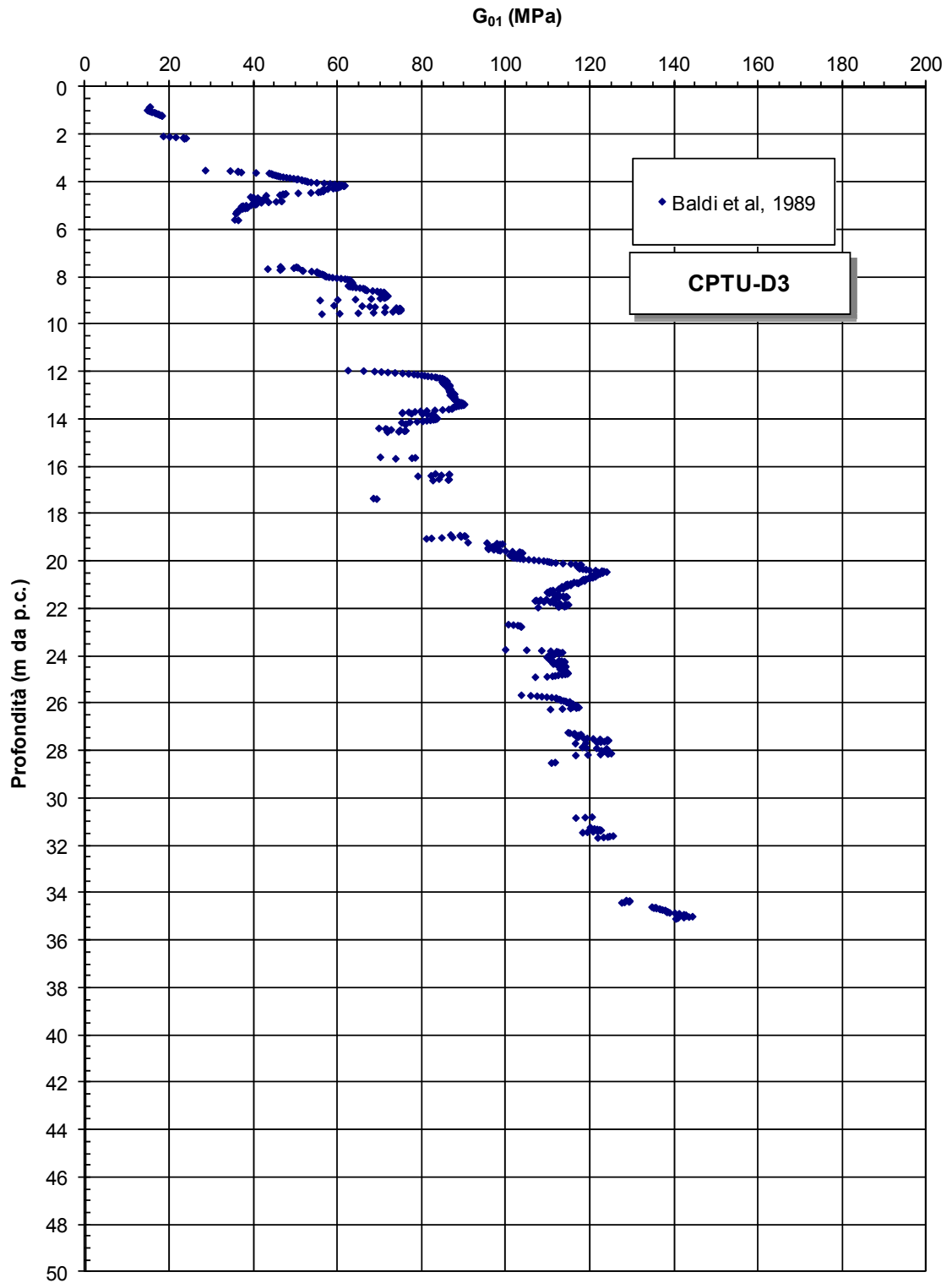


Figura 9.39d: Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di  $G_{01}$

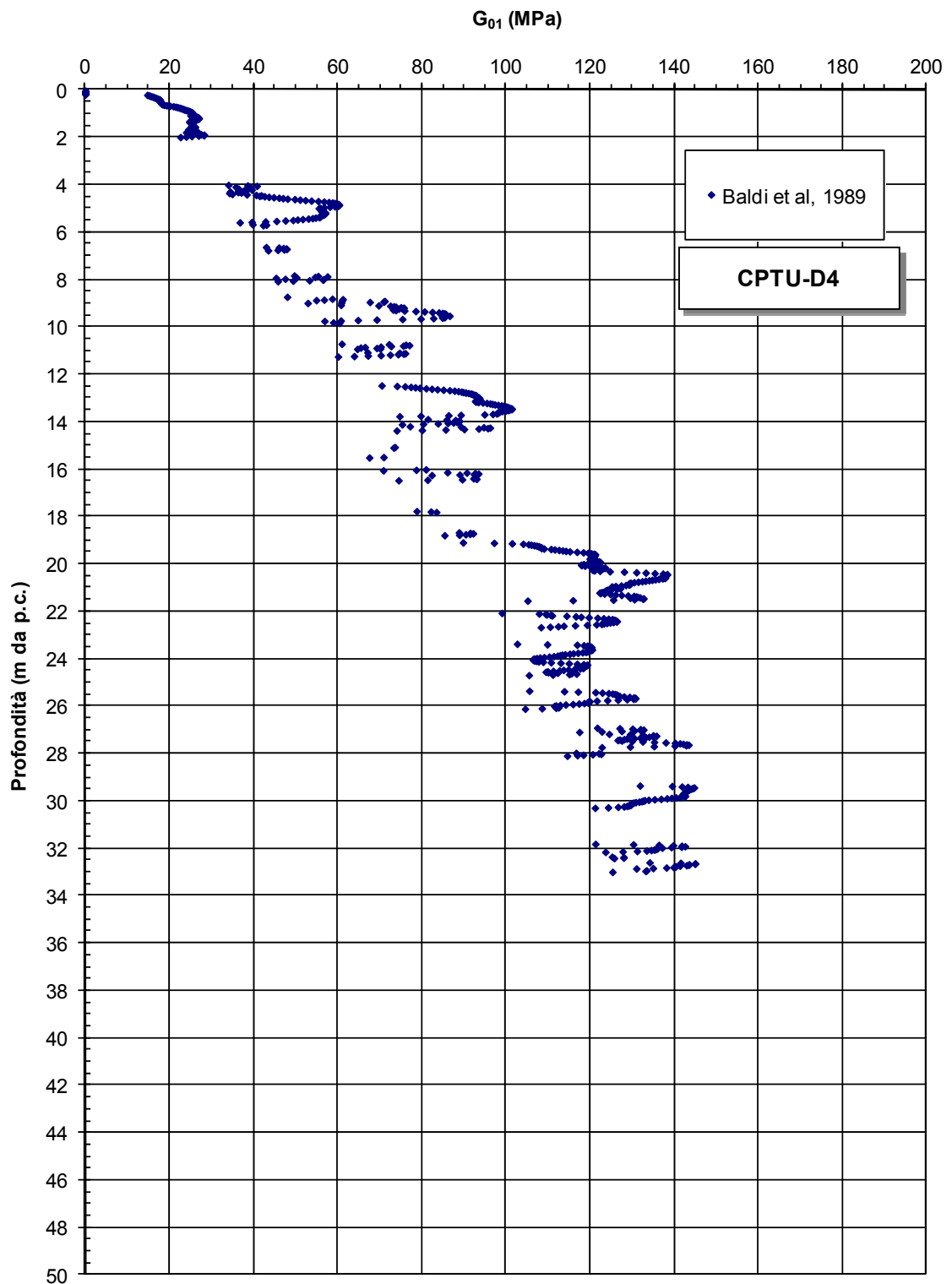


Figura 9.39e: Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di  $G_{01}$

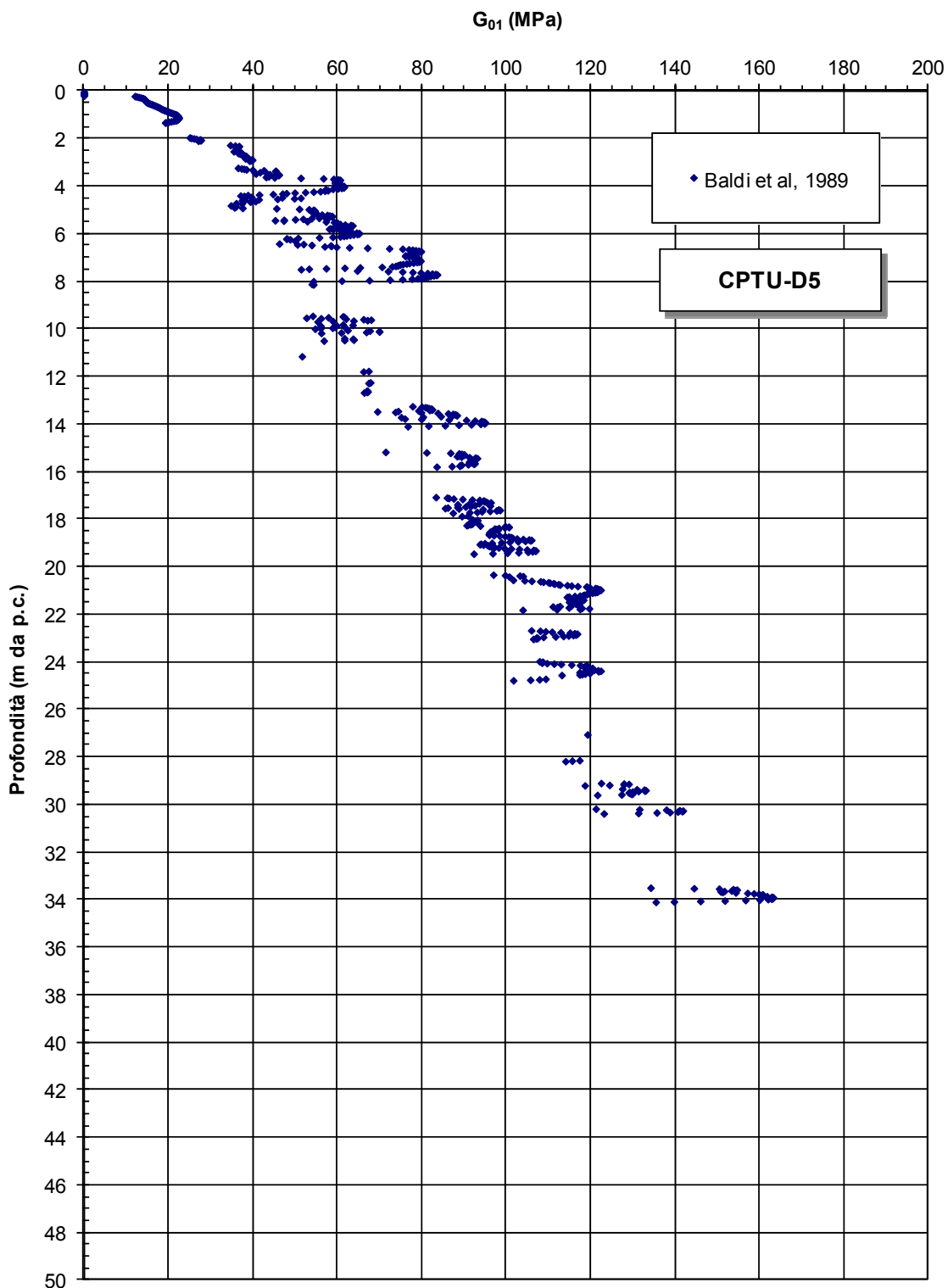
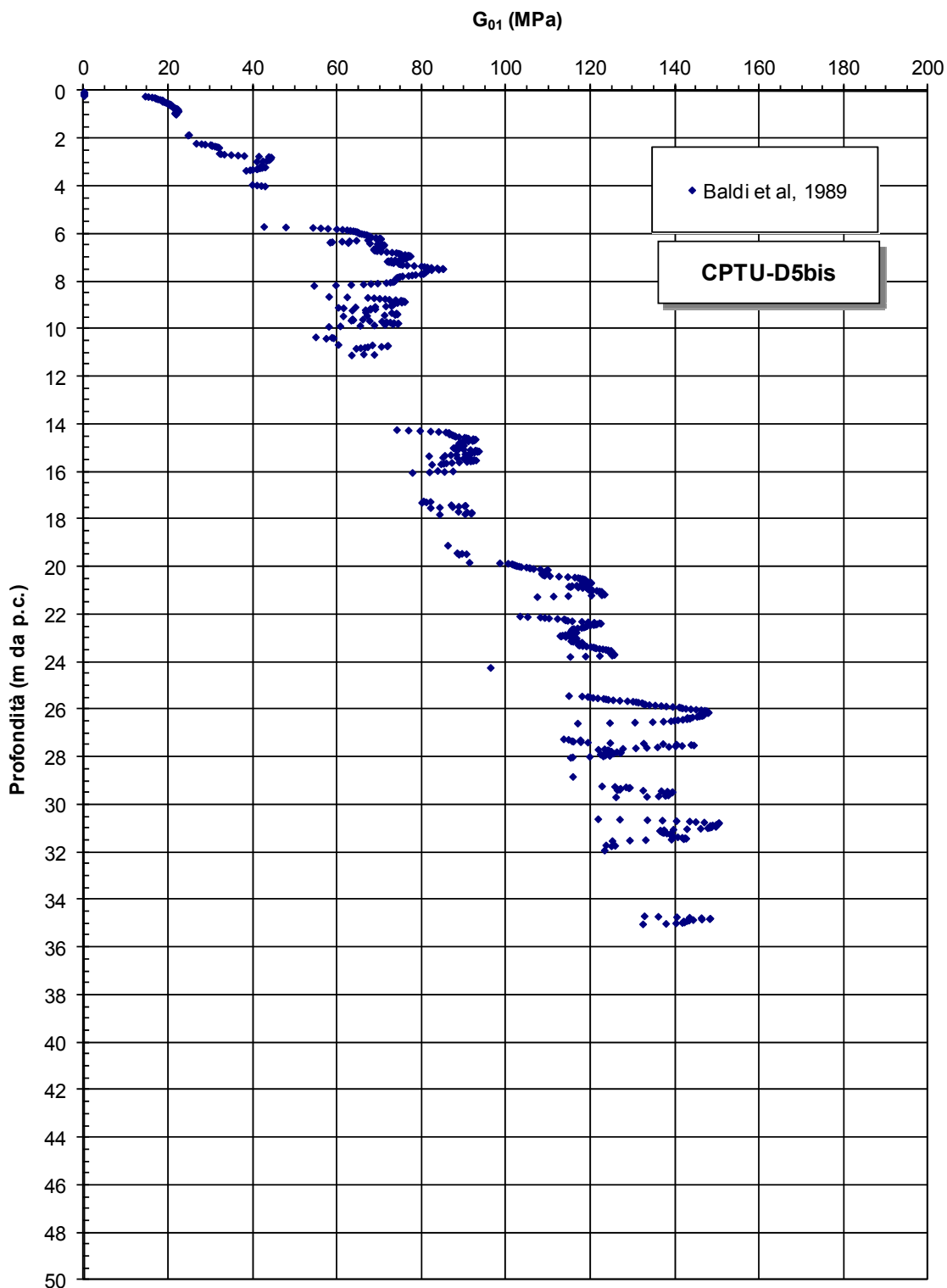


Figura 9.39f: Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di  $G_{01}$



**Figura 9.39g:** Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di  $G_{01}$



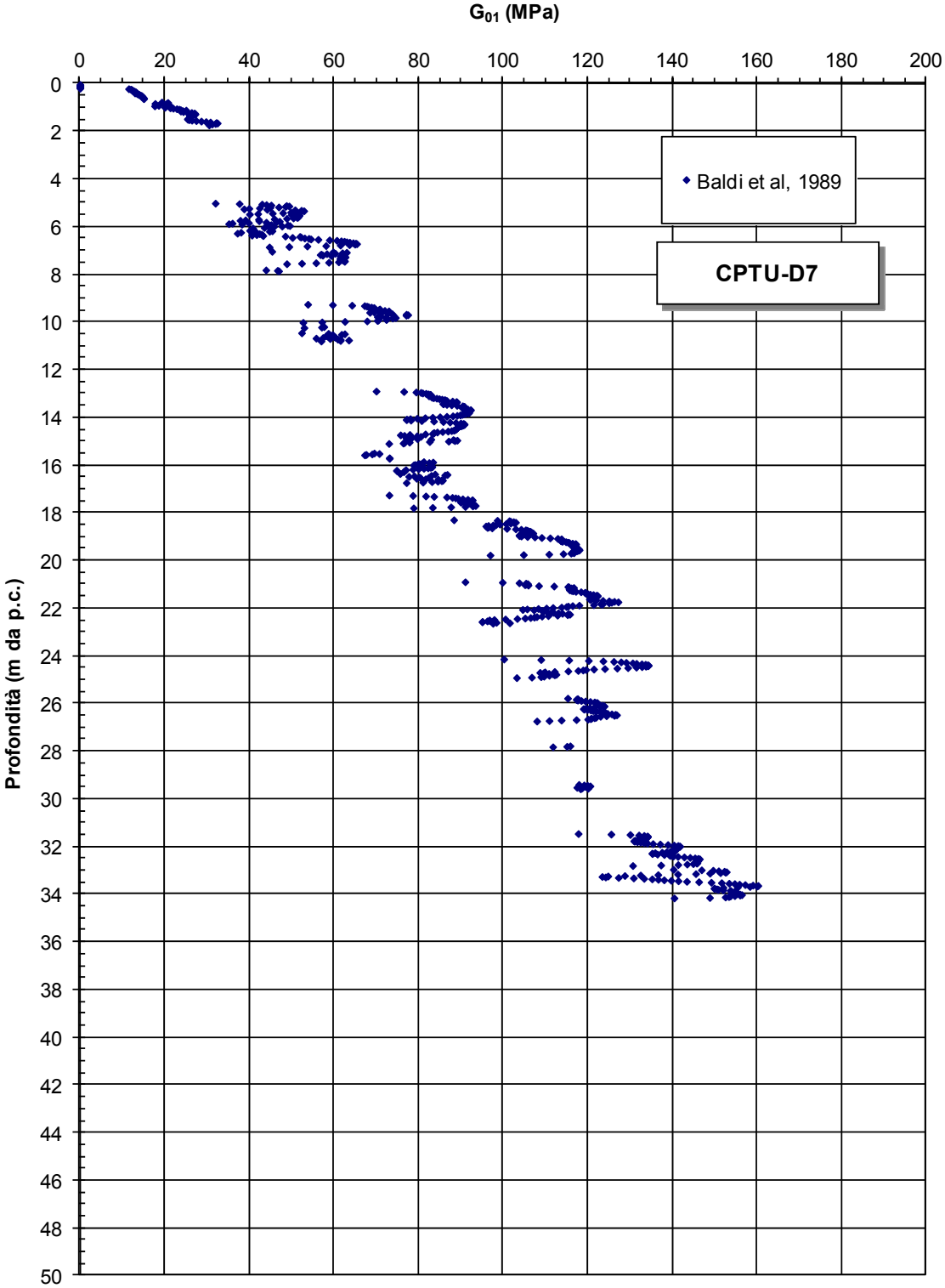


Figura 9.39h: Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di  $G_{01}$

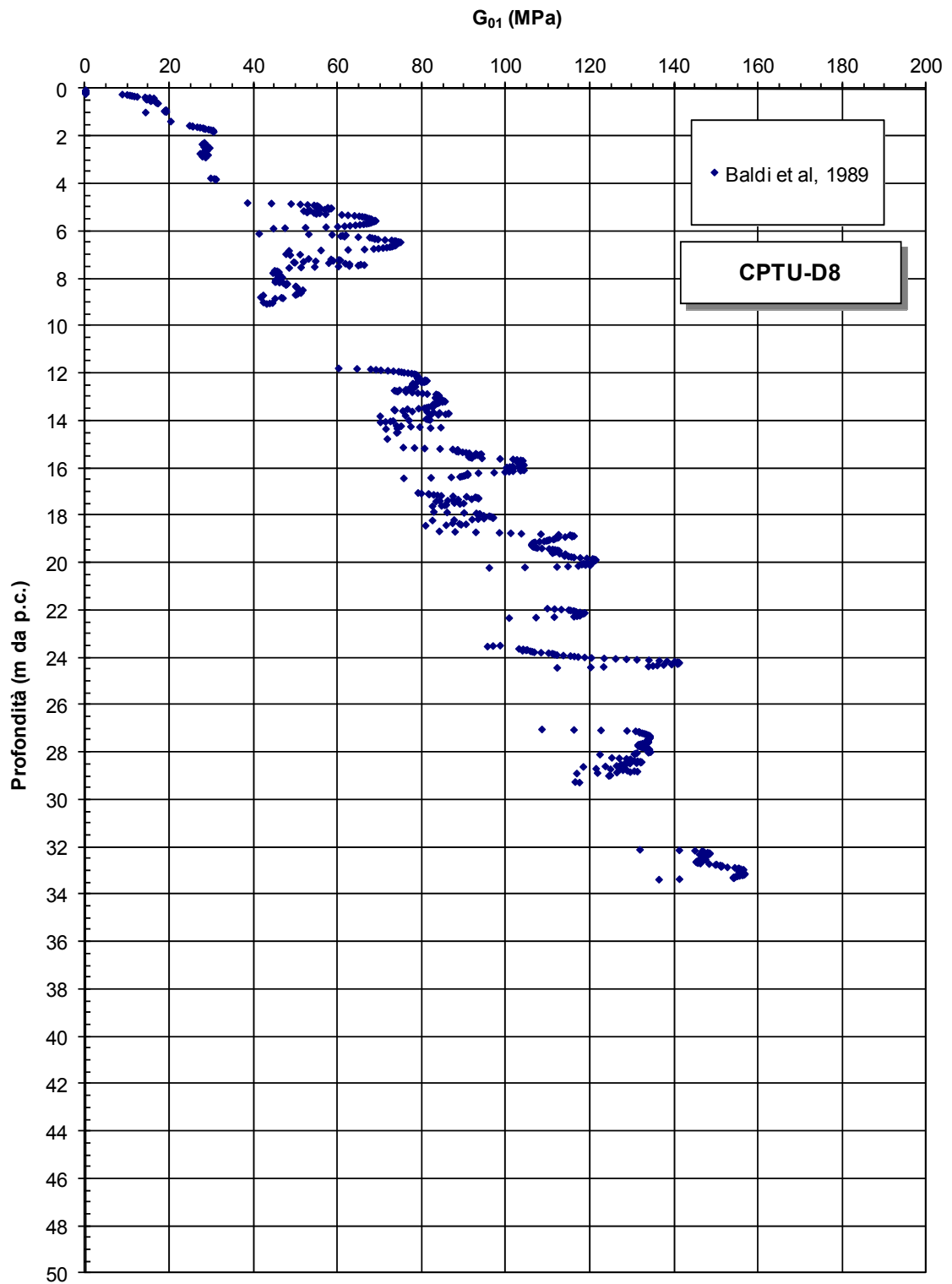


Figura 9.39i: Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di  $G_{01}$

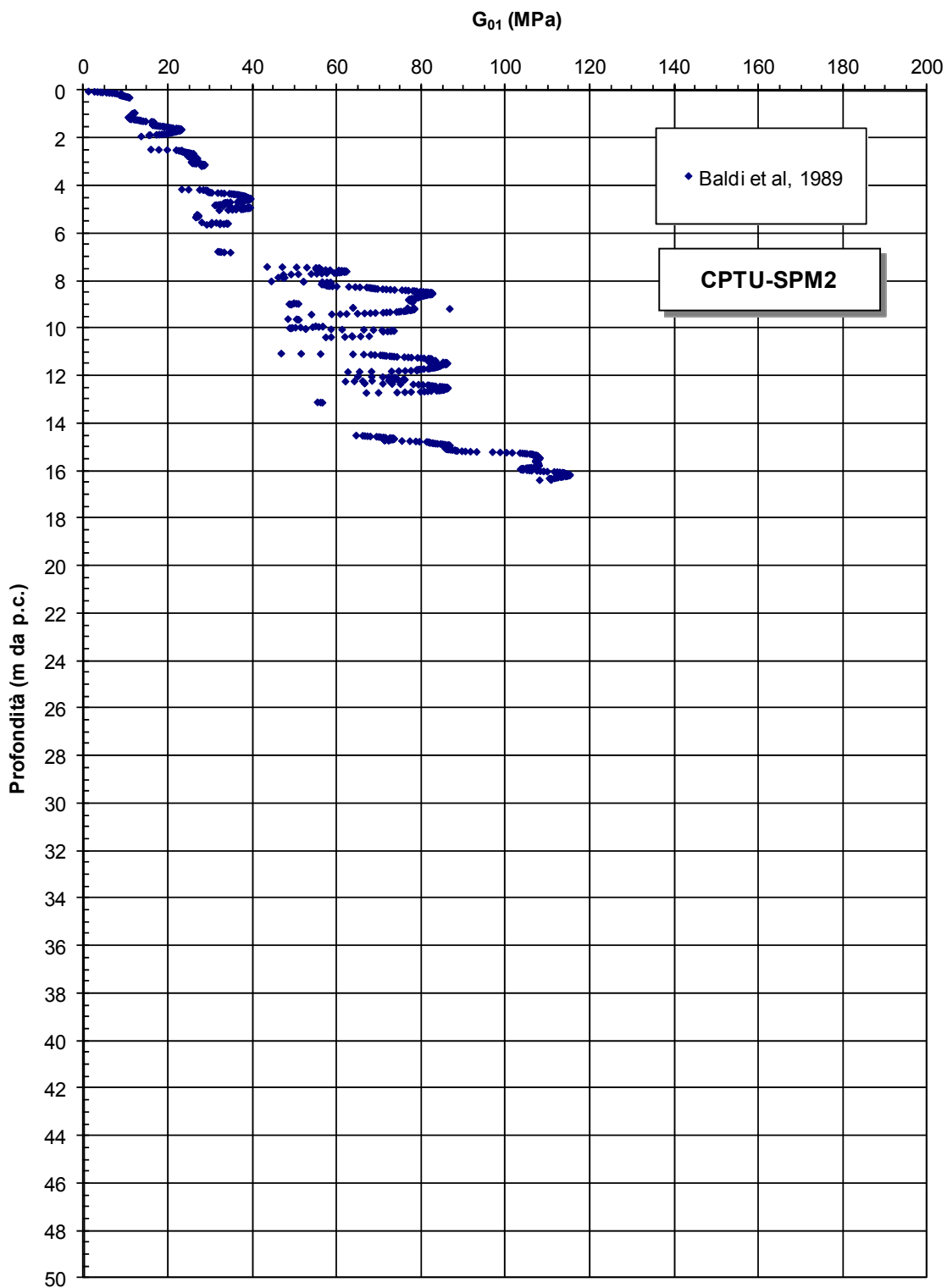


Figura 9.391: Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di  $G_{01}$

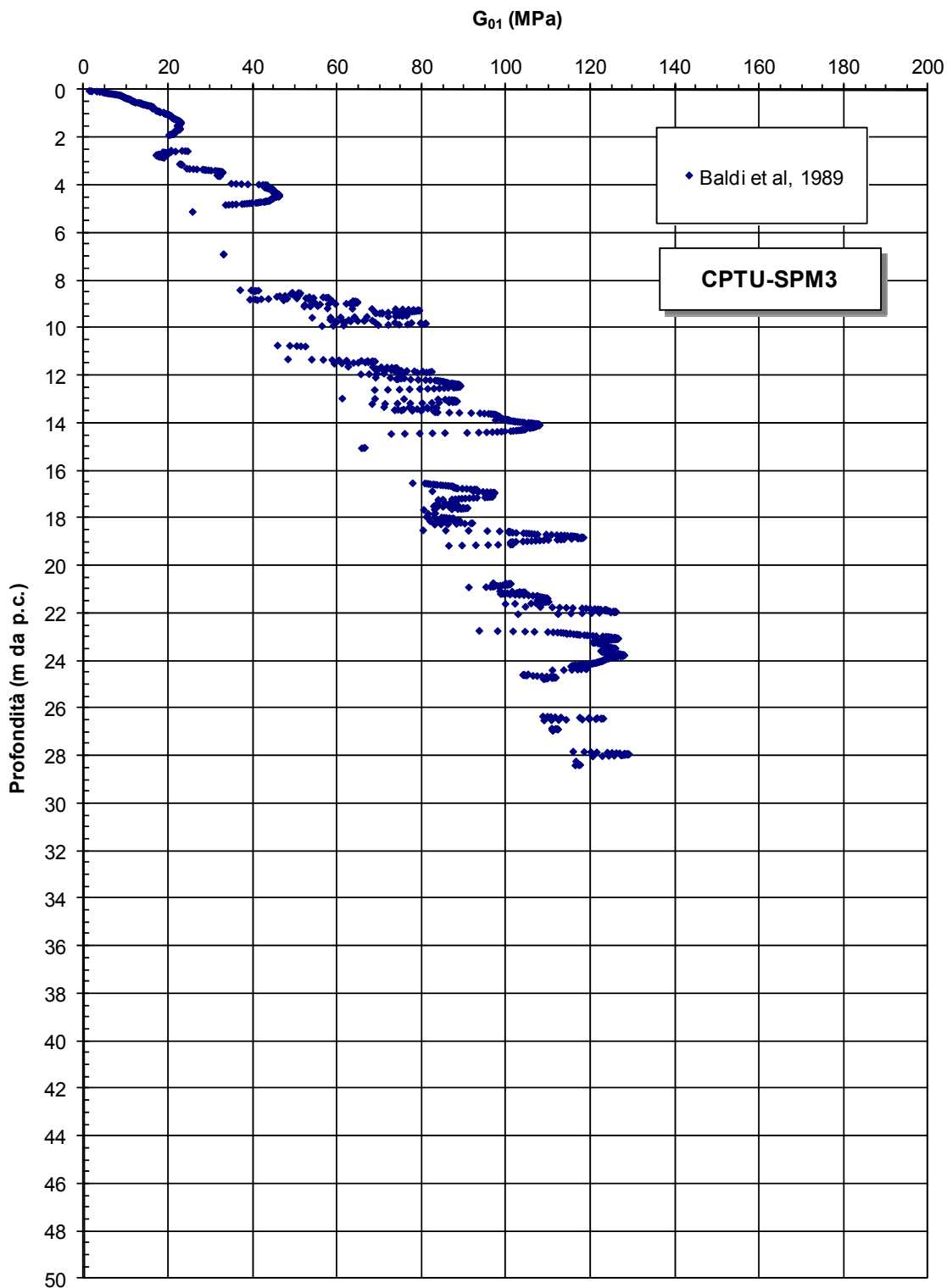


Figura 9.39m: Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di  $G_{01}$

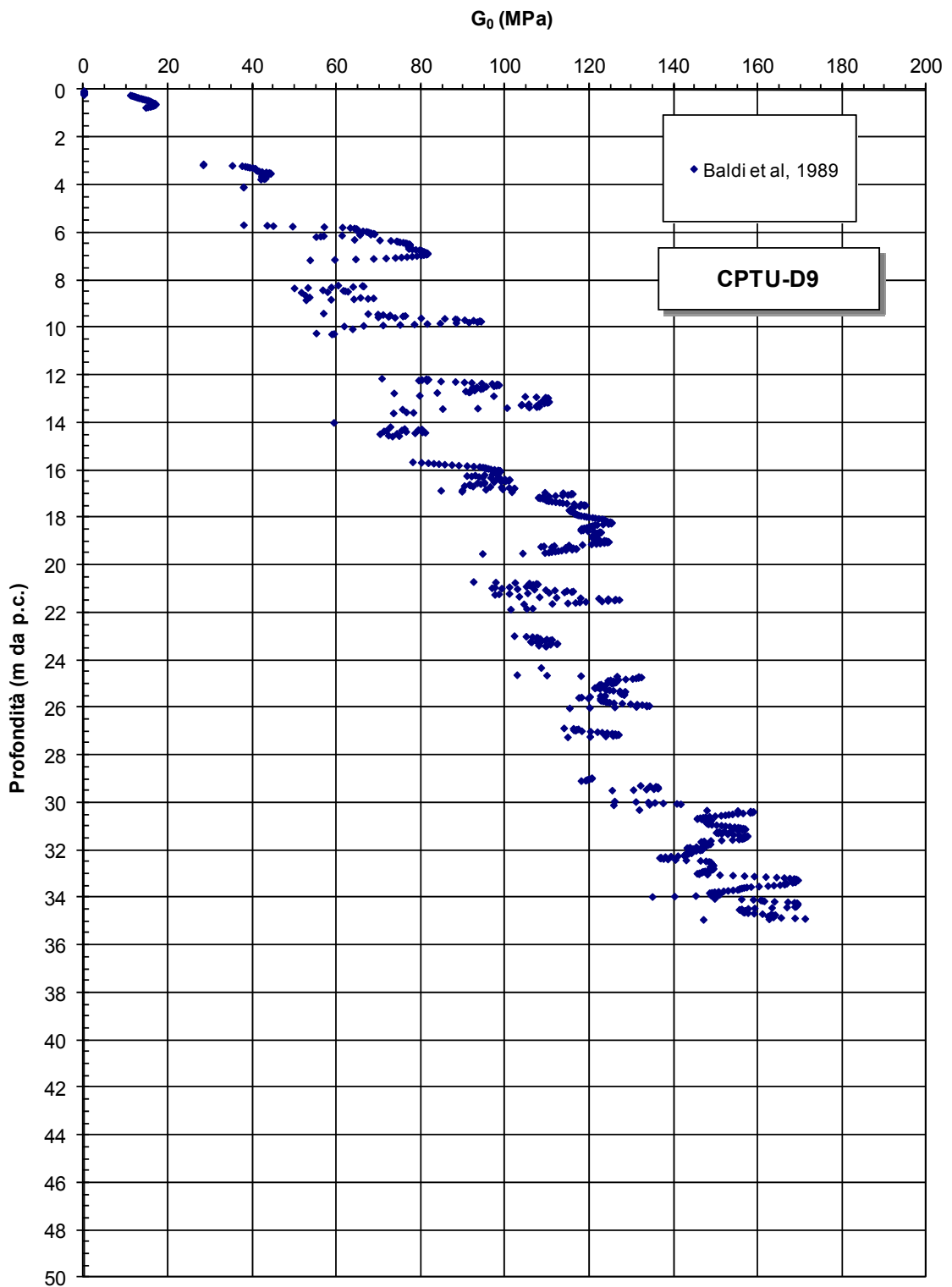


Figura 9.39n: Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di  $G_{01}$

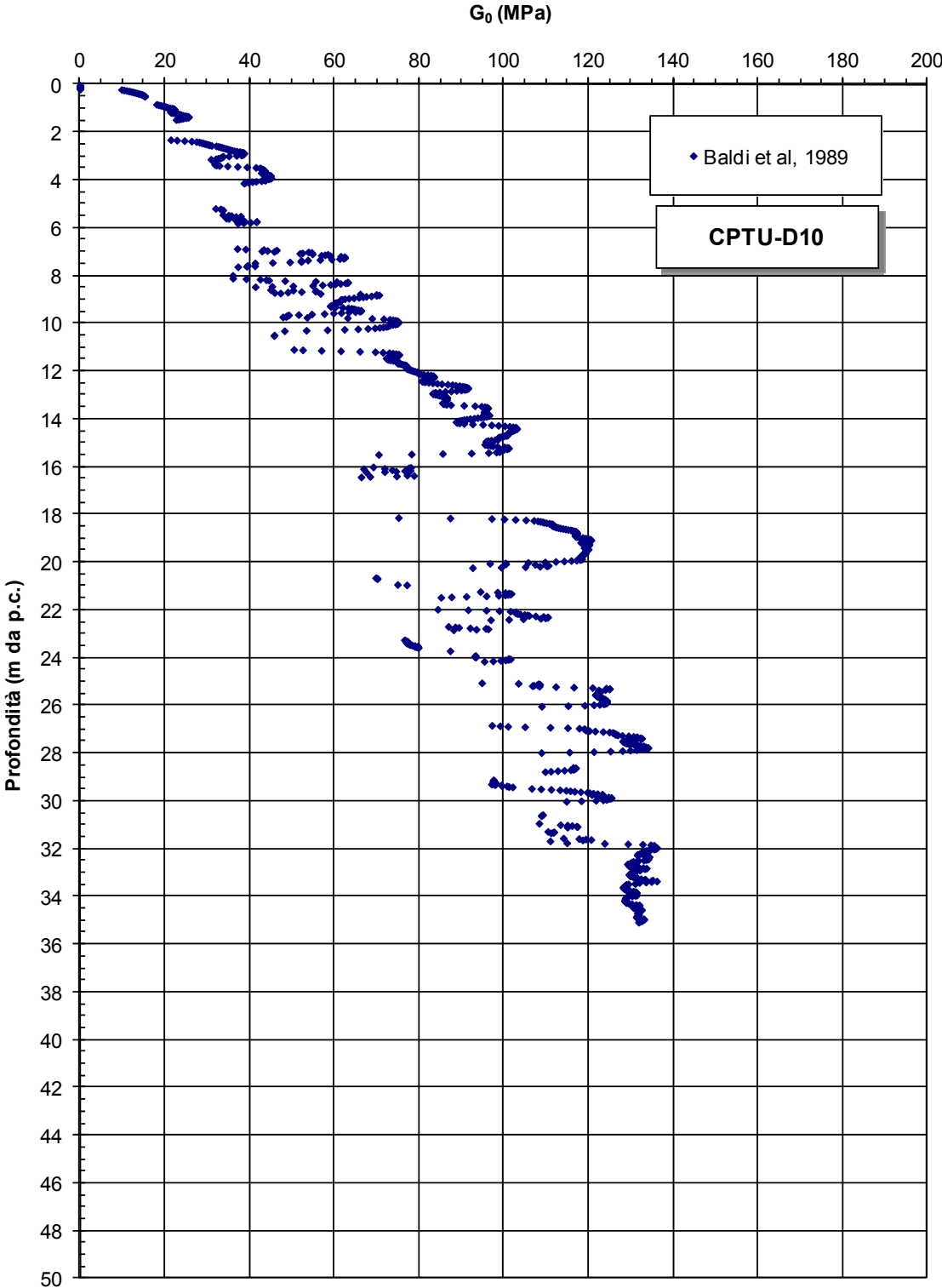


Figura 9.39o: Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di  $G_{01}$

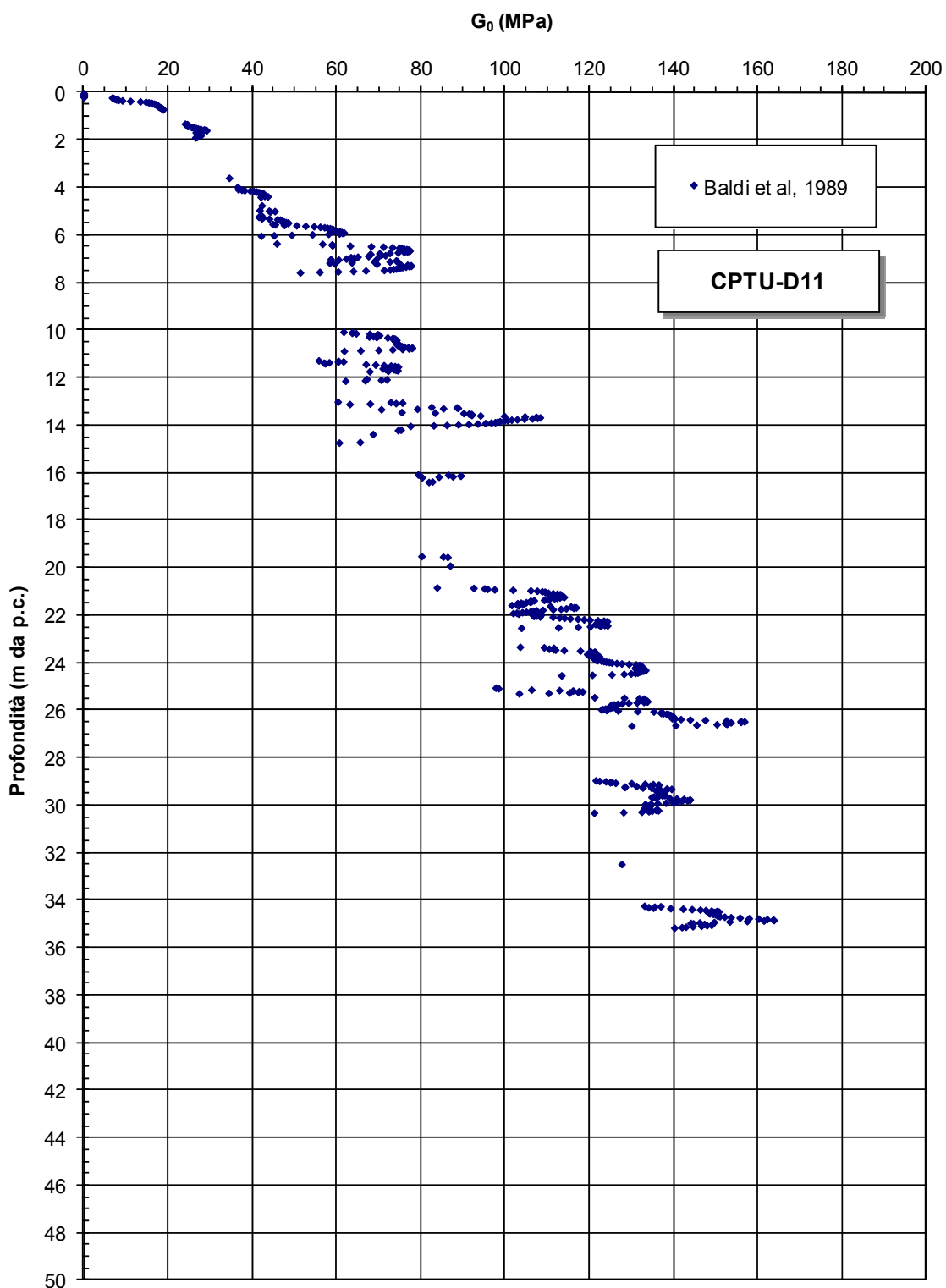
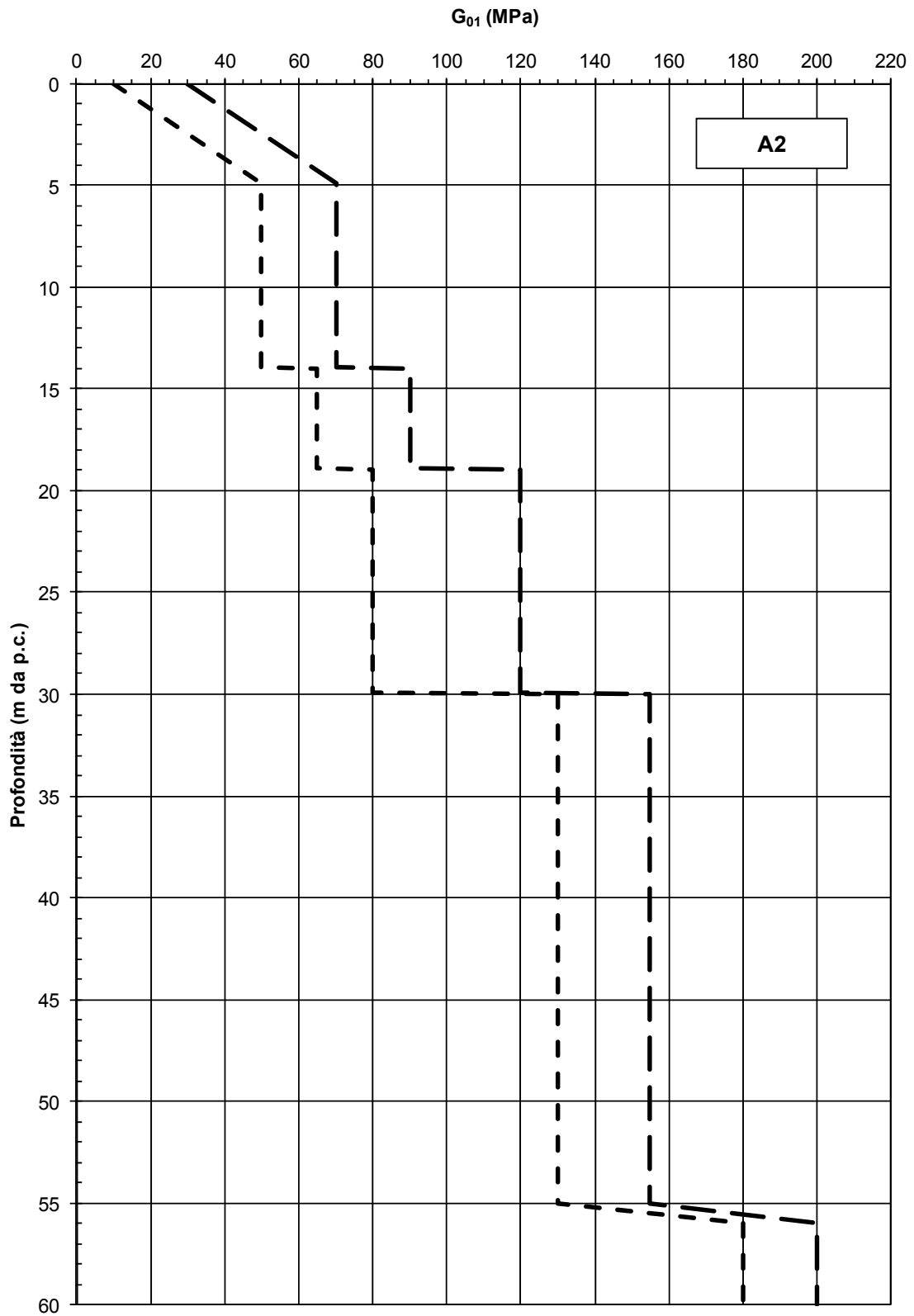
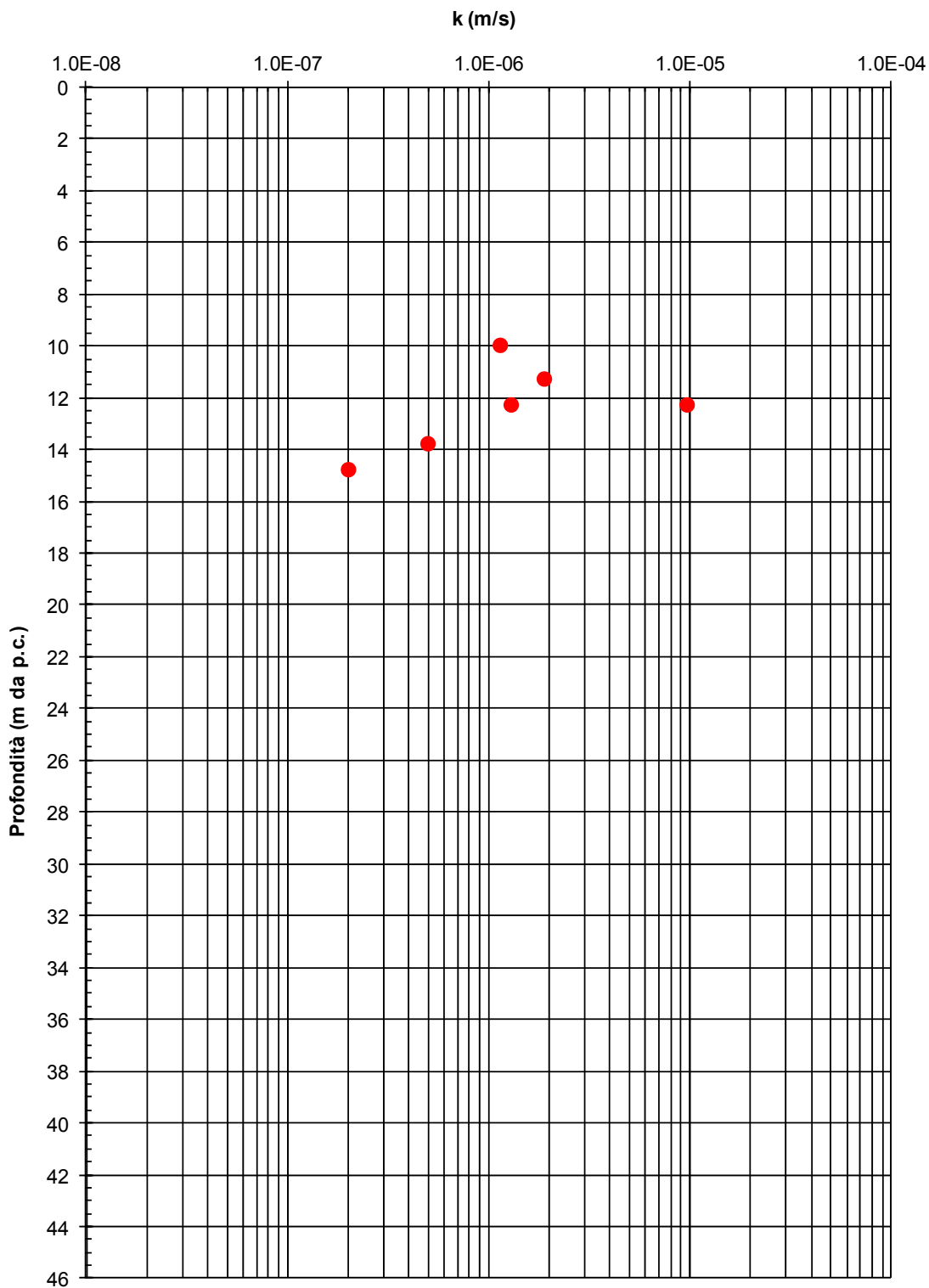


Figura 9.38p: Formazione A2 – Prove CPTU - Valori di  $G_{01}$



**Figura 9.40:** Formazione A2 –Intervallo di progetto dei valori di  $G_{01}$





**Figura 9.41:** Formazione A2 – Prove Lefranc - Valori di k

## 9.4 Livelli torbosi (T)

Come anticipato i depositi in esame presentano frequenti livelli torbosi organici; in Figura 9.42 si riportano i valori del contenuto di sostanze organiche da prove di laboratorio.

La caratterizzazione di tali livelli si basa sui dati disponibili dalle prove di laboratorio.

### 9.4.1 **Caratteristiche fisiche**

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL e indice di plasticità IP) sono riportati in Figura 9.43 e Figura 9.44; esse possono variare come segue:

LL = 55% e 85%, con locali valori superiori fino 150%

IP = 25% ÷ 45%, con locali valori superiori fino a 95%

Il peso di volume naturale ( $\gamma_n$ ) risulta compreso tra 14 kN/m<sup>3</sup> e 16 kN/m<sup>3</sup> con locali valori inferiori dell'ordine di 12 kN/m<sup>3</sup> (vedi la Figura 9.45).

Il grado di saturazione è normalmente superiore a 0.90.

Il contenuto d'acqua naturale ( $w_n$ ) risulta generalmente compreso tra 55% e 95% (vedi la Figura 9.46).

L'indice dei vuoti iniziale ( $e_o$ ) risulta dell'ordine di 1.5÷2 (vedi la Figura 9.47).

### 9.4.2 **Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci**

I parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci sono stati valutati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio di taglio diretto (TD, i cui risultati sono riportati in Figura 9.48).

Da essa la resistenza al taglio in termini di angolo di attrito ( $\varphi'$ ) può essere assunta pari a  $\varphi' = 13^\circ \div 14^\circ$

### 9.4.3 Caratteristiche di deformabilità

Non sono disponibili dati attendibili per caratterizzare i livelli torbosi dal punto di vista della deformabilità. I campioni sottoposti a prove edometriche presentano infatti un disturbo del 5%÷6%.

I valori del coefficiente di compressione vergine  $C_c = \Delta e / \Delta \log \sigma_v'$  ricavati da esse hanno variano tra 0.60÷0.70 con punte sino a circa 1.1 (Figura 9.49).

Il coefficiente di consolidazione secondaria  $c_{\alpha\epsilon} = \Delta \epsilon / \Delta \log t$ , corrispondenti ad un intervallo di pressione verticale efficace compreso tra  $\sigma_{vo}'$  e  $\sigma_{vo}' + 150$  kPa, possono essere assunti dell'ordine dell'1%.

Dal punto di vista operativo si suggerisce di adottare i seguenti moduli di Young operativi  $E_{op1}$ , da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici ed  $E_{op2}$  da utilizzare nel calcolo dei cedimenti dei rilevati:

$$E_{op1} = E_{op2} = 1500 \div 2000 \text{ kPa}$$

### 9.4.4 Coefficienti di permeabilità e coefficienti di consolidazione primaria

I coefficienti di permeabilità  $k_v$ , ricavati dalle prove edometriche in corrispondenza di pressioni verticali efficaci comparabili a quelle geostatiche sono dell'ordine (Figura 9.50):

$$k_v = 2 \times 10^{-10} \div 5 \times 10^{-9} \text{ m/sec}$$

I coefficienti di consolidazione primaria  $c_v$ , ricavati dalle prove edometriche in corrispondenza di pressioni verticali efficaci comparabili a quelle geostatiche, utilizzabili nell'ambito di teorie di consolidazione convenzionali e di problemi di flusso in direzione verticale, sono riportati in Figura 9.51. Sulla base di quanto riportato in esse si potrà assumere mediamente:

$$c_v = 2.5 \times 10^{-7} \div 6 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{sec}$$

Date le caratteristiche granulometriche dei materiali in esame si ritiene ragionevole adottare valori di  $k_h/k_v$  (e  $c_h/c_v$ ) di compresi tra 7 e 10.

#### 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 livelli torbosi T.

Tabella 9.3: Livelli torbosi – Parametri geotecnici medi caratteristici

$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	14 ÷ 16
$c'$ (kPa)	0
$\varphi'$ (°)	13 ÷ 14
$k_o$ (-)	0.79
$e_o$ (-)	1.5 ÷ 2.0
$c_{\alpha\epsilon}$ (%)	1
$k_v$ (m/sec)	$2 \times 10^{-9} \div 5 \times 10^{-9}$
$K_h$ (m/sec)	$(7 \div 10) \cdot k_v$
$c_v$ (m <sup>2</sup> /sec)	$2.5 \times 10^{-7} \div 6 \times 10^{-7}$
$c_h$ (m <sup>2</sup> /sec)	$(7 \div 10) \cdot c_v$
$E_{op1}$ (kPa)	1500 ÷ 2000
$E_{op2}$ (kPa)	1500 ÷ 2000

#### Simbologia

$\gamma_t$  = peso di volume naturale;

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

$c'$  = intercetta di coesione operativa;

$\varphi'$  = angolo di attrito operativo;

$k_o$  = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

$e_o$  = indice dei vuoti iniziale;

$C_{\alpha\epsilon}$  = coefficiente di consolidazione secondaria;

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

$k_h$  = coefficiente di permeabilità orizzontale riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di flusso principalmente nella direzione orizzontale;

$c_v$  = coefficiente di consolidazione primaria verticale riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di consolidazione principalmente nella direzione verticale;

$c_h$  = coefficiente di consolidazione primaria orizzontale riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di consolidazione principalmente nella direzione orizzontale;

$V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio;

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

$G_o$  = modulo di taglio a piccole deformazioni riferito alle pressioni efficaci medie correnti;

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

$E_{op2}$  = modulo di Young secante per l'analisi dei cedimenti dei rilevati;

$B$  = dimensione minore della fondazione (m);

$p_a$  = 100 kPa = pressione atmosferica di riferimento;

$z$  = profondità dal p.c. in metri;

$\sigma_{vo}'$  = pressione verticale efficace geostatica;

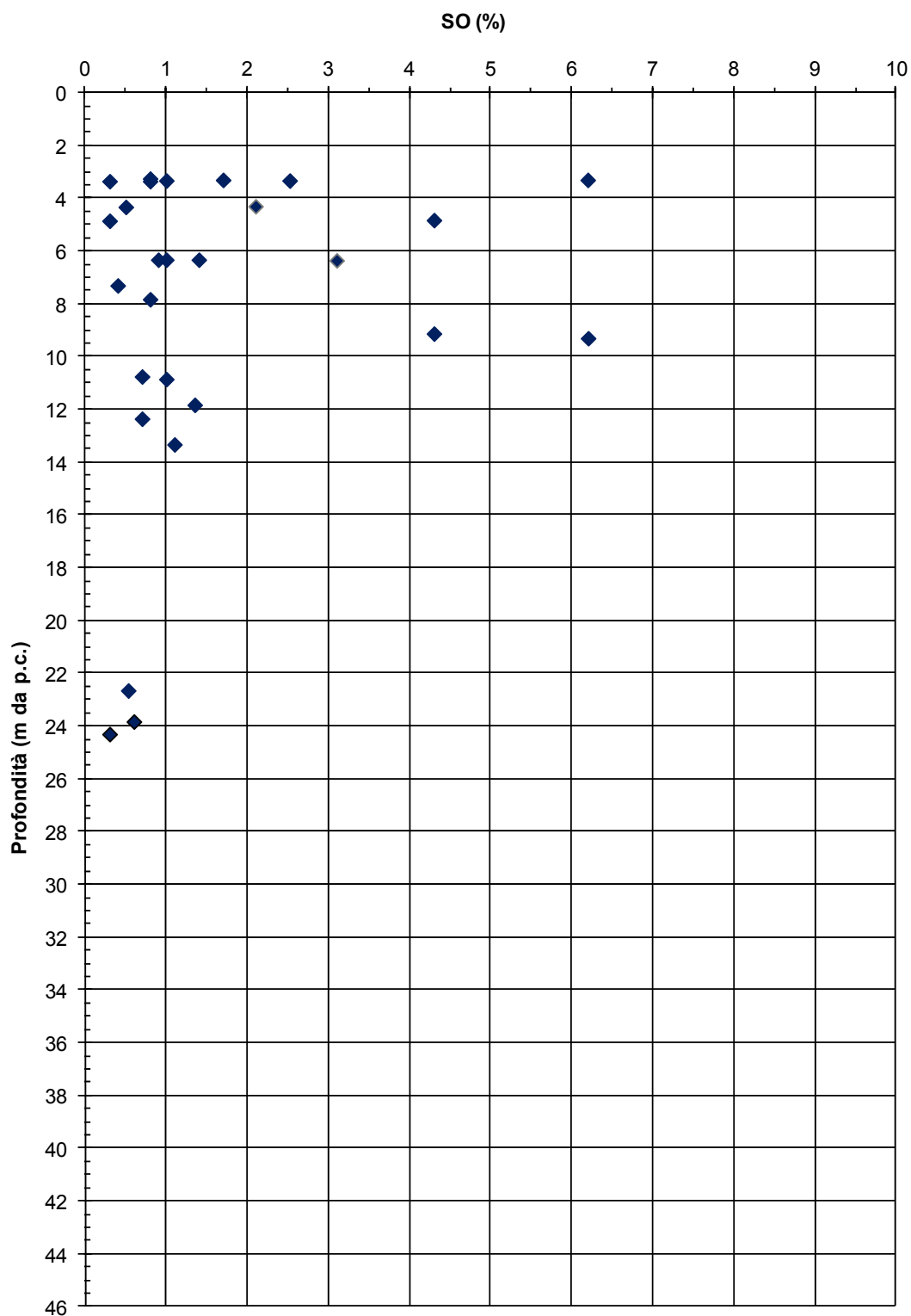
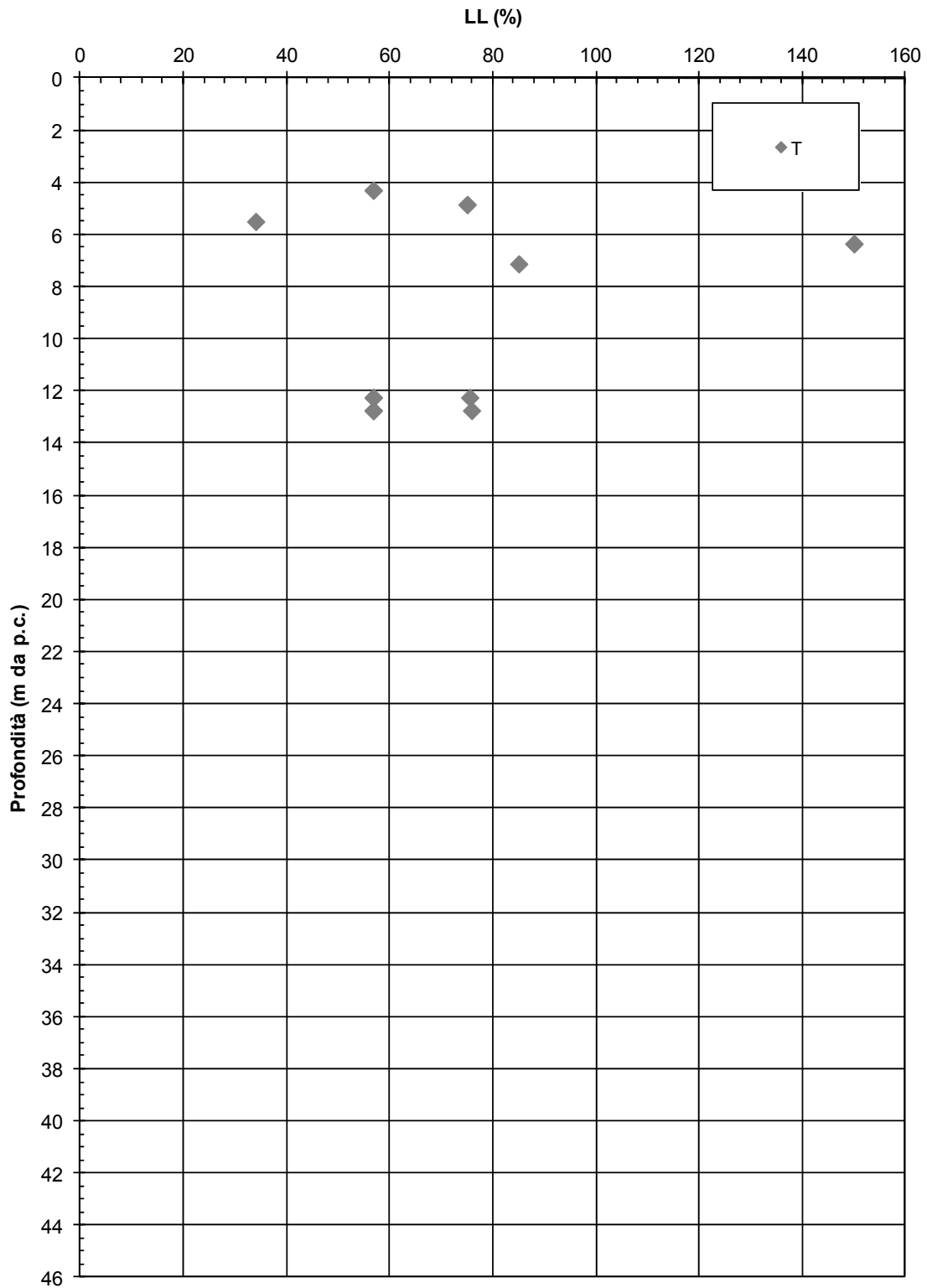
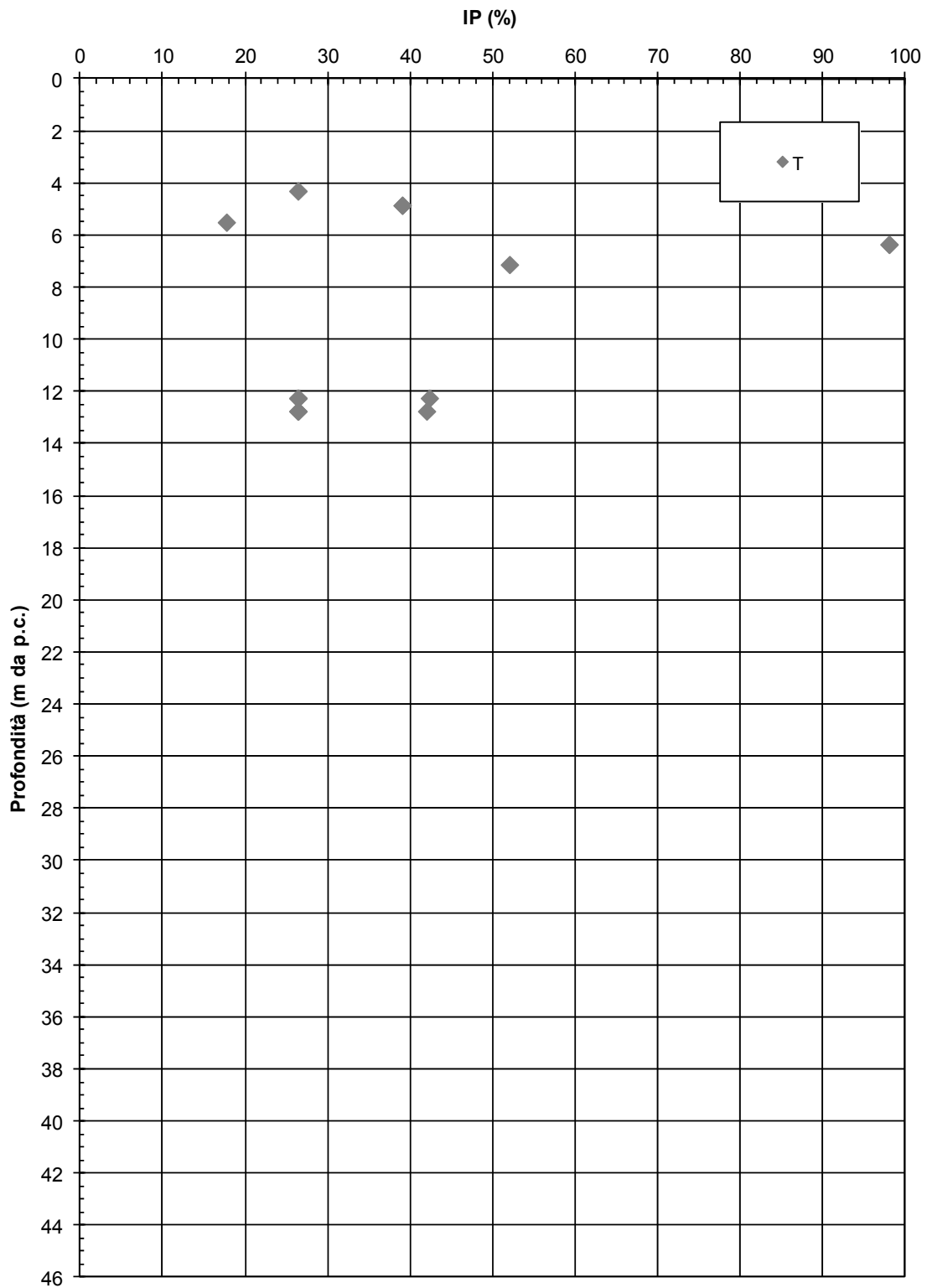


Figura 9.42: Livelli T – Contenuto sostanze organiche

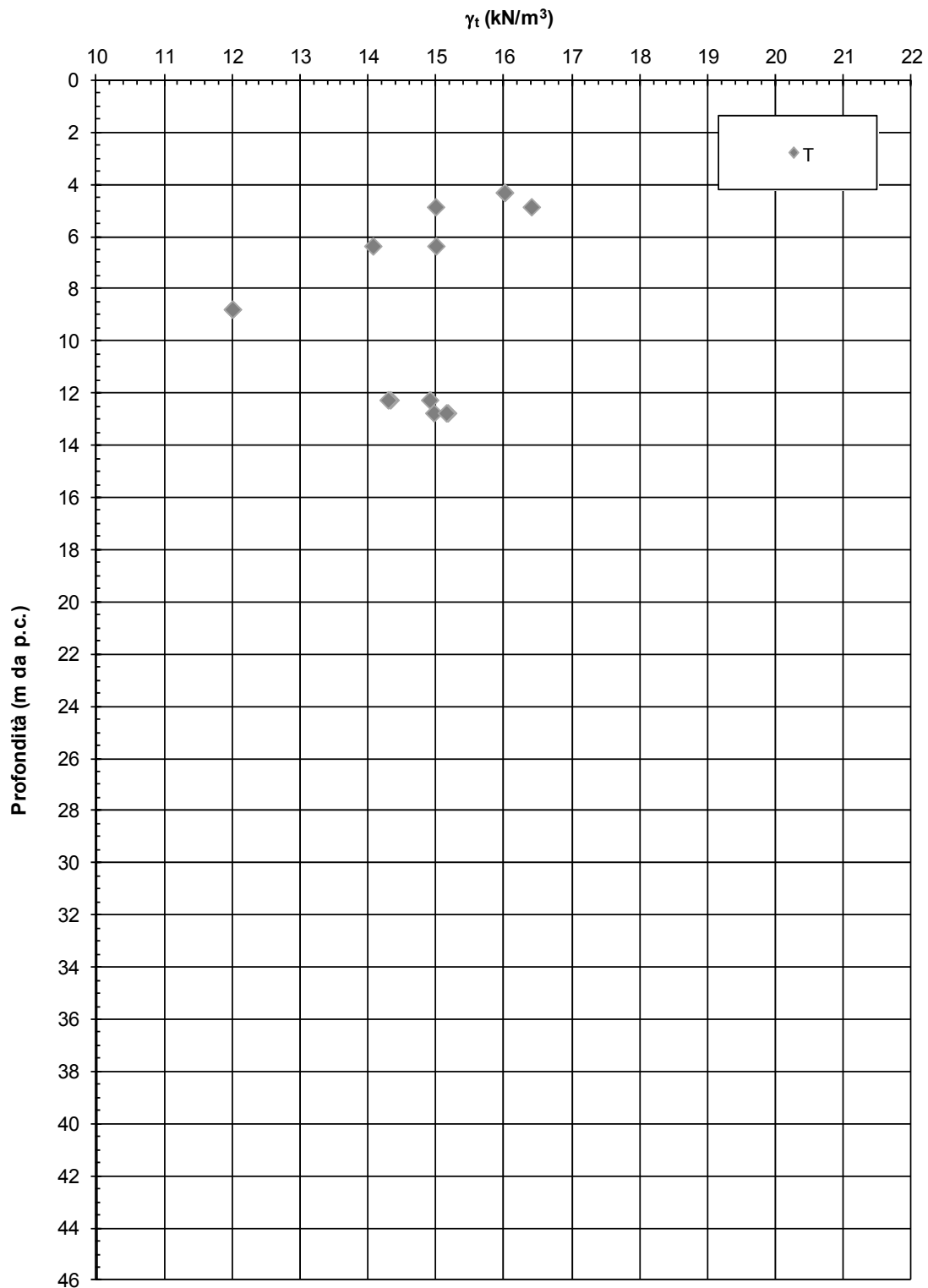


**Figura 9.43:** Livelli torbosi T – Limite Liquido

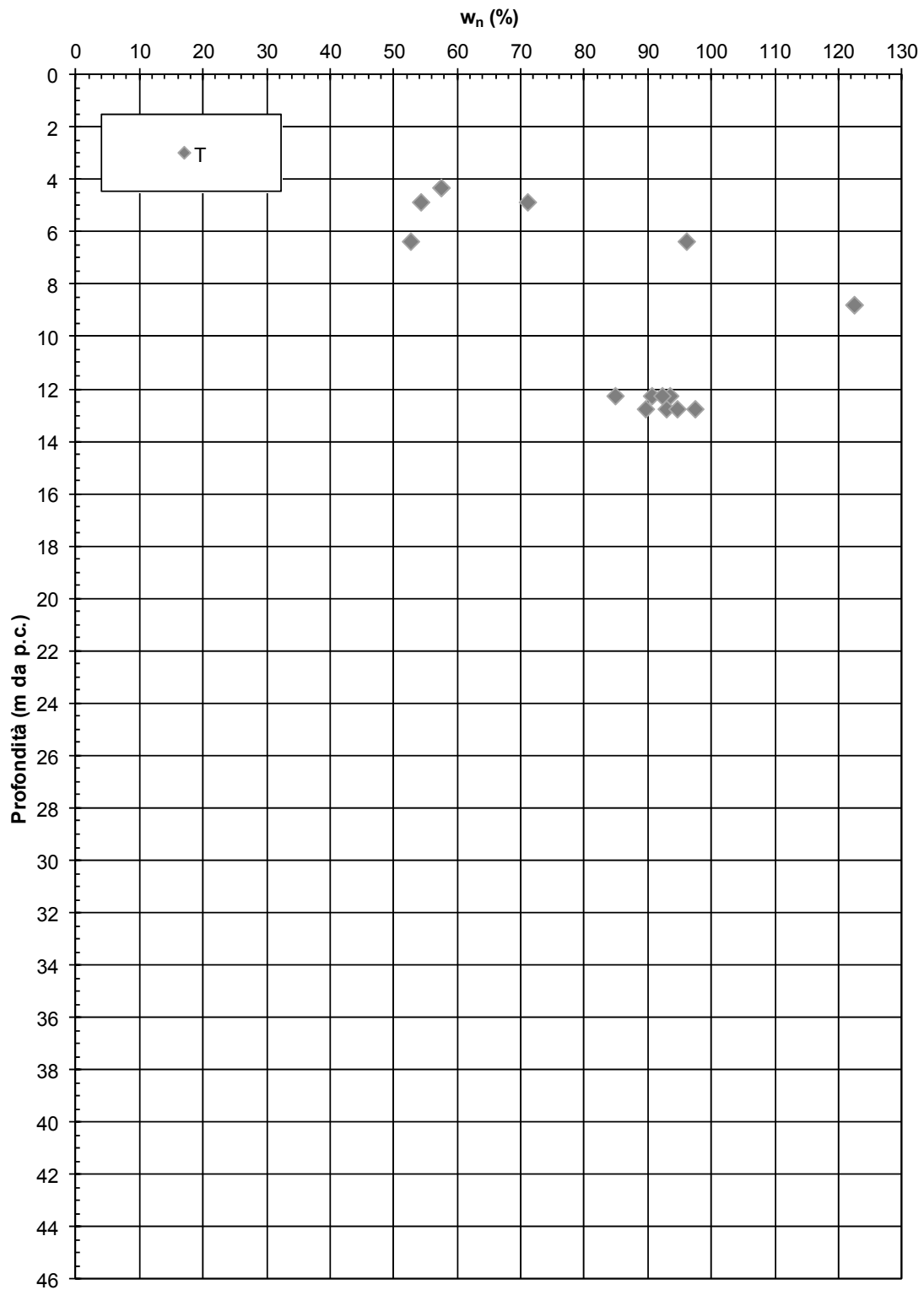


**Figura 9.44:** Livelli torbosi T – Indice Plastico

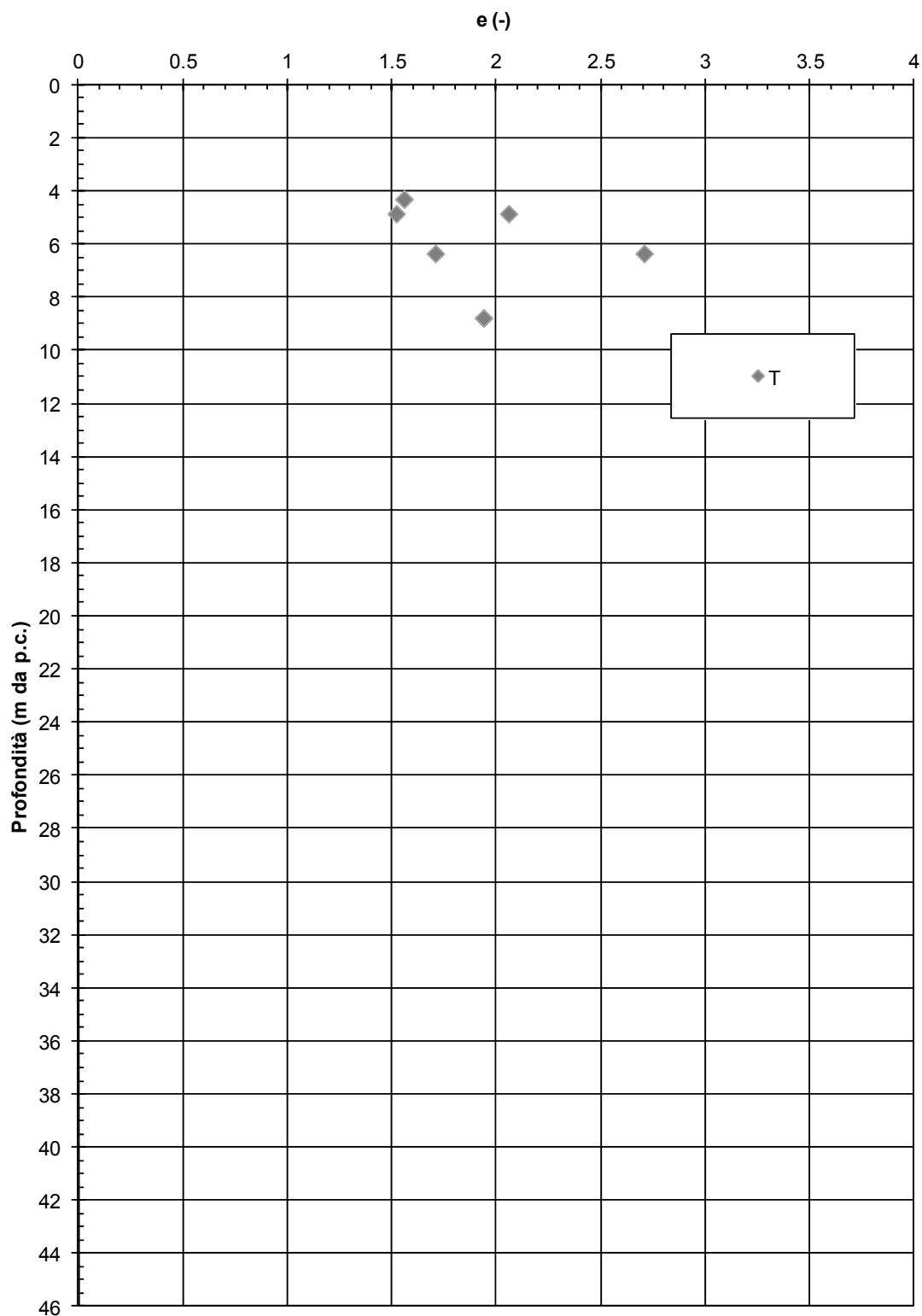




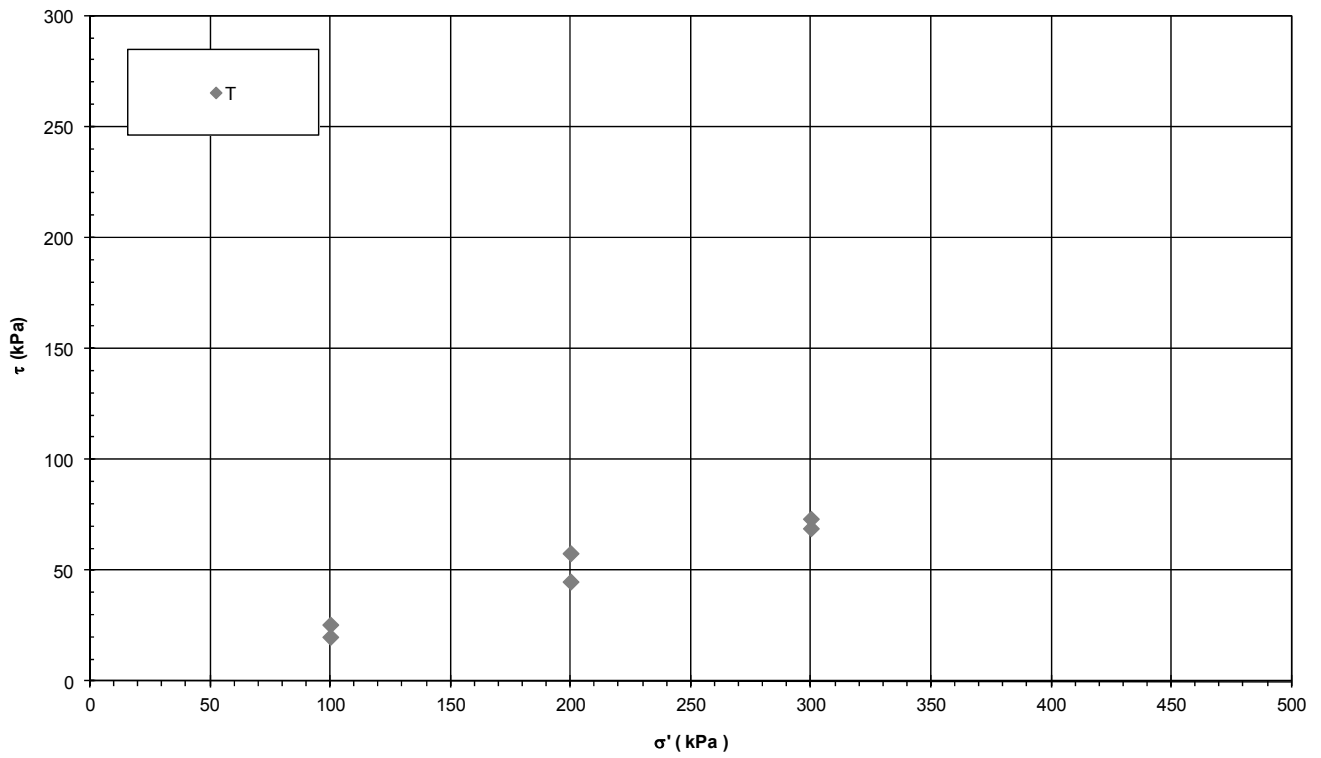
**Figura 9.45:** Livelli torbosi T – Pesì di volume naturale  $\gamma_d$



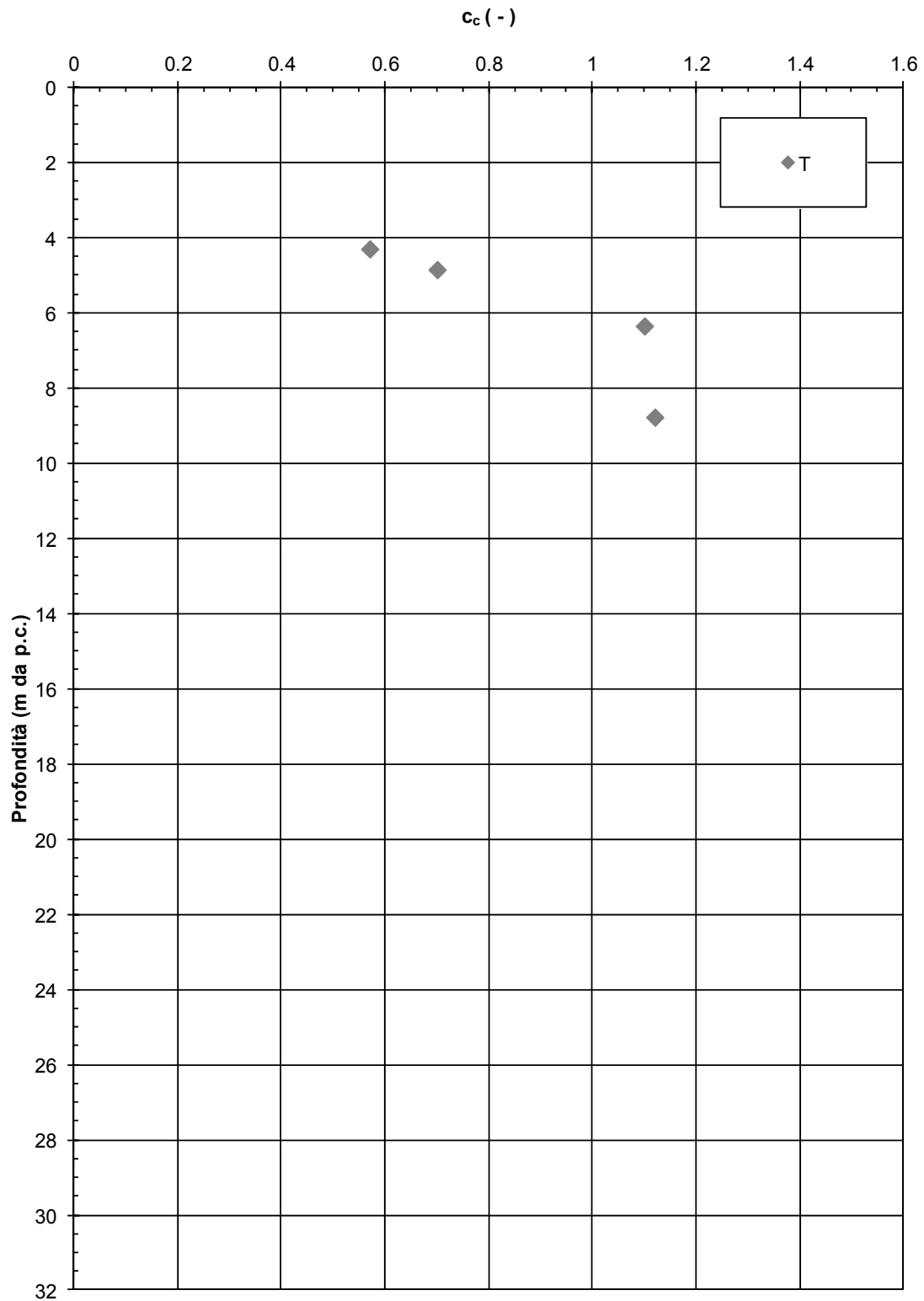
**Figura 9.46:** Livelli torbosi T – Contenuto d'acqua naturale  $w_n$



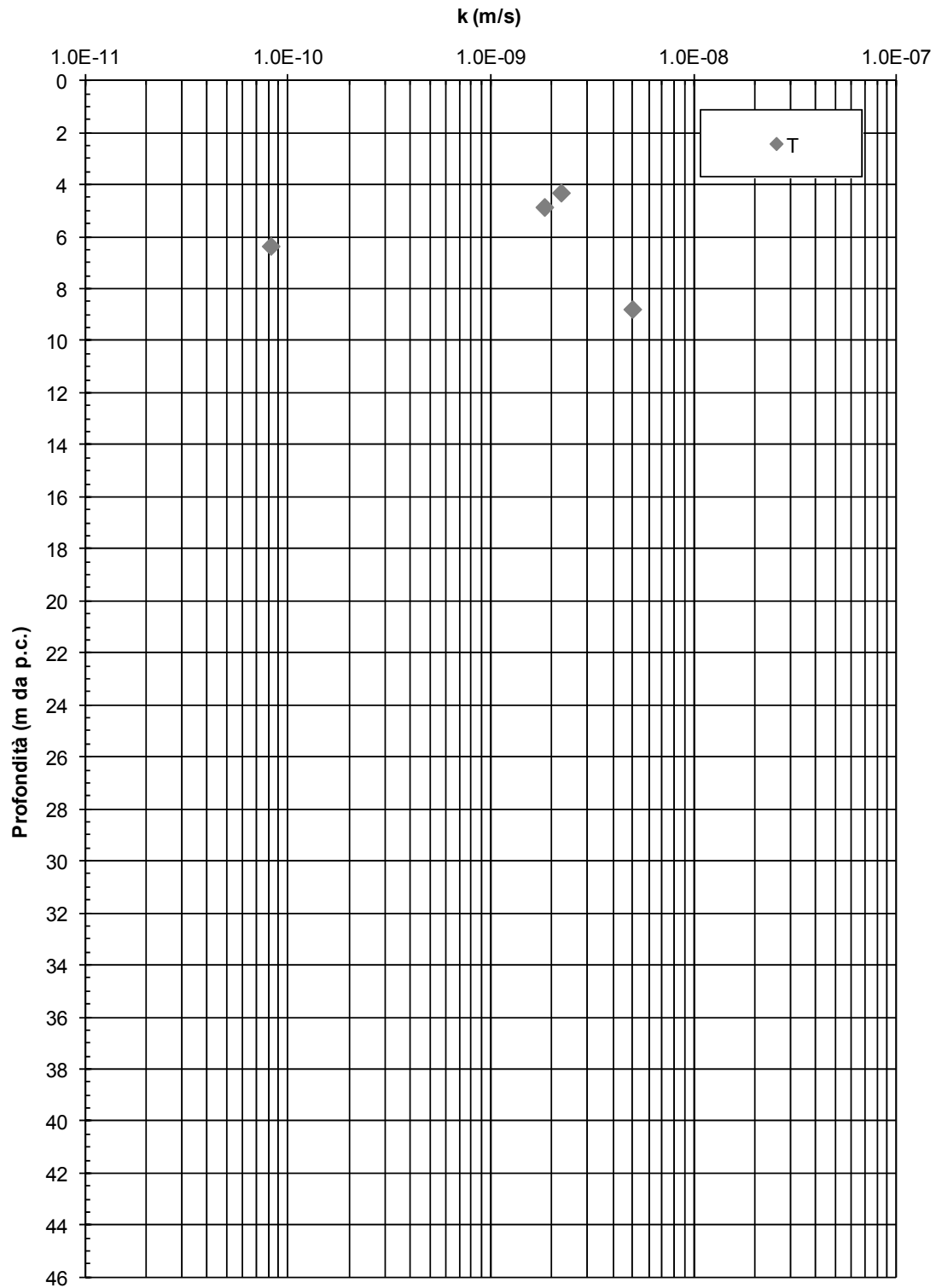
**Figura 9.47:** Livelli torbosi T – Indice dei vuoti



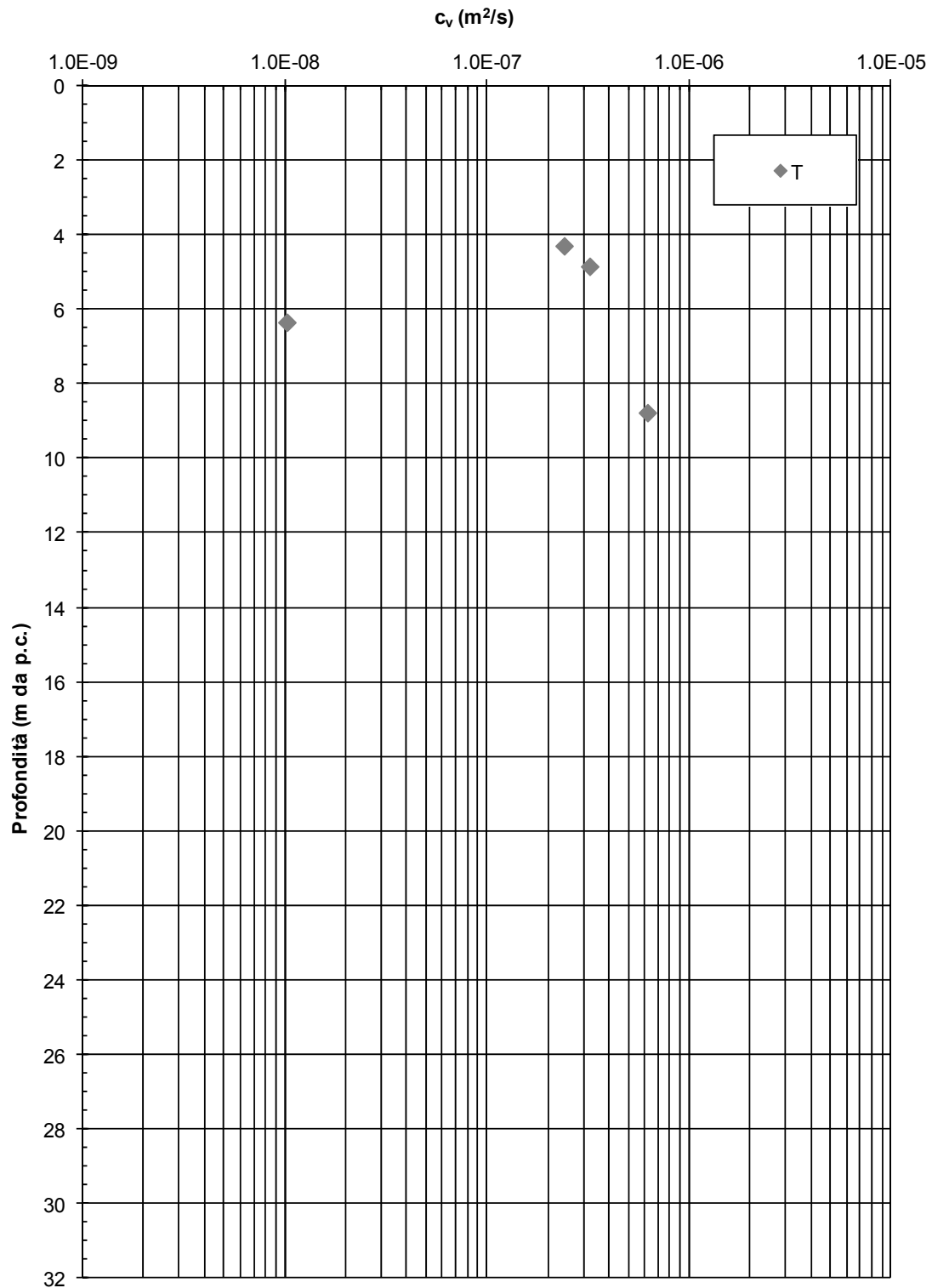
**Figura 9.48a:** Livelli torbosi T – Prove TD



**Figura 9.49:** Livelli torbosi T – Prove edometriche – Valori di  $C_c$



**Figura 9.50:** Livelli torbosi T – Prove edometriche – Valori di  $k_v$



**Figura 9.51:** Livelli torbosi T – Prove edometriche – Valori di  $c_v$

## 9.5 Materiali di rilevato esistenti

Per i materiali dei rilevati esistenti sono stati assunti, i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- $\varphi' = 35^\circ$
- $c' = 0 \text{ kPa}$



## **10. PIANI DI POSA DEI NUOVI RILEVATI AUTOSTRADALI**

### **10.1 Scotico e bonifica**

Per la caratterizzazione dei piani di posa dei rilevati autostradali sono stati eseguiti nell'ambito del Progetto Definitivo n.21 pozzetti esplorativi lungo il tracciato in esame a cui si aggiunge n.1 pozzetto eseguito durante campagne di indagine precedenti. Si è inoltre fatto riferimento alle informazioni note relative ai primi 4 m di profondità dei sondaggi geognostici.

La Tabella 10.1 riporta l'elenco delle indagini (pozzetti e sondaggi) utilizzati per la caratterizzazione in oggetto, le progressive di riferimento, 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 (ove possibile). La Figura 10.1 sintetizza le descrizioni dei campioni in accordo alle norme UNI-CNR in funzione della progressiva chilometrica. Sulla base dei dati disponibili, nei primi metri di profondità da piano campagna si rileva la presenza in generale di terreni appartenenti ai gruppi A4, A6 e A7.

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 ( $M_d$ ) e secondo carico ( $M_d'$ ), calcolati sul gradino di carico  $50 \div 150$  kPa, sono riportati nella Tabella 10.2; i valori dei moduli di primo carico ( $M_d$ ) sono riportati nella Figura 10.2 in funzione della progressiva chilometrica, in Figura 10.2 si riporta il invece rapporto tra i moduli in secondo e primo carico  $M_d'/M_d$ . Sulla base dei dati disponibili si può osservare che i valori dei moduli di deformazione al primo ciclo di carico  $M_d$  (gradino di carico tra 50 e 150 kPa) risultano quasi sempre inferiori a 15 MPa.

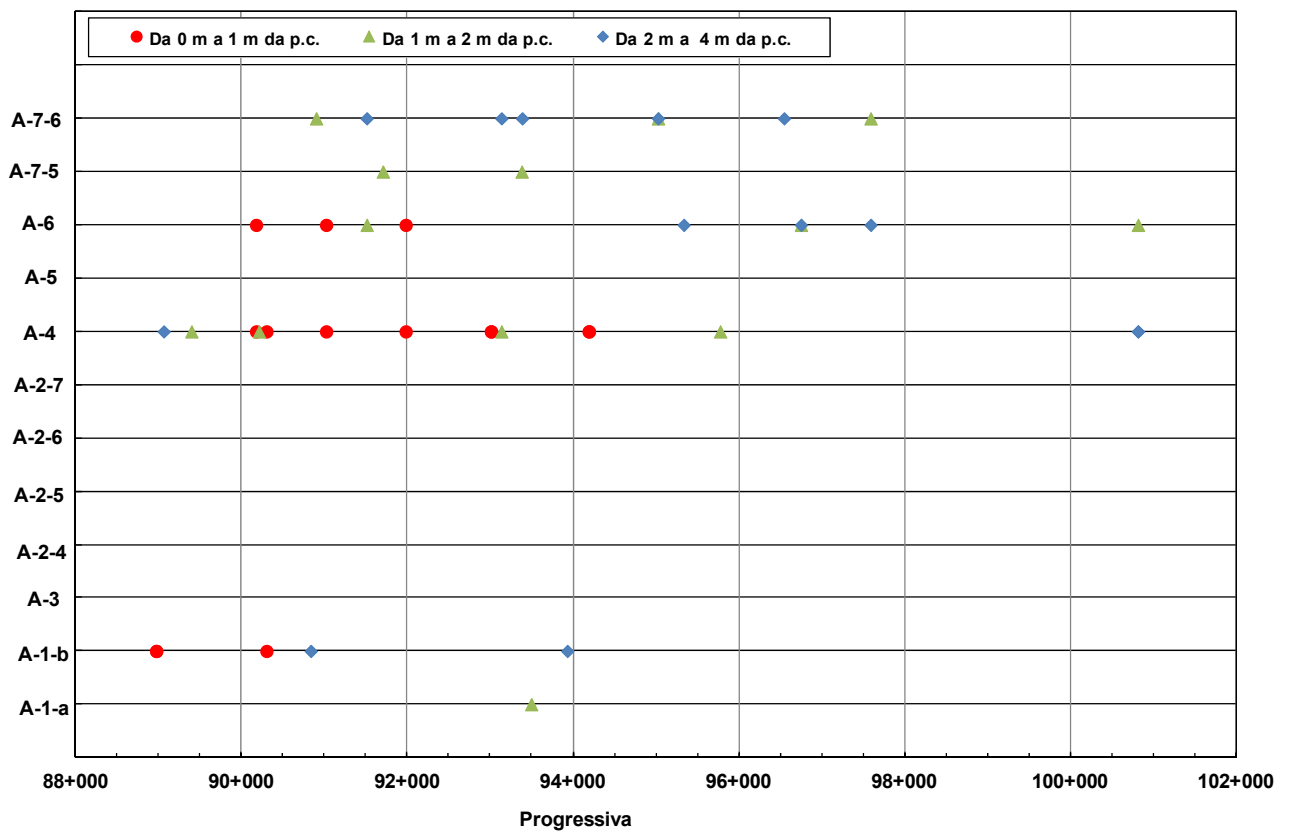


Figura 10.1: Pozzetti esplorativi e sondaggi – Classificazione dei terreni (CNR-UNI) nei primi 4 m di profondità dal piano campagna locale.

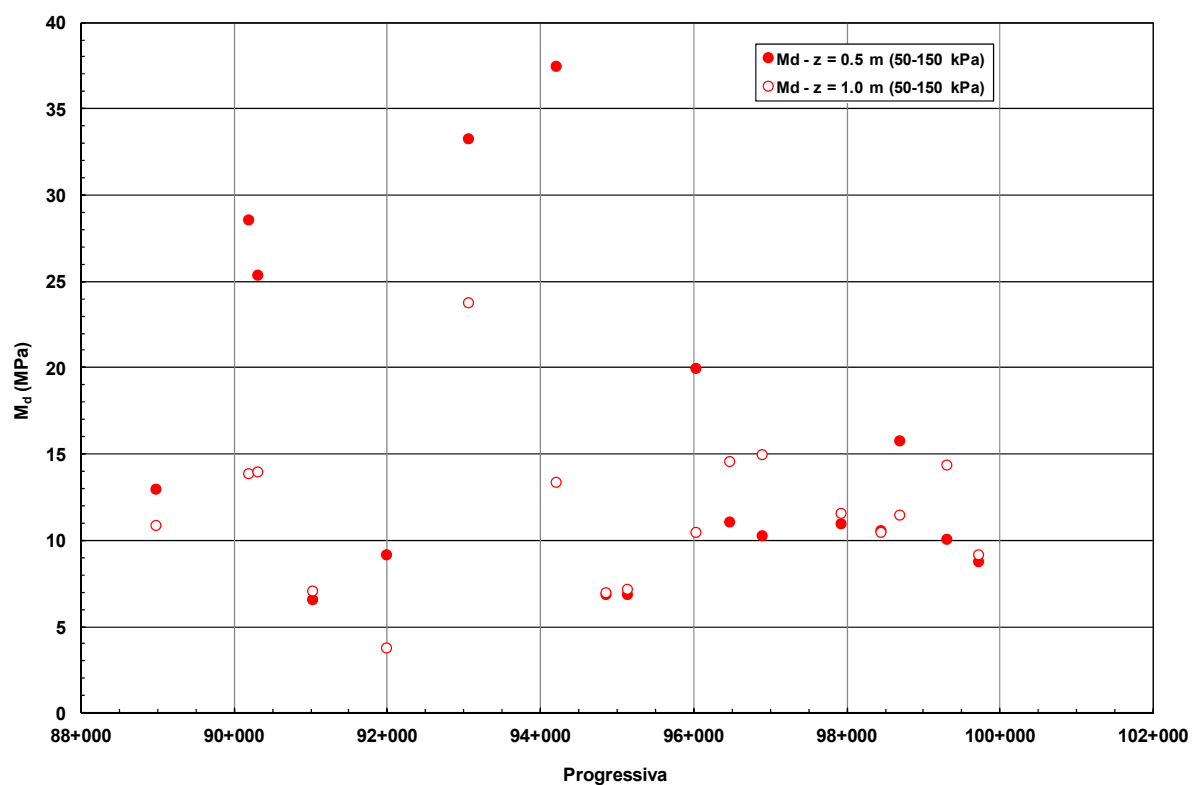


Figura 10.2: Pozzetti esplorativi – Prove di carico su piastra.  
Moduli di primo carico ( $M_d$ )

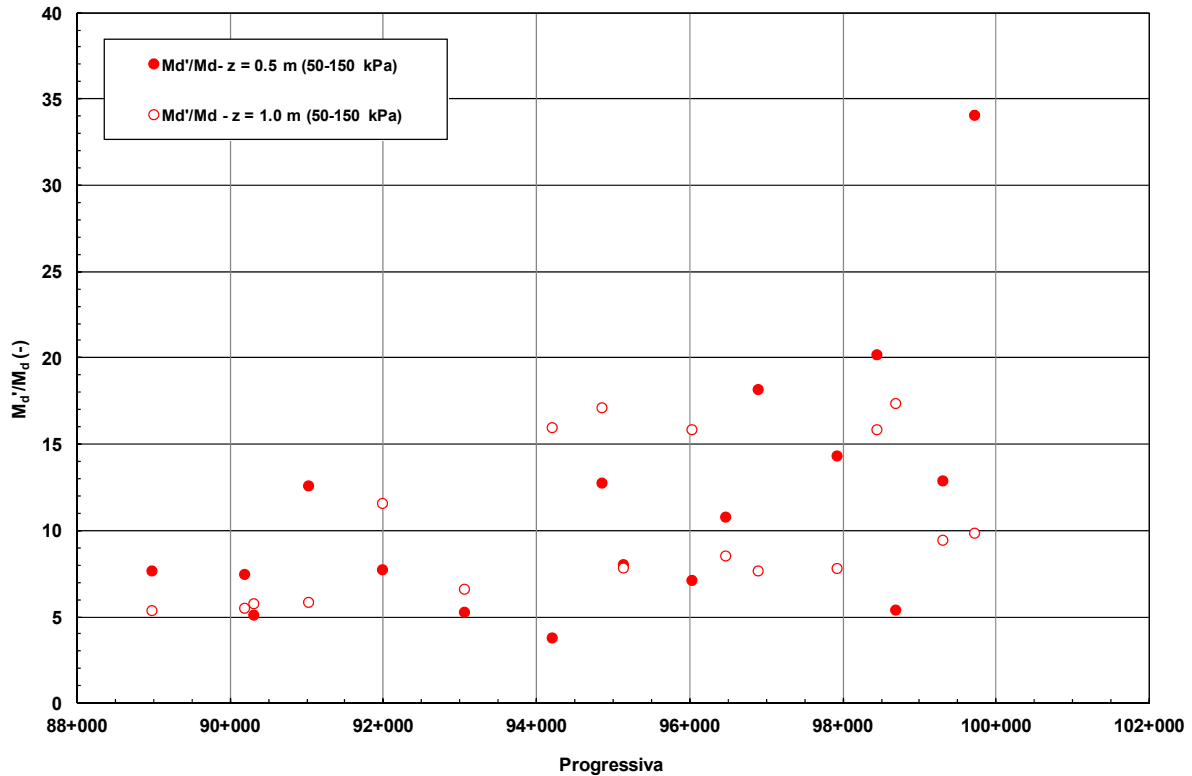


Figura 10.3: Pozzetti esplorativi – Prove di carico su piastra.  
Rapporto tra moduli di primo ( $M_d$ ) e di secondo carico ( $M_d'$ )

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 al primo ciclo di carico su piastra (diametro 30 cm) dovrà risultare non inferiore:*

- *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."

Alla luce delle caratteristiche dei terreni di sottofondo rilevate in sito dalle indagini disponibili, salvo verifica delle effettive condizioni stratigrafiche locali, è da prevedersi quanto segue:

- **Da 88+600 a circa 89+500**
  - uno spessore di scotico non inferiore a 20 cm fino a completa rimozione del terreno vegetale;
  - un'ulteriore spessore di bonifica di 30 cm per rimuovere terreno/materiale non idoneo.
- **Da circa 89+500 a circa 90+850**
  - uno spessore di scotico non inferiore a 20 cm fino a completa rimozione del terreno vegetale;
  - stabilizzazione a calce/calce+cemento del terreno di fondazione sul piano di scotico per uno spessore di 40 cm.
- **Da circa 90+850 a circa 91+900**
  - uno spessore di scotico non inferiore a 20 cm fino a completa rimozione del terreno vegetale;
  - un'ulteriore spessore di bonifica di 30 cm per rimuovere terreno/materiale non idoneo;
  - stabilizzazione a calce/calce+cemento del terreno di fondazione sul piano di bonifica per uno spessore di 30 cm.
- **Da circa 91+900 a circa 92+000**
  - uno spessore di scotico non inferiore a 20 cm fino a completa rimozione del terreno vegetale;
  - un'ulteriore spessore di bonifica di 40 cm per rimuovere terreno/materiale non idoneo.
- **Da circa 92+000 a circa 93+900**
  - uno spessore di scotico non inferiore a 20 cm fino a completa rimozione del terreno vegetale;
  - un'ulteriore spessore di bonifica di 30 cm per rimuovere terreno/materiale non idoneo;

- stabilizzazione a calce/calce+cemento del terreno di fondazione sul piano di bonifica per uno spessore di 30 cm.
- **Da circa 93+900 a circa 94+650**
  - uno spessore di scotico non inferiore a 20 cm fino a completa rimozione del terreno vegetale;
  - localmente eventuale stabilizzazione a calce/calce+cemento del terreno di fondazione sul piano di bonifica per uno spessore di 40 cm.
- **Da circa 94+650 a circa 96+200**
  - uno spessore di scotico non inferiore a 20 cm fino a completa rimozione del terreno vegetale;
  - un'ulteriore spessore di bonifica di 60 cm per rimuovere terreno/materiale non idoneo;
  - stabilizzazione a calce/calce+cemento del terreno di fondazione sul piano di bonifica per uno spessore di 30 cm.
- **Da circa 96+200 a circa 97+000**
  - uno spessore di scotico non inferiore a 20 cm fino a completa rimozione del terreno vegetale;
  - un'ulteriore spessore di bonifica di 30 cm per rimuovere terreno/materiale non idoneo;
  - stabilizzazione a calce/calce+cemento del terreno di fondazione sul piano di bonifica per uno spessore di 30 cm.
- **Da circa 97+000 a circa 100+850**
  - uno spessore di scotico non inferiore a 20 cm fino a completa rimozione del terreno vegetale;
  - un'ulteriore spessore di bonifica di 60 cm per rimuovere terreno/materiale non idoneo;
  - stabilizzazione a calce/calce+cemento del terreno di fondazione sul piano di bonifica per uno spessore di 30 cm.

Il trattamento di stabilizzazione del terreno di fondazione sul piano di bonifica mediante calce, verrà sostituito con quello a calce e cemento in presenza di

materiali classificati A4. Il tenore di calce e/o cemento (% in peso) più idoneo dovrà essere valutato sulla base dei risultati delle prove di laboratorio riportate nei successivi paragrafi e confermato successivamente dai risultati di campi prova finalizzati anche all'individuazione della miscela di progetto.

Il terreno in sito sullo spessore della bonifica verrà sostituito con materiale granulare selezionato appartenente ai gruppi A1, A2-4, A2-5 e A3 opportunamente steso e compattato oppure con materiale proveniente dagli scavi stabilizzato a calce.

Qualora la falda risultasse al di sopra del piano di bonifico, in fase di costruzione si provvederà ad abbassare la falda, portandola alla quota del piano di bonifico.



Tabella 10.1: Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati nei pozzetti e nei primi 4 m dei sondaggi

Sond/Poz	Progressiva	Camp.	Profondità		GRANULOMETRIA (AGI)				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			
			Da	A	G	S	L	A	LL	LP	IP	AGI	UNI / CNR		USCS
	Km		(m)	(m)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)		Gruppo	Indice	
PZ-D1	88 + 970	CR1	0.5	0.5	0	84	15	1	-	-	-	S(L)	A1-b	-	-
PZ-D1	88 + 970	CR2	1	1	0	82	16	2	-	-	-	S(L)	A1-b	-	-
PZ-D2	90 + 180	CR1	0.5	0.5	0	11	73	16	36	29	7	L(A)(S)	A4	8	ML
PZ-D2	90 + 180	CR2	1	1	0	47	32	21	33	19	14	S,L(A)	A6	5	CL
PZ-D3	90 + 300	CR1	0.5	0.5	0	29	55	15	33	25	8	L,S(A)	A4	8	ML
PZ-D3	90 + 300	CR2	1	1	0	83	15	2	-	-	-	S(L)	A1-b	-	-
PZ-D4	91 + 015	CR1	0.5	0.5	1	19	67	13	36	28	8	L(S)(A)	A4	8	ML
PZ-D4	91 + 015	CR2	1	1	2	9	71	18	40	29	11	L(A)[S]	A6	-	ML
PZ-D5	91 + 980	CR1	0.5	0.5	2	38	49	11	34	22	12	L,S(A)	A6	-	ML
PZ-D5	91 + 980	CR2	1	1	0	48	44	8	-	-	-	S,L[A]	A4	-	-
PZ-D6	93 + 050	CR1	0.5	0.5	2	33	50	15	32	22	10	L,S(A)	A4	-	ML
PZ-D6	93 + 050	CR2	1	1	2	42	38	18	29	20	9	S,L(A)	A4	-	-
PZ-D7	94 + 195	CR1	0.5	0.5	0	51	42	7	-	-	-	S,L[A]	A4	-	-
PZ-D7	94 + 195	CR2	1	1	0	52	46	0	-	-	-	S,L	A4	-	-
PZ-D8	94 + 845	CR1	0.5	0.5	0	27	38	35	48	24	24	L,A,S	A7-6	15	CL
PZ-D8	94 + 845	CR2	1	1	1	46	38	15	-	-	-	S,L(A)	A4	5	ML
PZ-D9	95 + 125	CR1	0.5	0.5	0	49	27	24	55	27	28	S,L(A)	A7-6	13	CH
PZ-D9	95 + 125	CR2	1	1	7	13	60	20	32	25	7	L(A)(S)[G]	A4	8	ML
PZ-D10	96 + 020	CR1	0.5	0.5	1	51	28	20	31	19	12	S,L(A)	A6	4	CL
PZ-D10	96 + 020	CR2	1	1	0	91	9	0	-	-	-	S[L]	A3		SM
PZ-D11	96 + 460	CR1	0.5	0.5	3	28	39	30	48	26	22	L,A,S	A7-6	14	CL
PZ-D11	96 + 460	CR2	1	1	2	26	40	32	56	27	29	L,A,S	A7-6	18	CH
PZ-D12	96 + 885	CR1	0.5	0.5	1	27	48	24	43	24	19	L,S(A)	A7-6	12	CL
PZ-D12	96 + 885	CR2	1	1	0	43	32	25	47	23	24	S,L,A	A7-6	11	CL
PZ-D13	97 + 915	CR1	0.5	0.5	1	33	53	13	-	-	-	L,S(A)	A4	7	ML
PZ-D13	97 + 915	CR2	1	1	0	44	46	10	-	-	-	L,S(A)	A4	5	ML
PZ-D15	98 + 435	CR1	0.5	0.5	1	37	53	9	-	-	-	L,S[A]	A4	7	ML

Sond/Poz	Progressiva	Camp.	Profondità		GRANULOMETRIA (AGI)				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			
			Da	A	G	S	L	A	LL	LP	IP	AGI	UNI / CNR		USCS
	Km		(m)	(m)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)		Gruppo	Indice	
PZ-D15	98 + 435	CR2	1	1	5	16	62	17	-	-	-	L(A)(S)[G]	A4	8	ML
PZ-D16	98 + 680	CR1	0.5	0.5	0	34	54	12	-	-	-	L,S(A)	A4	7	ML
PZ-D16	98 + 680	CR2	1	1	1	14	69	16	32	26	6	L(A)(S)	A4	8	ML
PZ-D17	99 + 295	CR1	0.5	0.5	1	31	54	14	-	-	-	L,S(A)	A4	8	ML
PZ-D17	99 + 295	CR2	1	1	13	30	51	6	-	-	-	L,S(G)[A]	A4	6	ML
PZ-D18	99 + 710	CR1	0.5	0.5	1	12	55	32	46	25	21	L,A(S)	A7-6	14	CL
PZ-D18	99 + 710	CR2	1	1	6	8	60	26	41	27	14	L,A[S][G]	A7-6	10	ML
PZ-D1 2007	100 + 816	S1	0.8	1	1	16	58	25	36	26	10	L(A)(S)	A-4	-	ML
PZ-D1 2007	100 + 816	R2	1.4	1.6	4	13	57	26	39	27	12	L,A(S)	A-6	-	ML
PZ-D1 2007	100 + 816	R3	2	2.1	1	9	74	15	24	19	5	L(A)[S]	A-4	-	CL-ML
PZ-D1 2007	100 + 816	R4	2.2	2.5	0	23	70	8	-	-	-	L(S)[A]	A-4	-	ML
S-PM1	89 + 060	SPT2	3	3.45	0	61	34	5	-	-	-	S,L[A]	A4	1	SM
S-D1	89 + 400	SPT1	1.5	1.5	1	57	22	20	23	15	8	S(L)(A)	A4	-	SC
S-D2	90 + 215	SPT1	1.5	1.5	0	35	55	10	35	30	6	L,S(A)	A4	-	ML
S-D3	90 + 845	SPT2	3	3	0	92	6	2	-	-	-	S[L]	A-1-b	-	-
S-D3BIS	90 + 910	SPT1	1.5	1.5	0	14	57	29	-	-	-	L,A(S)	A7-6	15	CL
S-D4	91 + 510	SPT1	1.5	1.5	0	17	63	20	40	19	21	L(A)(S)	A6	12	CL
S-D4	91 + 510	SPT3	3	3	0	22	50	28	40	18	22	L,A(S)	A7-6	13	CL
S-D5	91 + 715	SPT1	1.5	1.5	0	10	56	34	46	30	16	L,A(S)	A7-5	11	ML
S-D5BIS	93 + 140	SPT1	1.5	1.5	0	38	52	10	-	-	-	L,S(A)	A4	7	ML
S-D5BIS	93 + 140	CI1	3	3.6	0	11	39	50	71	25	46	A,L(S)	A7-6	20	CH
S-D6	93 + 390	SPT1	1.5	1.5	1	15	36	48	78	30	48	A,L(S)	A7-5	20	CH
S-D6BIS	93 + 395	CI1	3	3.6	3	15	55	27	48	26	22	L,A(S)	A7-6	14	CL
S-D7	93 + 500	SPT1	1.5	1.5	76	12	9	3	-	-	-	G(S)[L]	A-1-a	-	-
S-D8	93 + 930	SPT2	3	3	0	80	18	2	-	-	-	S(L)	A-1-b	-	-
S-D9	95 + 030	SPT1	1.5	1.5	3	35	35	27	44	20	24	S,L,A	A7-6	13	CL
S-D9	95 + 030	CI1	3	3.6	0	11	88	1	48	28	20	L(S)	A7-6	14	CL-ML
S-D10	95 + 345	CI1	3	3.7	0	1	58	41	38	23	15	L,A	A6	10	CL

Sond/Poz	Progressiva	Camp.	Profondità		GRANULOMETRIA (AGI)				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			
			Da	A	G	S	L	A	LL	LP	IP	AGI	UNI / CNR		USCS
	Km		(m)	(m)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)		Gruppo	Indice	
S-D11	95 + 785	SPT1	1.5	1.5	0	10	73	17	-	-	-	L(A)(S)	A4	8	ML
S-D12	96 + 555	CI1	3	3.65	0	2	59	39	44	24	20	L,A	A7-6	13	CL
S-D13	96 + 760	SPT1	1.5	1.5	0	22	58	20	38	23	15	L(S)(A)	A6	10	CL
S-D13	96 + 760	CI1	3	3.7	1	20	51	28	39	23	16	L,A(S)	A6	10	CL
S-D14	97 + 600	SPT1	1.5	1.5	0	6	64	30	50	28	22	L,A[S]	A7-6	15	CH
S-D14	97 + 600	CI1	3	3.5	0	1	50	49	40	23	17	L,A	A6	11	CL

Tabella 10.2: Pozzetti – Prove di carico su piastra e densità in sito

Sond/Poz	Progressiva	Camp.	Profondità		PROVE IN SITO					
			Da	A	M <sub>E1</sub>	M <sub>E2</sub>	M <sub>E2</sub> / M <sub>E1</sub>	γ <sub>d</sub>	γ <sub>n</sub>	w
	Km		(m)	(m)	(MPa)	(MPa)	(-)	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(%)
PZ-D1	88 + 970	CR1	0.5	0.5	13	100	7.7	14.46	16.28	16.40
PZ-D1	88 + 970	CR2	1	1	11	59	5.4	13.06	15.67	25.10
PZ-D2	90 + 180	CR1	0.5	0.5	29	214	7.5	15.32	16.52	10.30
PZ-D2	90 + 180	CR2	1	1	14	77	5.5	15.22	17.26	17.70
PZ-D3	90 + 300	CR1	0.5	0.5	25	130	5.1	14.78	16.94	18.80
PZ-D3	90 + 300	CR2	1	1	14	81	5.8	15.03	16.62	13.20
PZ-D4	91 + 015	CR1	0.5	0.5	7	83	12.6	12.76	15.41	26.50
PZ-D4	91 + 015	CR2	1	1	7	42	5.9	12.31	15.08	31.30
PZ-D5	91 + 980	CR1	0.5	0.5	9	71	7.8	13.18	15.66	24.10
PZ-D5	91 + 980	CR2	1	1	4	44	11.6	12.24	15.21	30.60
PZ-D6	93 + 050	CR1	0.5	0.5	33	177	5.3	16.01	16.96	8.70
PZ-D6	93 + 050	CR2	1	1	24	158	6.6	15.72	17.03	8.50
PZ-D7	94 + 195	CR1	0.5	0.5	38	143	3.8	14.61	15.96	16.00
PZ-D7	94 + 195	CR2	1	1	13	214	16.0	12.15	14.75	13.80

Sond/Poz	Progressiva	Camp.	Profondità		PROVE IN SITO					
			Da	A	M <sub>E1</sub> (MPa)	M <sub>E2</sub> (MPa)	M <sub>E2</sub> / M <sub>E1</sub> (-)	γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	γ <sub>n</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)
	(m)		(m)							
PZ-D8	94 + 845	CR1	0.5	0.5	7	88	12.8	15.57	17.83	14.80
PZ-D8	94 + 845	CR2	1	1	7	120	17.1	13.89	17.51	26.30
PZ-D9	95 + 125	CR1	0.5	0.5	7	56	8.1	18.59	19.90	16.00
PZ-D9	95 + 125	CR2	1	1	7	57	7.9	17.80	20.45	23.50
PZ-D10	96 + 020	CR1	0.5	0.5	20	143	7.1	14.72	16.22	10.30
PZ-D10	96 + 020	CR2	1	1	11	167	15.9	13.58	15.55	14.70
PZ-D11	96 + 460	CR1	0.5	0.5	11	120	10.8	15.85	17.14	14.02
PZ-D11	96 + 460	CR2	1	1	15	125	8.6	14.60	17.79	22.20
PZ-D12	96 + 885	CR1	0.5	0.5	10	188	18.2	15.75	16.79	11.40
PZ-D12	96 + 885	CR2	1	1	15	115	7.7	14.00	16.12	15.30
PZ-D13	97 + 915	CR1	0.5	0.5	11	158	14.4	14.52	17.01	17.40
PZ-D13	97 + 915	CR2	1	1	12	91	7.8	14.76	13.64	17.10
PZ-D15	98 + 435	CR1	0.5	0.5	11	214	20.2	15.37	16.98	10.60
PZ-D15	98 + 435	CR2	1	1	11	167	15.9	13.96	14.85	16.10
PZ-D16	98 + 680	CR1	0.5	0.5	16	86	5.4	15.26	15.72	7.00
PZ-D16	98 + 680	CR2	1	1	12	200	17.4	13.71	15.74	15.10
PZ-D17	99 + 295	CR1	0.5	0.5	10	130	12.9	13.84	15.58	12.90
PZ-D17	99 + 295	CR2	1	1	14	136	9.5	13.03	15.80	21.70
PZ-D18	99 + 710	CR1	0.5	0.5	9	300	34.1	13.83	16.70	21.20
PZ-D18	99 + 710	CR2	1	1	9	91	9.9	15.85	18.27	26.80
PZ-D1 2007	100 + 816	S1	0.8	1	12	31	2.5	14.32	18.27	27.50

## 10.2 Trattamenti dei terreni di sottofondo

La Tabella 10.3 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 PZ-D3 e PZ-D18), terreno-cemento (campioni prelevati da PZ-D6 e PZ-D10) e terreno-calce-cemento (campioni prelevati da PZ-D1 della campagna 2007) dei terreni di sottofondo.

Nella Figura 10.4 si riportano i risultati delle prove Proctor disponibili su campioni di terreno naturale.

Tabella 10.3: Prove di laboratorio su campioni per trattamento con calce e/o cemento

Pozzetto	z (m p.c.)	CNR	CIC (%)	SO (%)	CaCO <sub>3</sub> (%)	G (-)	w (%)	LL (%)	IP (%)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)
PZ-D1 2007	0.8-1.0	A4	1.87	1.43	20.13	2.63	16.4	36	10	1	16	58	25
PZ-D3	0.5-1.0	A7-6(12)	3	0.9	0.5	2.76	25	42	18	0	6	65	29
PZ-D6	0.5-1.0	A7-6(12)	2	1.3	26.2	2.73	16.7	33	10	0	26	58	16
PZ-D10	0.5-1.0	(*)	5.69	1.33	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)
PZ-D18	0.5-1.0	(*)	6	2.25	(*)	(*)	(*)	47.7	12	(*)	(*)	(*)	(*)
(*) Dato non disponibile													

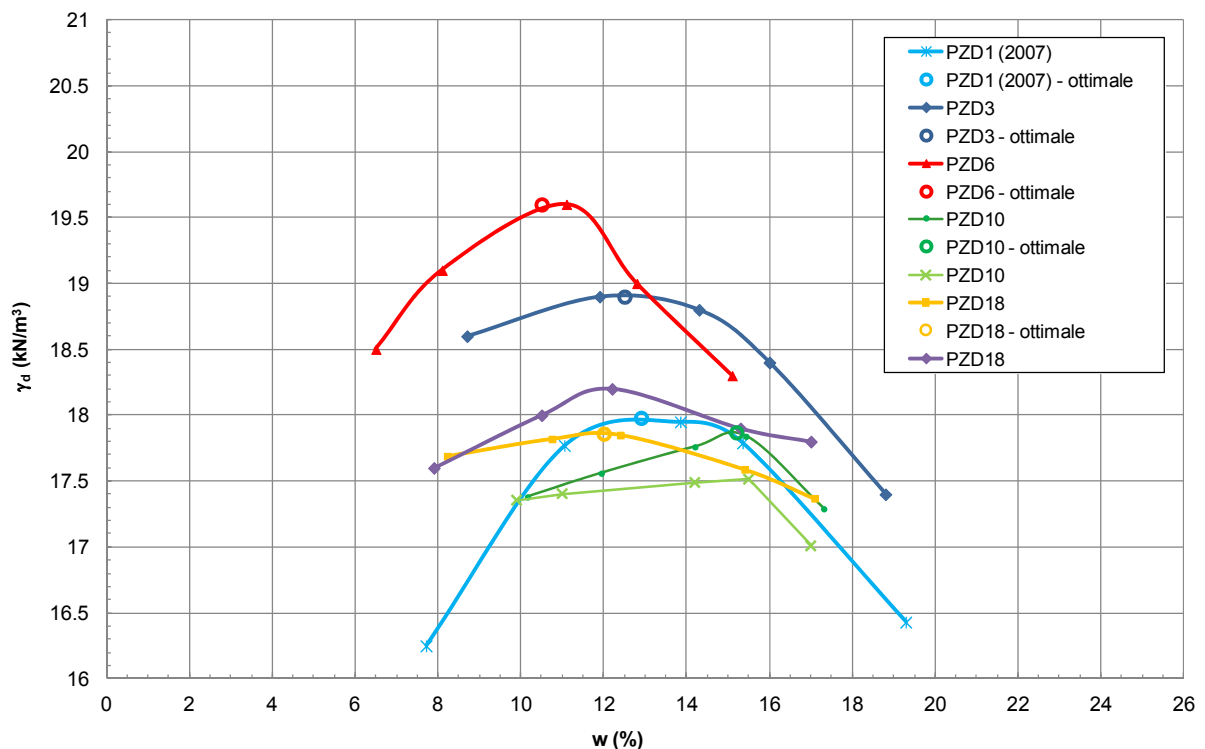


Figura 10.4: Pozzetti esplorativi – Prove Proctor su terreno naturale

### 10.2.1 Trattamenti dei terreni a calce

Nella Tabella 10.4, Tabella 10.5 e Tabella 10.6 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 PZ-D3 e PZ-D18, tra 0.5 e 1.0 m di profondità. Nelle tabelle sono riportati i risultati delle prove di laboratorio relative sia al terreno tal quale, sia alle miscele terreno-calce con contenuti di calce (valutata in percentuale sul peso di volume secco del terreno) pari al 3.0% e 6.0%. Sulle miscele sono stati determinati i limiti di Atterberg (Tabella 10.4), prove Proctor (Tabella 10.5 e Figura 10.5) e determinazione degli indici IPI (Indice di Portanza Immediata, Tabella 10.5 e Figura 10.6) e CBR (California Bearing Ratio, Tabella 10.6, Figura 10.7 e Figura 10.8). 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 10.7);
- 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 10.7);
- su campioni aventi un contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 3-4% di umidità (*ottimale + 3-4% H2O*, Figura 10.8). In particolare si è aggiunto un 4% di umidità sui campioni non trattati a calce e un 3% su quelli trattati;
- su campioni aventi un contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 3-4% di umidità, dopo immersione in acqua per quattro giorni (*ottimale + 3-4% H2O + 4gg in H2O*, Figura 10.8).

Tabella 10.4: Trattamento con calce – Limiti di Atterberg

Pozzetto	calce (%)	z (m p.c.)	LL (%)	IP (%)
PZD3	0%	0.5 - 1.0	42	18
PZD3	3%	0.5 - 1.0	58	19
PZD18	0%	0.5 - 1.0	47.7	12
PZD18	6%	0.5 - 1.0	(*)	(*)
(*) Dato non disponibile				

Tabella 10.5: Trattamento con calce - Prove Proctor e IPI

			Proctor		IPI									
					1		2		3		4		5	
Pozzetti	Calce	z	$\gamma_d$	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w
-	%	m da p.c.	(kN/m <sup>3</sup> )	(%)	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
PZD3	0	0.5-1.0	18.9	12.5	97	8.7	69	11.9	34	14.3	11	16	4	18.8
PZD3	3	0.5-1.0	18	14.15	124	8.5	119	11.9	99	13.9	87	15.7	36	18.7
PZD18	0	0.5-1.0	17.86	12	33.7	7.9	42.9	10.5	49.4	12.2	25.2	15.3	11	17
PZD18	6	0.5-1.0	17.58	14	66.8	9.80	75.4	11.7	102	14	85.8	16.1	56	17.9

Tabella 10.6: Trattamento con calce - Prove CBR

Calce	Iniziale								7 giorni								28 giorni									
	(1)		(2)		(3)		(4)		(1)		(2)		(3)		(4)		(1)		(2)		(3)		(4)			
	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w		
%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	
PZ-D3																										
0	52	12.3	3	12.1	9	16.3	3	16.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
3	99	14.9	45	18.3	121	14.3	61	18.4	139	14	70	17.9	125	14.2	69	18.5	176	15	83	18.5	158	14.6	89	19		
PZD-18																										
0	44	12	15	12.1	33	16	15	16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	122	14	64.1	14	81	17.2	47	16.9	144	14.2	86	14	92	17.1	61	17	181	13.9	103	14.2	109	17.1	95	17.1		
<p>(1) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor (<i>ottimale</i>);</p> <p>(2) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor, dopo immersione in acqua per quattro giorni (<i>ottimale+4gg in H2O</i>);</p> <p>(3) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 3-4% di umidità (<i>ottimale + 3-4% H2O</i>);</p> <p>(4) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 3-4% di umidità, dopo immersione in acqua per quattro giorni (<i>ottimale + 3-4% H2O + 4gg in H2O</i>).</p>																										



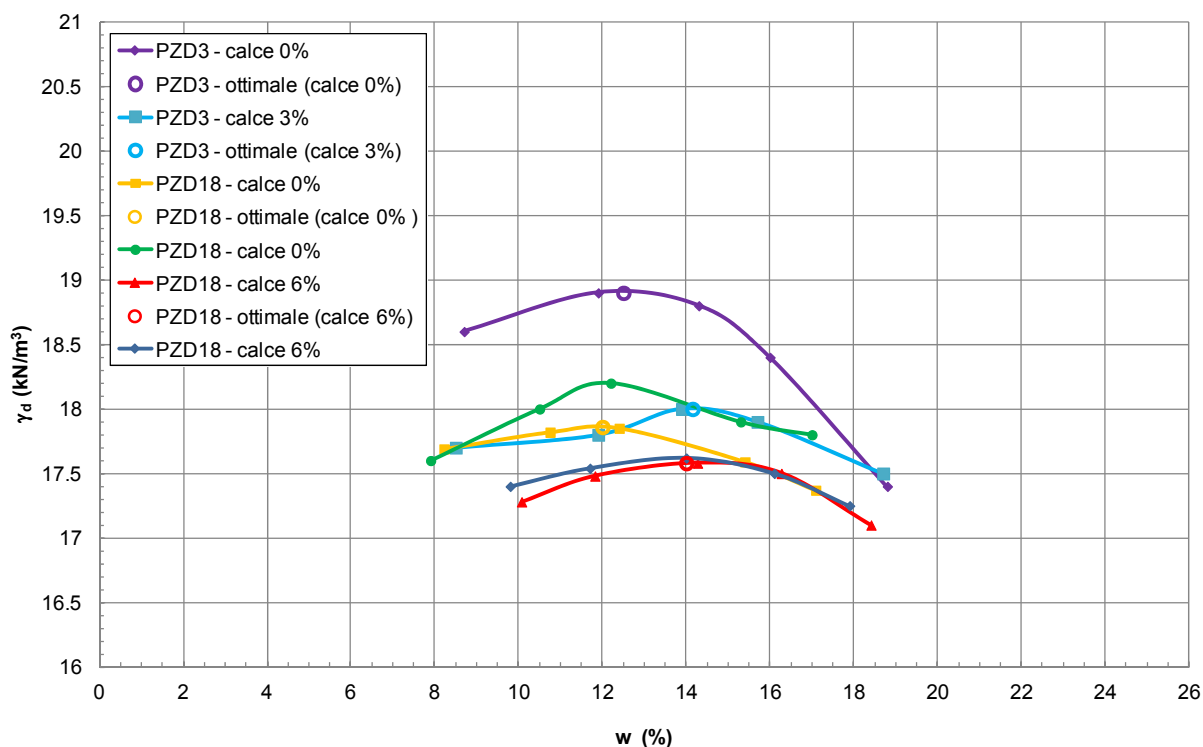


Figura 10.5: Trattamento con calce – Prove Proctor

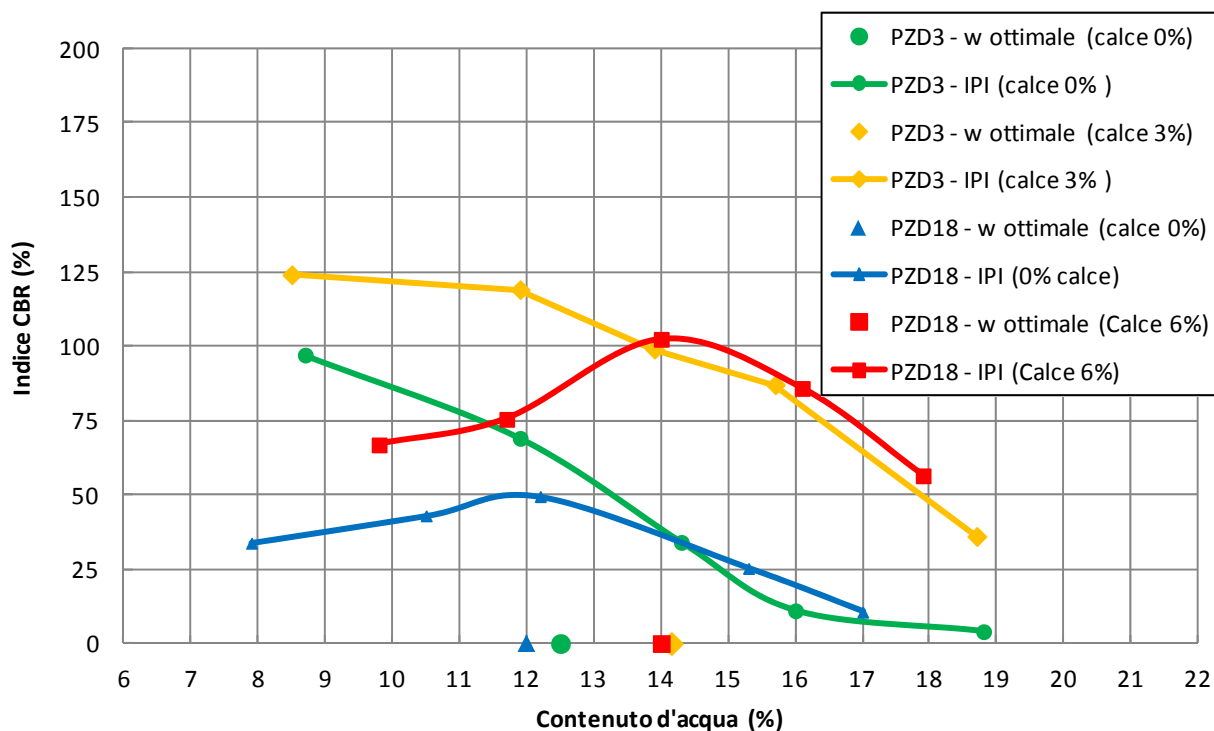


Figura 10.6: Trattamento con calce – Prove IPI

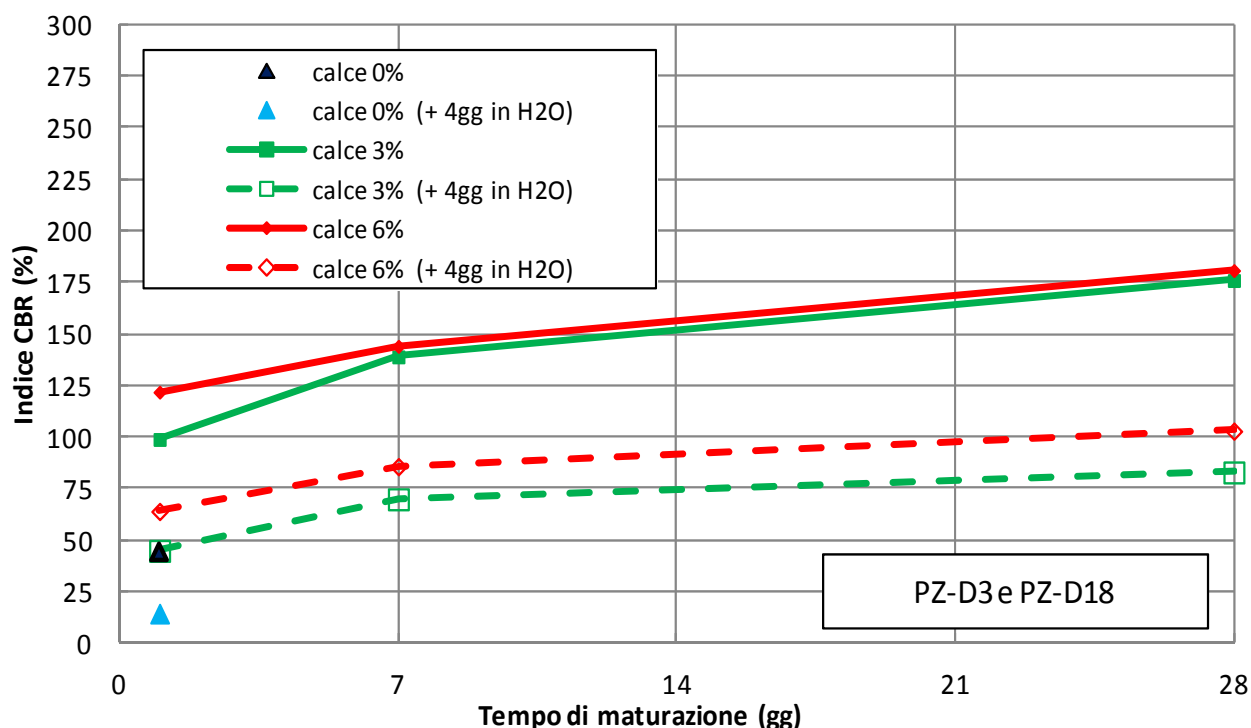


Figura 10.7: Trattamento con calce – Prove CBR (ottimale)

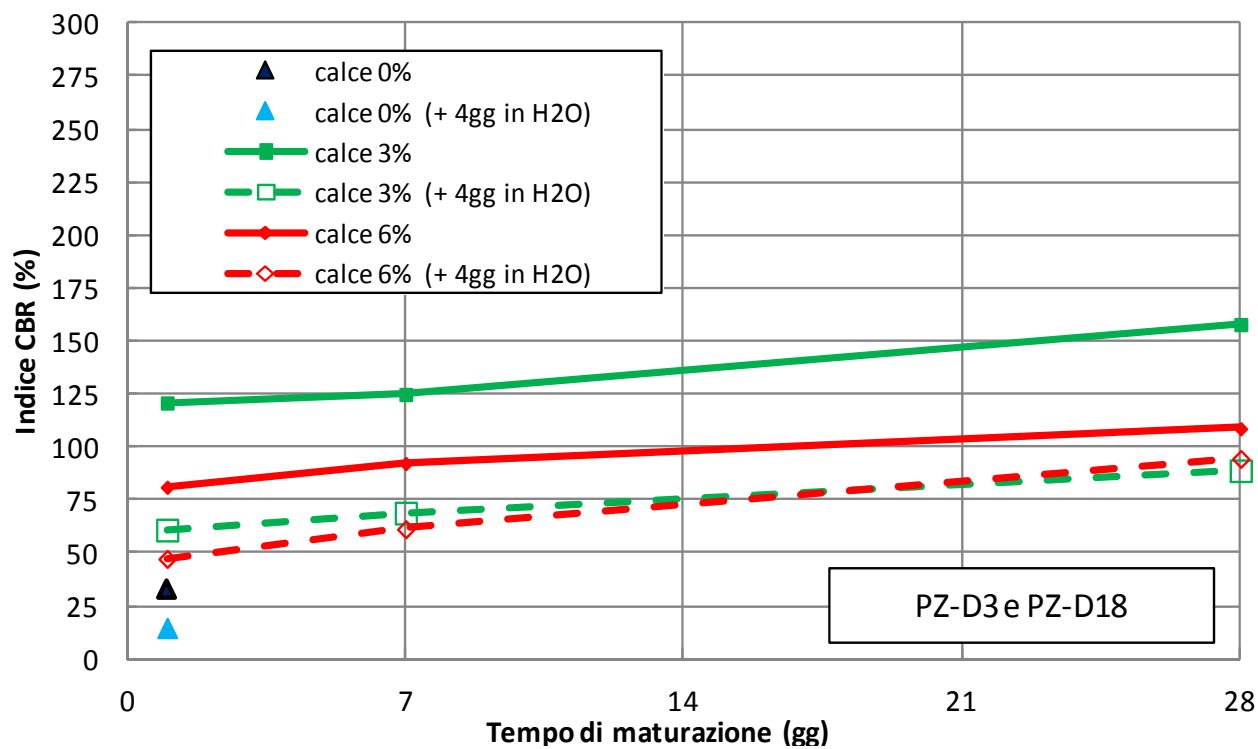


Figura 10.8: Trattamento con calce – Prove CBR (ottimale + 3-4% H2O)

## 10.2.2 Trattamenti dei terreni a cemento

Nella Tabella 10.7,

Tabella 10.8 e Tabella 10.9 sono riportati i risultati delle prove di laboratorio effettuate su miscele terreno-cemento a partire da campioni di terreno prelevati nel pozzetto PZ-D6 e PZ-D10, tra 0.5 e 1.0 m di profondità. Nelle tabelle sono riportati i risultati delle prove di laboratorio relative sia al terreno tal quale, sia alle miscele terreno-cemento con contenuto di cemento (valutato in percentuale sul peso di volume secco del terreno) pari al 3%. Sulle miscele sono stati determinati i limiti di Atterberg (Tabella 10.7), prove Proctor (Tabella 10.7 e Figura 10.9) e determinazione degli indici IPI (Indice di Portanza Immediata,

Tabella 10.8 e Figura 10.10) e CBR (California Bearing Ratio, Tabella 10.9, Figura 10.11 e Figura 10.12).

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 10.11);
- 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 H<sub>2</sub>O*, Figura 10.11);
- su campioni aventi un contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 2-4% di umidità (*ottimale + 2-4% H<sub>2</sub>O*, Figura 10.12);
- su campioni aventi un contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 2-4% di umidità, dopo immersione in acqua per quattro giorni (*ottimale + 2-4% H<sub>2</sub>O + 4gg in H<sub>2</sub>O*, Figura 10.12).

Tabella 10.7: Trattamento con cemento – Limiti di Atterberg

Pozzetto	cemento (%)	z (m p.c.)	LL (%)	IP (%)
PZD6	0%	0.5 - 1.0	33	10
PZD6	3%	0.5 - 1.0	35	6
PZD10	0%	0.5 - 1.0	(*)	(*)
PZD10	3%	0.5 - 1.0	(*)	(*)
(*) Dato non disponibile				

Tabella 10.8: Trattamento con cemento - Prove Proctor e IPI

			Proctor		IPI									
Pozzetti	Cemento	z	$\gamma_d$	w	1		2		3		4		5	
					CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w
-	%	m da p.c.	(kN/m <sup>3</sup> )	(%)	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
PZD6	0	0.5-1.0	19.6	10.5	85	6.5	83	8.1	58	11.1	13	12.8	3	15.1
PZD6	3	0.5-1.0	19.1	12	81	6.9	97	10.3	69	12.3	12	14.7	4	16.2
PZD10	0	0.5-1.0	17.9	15.2	4.5	9.9	5.5	11	10.8	14.2	15.4	15.5	6.7	17
PZD10	3	0.5-1.0	17.8	14	17.4	10.2	35.6	10.9	41.5	13	45.1	14.7	13.2	17.2

Tabella 10.9: Trattamento con cemento - Prove CBR

	Iniziale								7 giorni								28 giorni								
	(1)		(2)		(3)		(4)		(1)		(2)		(3)		(4)		(1)		(2)		(3)		(4)		
Cemento	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	
%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	
PZ-D6																									
0	76	10.3	20	10.2	6	13.8	2	13.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
ω	66	12.3	141	12.6	3	16.6	22	16.5	181	11.6	187	11.6	29	15.3	29	15.7	186	12	189	11.9	36	15.9	34	15.8	
PZD-10																									
0	15.6	15	12.2	15.1	8.7	17	8	17.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
ω	68.9	14.2	78.1	14.1	12.7	16.3	33.3	16	73	14	83	13.9	48	16.1	57	16.2	80	14.4	92	14.1	58	26.5	71	15.9	
<p>(1) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor (<i>ottimale</i>);</p> <p>(2) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor, dopo immersione in acqua per quattro giorni (<i>ottimale+4gg in H2O</i>);</p> <p>(3) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 3% di umidità (<i>ottimale + 2-4% H2O</i>);</p> <p>(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 (<i>ottimale + 2-4% H2O + 4gg in H2O</i>).</p>																									

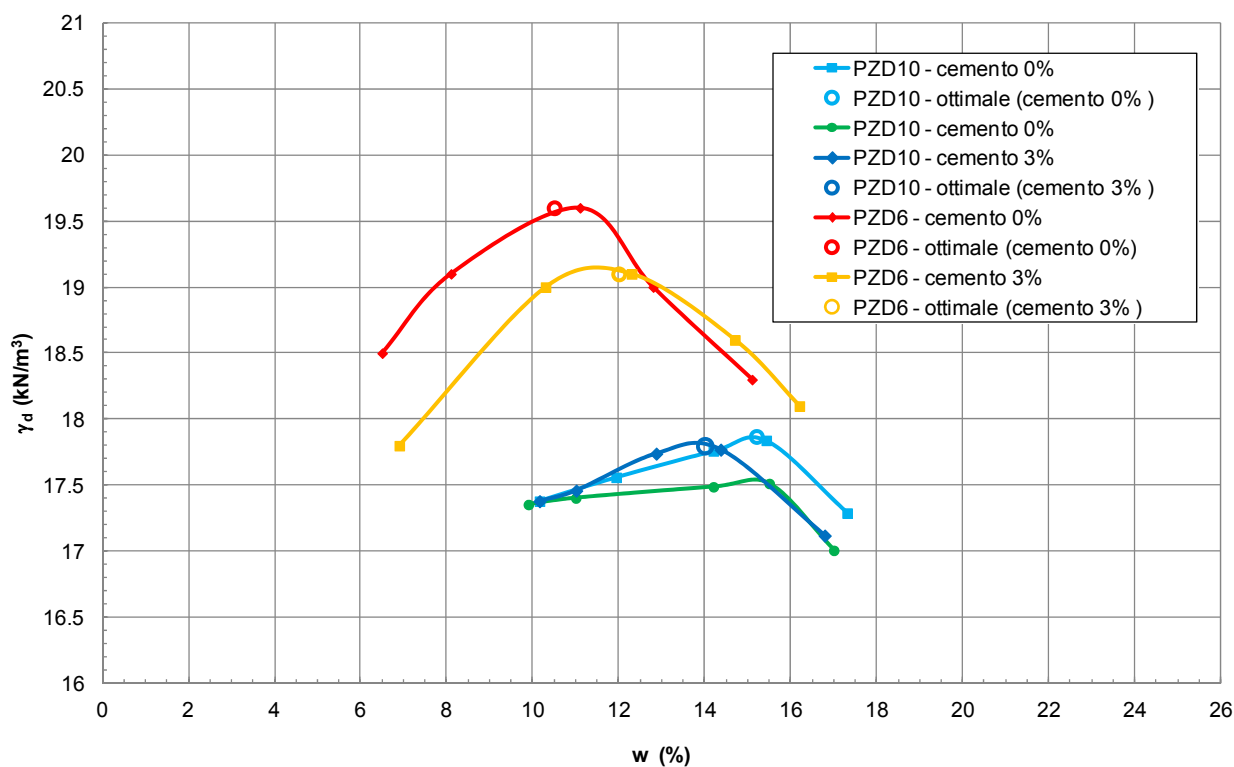


Figura 10.9: Trattamento con cemento – Prove Proctor

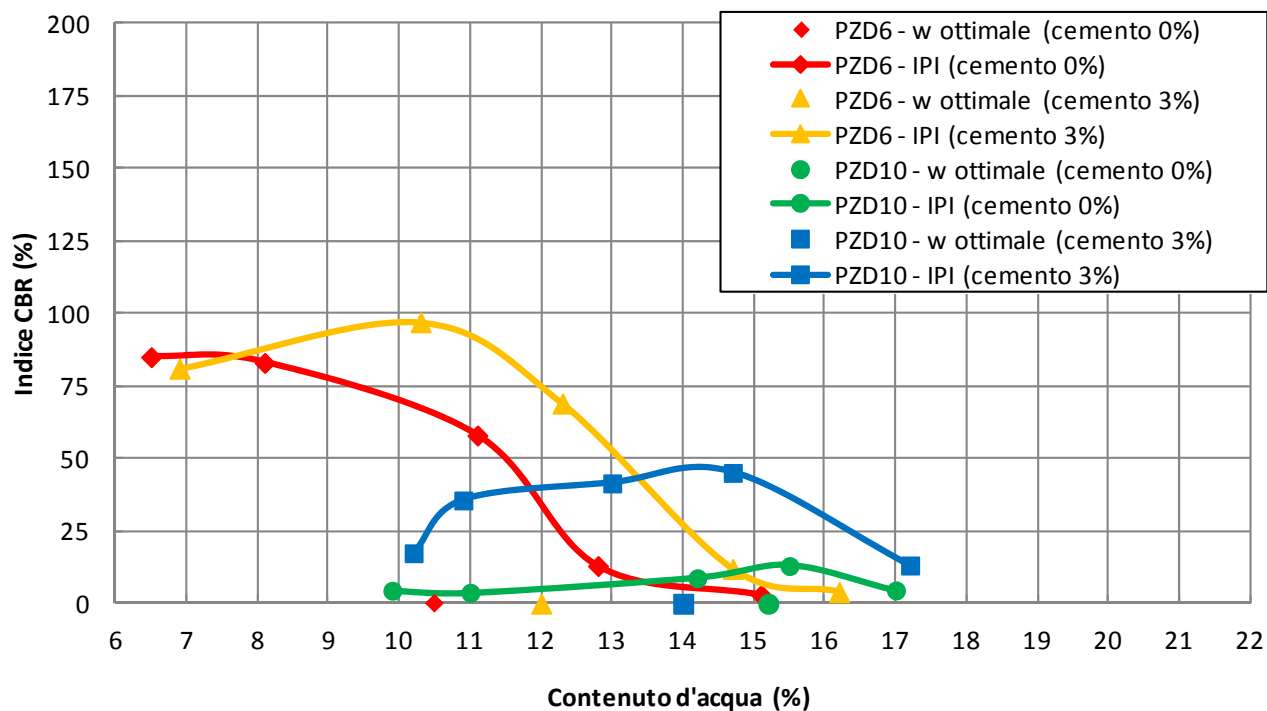


Figura 10.10: Trattamento con cemento – Prove IPI

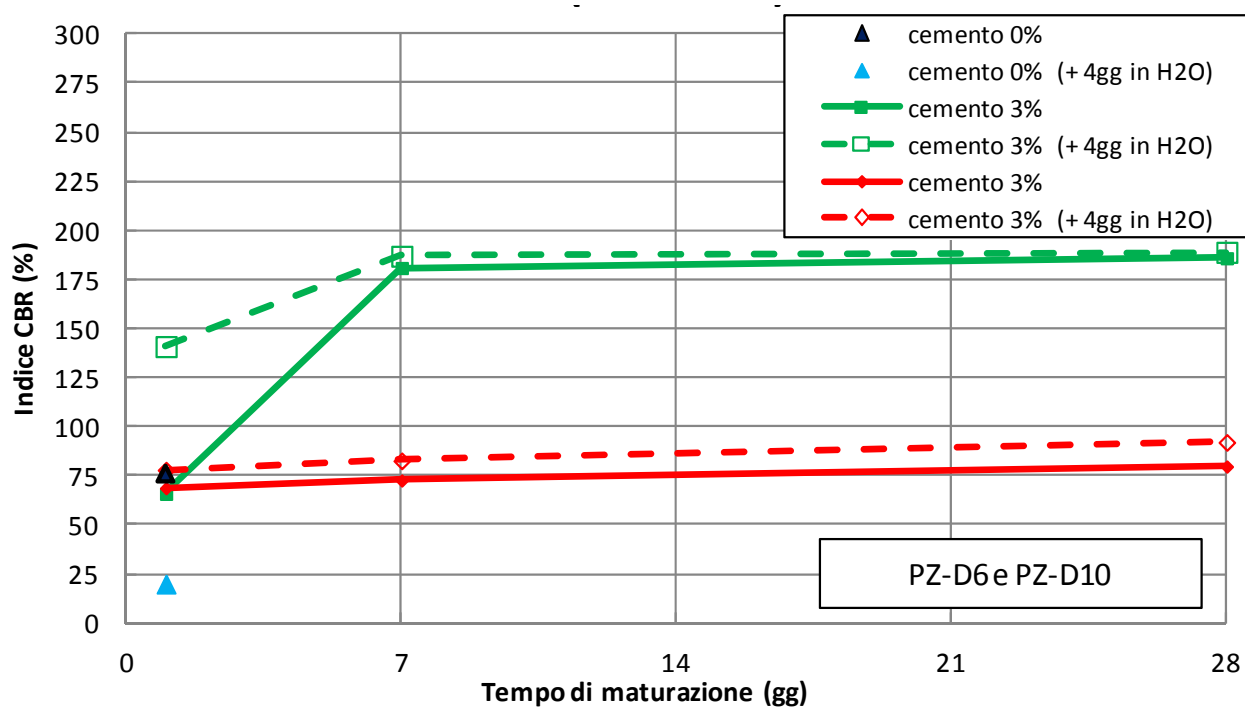


Figura 10.11: Trattamento con cemento – Prove CBR (ottimale)

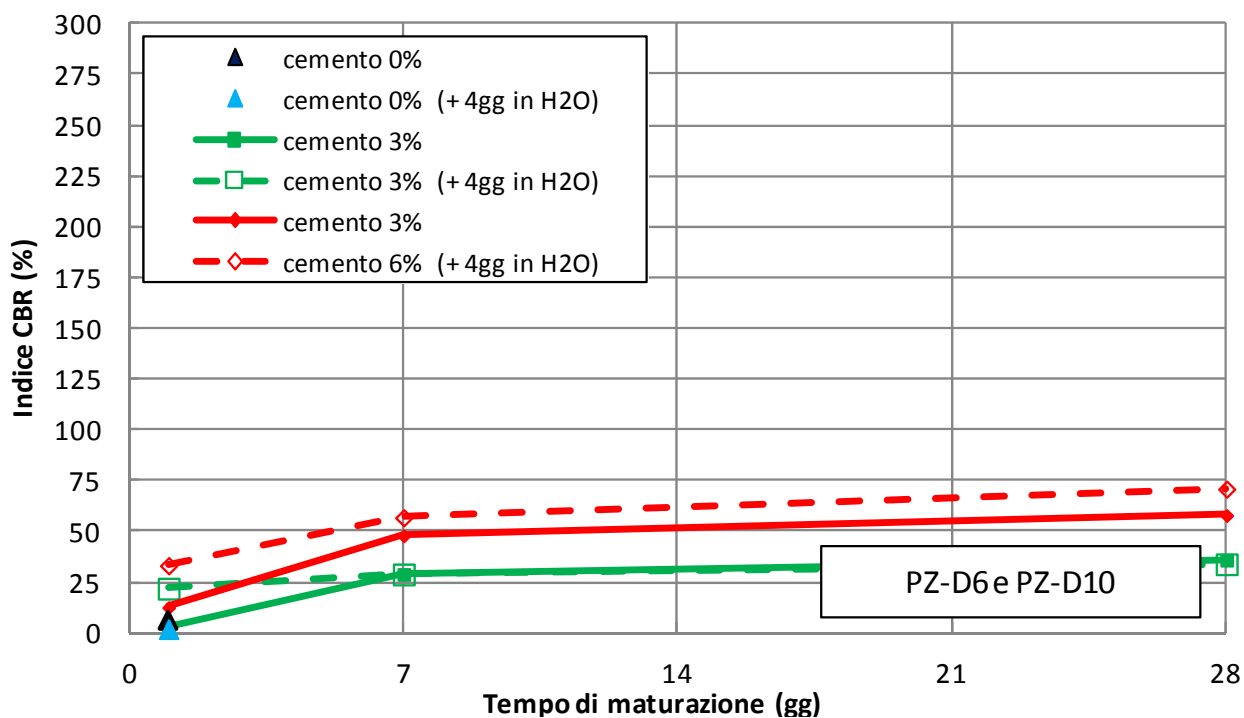


Figura 10.12: Trattamento con cemento – Prove CBR (ottimale + 2-4% H2O)

### 10.2.3 Trattamenti dei terreni a calce+cemento

Nella Tabella 10.10, Tabella 10.11 e Tabella 10.12 sono riportati i risultati delle prove di laboratorio effettuate su miscele terreno-calce-cemento a partire da campioni di terreno prelevati nel pozzetto PZ-D1 (campagna 2007), tra 0.8 e 1.0 m di profondità. Nelle tabelle sono riportati i risultati delle prove di laboratorio relative sia al terreno tal quale, sia alle miscele terreno-calce-cemento con contenuto di calce e di cemento (valutati in percentuale sul peso di volume secco del terreno) pari ciascuno all'1.5%. Sulle miscele sono stati determinati i limiti di Atterberg (Tabella 10.10), prove di compressione monoassiale (Tabella 10.10), prove Proctor (Tabella 10.11 e Figura 10.13) e determinazione degli indici IPI (Indice di Portanza Immediata, Tabella 10.11 e Figura 10.14) e CBR (California Bearing Ratio, Tabella 10.12, Figura 10.15 e Figura 10.16). 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 10.15);
- 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 H<sub>2</sub>O*, Figura 10.15);
- 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% H<sub>2</sub>O*, Figura 10.16);
- 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% H<sub>2</sub>O+4gg in H<sub>2</sub>O*, Figura 10.16).



Tabella 10.10: Trattamento con calce e cemento – Limiti di Atterberg e prove di compressione semplice

Pozzetto	z (m da p.c.)	calce (%)	cemento (%)	LL (%)	LL (%)	ELL (kPa)
PZ-D1 2007	0.8 - 1.0	0	0	-	-	-
PZ-D1 2007	0.8 - 1.0	1.5	1.5	-	-	1230 (ottimo) 730 (ottimo+3% H2O)

Tabella 10.11: Trattamento con calce + cemento - Prove Proctor e IPI

			Proctor		IPI									
					1		2		3		4		5	
Pozzetti	Calce + Cemento	z	$\gamma_d$	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w
-	%	(m da p.c.)	(kN/m <sup>3</sup> )	(%)	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
PZ-D1 2007	0	0.8-1.0	17.98	12.9	35	7.7	68	11	37	13.9	17	15.4	3	19.3
PZ-D1 2007	3	0.8-1.0	17.52	16	80.6	13.2	43.3	16.6	10.3	19.5	-	-	-	-

Tabella 10.12: Trattamento con calce + cemento - Prove CBR

Calce + Cemento	Iniziale								7 giorni								28 giorni								
	(1)		(2)		(3)		(4)		(1)		(2)		(3)		(4)		(1)		(2)		(3)		(4)		
	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	
%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
PZ-D1 2007																									
0	40	13.2	8	18.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	43.3	16.6			10	19.5			119					56					181	15.9	89		92		40
(1) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor ( <i>ottimale</i> ); (2) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor, dopo immersione in acqua per quattro giorni ( <i>ottimale+4gg in H2O</i> ); (3) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 3% di umidità ( <i>ottimale + 3% H2O</i> ); (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 ( <i>ottimale + 3% H2O + 4gg in H2O</i> ).																									

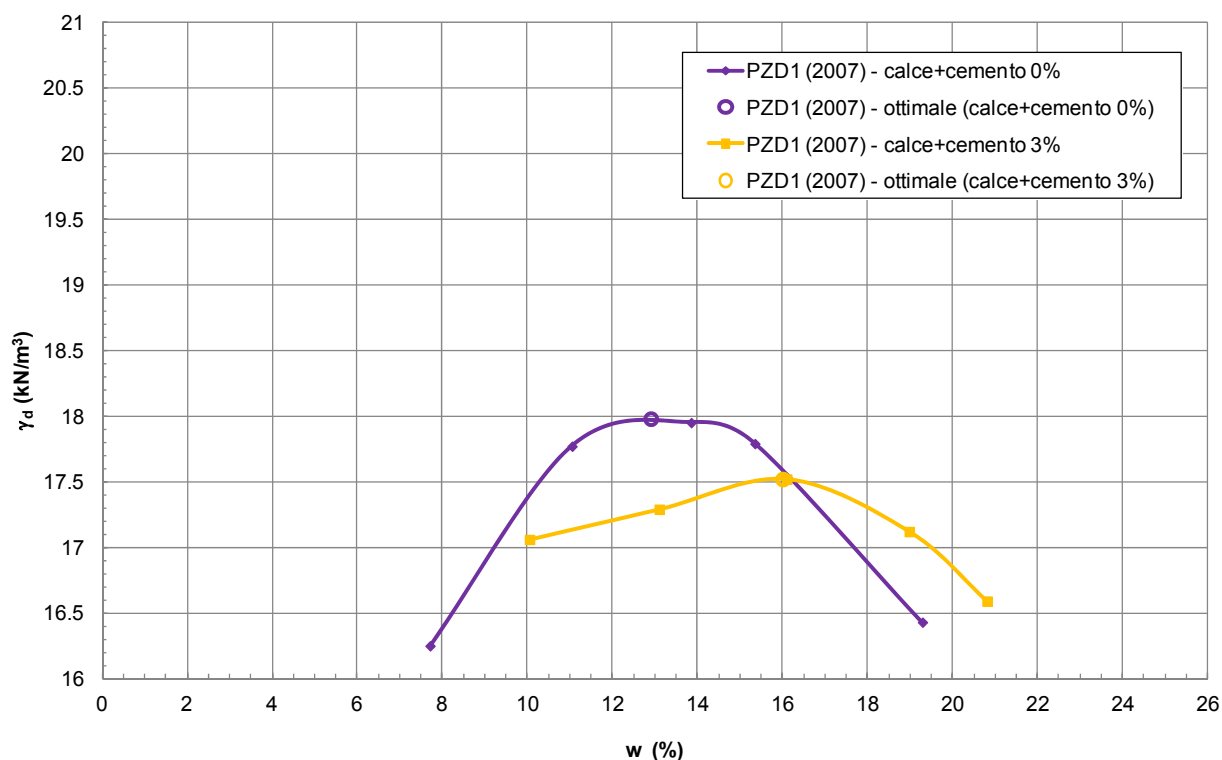


Figura 10.13: Trattamento con calce + cemento – Prove Proctor

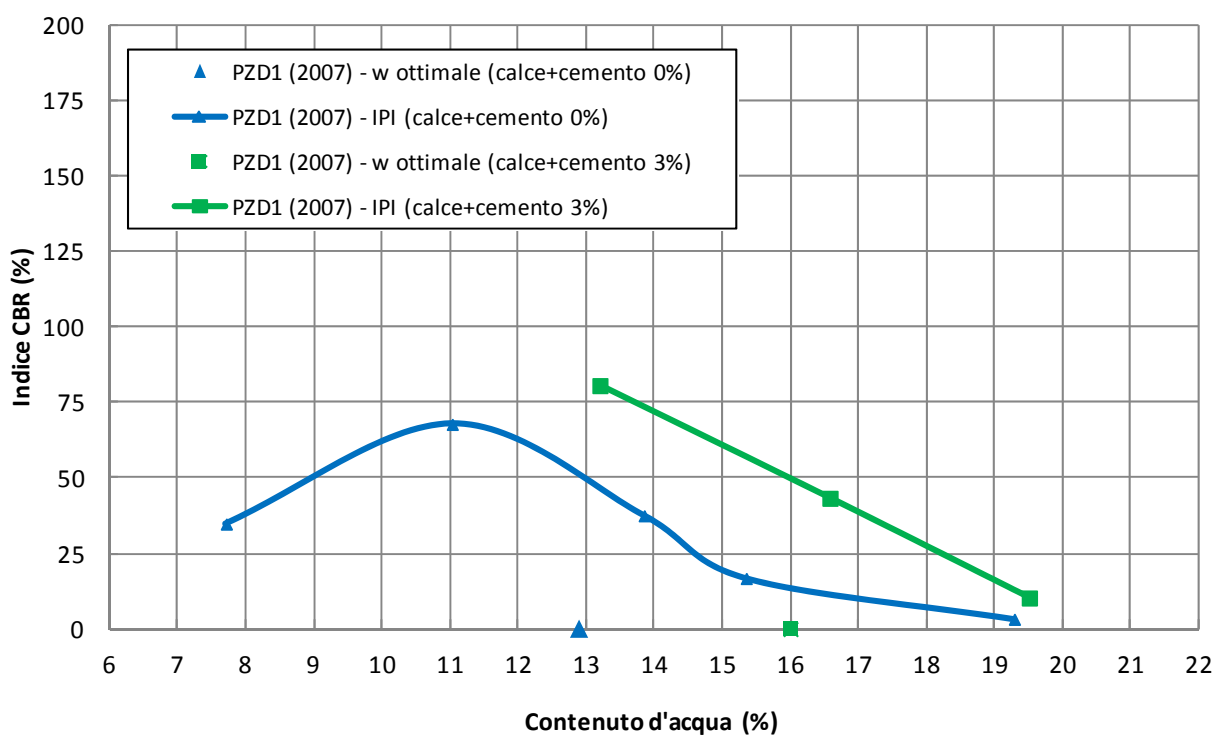


Figura 10.14: Trattamento con calce + cemento – Prove IPI

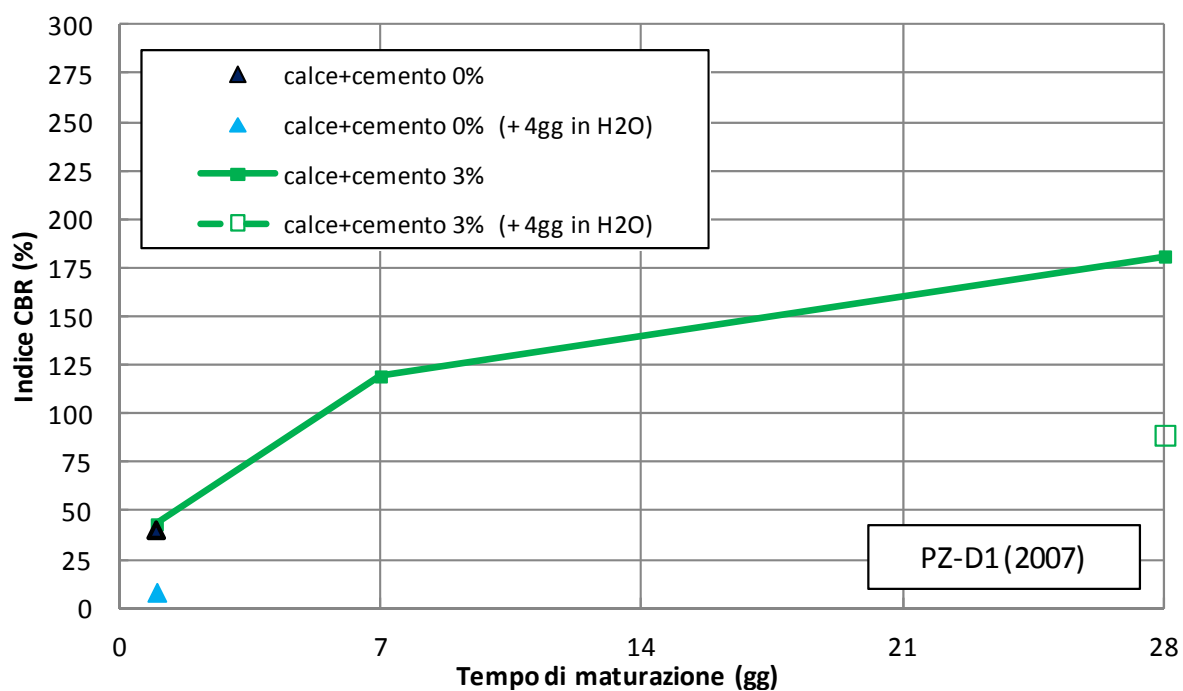


Figura 10.15: Trattamento con calce + cemento – Prove CBR (ottimale)

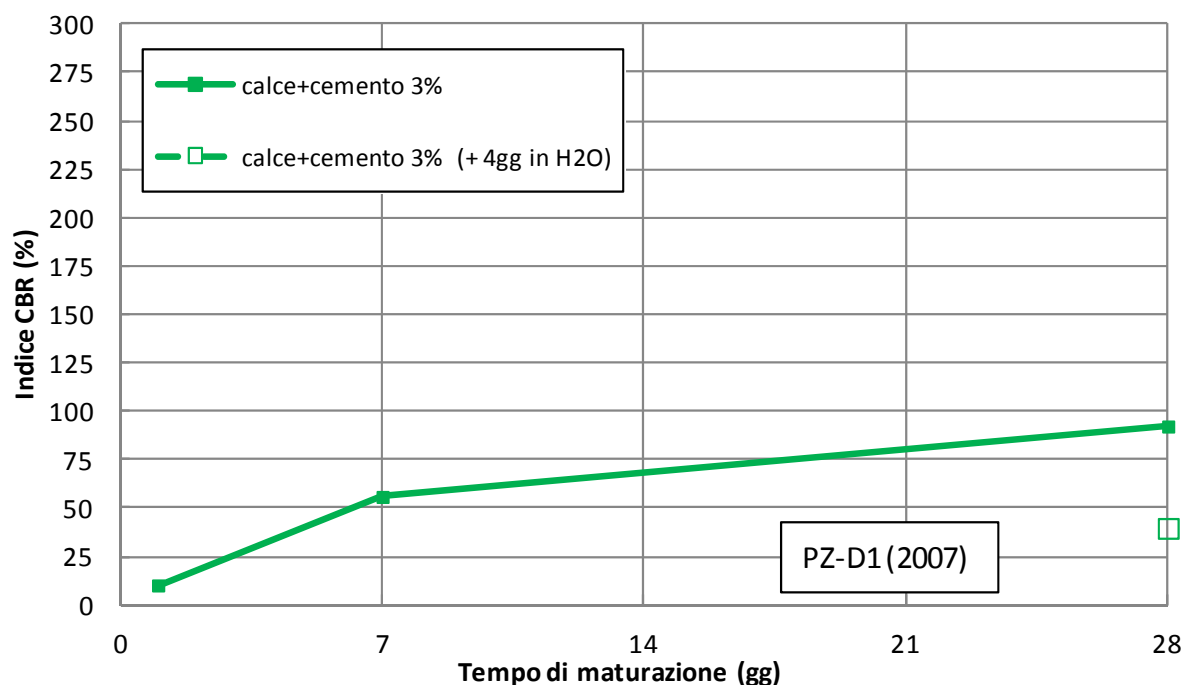


Figura 10.16: Trattamento con calce + cemento – Prove CBR (ottimale + 3% H2O)

## 11. 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 A13 Padova – Monselice.

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 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.

Sono stati infine stimati i cedimenti indotti dalla realizzazione dei rilevati autostradali di linea e dei cavalcavia.

Lo studio si è basato sull'esame visivo dei luoghi e sui risultati di diverse campagne di indagini geognostiche appositamente eseguite nel 2009 per il Progetto Preliminare e, più recentemente, nel 2011 per il Progetto Definitivo, oltre che su alcuni dati di indagini progresse.

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, i depositi presenti in sito. 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.

- La campagna d'indagine integrativa dovrà essere mirata a circoscrivere gli strati più deformabili.
- 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.

## **APPENDICE A**

### **Metodi per la valutazione della suscettibilità alla liquefazione**

## A.1 Valutazione della sollecitazione ciclica CRR

Lo sforzo di taglio indotto ad ogni profondità in un terreno a superficie piana durante l'evento sismico è dovuto essenzialmente alla propagazione delle onde di taglio polarizzate orizzontalmente. Un metodo semplificato per la valutazione della sollecitazione ciclica CSR indotta dallo scuotimento sismico è quello di Seed e Idriss (1921), secondo cui essa è approssimabile ad una sollecitazione uniforme composta da una serie avente un numero equivalente di cicli di carico uniformi, con un valore di accelerazione di ampiezza pari al 65% del valore di picco  $a_{\max}$ , come:

$$CSR = \frac{\tau_c}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \frac{\tau_{\max}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} r_d$$

in cui:

$a_{\max}$  accelerazione di picco al sito (vedi par. 6.2.6);

$g$  accelerazione di gravità;

$\tau_c$  valore rappresentativo dello sforzo di taglio ciclico ;

$\sigma_{vo}$  tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni totali;

$\sigma'_{vo}$  tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni efficaci;

$r_d$  coefficiente di riduzione dello sforzo di taglio ciclico in funzione della profondità dal piano campagna, calcolato come segue (Blake, 1996, come riportato da Youd et al., 2001):

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

## A.2 Valutazione della resistenza ciclica CSR da SPT

La resistenza alla liquefazione di un terreno può essere vista come il valore di CSR per il quale avviene la liquefazione in un numero specificato di cicli di carico;

a questo valore, per convenzione, ci si riferisce in termini di resistenza alla liquefazione (CRR).

Il procedimento qui utilizzato per la stima di CRR a partire dai risultati di prove SPT si basa sulla relazione riportata in Figura A.1, originariamente sviluppata da Seed e Idriss (1971, 1982) e in seguito rivista da Seed et al. (1985), e confermata successivamente da Youd et al. (2001). Il metodo qui utilizzato continua ad essere quello maggiormente adottato nella pratica corrente, mentre altri metodi, sviluppati in tempi più recenti, risultano ancora di impiego controverso (si veda ad esempio Boulanger e Idriss, 2011).

I risultati delle prove SPT sono espressi in Figura A.1 in termini di  $(N_{160})$ , ovvero i risultati della prova vengono normalizzati ad una pressione verticale di riferimento pari a 100 kPa e corretti per un valore standard di energia trasmessa durante la prova, pari al 60%, come riportato di seguito:

$$(N_{160})_{60} = CE \cdot CN \cdot N$$

in cui:

- CE fattore di normalizzazione rispetto alla trasmissione standard di energia pari a  $ER/60$
- ER percentuale di energia teorica trasmessa effettivamente al campionatore SPT dal martello e dalle aste, valore che dipende dall'attrezzatura utilizzata per la prova. Nel caso in esame si è considerato  $ER = 1$ .
- CN fattore di normalizzazione rispetto alla pressione verticale di riferimento, pari a 100kPa.

Il valore di CN è stato calcolato in accordo a Liao e Whitmann (1986), con la relazione:

$$CN = (Pa/\sigma'v_0)^{0.5} \leq 1.7,$$

in cui  $Pa$  è la pressione atmosferica intesa come pressione di riferimento, pari a 100 kPa, e  $\sigma'v_0$  è la tensione verticale in sito, in termini di sforzi efficaci.

Sempre in Figura A.1 viene riportato il valore di CSR calcolato ed i corrispondenti valori di  $N_{1(60)}$  da siti in cui sono stati osservati o meno gli effetti della liquefazione per eventi simili avvenuti in passato, con Magnitudo pari  $M = 7.5$ . Le corrispondenti curve



CRR sono state determinate all'interno del grafico in modo da separare chiaramente i dati corrispondenti all'avvenuta liquefazione da quelli per i quali non è stato osservato il fenomeno in esame.

Le curve sono valide per eventi sismici di Magnitudo pari a 7.5, per cui è necessario introdurre un fattore di scala (MSF) per adattare le curve di CRR alla magnitudo di riferimento per il caso in esame ( $M=6$ ). Il valore del coefficiente MSF è stato calcolato come segue, in accordo a Youd et. al. (2001), relazione che risulta essere conservativa rispetto ad altre espressioni proposte da altri autori:

$$MSF = \frac{CRR_M}{CRR_{M=7.5}} = \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}}$$

Si può osservare dalla Figura A.1 che curve diverse sono state sviluppate per terreni aventi diverso contenuto di fini, a partire dalla curva di riferimento corrispondente alla sabbia pulita ( $FC < 5\%$ ). La curva di riferimento per sabbie pulite è descritta dalla seguente equazione (Rauch, 1998, come riportato da Youd et al., 2001):

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

L'equazione è valida per  $N_{1(60)} < 30$ . Nel caso in cui sia  $N_{1(60)} \geq 30$ , le sabbie pulite sono classificate come non liquefacibili, a causa della loro elevata densità.

L'equazione che segue (Idriss e Seed, come riportato da Youd et al. 2001) viene utilizzata per la correzione di valori di  $N_{1(60)}$  ai valori corrispondenti per sabbia pulita  $N_{1(60)cs}$ :

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta \cdot (N_1)_{60}$$

In cui:

$\alpha = 0$  per  $FC < 5\%$

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

$\alpha = 5$  per  $FC \geq 35\%$

$\beta = 1$  per  $FC < 5\%$

$\beta = [0.99 + (FC \cdot 1.5/1000)]$  per  $5\% < FC < 35\%$

$\beta = 1.2$  per  $FC \geq 35\%$ .

La resistenza alla liquefazione aumenta meno che proporzionalmente al crescere della tensione di confinamento. Una rappresentazione di tale relazione è stata

proposta da Hynes e Olsen (1999) e riportata da Youd et al. (2001), elaborata sulla base dei risultati di prove cicliche in laboratorio. In particolare gli autori raccomandano di utilizzare il seguente coefficiente di correzione:

$$k_{\sigma} = \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{(f-1)} \leq 1$$

dove:

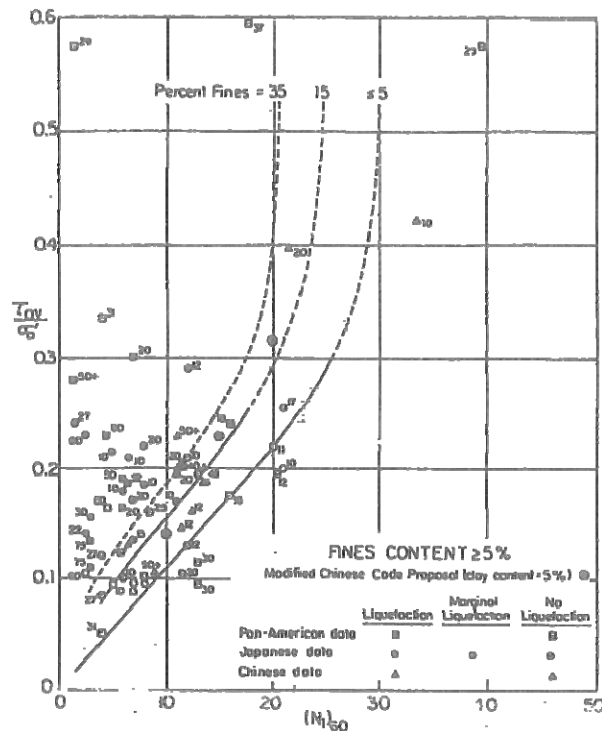
- $\sigma'_{v0}$  tensione verticale efficace;
- $p_a$  pressione atmosferica di riferimento;
- $f$  fattore che dipende dalla densità relative del materiale in sito.

In accordo a Youd et al. (2001) il fattore  $f$  si può stimare come segue, sia per sabbie pulite o limose e per ghiaie:

$$40\% < DR < 60\% \quad f = 0.7 \div 0.8$$

$$60\% < DR < 80\% \quad f = 0.6 \div 0.7$$

In via semplificativa, per ogni prova SPT è stato ipotizzato un valore di contenuto di fini ritenuto rappresentativo e pari al 20% per i materiali sabbioso/ghiaiosi, mentre per i terreni limosi (entro i 3m di profondità) è stato ipotizzato un contenuto di fini pari al 80%.



**Figura A.1** : Relazione tra sforzo di taglio ciclico a liquefazione e valori di  $N_1(60)$  sabbie limose, sisma di riferimento Magnitudo = 7.5 (Seed et al. 1985).

### A.3 Valutazione della resistenza ciclica CSR da CPT

La valutazione della capacità del terreno di resistere alla liquefazione, sulla base di risultati di prove CPT, è condotta in maniera analoga a quanto descritto nel par. A.2, secondo il metodo originariamente sviluppato da Robertson & Wride, 1988, così come riportato da Youd et al., 2001.

I risultati delle prove CPT offrono diversi vantaggi rispetto alle prove SPT, quali la continuità, e la ripetibilità della prova, la maggiore consistenza del dato, oltre che fornire generalmente una maggiore copertura del sito di indagine.

La relazione tra la resistenza ciclica CRR e la resistenza penetrometrica alla punta adottata per le analisi di liquefazione è mostrata in Figura A.2 La curva si riferisce a sabbie pulite (CS) ed è esprimibile come segue (Robertson & Wride, 1998, come riportato da Youd et al., 2001):

$$\text{Per } (q_{c1N})_{cs} < 50 \quad CRR_{7.5} = 0.833 \left[ \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.05$$

$$\text{per } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160 \quad CRR_{7.5} = 93 \left[ \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08$$

La resistenza alla punta è espressa in termini di valori normalizzati di  $q_{c1N}$ , rispetto alla pressione atmosferica  $P_a$ , come segue:

$$q_{c1N} = (q_c/P_a) \times (P_a/\sigma'_{v0})^n$$

dove  $\sigma'_{v0}$  è lo sforzo verticale efficace alla profondità di prova, mentre  $n$  è un esponente funzione del tipo di terreno, variabile da  $n = 0.5$  per materiali sabbiosi a  $n = 1.0$  per materiali argillosi.

La natura del terreno (sabbioso, argilloso o intermedio) e quindi il corrispondente valore di  $n$  sono determinati secondo una procedura iterativa, attraverso l'indice del tipo di materiale  $I_c$ , determinato come segue:

$$I_c = \left[ (3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2 \right]^{0.5}$$

dove:

$$Q = \left( \frac{q_c - \sigma_{v0}}{P_a} \right) \cdot \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \times 100$$

La procedura iterativa prevede i seguenti passi: inizialmente  $n$  è posto pari a 1.0 e se risulta  $I_c > 2.6$ , il terreno è classificato come argilloso ed  $n$  è confermato pari a 1.0; nel caso risulti  $I_c < 2.6$ , il calcolo viene ripetuto ponendo  $n = 0.5$ . Se nella seconda iterazione risulta  $I_c < 2.6$ , il terreno è classificato come sabbioso e  $n$  è confermato pari a 0.5, altrimenti se  $I_c > 2.6$ , il terreno viene classificato come "intermedio" e  $n$  assume il valore di 0.75.

La resistenza penetrometrica alla punta normalizzata  $q_{c1N}$  per sabbie limose viene corretta al valore equivalente per sabbie pulite  $(q_{c1N})_{cs}$  attraverso la seguente relazione:

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c q_{c1N}$$

dove  $K_c$ , il fattore correttivo per le caratteristiche dei grani è definito dalla seguente equazione (Robertson & Wride, 1998):

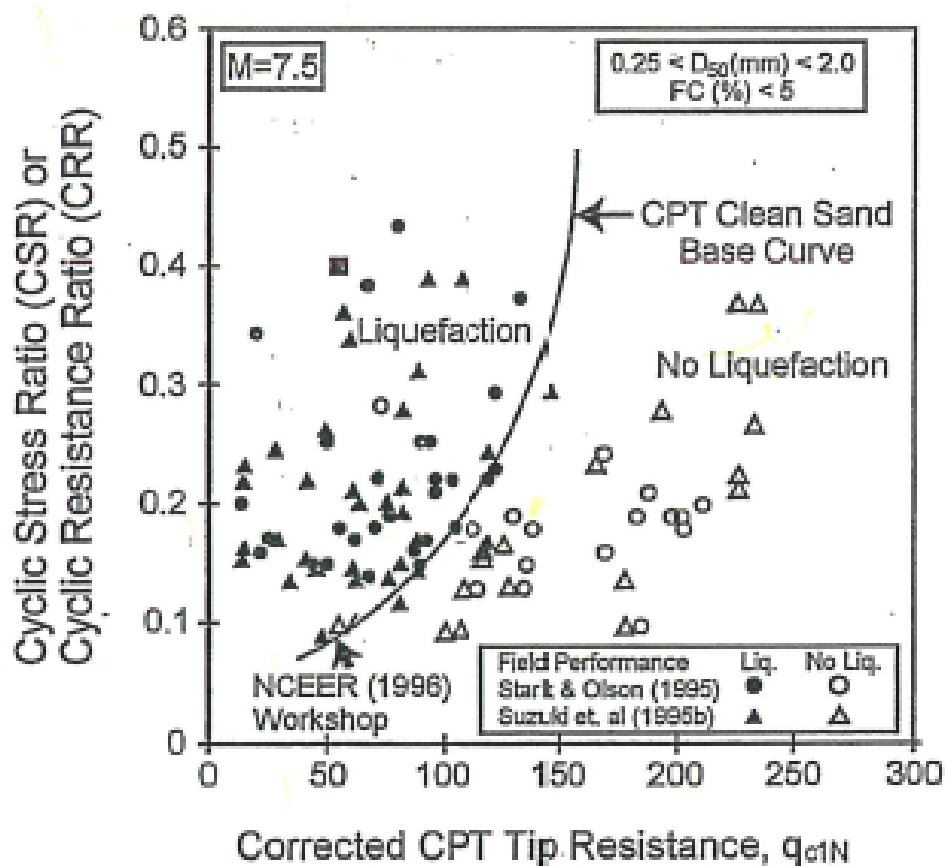
Per  $I_c \leq 1.64$   $K_c = 1.0$ ;

per  $I_c > 1.64$   $K_c = -0.403(I_c)^4 + 5.581(I_c)^3 - 21.63(I_c)^2 + 33.75(I_c) - 17.88$ .

Si noti che per  $I_c > 2.6$ , il materiale è tipicamente troppo argilloso o plastico per liquefare.

La curva in Figura A.2 è valida per magnitudo  $M = 7.5$ , pertanto occorre applicare un fattore di scala MSF per la magnitudo come descritto nel par. A.2.

Il valore di CSR indotto da un evento sismico è valutato secondo il metodo descritto per le SPT (vedi par. A.2).



**Figura A.2:** Relazione tra il rapporto di sforzo ciclico e la resistenza alla punta penetrometrica  $q_{c1N}$  (valori per  $M = 7.5$ ) (Robertson & Wride, 1998).

#### **A.4 Indice del potenziale di liquefazione**

I risultati delle analisi per ciascuna CPT sono esprimibili in termini di indice del potenziale di liquefazione LPI. E' un indice globale della suscettibilità alla liquefazione per ciascun sondaggio (Iwasaki et al. (1982), determinabile come segue:

$$LPI = \int_0^{20} F(z) \cdot W(z) dz$$

dove  $W(z)$  è una funzione pesata, linearmente decrescente con la superficie del terreno fino alla profondità di 20m; il peso maggiore è attribuito agli strati superficiali come segue:

$$W(z) = 10 - \frac{1}{2}z$$

La funzione  $F(z)$  riflette il potenziale di liquefazione ad ogni strato e dipende dal fattore di sicurezza alla liquefazione  $FL$ :

Per  $FL \geq 1$       $F(z) = 0$

Per  $FL < 1$       $F(z) = 1 - FL$

Sulla base degli studi di Iwasaki et al. (2003) e di Sonmez (2003), l'indice di potenziale di liquefazione LPI è correlato alla suscettibilità di liquefazione secondo le classi definite in Tabella A.1.

**Tabella A.1:** correlazione tra i valori dell'indice di potenziale di liquefazione e la suscettibilità alla liquefazione per il sito (Sonmez, 2003).

<b>Indice del potenziale di liquefazione LPI</b>	<b>Suscettibilità alla liquefazione</b>
LPI = 0	Nulla
$0 < LPI \leq 2$	Basso
$2 < LPI \leq 5$	Moderato
$5 < LPI \leq 15$	Alto
$15 < LPI$	Molto alto

**APPENDICE B**  
**Rilevati di linea**  
**Analisi di stabilità e stima dei cedimenti**

## **B.1 NUOVI RILEVATI AUTOSTRADALI**

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

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

- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- $\phi' = 35^\circ$
- $c' = 0 \text{ kPa}$

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

## **B.2 SEZIONI DI CALCOLO**

Le verifiche di stabilità globale dei nuovi rilevati autostradali e le relative stime dei cedimenti sono state effettuate per i seguenti casi rappresentativi:

- Caso 1: Ampliamento simmetrico con rilevato 6.5 m ca. (Km.90+200 ca.), stratigrafia e parametri di calcolo come da Tabella 2.1 (vedi SP14 via Piave)
- Caso 2a: Ampliamento simmetrico con rilevato 5 m ca. (Km.93+350 ca.), stratigrafia e parametri di calcolo come da Tabella 2.2 (vedi Canale Vigenzone);
- Caso 2b: Ampliamento simmetrico con rilevato 7.0 m ca. (Km.93+350 ca.), stratigrafia e parametri di calcolo come da Tabella 2.2 (vedi Canale Vigenzone);
- Caso 3: Ampliamento asimmetrico con rilevato 6.0 m ca. (Km.96+550 ca.), stratigrafia e parametri di calcolo come da Tabella 2.3 (vedi Sottovia Campolongo).

Per la geometria si è fatto riferimento alle sezioni tipologiche dei Doc.Rif.[7],[8] e[9].



Nelle seguenti tabelle si riportano le stratigrafie di calcolo per le sezioni esaminate.

Tabella 2.1: Caso 1 – Stratigrafia di calcolo

<b>Profondità (m da p.c.)</b>	<b>Formazione</b>
0.0 ÷ 1.5	A2
1.5 ÷ 2.3	A1a
2.3 ÷ 4.2	A2
4.2 ÷ 5.1	A1a
5.1 ÷ 6.6	A1b
6.6 ÷ 8.0	A1a
8.0 ÷ 9.0	T
9.0 ÷ 12.0	A1a
12.0 ÷ 12.4	T
12.4 ÷ 13.5	A1a
13.5 ÷ 15.4	A2
15.4 ÷ 16.0	A1b
16.0 ÷ 18.4	A2
18.4 ÷ 18.6	T
18.6 ÷ 19.0	A1a
19.0 ÷ 19.9	A2
19.9 ÷ 20.5	A1a
20.5 ÷ 22.0	A2
22.0 ÷ 23.0	A1a
23.0 ÷ 29.8	A2
29.8 ÷ 31.1	T
31.1 ÷ 33.4	A2
33.4 ÷ 34.0	T
34.0 ÷ 41.0	A2
41.0 ÷ 42.5	A1a
42.5 ÷ 45.5	A2
45.5 ÷ 51.5	A1a
51.5 ÷ 53.0	A2
53.0 ÷ 54.5	A1a
54.5 ÷ 56.0	A2
56.0 ÷ 59.5	A1a
59.5 ÷ 62.0	A2
62.0 ÷ 62.5	A1a

Tabella 2.2: Caso 2 -- Stratigrafia di calcolo

<b>Profondità (m da p.c.)</b>	<b>sigla</b>
0.0 ÷ 11.2	A1a
11.2 ÷ 11.6	T
11.6 ÷ 12.9	A2
12.9 ÷ 13.4	T
13.4 ÷ 14.0	A1b
14.0 ÷ 15.0	A1a
15.0 ÷ 17.2	A2
17.2 ÷ 18.0	A1a
18.0 ÷ 21.2	A2
21.2 ÷ 22.6	A1a
22.6 ÷ 22.8	T
22.8 ÷ 24.0	A2
24.0 ÷ 25.5	T
25.5 ÷ 29.5	A2
29.5 ÷ 30.5	T
30.5 ÷ 31.3	A1b
31.3 ÷ 32.4	A2
32.4 ÷ 33.0	A1a
33.0 ÷ 33.6	A1b
33.6 ÷ 34.1	A2
34.1 ÷ 35.5	A1a
35.5 ÷ 38.5	A2
38.5 ÷ 40.2	A1a
40.2 ÷ 42.8	A2
42.8 ÷ 43.0	T
43.0 ÷ 49.2	A1a
49.2 ÷ 49.5	T
49.5 ÷ 50.5	A2
50.5 ÷ 52.0	A1a
52.0 ÷ 53.8	A2
53.8 ÷ 57.2	A1a
57.2 ÷ 59.5	A2
59.5 ÷ 60.0	A1a

Tabella 2.3: Caso 3 – Stratigrafia di calcolo

<b>Profondità (m da p.c.)</b>	<b>sigla</b>
0.0 ÷ 1.0	A2
1.0 ÷ 2.5	A1b
2.5 ÷ 4.5	A1a
4.5 ÷ 7.0	A2
7.0 ÷ 9.75	A1a
9.75 ÷ 10.0	T
10.0 ÷ 11.5	A1a
11.5 ÷ 13.5	A2
13.5 ÷ 14.5	A1b
14.5 ÷ 16.5	A2
16.5 ÷ 16.8	A1a
16.8 ÷ 20.0	A2
20.0 ÷ 21.5	A1a
21.5 ÷ 22.3	A2
22.3 ÷ 23.1	A1b
23.1 ÷ 24.3	A2
24.3 ÷ 26.5	A1b
26.3 ÷ 26.5	A1a
26.5 ÷ 29.0	A2
29.0 ÷ 31.5	A1a
31.5 ÷ 33.0	A2
33.0 ÷ 37.0	A1a
37.0 ÷ 39.5	A2
39.5 ÷ 41.5	A1a
41.5 ÷ 44.5	A2
44.5 ÷ 50.5	A1a
50.5 ÷ 52.0	A2
52.0 ÷ 53.5	A1a
53.5 ÷ 55.0	A2
55.0 ÷ 58.5	A1a
58.5 ÷ 61.0	A2
61.0 ÷ 61.5	A1a

Per quanto concerne i parametri caratteristici delle diverse formazioni individuate si è fatto riferimento a quanto riportato in Tabella 9.1, Tabella 9.2 e Tabella 9.3. Per i parametri dei materiali di rilevato, esistenti e in ampliamento, si è assunto quanto riportato al rispettivamente al paragrafo 9.5 e paragrafo B.1.

### **B.3      STABILITÀ GLOBALE**

Le verifiche di stabilità globale sono state condotte in accordo al DM 14 gennaio 2008, Norme tecniche per le costruzioni (Gazzetta Ufficiale n.29 del 04.02.2008); sulla base dei contenuti di tale normativa, le verifiche agli Stati Limite Ultimi sono state effettuate 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 (A2+M2+R2). 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*;
  - $\gamma_{Q1} = 1.3$  per i carichi *Permanenti non strutturali Sfavorevoli* o *Variabili Sfavorevoli*.
- il set di coefficienti M2 indica i seguenti fattori parziali da applicare ai materiali:
  - $\gamma_{\phi'} = 1.25$  per la  $\tan(\phi')$ ;
  - $\gamma_{c'} = 1.25$  per la coesione efficace  $c'$ ;
  - $\gamma_{cu} = 1.40$  per la coesione non drenata  $c_u$ ;
  - $\gamma_{\gamma} = 1.00$  per il peso specifico  $\gamma$ .
- 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 parziale sulla resistenza globale R2 risulti almeno pari a 1.1

Le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte con riferimento al metodo pseudo-statico. In tale approccio l'azione sismica 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 indicati al paragrafo 6.2.7.1.

Si ricorda che nelle verifiche in condizioni sismiche i coefficienti parziali sulle azioni sono sempre unitari (in questo caso  $A_2=1$ ).

In tutte le verifiche si è considerato in sommità al rilevato autostradale un sovraccarico (carico variabile) uniformemente distribuito e pari al 20% di 20 kPa.

Le analisi sono state condotte con l'ausilio del codice di calcolo SLOPE/W v.4.23. I risultati di tali analisi sono riportati in Figura B.1 ÷ Figura B.8. Da essi risulta che il fattore di sicurezza minimo richiesto dalla Normativa vigente ( $R_2=1.1$ ) viene garantito.

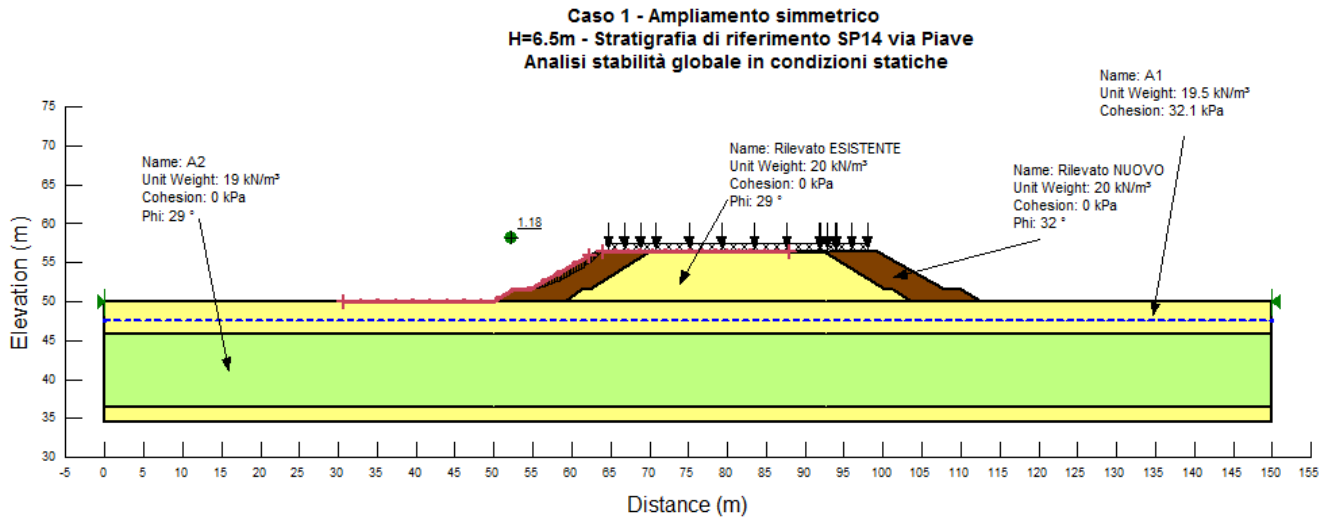


Figura B.1: Caso 1 – Verifica di stabilit : condizioni statiche

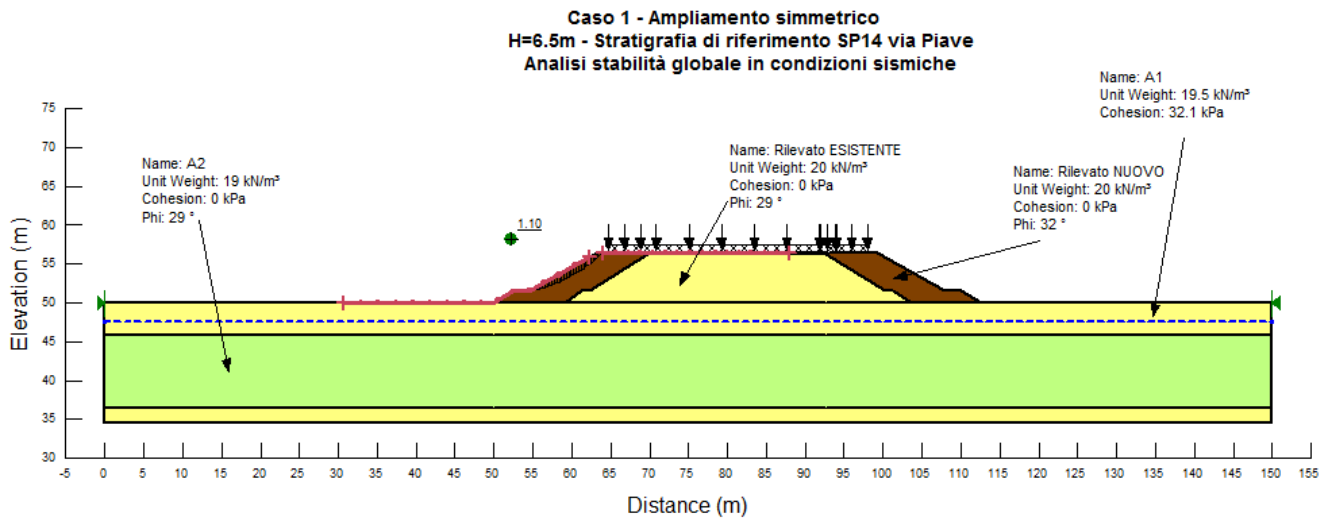


Figura B.2: Caso 1 – Verifica di stabilit : condizioni sismiche

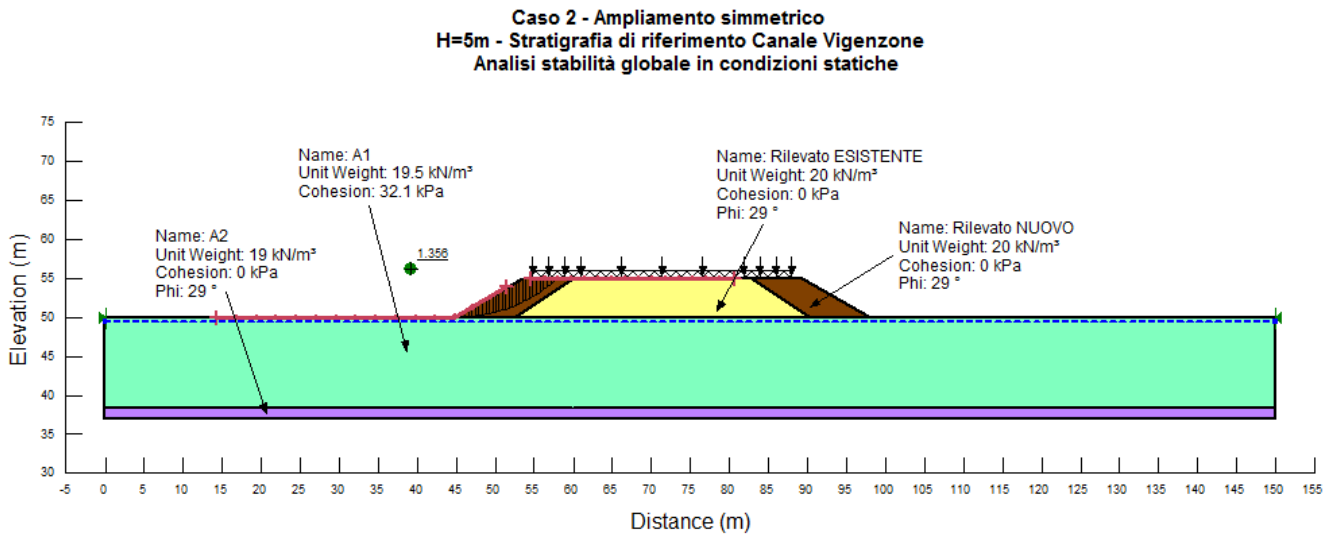


Figura B.3: Caso 2a – Verifica di stabilit : condizioni statiche

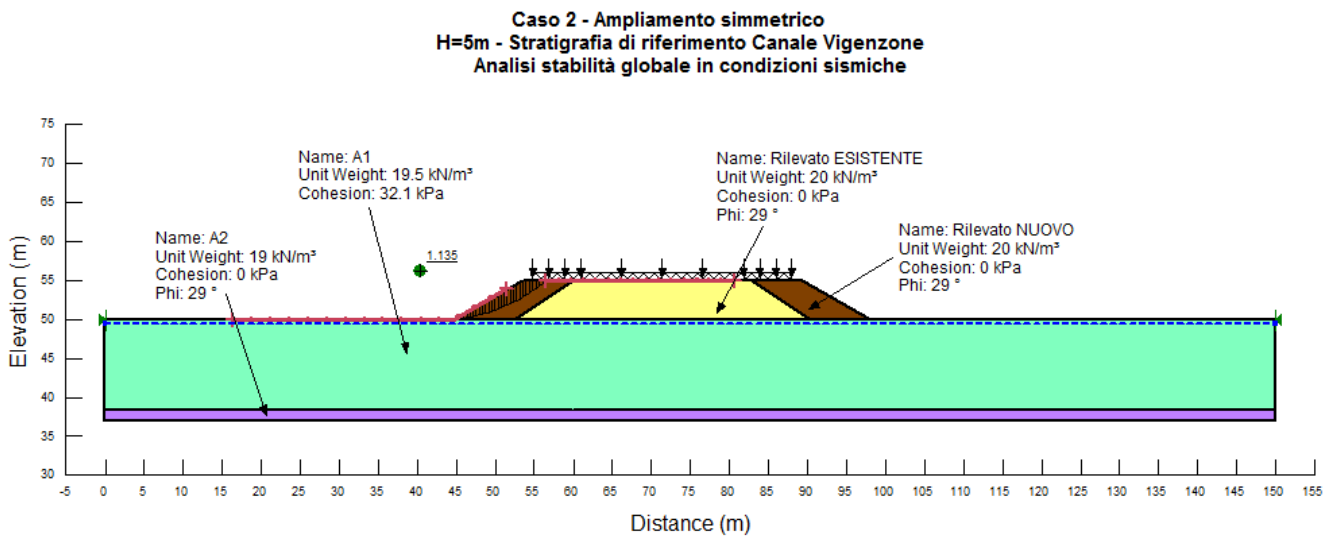


Figura B.4: Caso 2a – Verifica di stabilit : condizioni sismiche

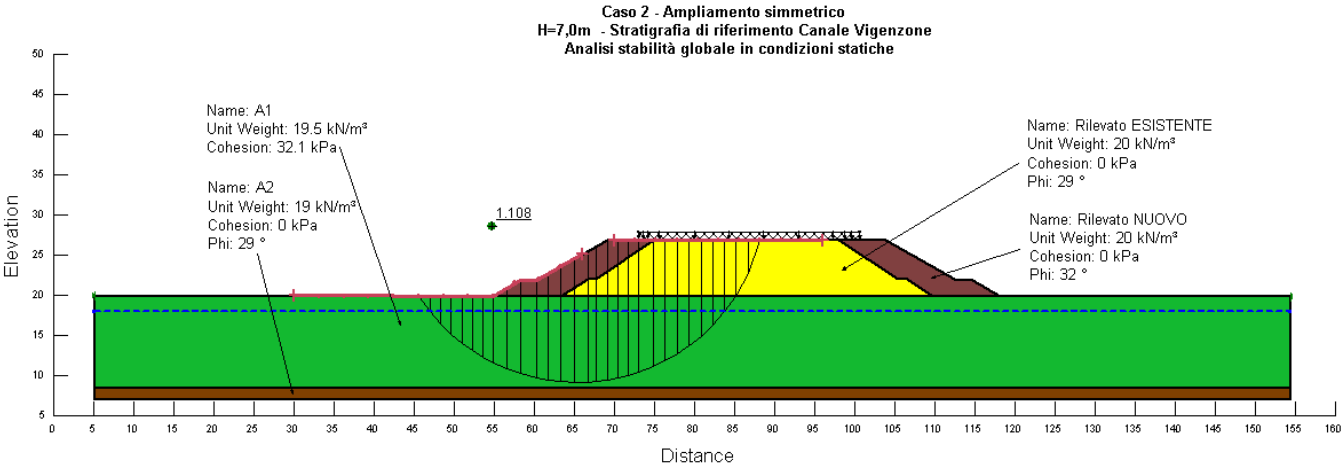


Figura B.5: Caso 2b – Verifica di stabilit : condizioni statiche

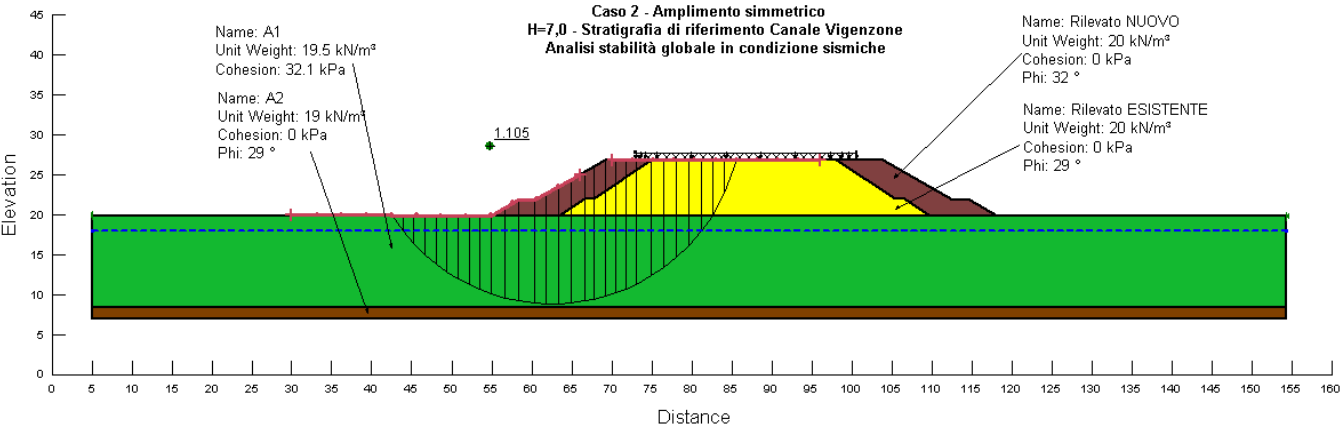


Figura B.6: Caso 2b – Verifica di stabilit : condizioni sismiche



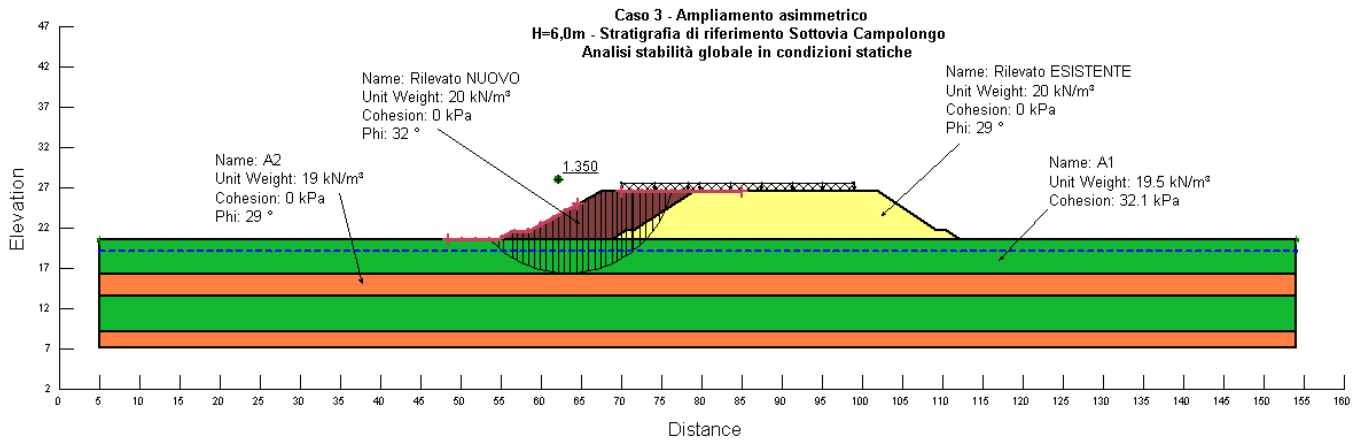


Figura B.7: Caso 3 – Verifica di stabilit : condizioni statiche

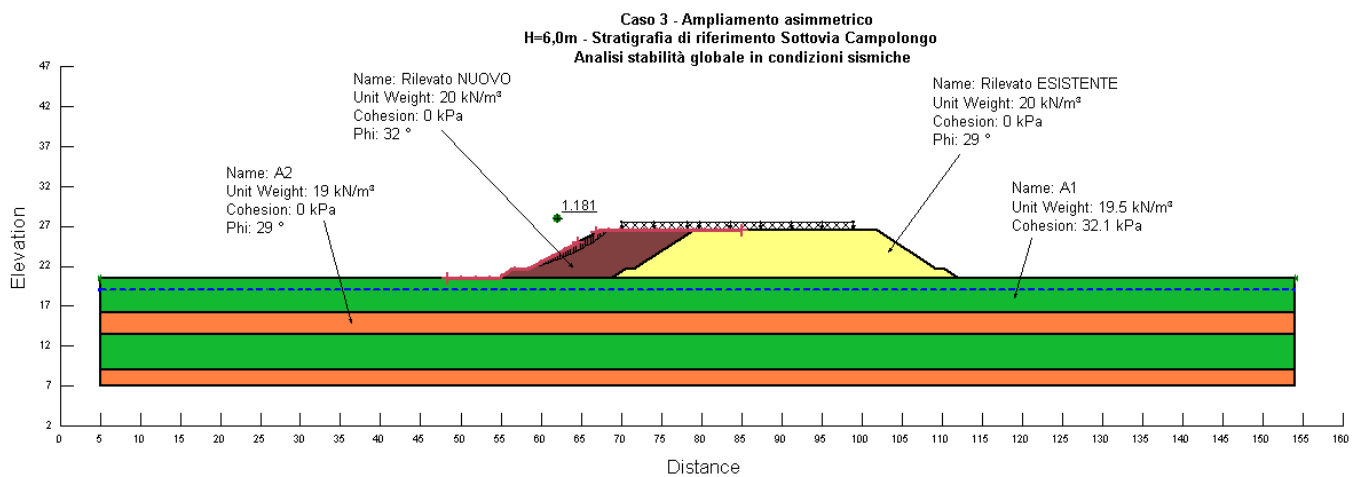


Figura B.8: Caso 3 – Verifica di stabilit : condizioni sismiche

#### **B.4 STIMA DEI CEDIMENTI**

Per quanto concerne i cedimenti dei rilevati in ampliamento le analisi sono state condotte con l'ausilio del codice di calcolo agli elementi finiti PLAXIS 2D 2010.

In accordo a quanto riportato nel capitolo B.2 le analisi sono state condotte facendo riferimento a 4 configurazioni geometriche e a 3 situazioni stratigrafiche. In

Figura B.9 ÷ Figura B.12 sono riportate le “mesh” di calcolo relative alla configurazione finale del rilevato in ampliamento.

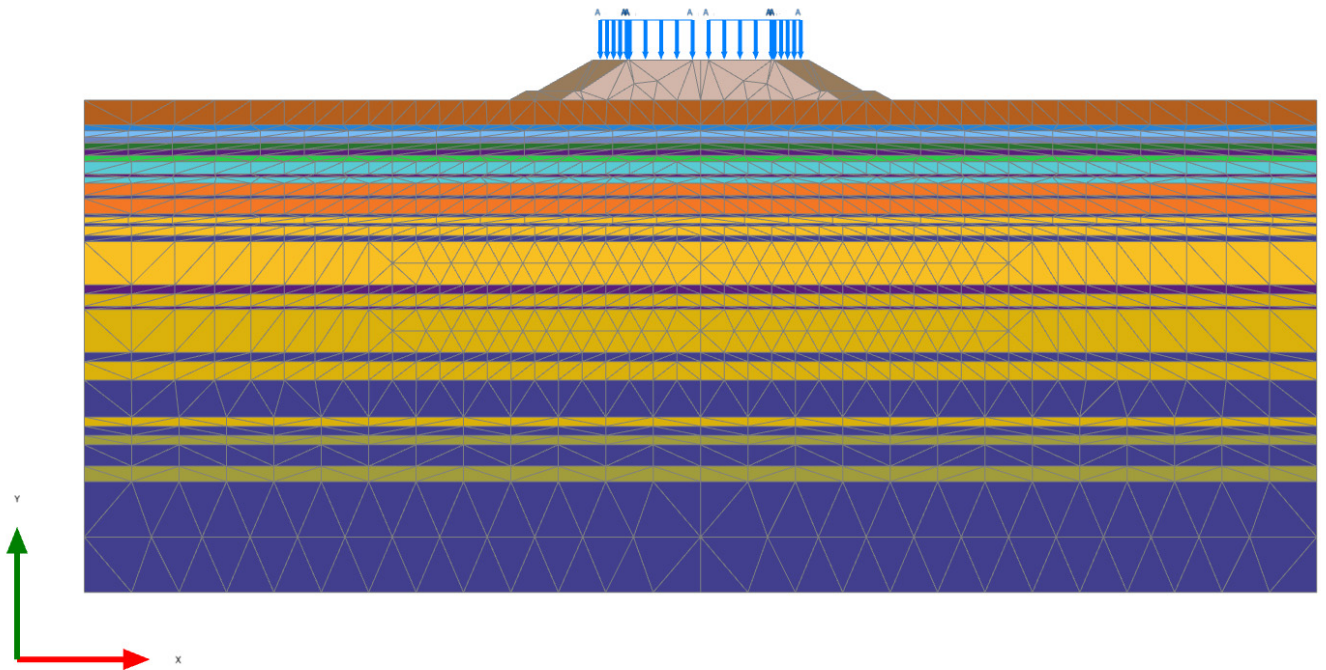


Figura B.9: Caso 1 – Stima dei cedimenti - Mesh di calcolo

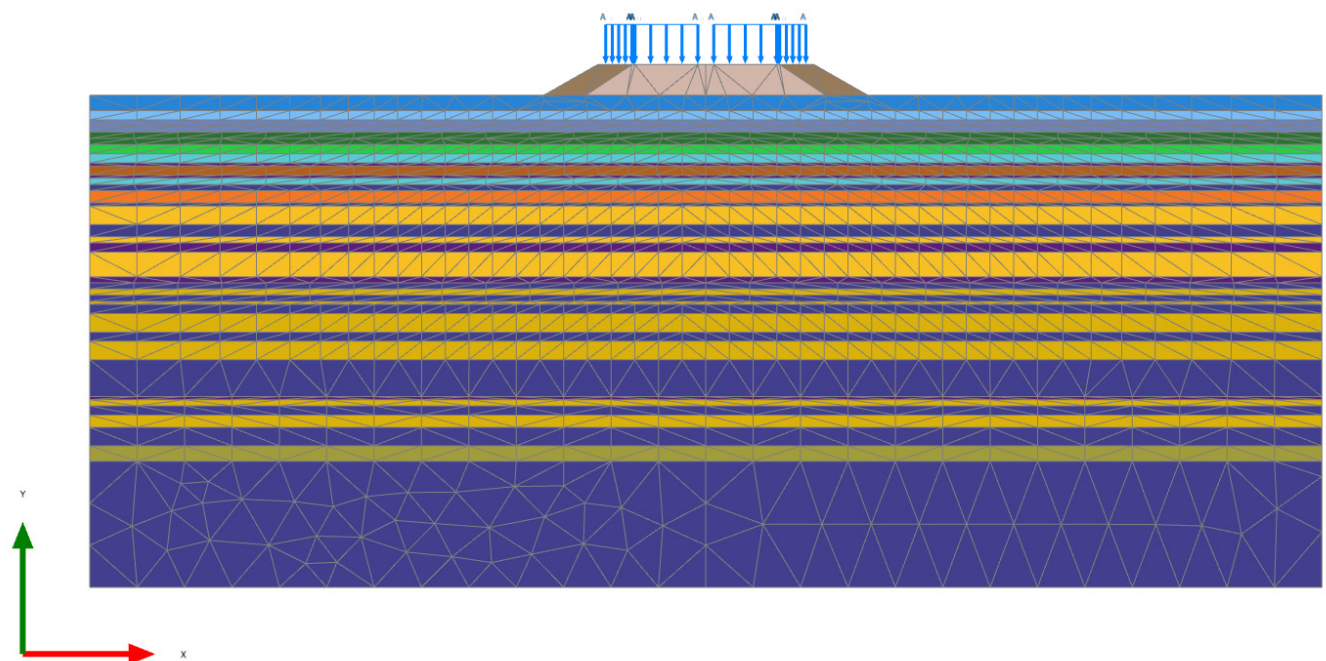


Figura B.10: Caso 2a – Stima dei cedimenti - Mesh di calcolo

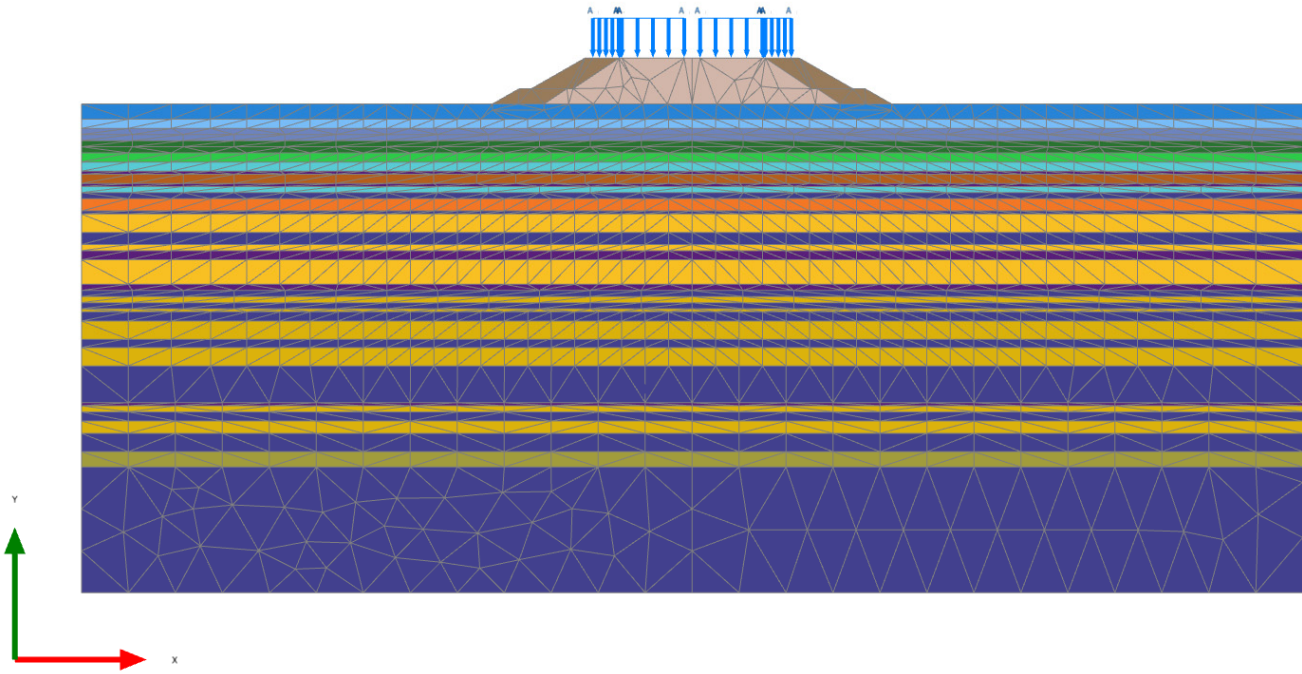


Figura B.11: Caso 2b – Stima dei cedimenti - Mesh di calcolo

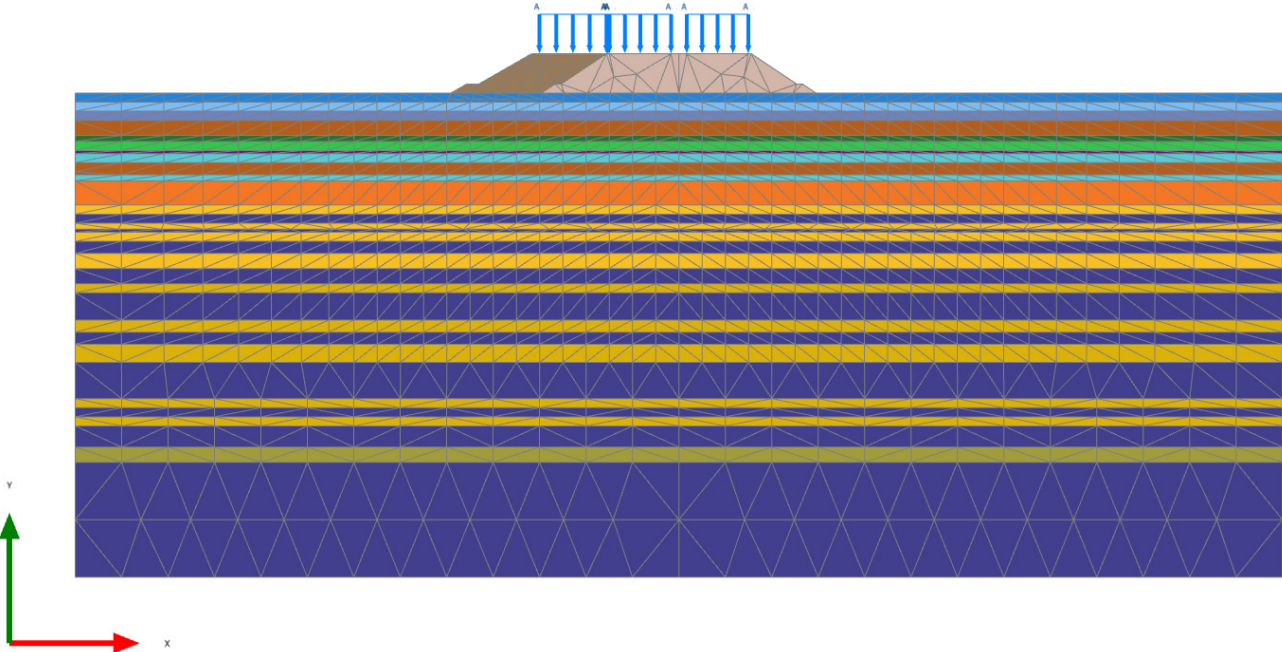


Figura B.12: Caso 3 – Stima dei cedimenti - Mesh di calcolo

Per quanto concerne i modelli costitutivi per le diverse formazioni si è proceduto come segue:

- Ai terreni a grana grossa (materiale di rilevato e formazione A2) è stato assegnato il modello costitutivo di tipo elasto-plastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb;
- Ai terreni a grana fine (formazione A1) è stato assegnato modello costitutivo tipo Cam-Clay, denominato Soft 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.

Come indicato al punto B.2 per i parametri caratteristici delle diverse formazioni individuate si è fatto riferimento a quanto riportato in Tabella 9.1, Tabella 9.2 e Tabella 9.3.

Le analisi sono state condotte in modo accoppiato, valutando l'andamento dei cedimenti di consolidazione nel tempo a partire dall'inizio costruzione del rilevato in ampliamento, il quale si è ipotizzato venire realizzato in 3 mesi.

Al cedimento totale calcolato con il codice Plaxis è stato inoltre aggiunto il cedimento secondario, valutato come segue:

$$ced_s = \frac{c_\alpha}{1 + e_0} \cdot \log \frac{t_f}{t_i} \cdot h$$

Dove:

- $c_\alpha$  = coefficiente di consolidazione secondaria (si veda la Tabella 9.1);
- $e_0$  = indice dei vuoti iniziale (si veda la Tabella 9.1);
- $t_f$  = tempo finale a cui si desidera valutare il cedimento secondario;
- $t_i$  = tempo iniziale pari al 95% della consolidazione;
- $h$  = spessore interessato dalla variazione delle tensioni efficaci all'applicazione del carico.

Nella valutazione dei cedimenti della parte in ampliamento si è tenuto conto del solo contributo degli strati per i quali si ha un incremento delle tensioni efficaci pari almeno al 10% della geostatica in sito.

I risultati delle analisi sono riportati nelle figure riportate nel seguito in termini di profilo di cedimento del piano campagna, dovuto al solo carico della parte in ampliamento, al di sotto del rilevato, per diversi istanti di tempo, e di suo andamento nel tempo in tre punti di monitoraggio posti in corrispondenza dell'asse, del ciglio e del piede del rilevato esistente.

A commento dei risultati ottenuti occorre evidenziare che si sono calcolati cedimenti pluri-decimetrici, a fronte di rilevati stradali di altezza variabile tra 5 e 7 m e di stratigrafie del terreno anche molto diverse tra loro. I cedimenti calcolati, anche in ragione dei parametri di deformabilità assunti e che saranno comunque riverificati in sede di progettazione esecutiva, 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).

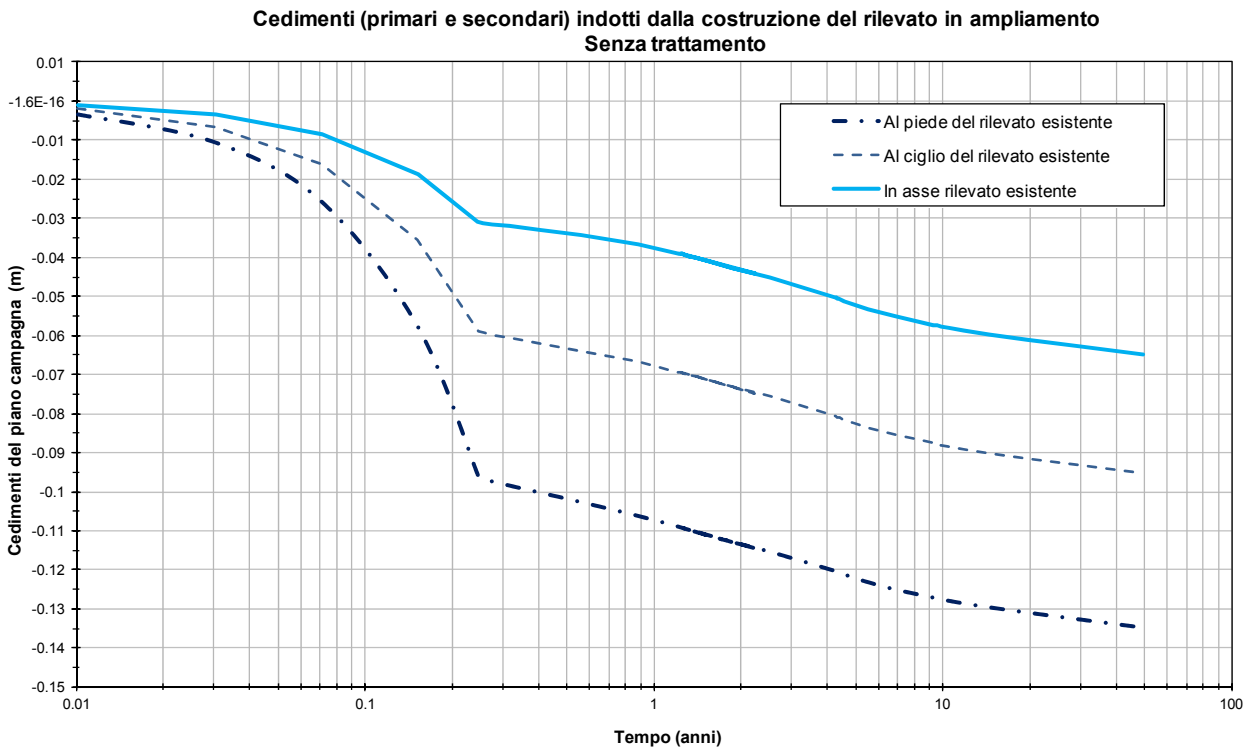
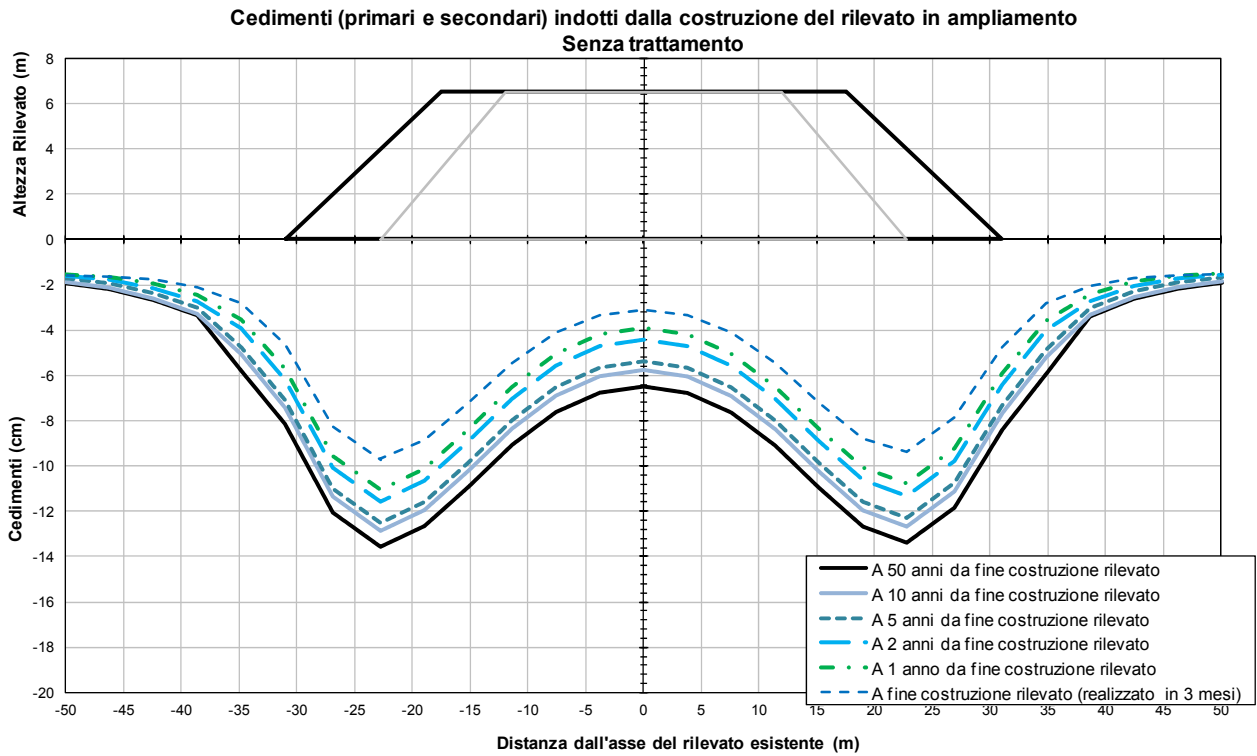


Figura B.13: Caso 1 – Stima dei cedimenti

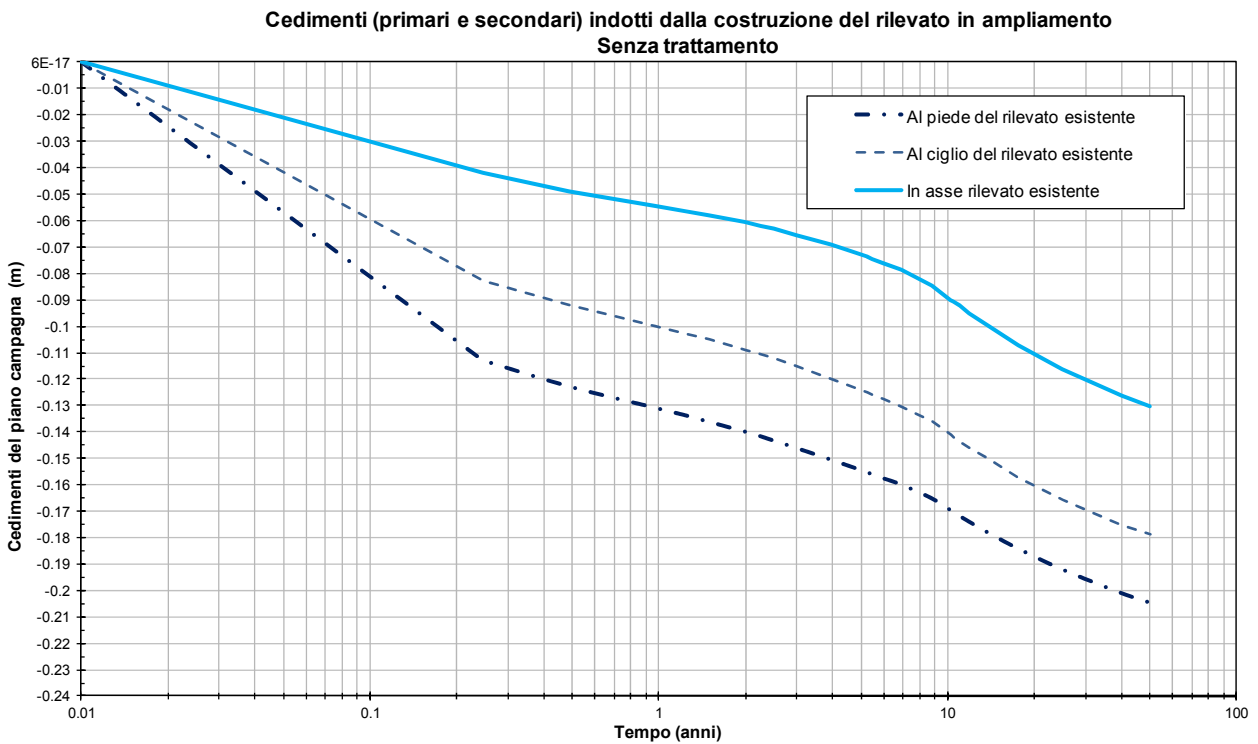
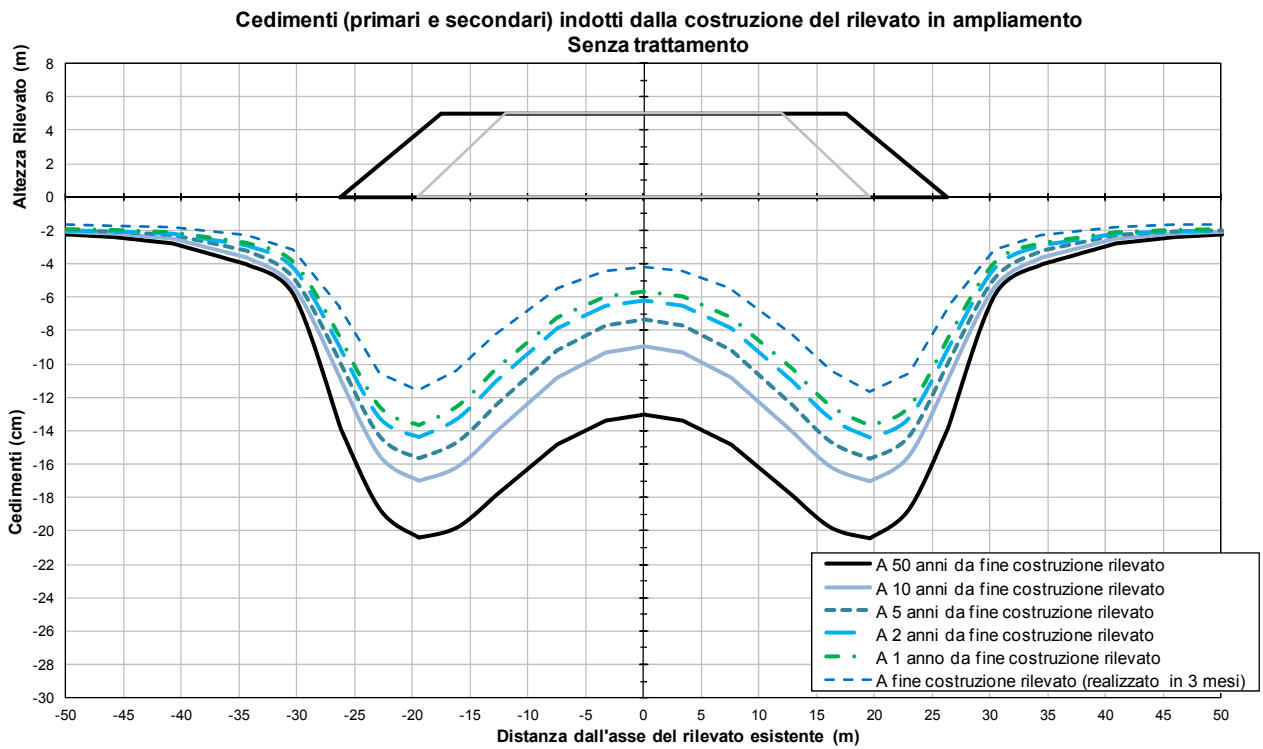


Figura B.14: Caso 2a – Stima dei cedimenti

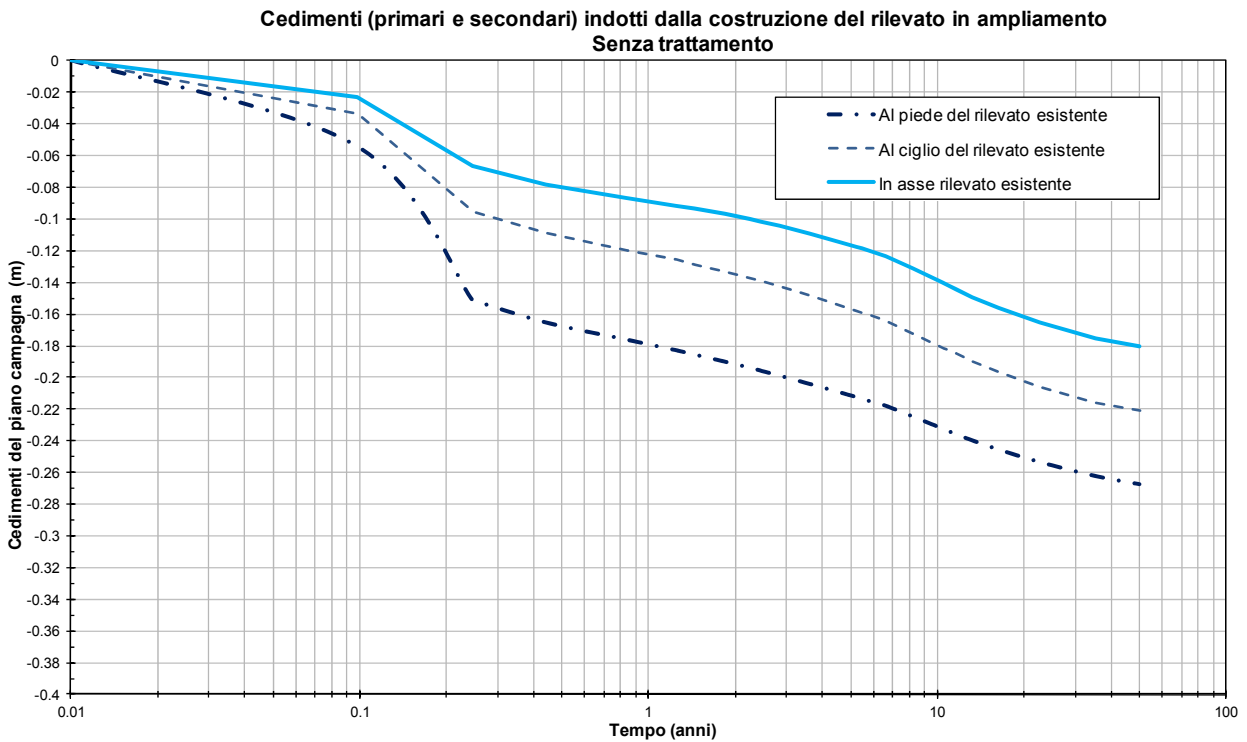
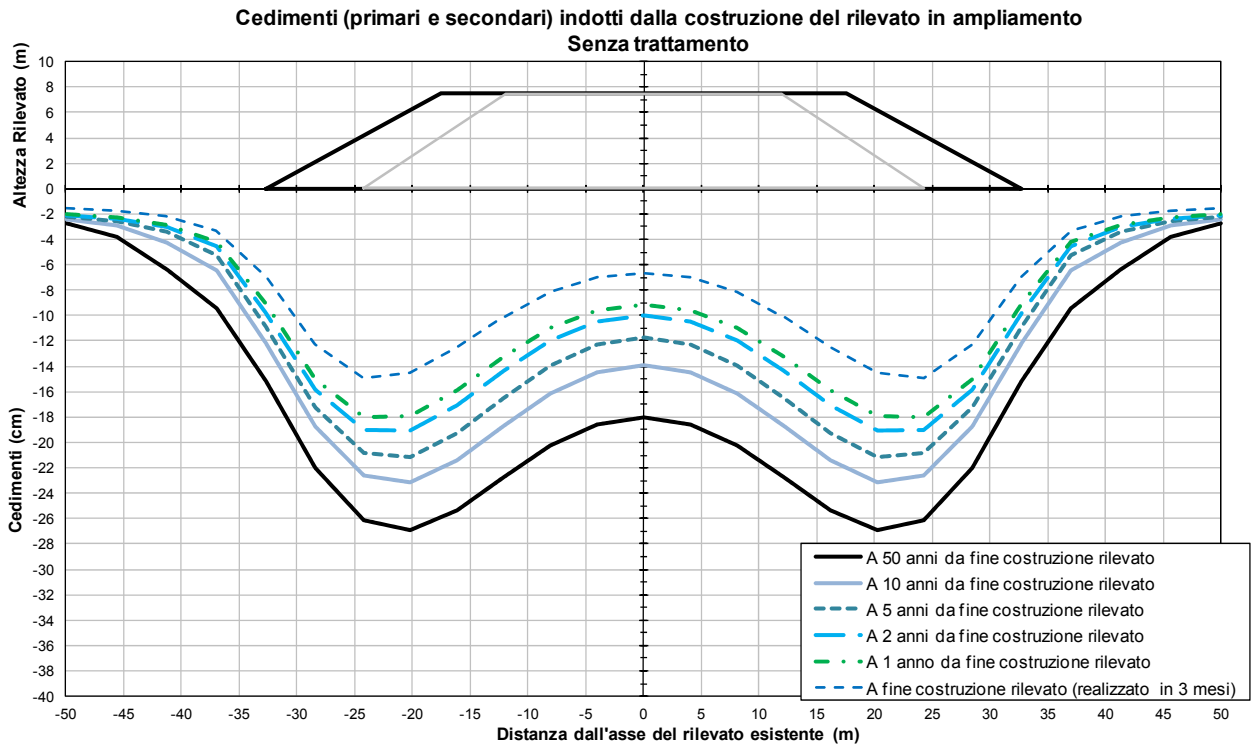


Figura B.15: Caso 2b – Stima dei cedimenti



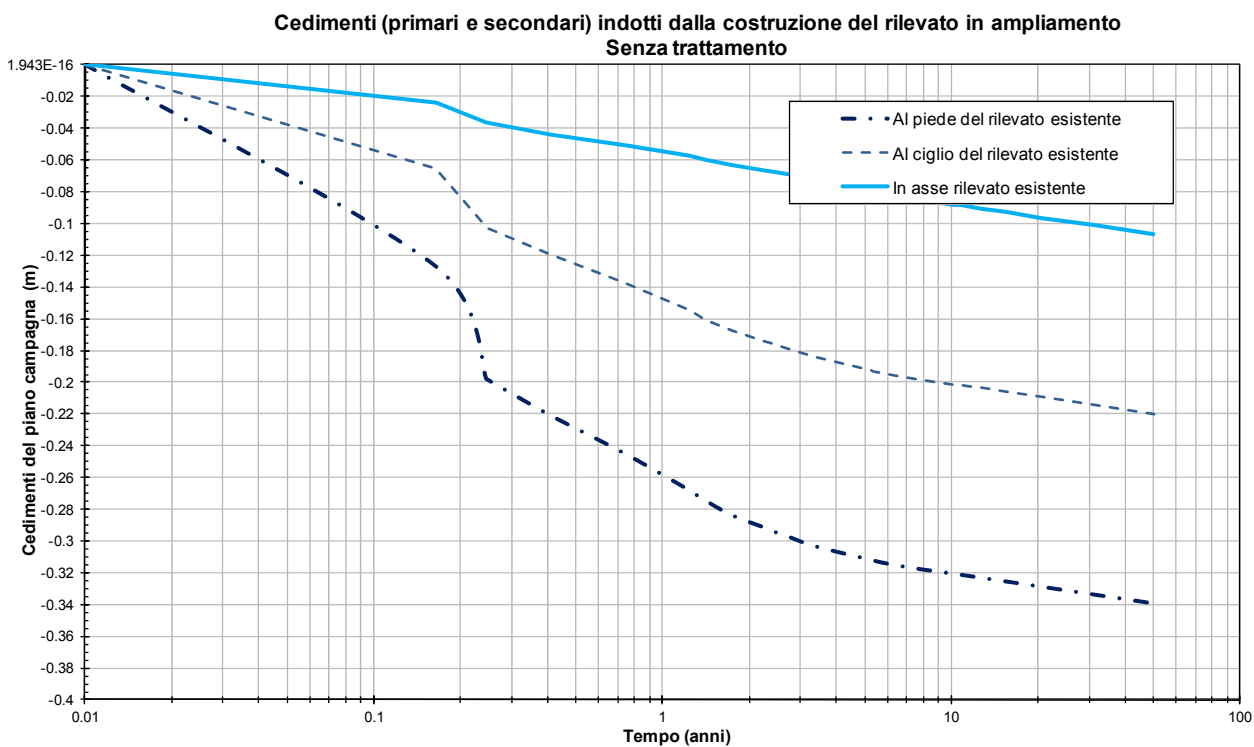
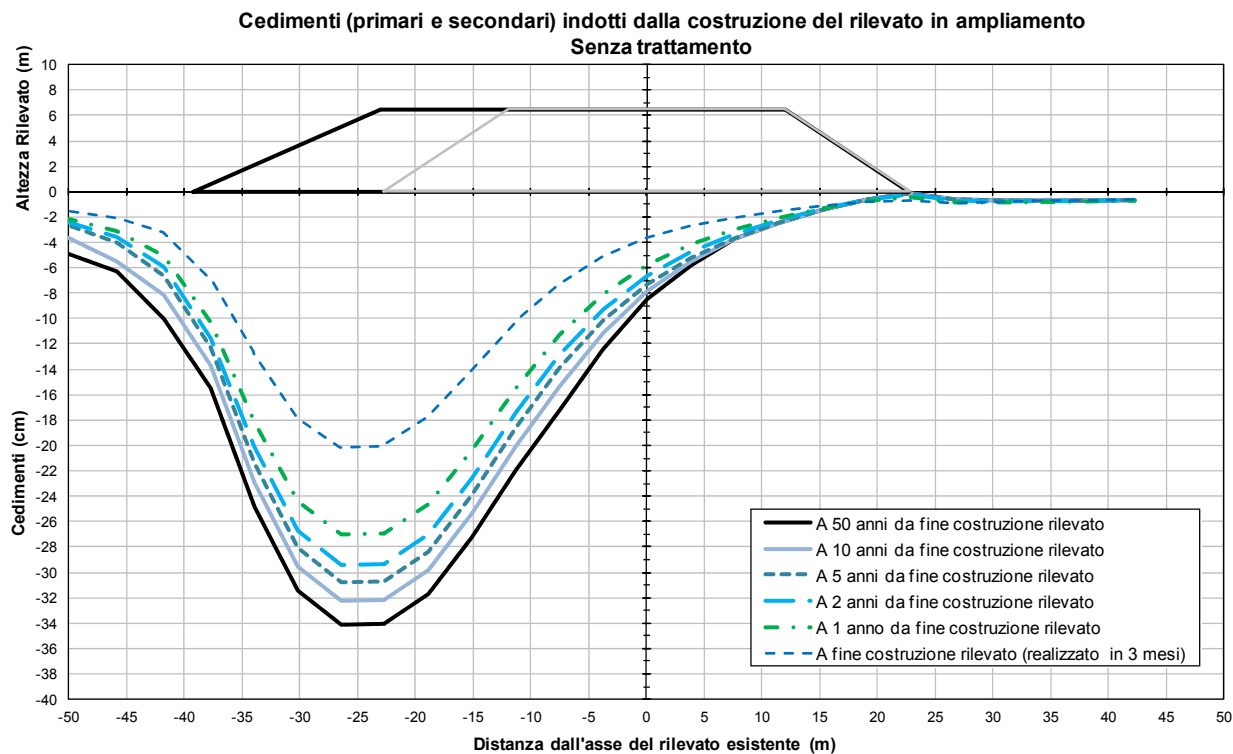


Figura B.16: Caso 3 – Stima dei cedimenti

**APPENDICE C**  
**Cavalcavia**  
**Stima dei cedimenti**

## **C.1 NUOVI CAVALCAVIA**

I nuovi cavalcavia saranno realizzati in linea generale come segue:

- 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 altezze in generale inferiori a  $5\div 6$  m;
- per altezze superiori, mediante muri in terra armata, eventualmente alleggerita.

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

- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- $\varphi' = 35^\circ$
- $c' = 0 \text{ kPa}$

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

Nel caso di ricorso a muri in TA alleggerita si sono fatte le seguenti due ipotesi per quanto concerne il peso del materiale costituente il riempimento interno al muro:

- $\gamma = 8 \text{ kN/m}^3$ ;
- $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ .

## **C.2 SEZIONI DI CALCOLO**

Le analisi sono state condotte prendendo come riferimento il cavalcavia Mincana (Km.90+200 ca.) ed analizzando le seguenti sezioni rappresentative:

- Sezione di spalla  $H=9.77$  m in TA alleggerita con  $\gamma = 8 \text{ kN/m}^3$ ;
- Sezione corrente  $H=9.55$  m in TA alleggerita con  $\gamma = 8 \text{ kN/m}^3$ ;
- Sezione corrente  $H=8$  m in TA alleggerita con  $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ ;
- Sezione corrente  $H=7$  m in TA con  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ;
- Sezione corrente  $H=5$  m in rilevato tradizionale con  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ .

Nella seguente tabella si riporta la stratigrafia di calcolo per le sezioni esaminate.

Tabella 4.1: Caso 1 – Stratigrafia di calcolo

<b>Profondità (m da p.c.)</b>	<b>sigla</b>
0.0 ÷ 2.0	A1b
2.0 ÷ 2.6	A2
2.6 ÷ 4.0	A1a
4.0 ÷ 4.5	T
4.5 ÷ 6.2	A1a
6.2 ÷ 7.0	A1b
7.0 ÷ 8.5	A2
8.5 ÷ 10.2	A1a
10.2 ÷ 11.0	A2
11.0 ÷ 12.8	A1a
12.8 ÷ 13.0	A1b
13.0 ÷ 13.4	A2
13.4 ÷ 14.3	A1a
14.3 ÷ 15.3	A1b
15.3 ÷ 21.0	A2
21.0 ÷ 21.4	A1a
21.4 ÷ 23.0	A1b
23.0 ÷ 23.3	A2
23.3 ÷ 24.3	T
24.3 ÷ 24.9	A2
24.9 ÷ 27.3	A1b
27.3 ÷ 29.3	A1a
29.3 ÷ 31.0	A2
31.0 ÷ 32.0	A1a
32.0 ÷ 33.0	A1b
33.0 ÷ 34.5	A2
34.5 ÷ 35.5	A1a
35.5 ÷ 39.5	A1b
39.5 ÷ 40.3	A1a
40.3 ÷ 43.0	A2
43.0 ÷ 49.3	A1a
49.3 ÷ 50.5	A2
50.5 ÷ 52.0	A1a
52.0 ÷ 53.8	A2
53.8 ÷ 57.2	A1a

57.2 ÷ 59.5	A2
59.5 ÷ 60.0	A1α

Per quanto concerne i parametri caratteristici delle diverse formazioni individuate si è fatto riferimento a quanto riportato in Tabella 9.1, Tabella 9.2 e Tabella 9.3. Per i parametri dei materiali di rilevato, esistenti e in ampliamento, si è assunto quanto riportato al rispettivamente paragrafo 9.5 e paragrafo C.1.

### **C.3 STIMA DEI CEDIMENTI**

Per quanto concerne i cedimenti dei rilevati in ampliamento le analisi sono state condotte con l'ausilio del codice di calcolo agli elementi finiti PLAXIS 2D 2010.

Per quanto concerne i modelli costitutivi per le diverse formazioni si è proceduto come segue:

- Ai terreni a grana grossa (materiale di rilevato e formazione A2) è stato assegnato il modello costitutivo di tipo elasto-plastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb;
- Ai terreni a grana fine (formazione A1) è stato assegnato modello costitutivo tipo Cam-Clay, denominato Soft 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.

Come indicato al punto C.2 per i parametri caratteristici delle diverse formazioni individuate si è fatto riferimento a quanto riportato in Tabella 9.1, Tabella 9.2 e Tabella 9.3.

Le analisi sono state condotte in modo accoppiato, valutando l'andamento dei cedimenti di consolidazione nel tempo a partire dall'inizio costruzione del rilevato, il quale si è ipotizzato venir realizzato in 3 mesi.

Al cedimento totale calcolato con il codice Plaxis è stato inoltre aggiunto il cedimento secondario, valutato come segue:

$$ced_s = \frac{C_a}{1+e_0} \cdot \log \frac{t_f}{t_i} \cdot h$$

Dove:

- $c_{\alpha}$  = coefficiente di consolidazione secondaria (si veda la Tabella 9.1);
- $e_0$  = indice dei vuoti iniziale (si veda la Tabella 9.1);
- $t_f$  = tempo finale a cui si desidera valutare il cedimento secondario;
- $t_i$  = tempo iniziale pari al 95% della consolidazione;
- $h$  = spessore interessato dalla variazione delle tensioni efficaci all'applicazione del carico.

Nella valutazione dei cedimenti si è tenuto conto del solo contributo degli strati per i quali si ha un incremento delle tensioni efficaci pari almeno al 10% della geostatica in sito.

I risultati delle analisi sono riportati nelle seguenti figure in termini di profilo di cedimento del piano campagna per diversi istanti di tempo, e di suo andamento nel tempo in tre punti di monitoraggio posti in corrispondenza dell'asse, del ciglio e del piede del rilevato.

Per la sezione di spalla si fornisce il grafico di andamento dei cedimenti con la profondità in asse rilevato utile alla valutazione delle problematiche connesse con l'eventuale generazione del fenomeno dell'attrito negativo sui pali di fondazione

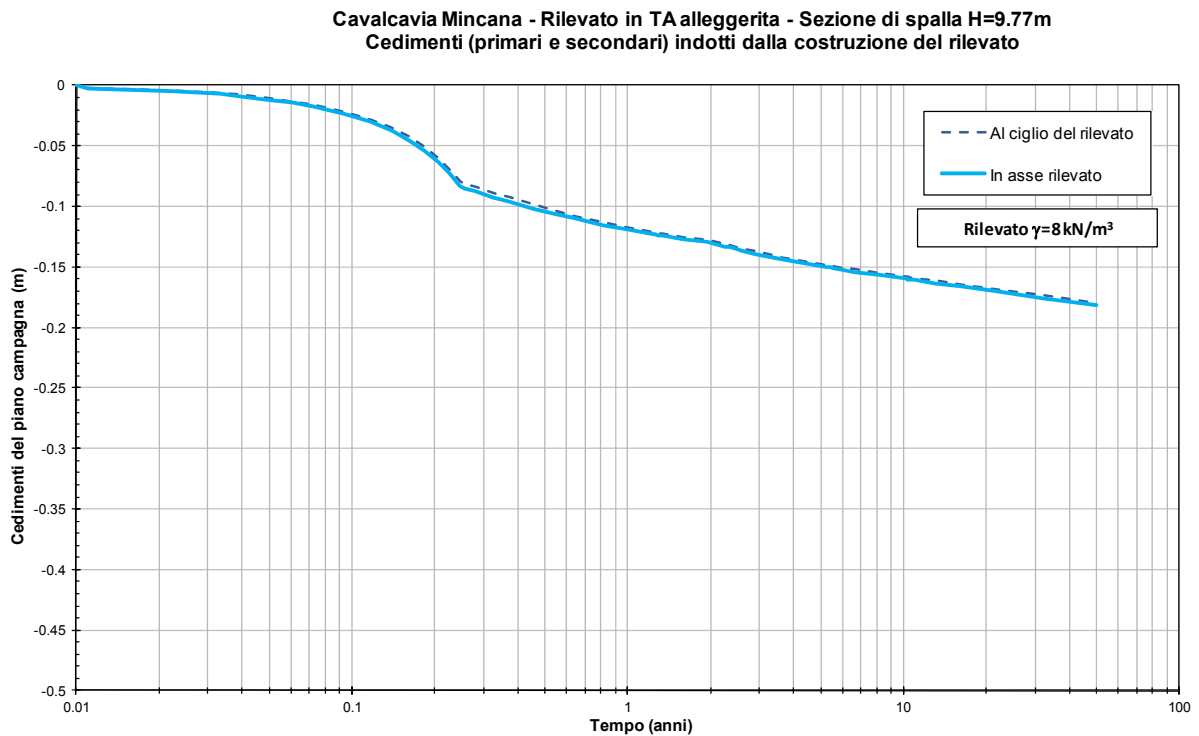
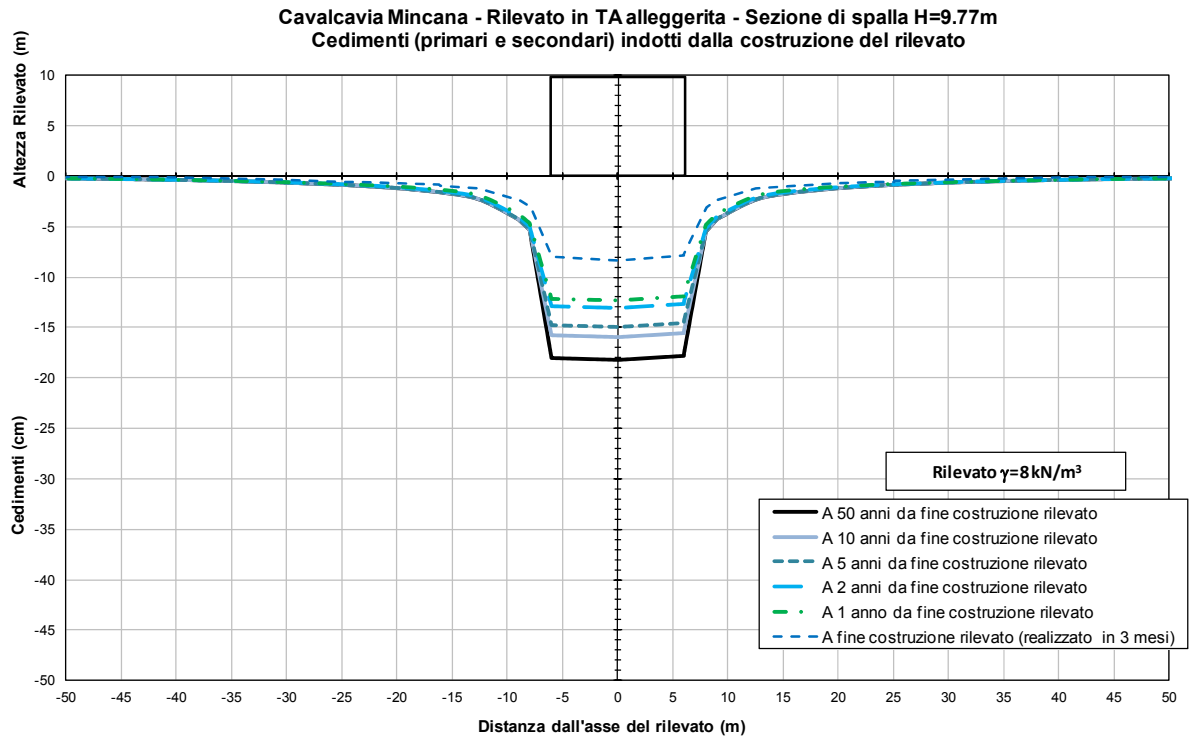


Figura C.1 – Sezione di spalla H=9.77 m in TA alleggerita con  $\gamma = 8\text{ kN/m}^3$

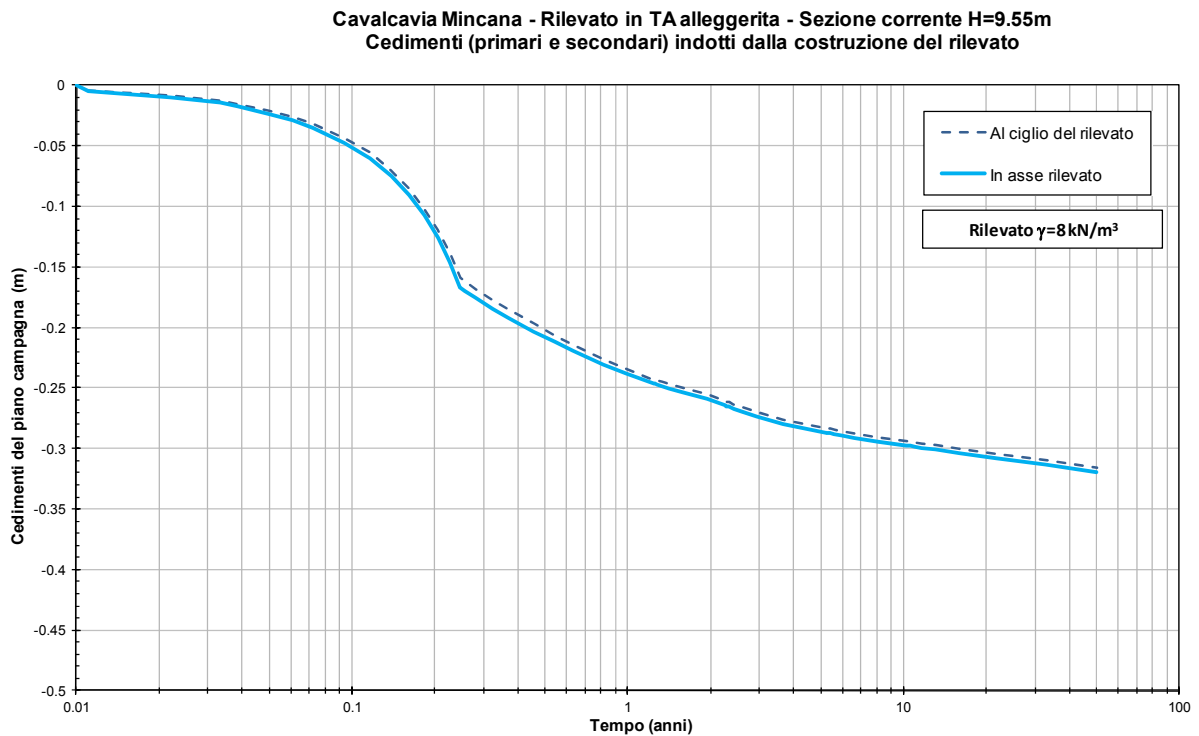
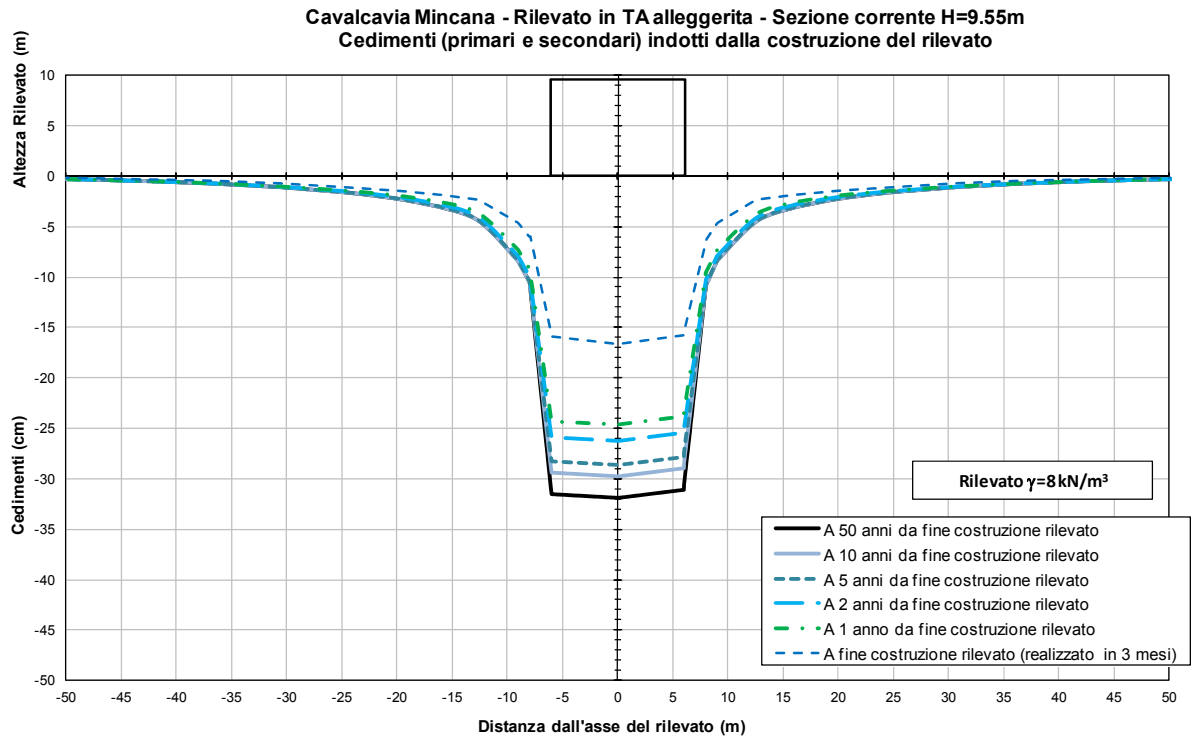


Figura C.2 – Sezione corrente H=9.55 m in TA alleggerita con  $\gamma = 8 \text{ kN/m}^3$



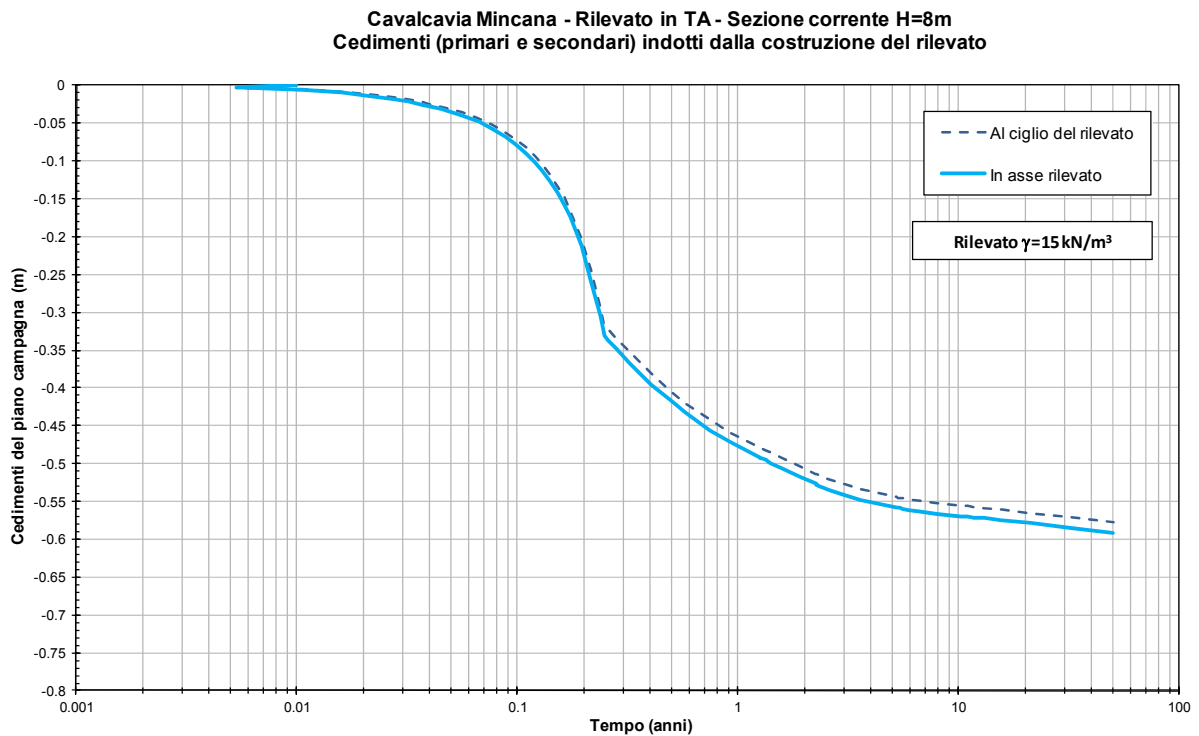
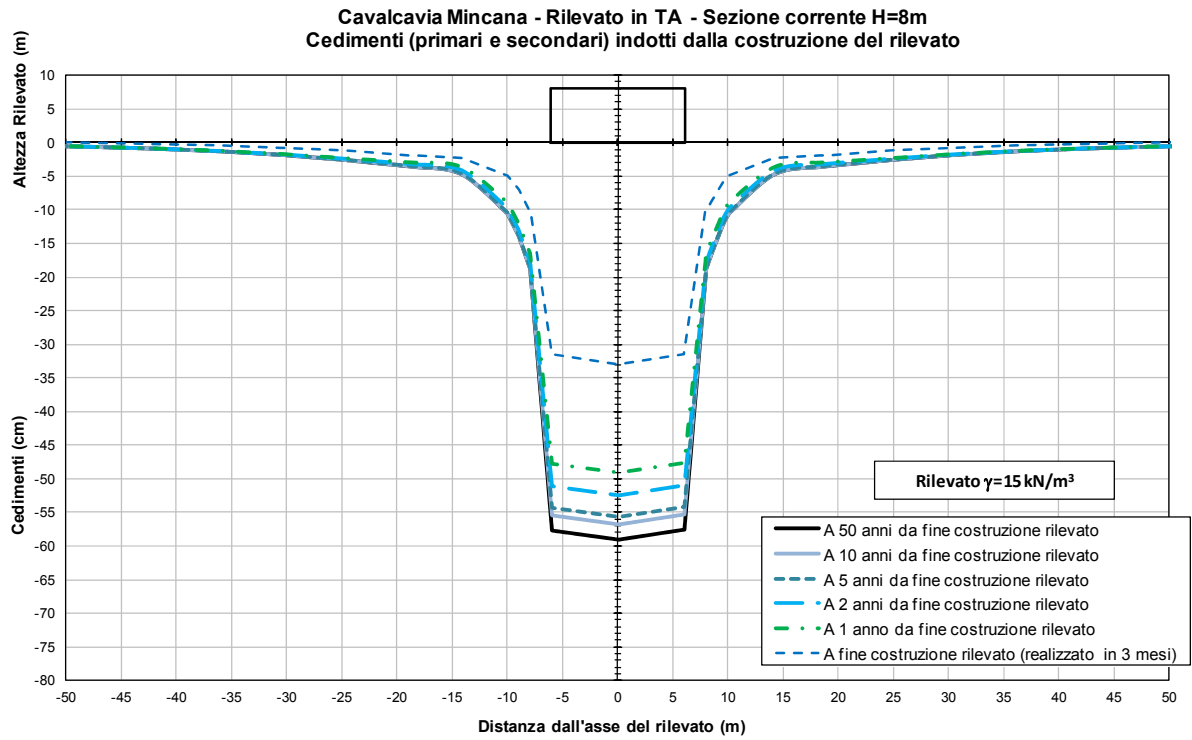


Figura C.3 – Sezione corrente H=8 m in TA alleggerita con  $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$

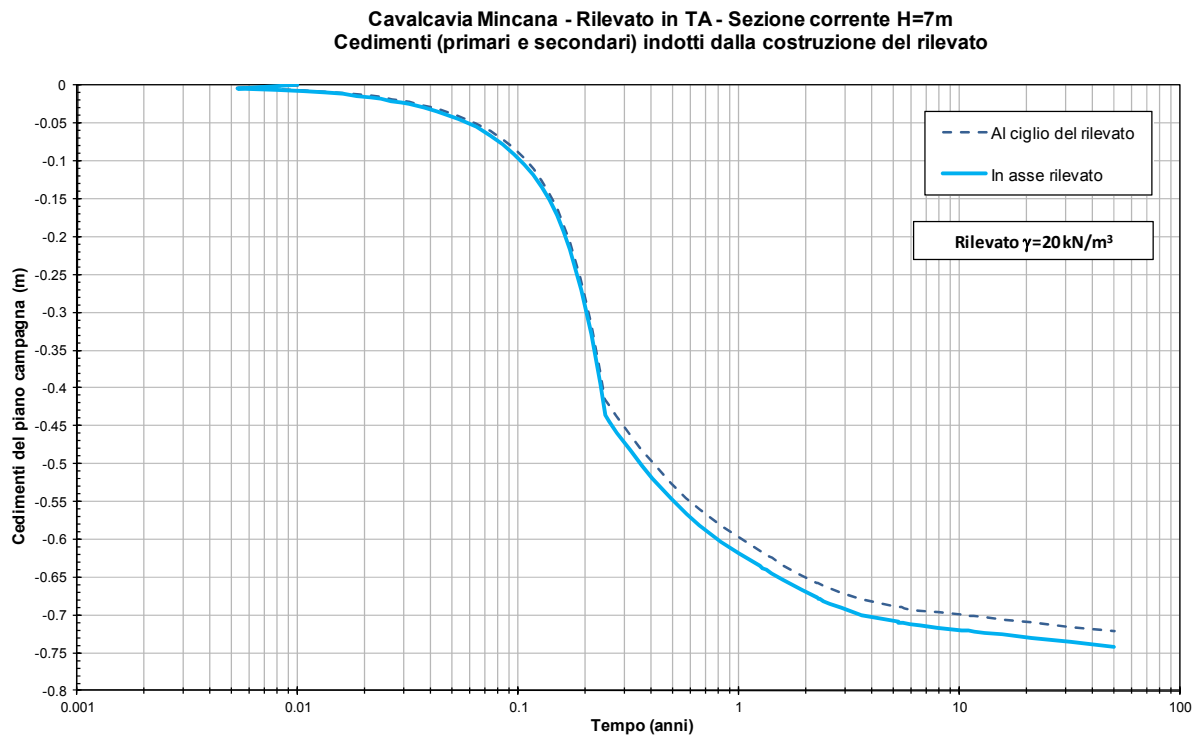
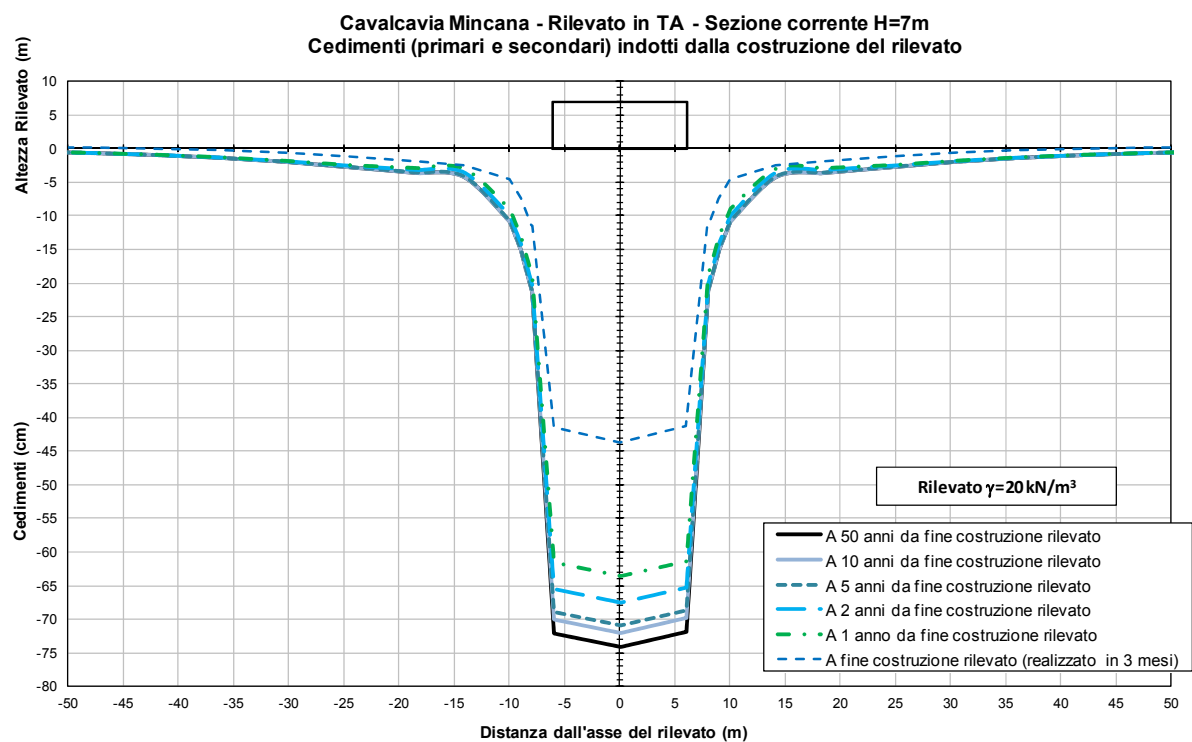


Figura C.4 – Sezione corrente H=7 m in TA con  $\gamma = 20\text{ kN/m}^3$

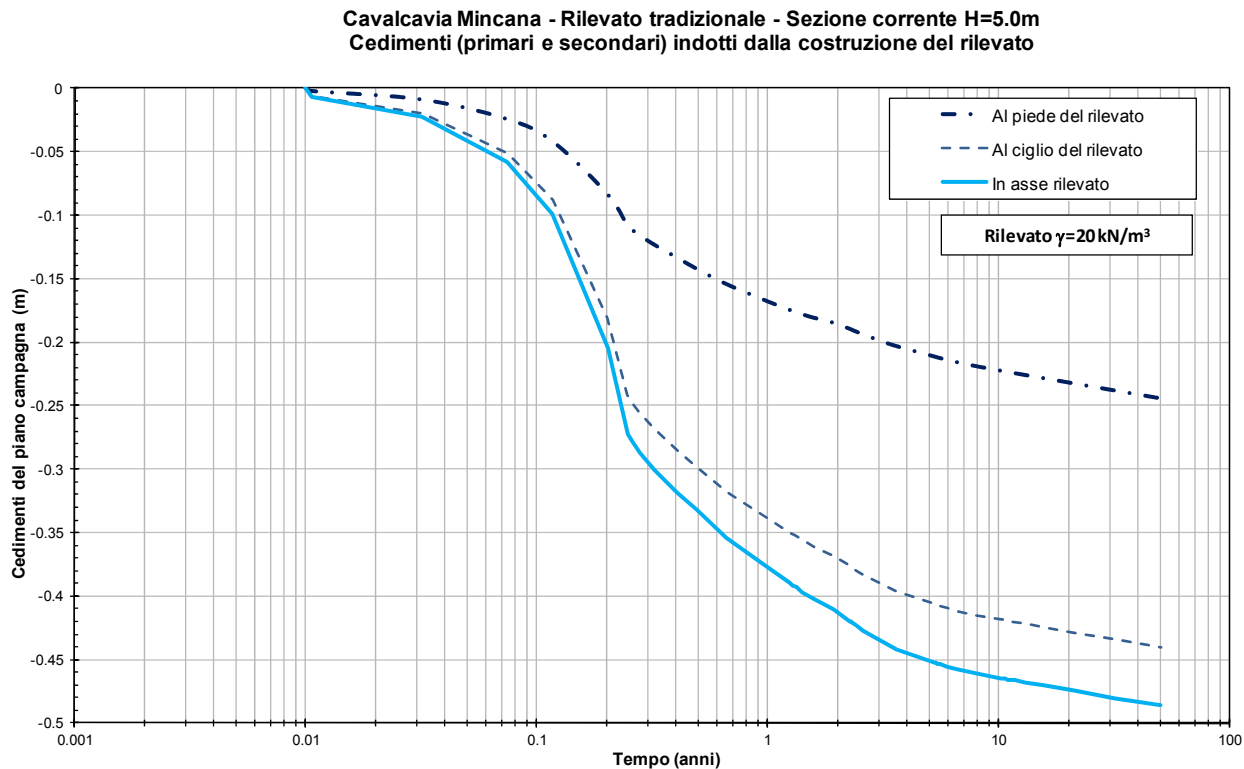
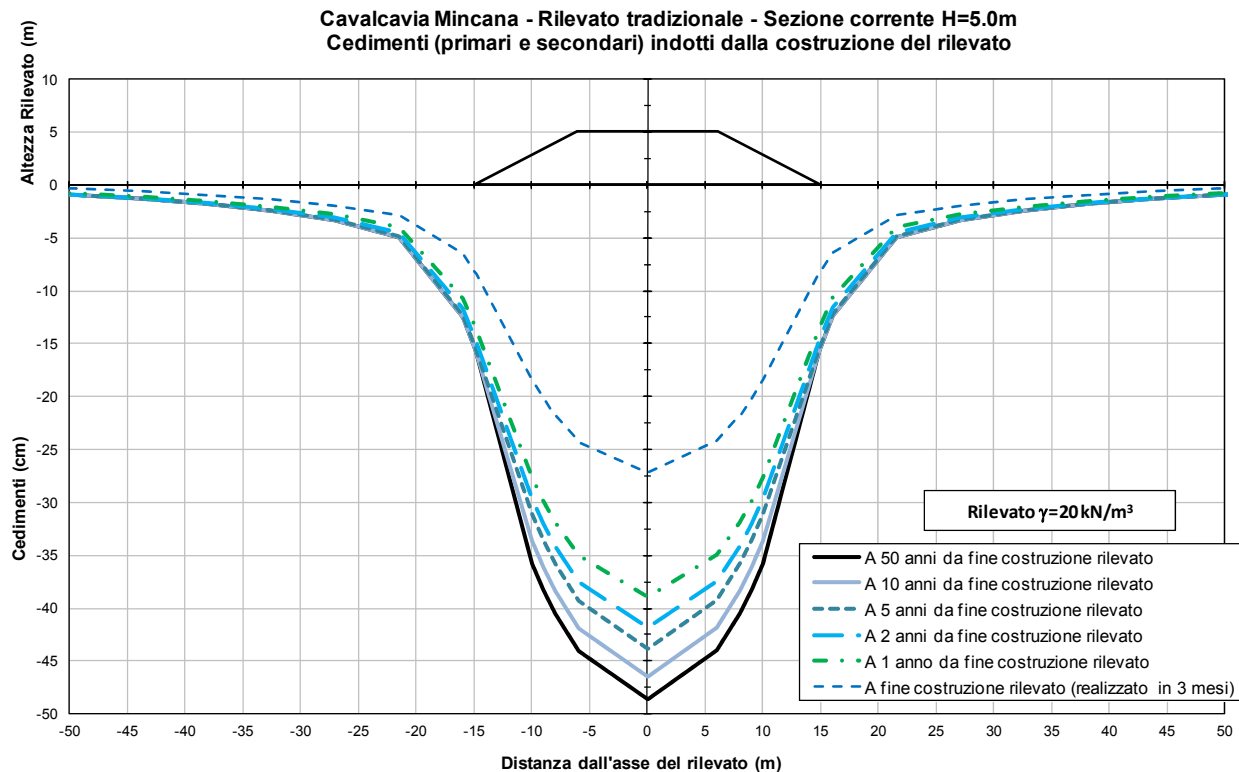


Figura C.5 – Sezione corrente H=5 m in rilevato tradizionale con  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

**Cavalcavia Mincana - Rilevato in TA alleggerita**  
**Sezione di spalla H=9.77m**  
**Cedimenti indotti dalla costruzione del rilevato**  
**In asse rilevato**

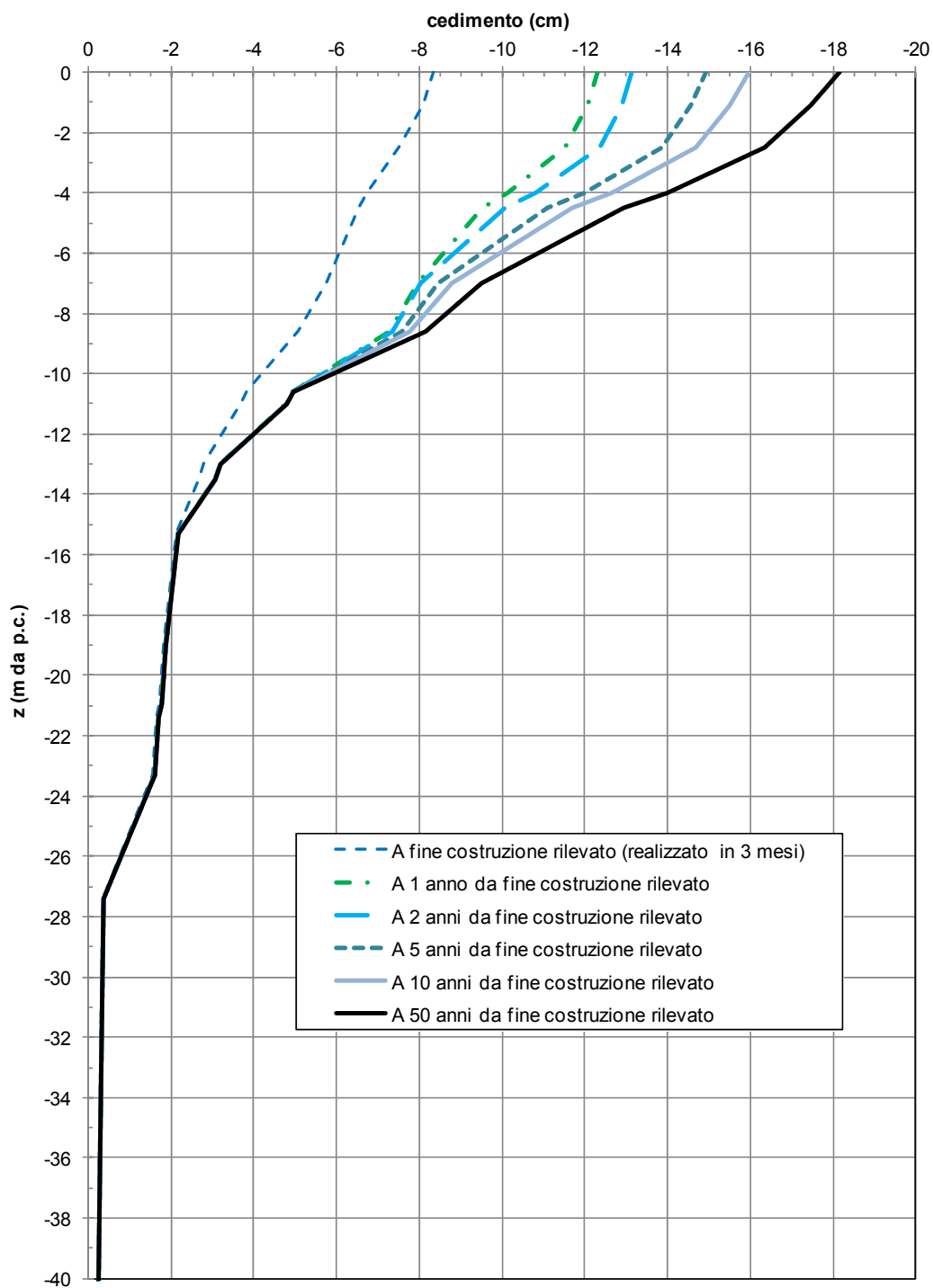


Figura C.6 – Sezione di spalla – Cedimenti con la profondità

#### **C.4      STABILITA' GLOBALE**

Nel seguente paragrafo si riportano le verifiche di stabilità globale eseguite per i rilevati di approccio del cavalcavia di riferimento Mincana (ca. prg. 95+369). Le verifiche di stabilità globale sono state condotte in accordo al DM 14 gennaio 2008, Norme tecniche per le costruzioni (Gazzetta Ufficiale n.29 del 04.02.2008); sulla base dei contenuti di tale normativa, le verifiche agli Stati Limite Ultimi sono state effettuate 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 (A2+M2+R2). 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  $c'$ ;
  - $\gamma_{c_u} = 1.40$  per la coesione non drenata  $c_u$ ;
  - $\gamma_{\gamma} = 1.00$  per il peso specifico  $\gamma$ .
- 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 parziale sulla resistenza globale  $R_2$  risulti almeno pari a 1.1

Le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte con riferimento al metodo pseudo-statico. In tale approccio l'azione sismica 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, rappresentativi dell'area di progetto, e relativi all'opera oggetto di studio sono rispettivamente a '0.03' e '0.015' (riferimento paragrafo 6.2.7.1).

Si ricorda che nelle verifiche in condizioni sismiche i coefficienti parziali sulle azioni sono sempre unitari (in questo caso  $A_2=1$ ).

In tutte le verifiche statiche si è considerato in sommità al rilevato di approccio un sovraccarico (carico variabile) uniformemente distribuito e pari a 10 kPa. Nelle verifiche in condizioni sismiche è stato considerato un sovraccarico pari al 20% del sovraccarico considerato in fase statica.

Sono state analizzate n°3 sezioni rappresentative dei rilevati di approccio al cavalcavia, in condizioni statiche di esercizio, a breve e lungo termine, e in presenza di sisma.

Si riportano di seguito la stratigrafia adottata per il calcolo e le sezioni tipo analizzate.

Profondità da p.c.		Spessore (m)	Unità	Descrizione
da (m)	a (m)			
0	2.0	2.0	A1b	Argille limose e limi argillosi
2.0	2.6	0.6	A2	Sabbie, sabbie limose e sabbie con limo
2.6	7.0	4.4	A1a	Argille limose e limi argillosi
7.0	8.5	1.5	A2	Sabbie, sabbie limose e sabbie con limo
8.5	10.2	1.7	A1a	Argille limose e limi argillosi
10.2	11.0	0.8	A2	Sabbie, sabbie limose e sabbie con limo
11.0	15.0	4.0	A1a	Argille limose e limi argillosi

Tabella 2: Stratigrafia di riferimento CV Mincana

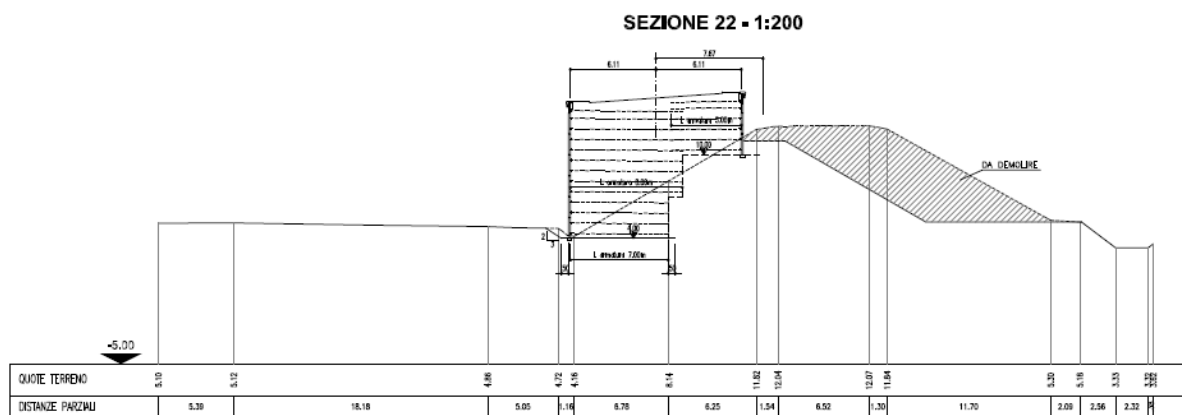


Figura 17: Sezioni tipo analizzate – Schema 1

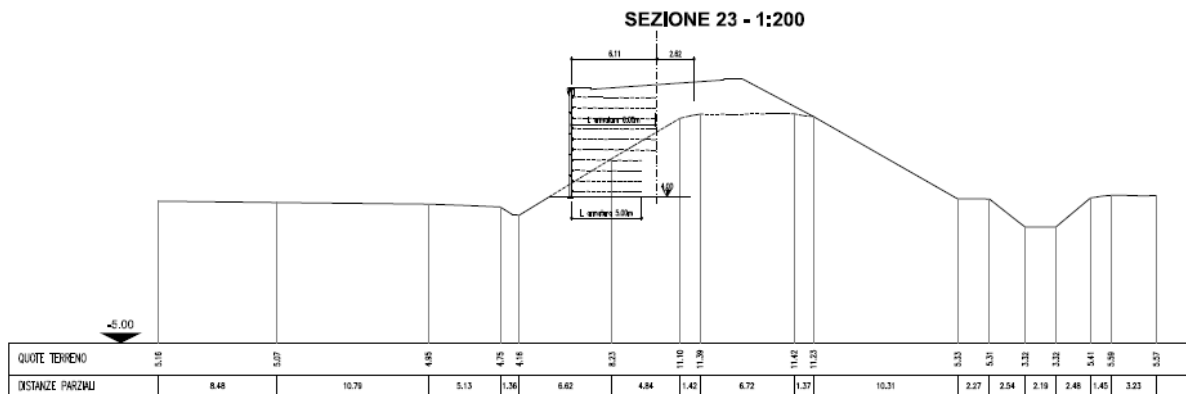


Figura 18: Sezioni tipo analizzate – Schema 1-h

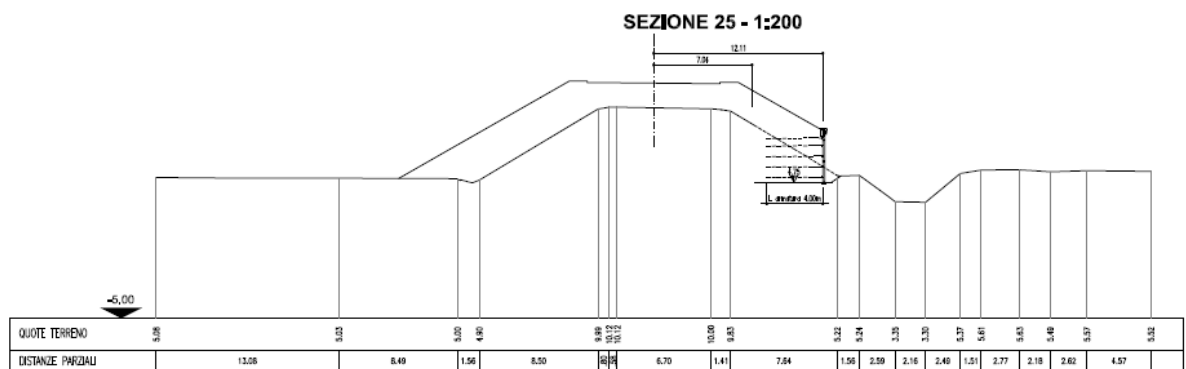


Figura 19: Sezioni tipo analizzate – Schema 2

Le analisi sono state condotte con l'ausilio del codice di calcolo SLOPE/W v.4.23. In particolare è stato utilizzato il metodo di *Bishop* per superfici curve.

I risultati delle analisi sono riportati in Figura 20 ÷ Figura 31. Da essi risulta che il fattore di sicurezza minimo richiesto dalla Normativa vigente ( $R_2=1.1$ ) viene garantito.



● SCHEMA 1

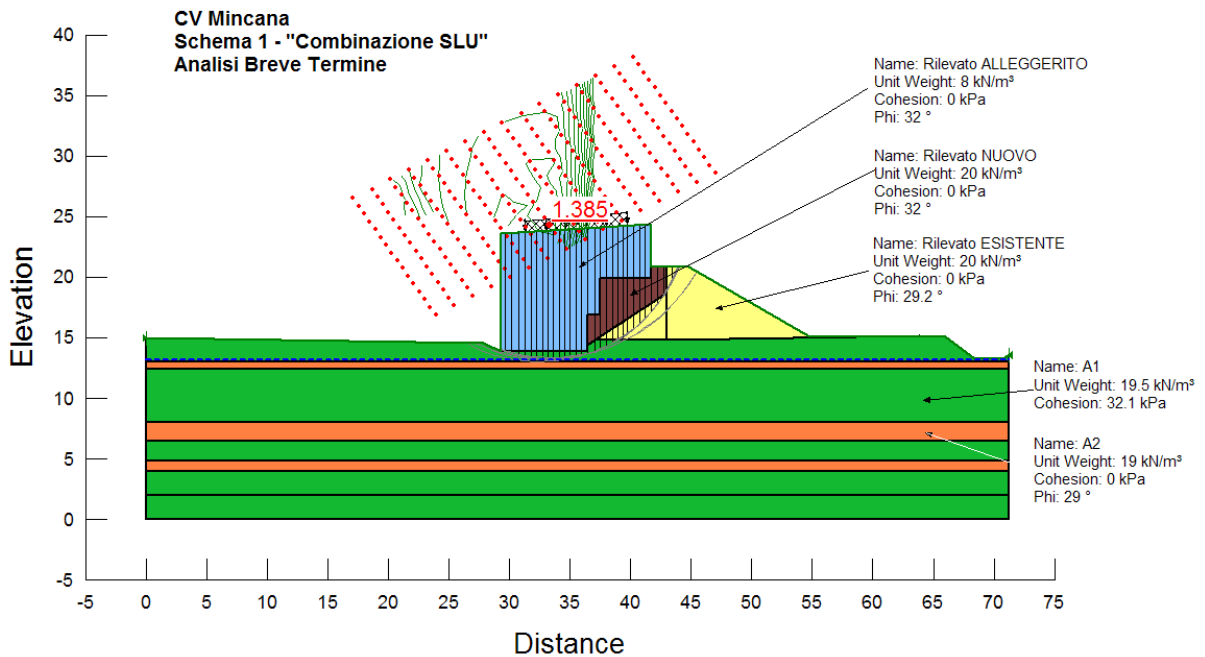


Figura 20: Risultati Schema 1 – "Combinazione SLU" – Breve Termine

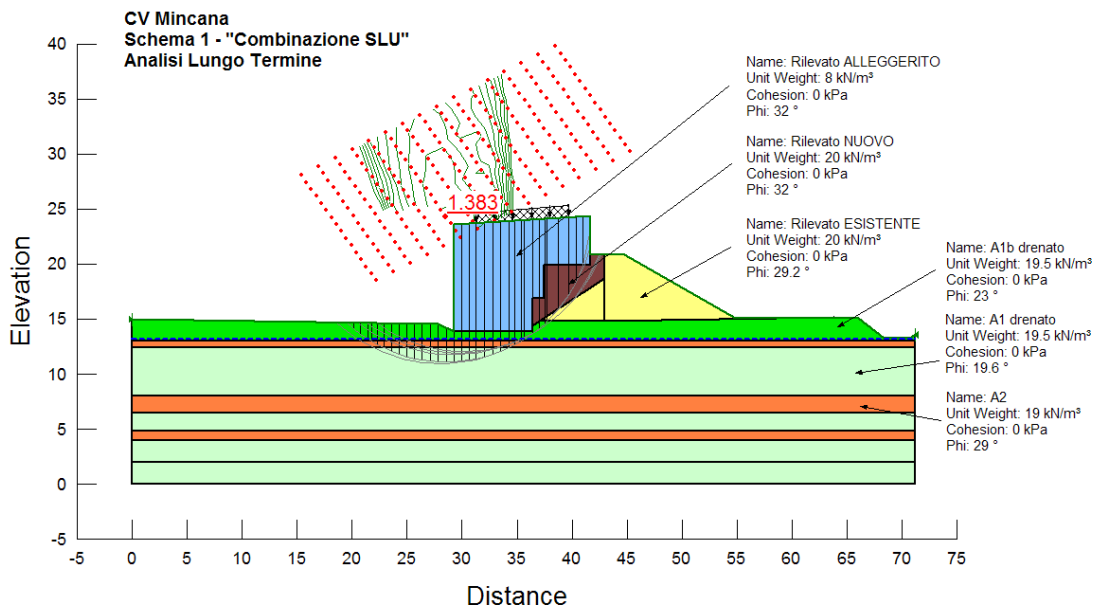


Figura 99: Risultati Schema 1 – "Combinazione SLU" – Lungo Termine

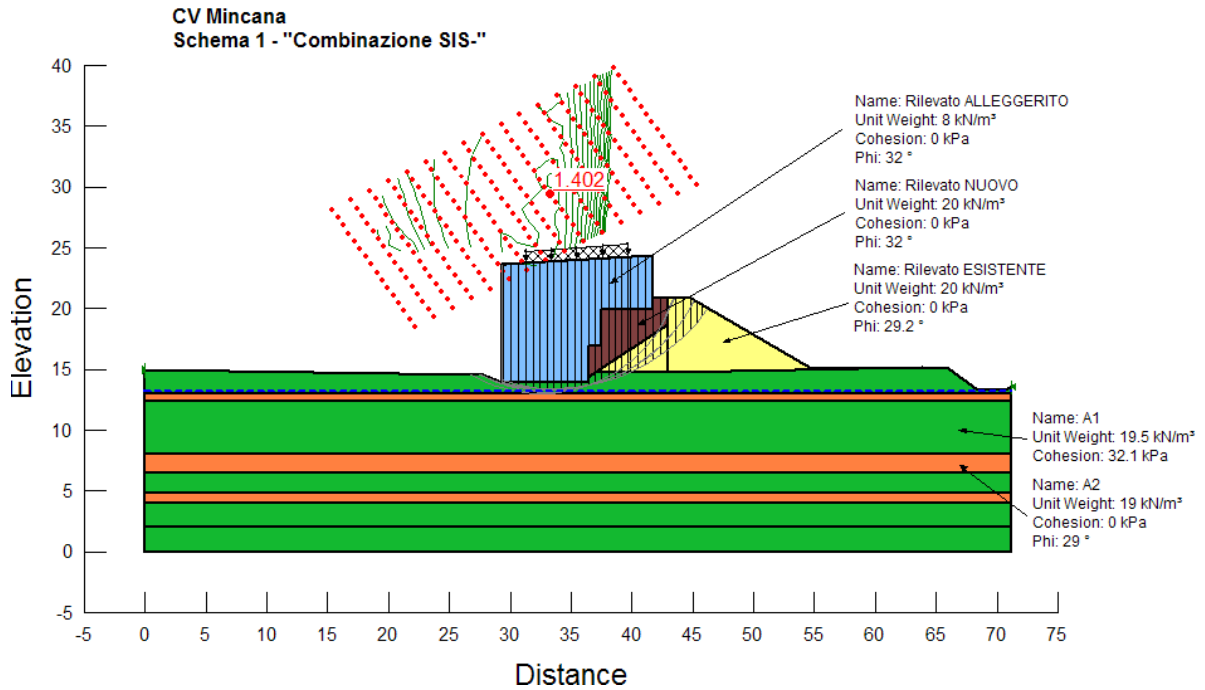


Figura 100: Risultati Schema 1 – "Combinazione SIS-"

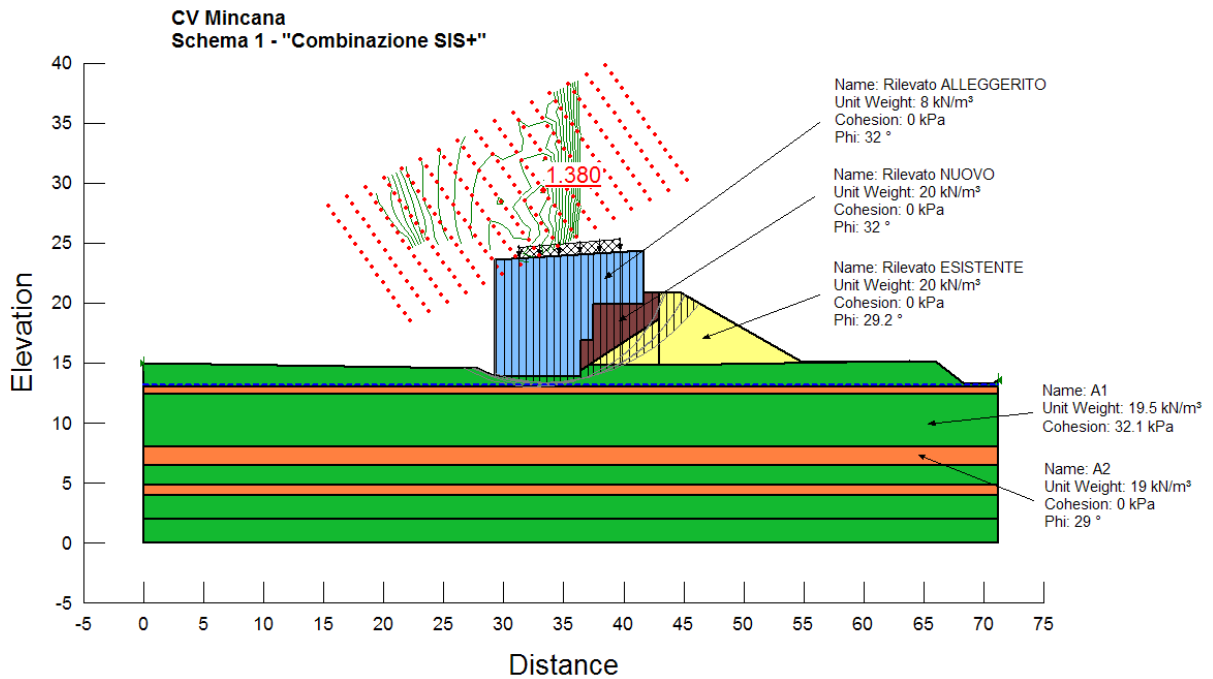


Figura 101: Risultati Schema 1 – "Combinazione SIS+"

• **SCHEMA 1-h**

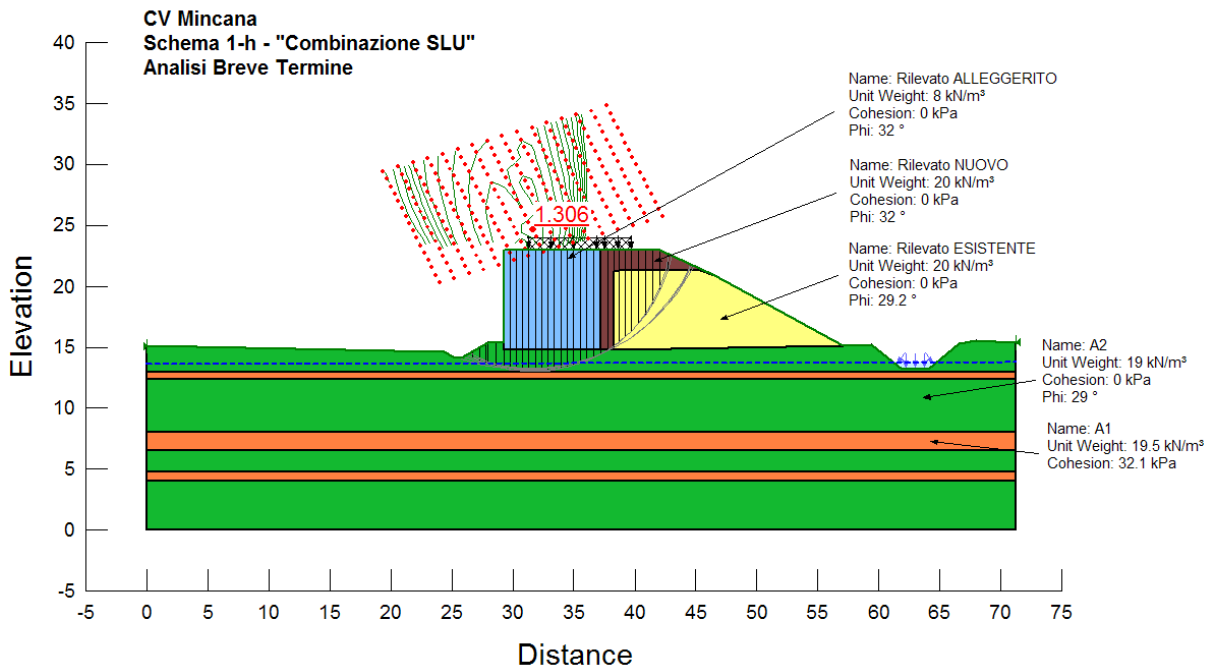


Figura 102: Risultati Schema 1-h – "Combinazione SLU" – Breve Termine

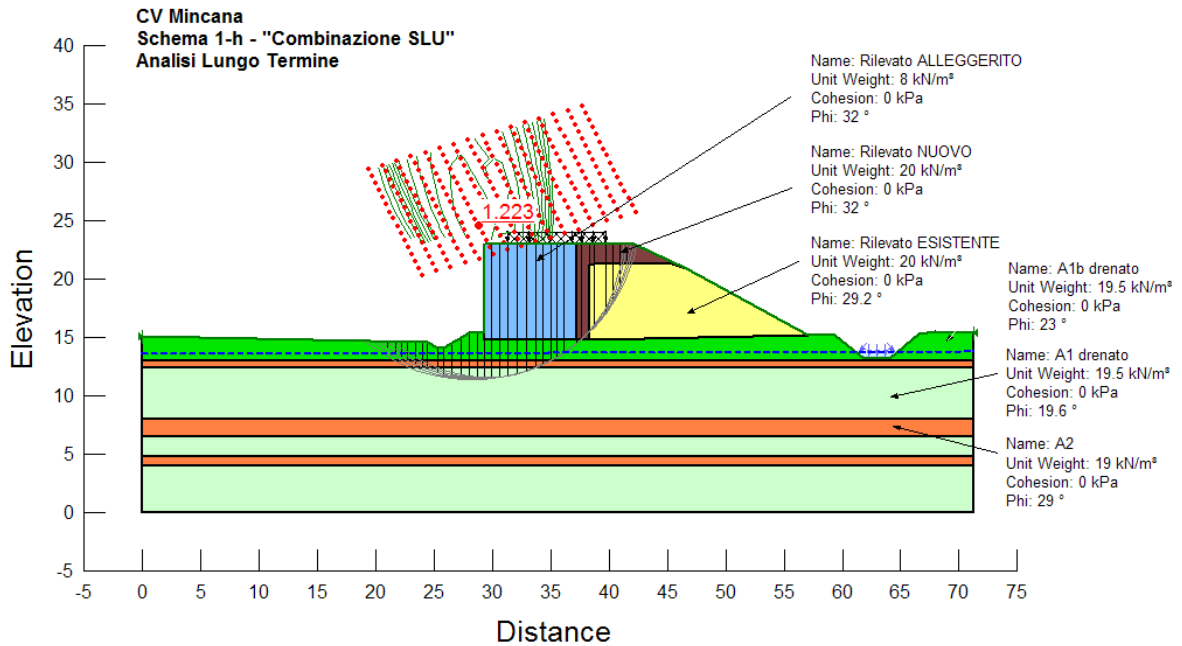


Figura 103: Risultati Schema 1-h – "Combinazione SLU" – Lungo Termine

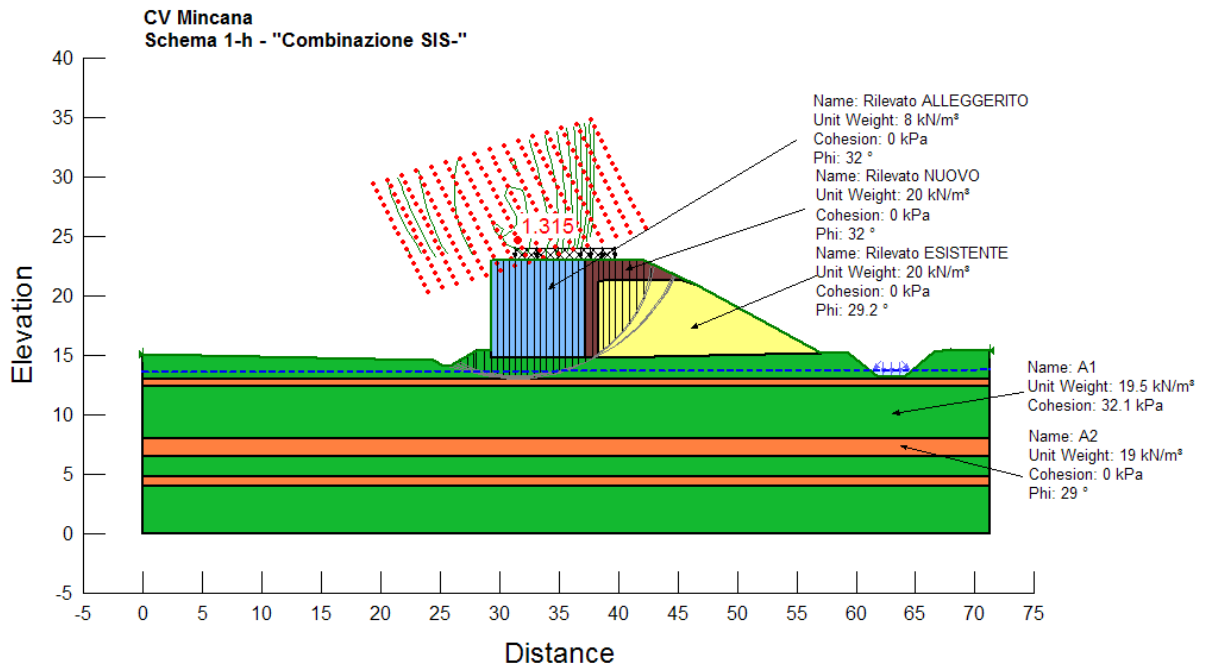


Figura 104: Risultati Schema 1-h – "Combinazione SIS-"

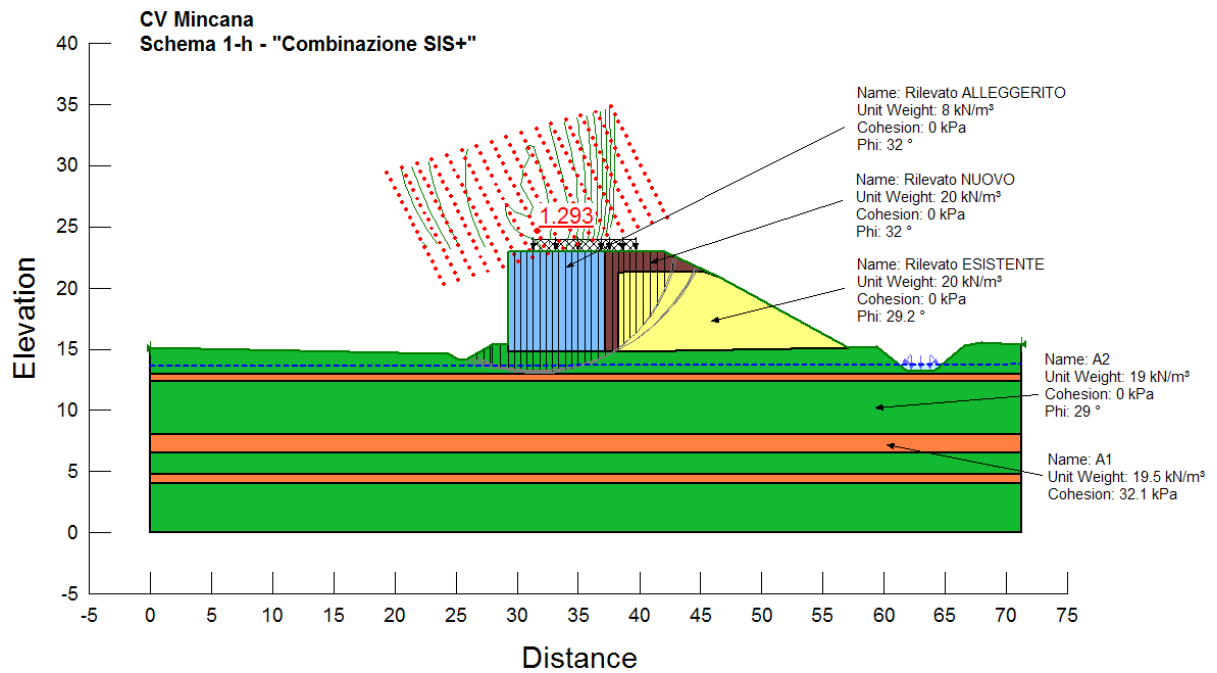


Figura 105: Risultati Schema 1-h – "Combinazione SIS+"

• **SCHEMA 2**

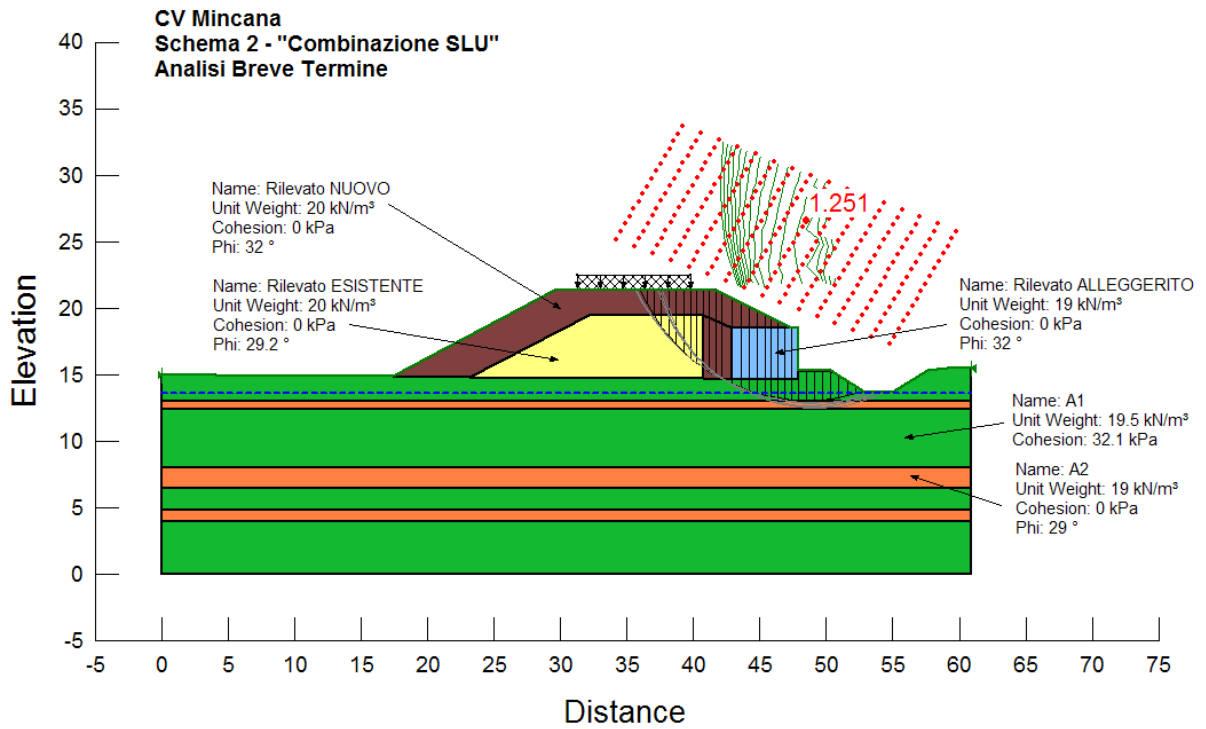


Figura 106: Risultati Schema 2 – "Combinazione SLU" – Breve Termine

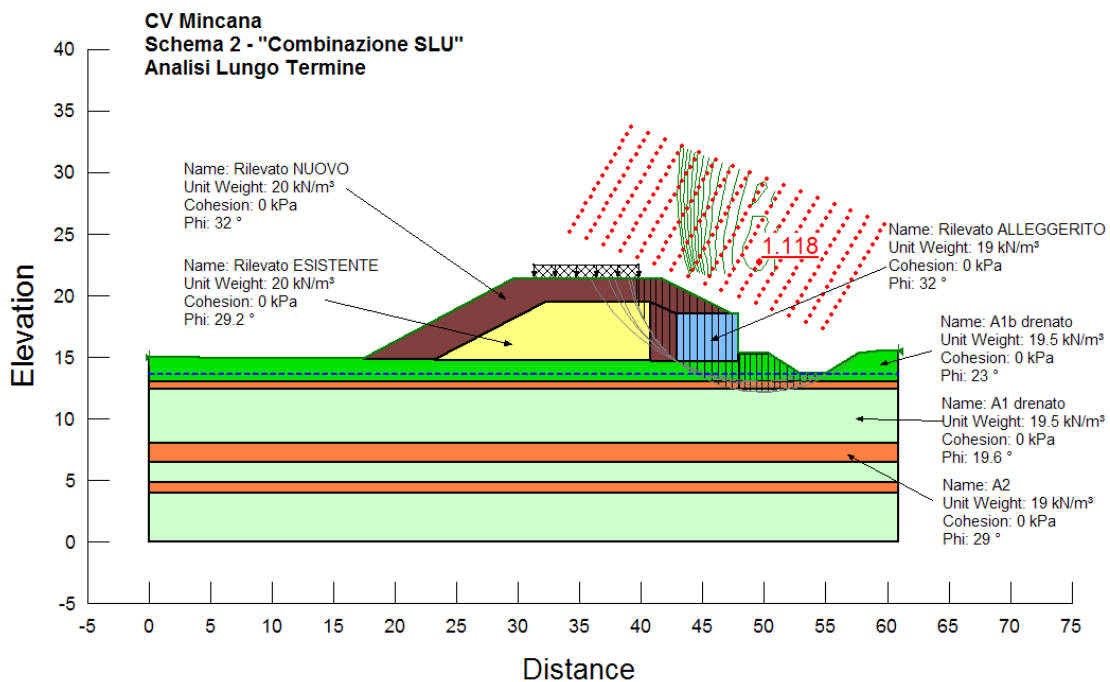


Figura 107: Risultati Schema 2 – "Combinazione SLU" – Lungo Termine

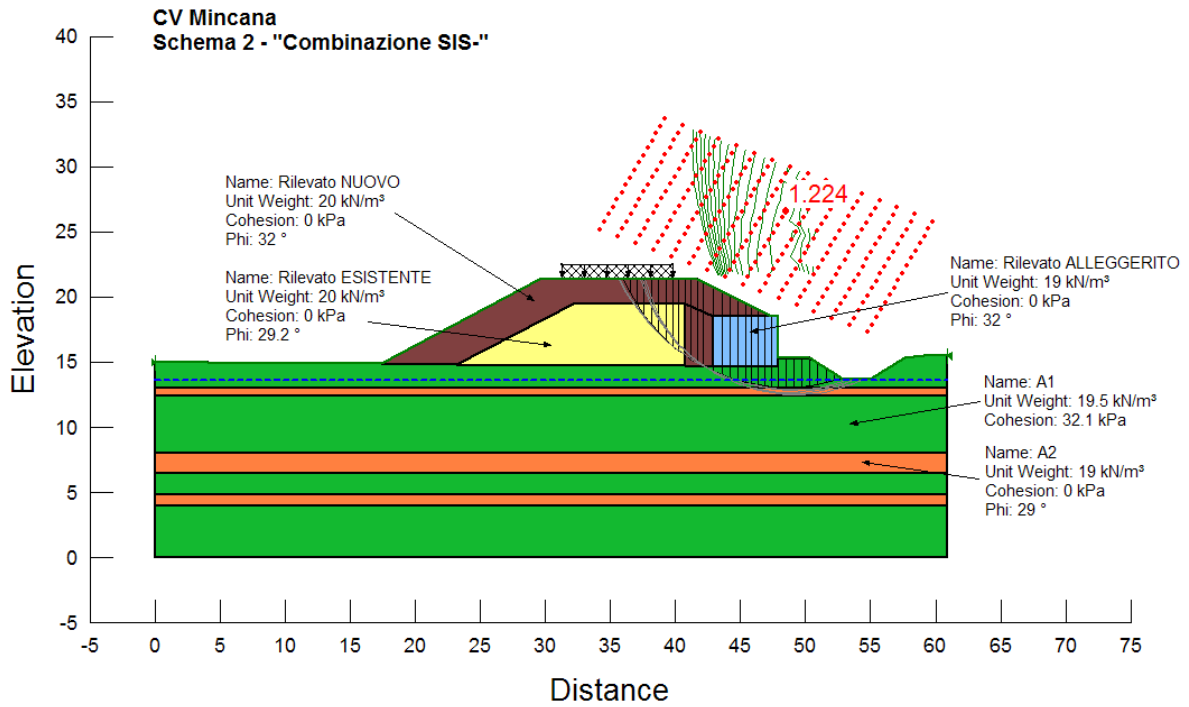


Figura 108: Risultati Schema 2 – “Combinazione SIS-“

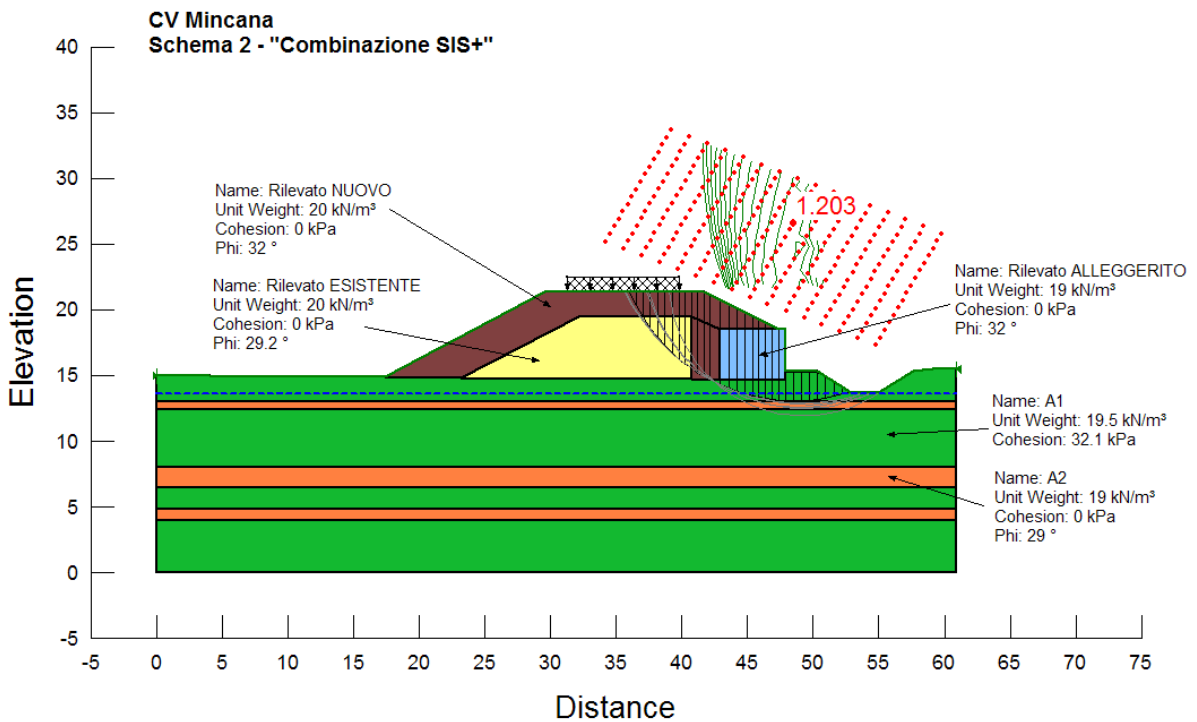


Figura 31: Risultati Schema 2 – “Combinazione SIS+“