

# ENAC

Ente Nazionale per l'Aviazione Civile

AEROPORTO "LEONARDO DA VINCI" DI FIUMICINO - ROMA  
SISTEMA AEROSTAZIONI HUB-EST  
OPERE DI COMPLETAMENTO DELLE INFRASTRUTTURE LAND SI DE  
ED AIR SIDE DEL SOTTOSISTEMA AEROSTAZIONI LATO EST  
LOTTO 1 - Secondo Stralcio  
Strutture ed Involucro - Area di Imbarco A; Avancorpo T1;

COMMITTENTE



DIRETTORE SVILUPPO INFRASTRUTTURE:

POST HOLDER AREA MANUTENZIONE CIVILE, IMPIANTI E SISTEMI

POST HOLDER AREA PROGETTAZIONE INFRASTRUTTURE E SISTEMI

POST HOLDER AREA DI MOVIMENTO FIUMICINO

POST HOLDER TERMINAL

COORDINAMENTO TECNICO PROGETTI:

RESPONSABILE PROCEDIMENTO: PROGRAM MANAGER

- Ing. Giorgio GREGORI

- Ing. Ruggero POLI

- Ing. Paolo CAMBULA

- Ing. Marco PELLEGRINO

- Sig. Marco SBRENNI

- Ing. Silvia TAURISANO

- Ing. Marco IOVACCHINI

PROGETTAZIONE:



Societa' per l' Engineering di Aeroporti di Roma

SUPERVISIONE

ARCHITETTONICA:

- Arch. Furio GIOVANNONI

PROGRAM MANAGER

TERMINAL E IMPIANTI:

- Ing. Claudio BARBETTA

CAPO PROGETTO

- Arch. Alessandro FERRERI

STRUTTURE:

- Ing. Claudio BARBETTA

RETI E IMPIANTI MECCANICI:

- Ing. Andrea BONCIANI

RETI E IMPIANTI ELETTRICI :

- Ing. Luca TOSO

RETI E IMPIANTI ELETTRICI :

- Ing. Antonio CARIGGI

VIABILITA' E PIAZZALI :

- Ing. Michele VITIELLO

ELAB. TECNICO/ECONOMICI:

- Ing. Emanuele MINNUCCI

- Geom. Luigi SERINO

COORDINAMENTO IN MATERIA  
DI SICUREZZA ( D.Lgs 81/08)

- Arch. Carlo CAROLI

Incarico N° A002958 del 19.07.13

## PROGETTO ESECUTIVO

04 \_ \_ \_ \_ \_

03 \_ \_ \_ \_ \_

02 \_ \_ \_ \_ \_

01 \_ \_ Rev.A - 02/2016 \_ \_

## LOTTO 1 - Secondo Stralcio RELAZIONE GENERALE GEOTECNICA

Emissioni:

RIFERIMENTI :

Data : 30.04.2015

Riferimenti ADR

n° commessa  
ADR ENGINEERING

Fase

Area  
Intervento

settore

Tipo  
Elaborato

Numero

Rev

Scala :

A 0 0 4 8 0 8 A 6 5 2 T P E G E N G T C R E L 0 0 1 A

**(pagina bianca)**

**AEROPORTO “LEONARDO DA VINCI”  
ROMA -FIUMICINO**

**PROGETTO DI COMPLETAMENTO**

**HUB EST**

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE**

## INDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>6</b>
<b>2</b>	<b>DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>8</b>
2.1	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO.....	8
2.2	NORMATIVE NAZIONALI .....	8
2.3	NORMATIVE INTERNAZIONALI.....	9
2.4	RACCOMANDAZIONI NAZIONALI ED INTERNAZIONALI.....	9
2.5	BIBLIOGRAFIA.....	10
<b>3</b>	<b>DESCRIZIONE SOMMARIA DELLE NUOVE OPERE .....</b>	<b>17</b>
3.1	LOTTO 1 - TIPOLOGIA DI FONDAZIONI.....	18
<b>4</b>	<b>INDAGINI GEOGNOSTICHE DISPONIBILI.....</b>	<b>26</b>
4.1	INDAGINI LOTTO 1.....	26
4.2	INDAGINI LOTTO 2.....	31
<b>5</b>	<b>CONDIZIONI STRATIGRAFICHE E DI FALDA DI PROGETTO .....</b>	<b>35</b>
5.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO .....	35
5.2	CONDIZIONI STRATIGRAFICHE GENERALI.....	35
5.3	STRATIGRAFIA DI PROGETTO - SITI LOTTO 1 .....	38
5.4	STRATIGRAFIA DI PROGETTO - SITI LOTTO 2 .....	40
5.5	IDROLOGIA SOTTERRANEA .....	42
<b>6</b>	<b>INQUADRAMENTO SISMICO.....</b>	<b>46</b>
6.1	STRUTTURE SISMOGENETICHE .....	46
6.2	AZIONI SISMICHE DI PROGETTO DA NORMATIVA.....	48
6.2.1	<i>Vita utile dell'opera e periodo di riferimento.....</i>	<i>48</i>
6.2.2	<i>Stati limite ultimi di riferimento e periodo di ritorno dell'azione sismica .....</i>	<i>48</i>
6.2.3	<i>Parametri su sito di riferimento rigido orizzontale .....</i>	<i>48</i>
6.2.4	<i>Determinazione della categoria di sottosuolo .....</i>	<i>49</i>
6.2.5	<i>Accelerazione massima attesa in sito .....</i>	<i>52</i>
<b>7</b>	<b>ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE (RSL) .....</b>	<b>55</b>
7.1	PREMESSA.....	55
7.2	DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO.....	55
7.3	ANALISI DI DISAGGREGAZIONE E SCELTA DEGLI ACCELEROGRAMMI SPETTRO-COMPATIBILI.....	59
7.4	RISULTATI DELL'ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE (RSL) .....	65
<b>8</b>	<b>STABILITÀ DEL SITO NEI CONFRONTI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE .....</b>	<b>70</b>
8.1	DATI DI PERICOLOSITÀ SISMICA .....	70
8.2	METODO DI CALCOLO.....	71
8.3	RISULTATI DELL'ANALISI .....	72
<b>9</b>	<b>CRITERI SEGUITI NELLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....</b>	<b>75</b>
9.1	GENERALITÀ.....	75
9.2	MATERIALI A GRANA GROSSA .....	77
9.2.1	<i>Stato iniziale del deposito.....</i>	<i>77</i>
9.2.1.1	<i>Densità relativa Dr.....</i>	<i>78</i>
9.2.2	<i>Angolo di resistenza al taglio.....</i>	<i>80</i>
9.2.3	<i>Deformabilità.....</i>	<i>81</i>
9.2.3.1	<i>Moduli elastici iniziali .....</i>	<i>81</i>
9.2.3.2	<i>Moduli elastici "operativi" .....</i>	<i>84</i>

9.2.3.3	Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960) .....	87
9.2.3.4	Coefficienti di permeabilità .....	87
9.3	MATERIALI A GRANA FINE SATURI .....	88
9.3.1	<i>Classificazione</i> .....	88
9.3.2	<i>Stato iniziale del deposito</i> .....	92
9.3.3	<i>Resistenza al taglio in condizioni non drenate</i> .....	94
9.3.3.1	Prove di laboratorio.....	94
9.3.3.2	Valutazione da prove CPTU .....	94
9.3.4	<i>Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci</i> .....	95
9.3.5	<i>Deformabilità</i> .....	95
9.3.5.1	Parametri di deformabilità e di consolidazione da prove edometriche .....	95
9.3.5.2	Moduli elastici iniziali .....	95
9.3.5.3	Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960) .....	97
9.3.5.4	Coefficienti di permeabilità .....	98
<b>10</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA LOTTO 1.....</b>	<b>99</b>
10.1	GENERALITÀ.....	99
10.2	CLASSIFICAZIONE DEI MATERIALI .....	100
10.3	FORMAZIONE A1 .....	125
10.3.1	<i>Caratteristiche fisiche</i> .....	125
10.3.2	<i>Stato iniziale e pressioni di preconsolidazione</i> .....	137
10.3.3	<i>Resistenza al taglio non drenata</i> .....	155
10.3.4	<i>Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci</i> .....	163
10.3.5	<i>Deformabilità e consolidazione in condizioni edometriche</i> .....	163
10.3.6	<i>Modulo di taglio a piccole deformazioni</i> .....	169
10.3.6.1	Velocità delle onde di taglio.....	169
10.3.6.2	Modulo di taglio iniziale.....	176
10.3.7	<i>Coefficienti di permeabilità</i> .....	183
10.3.8	<i>Tabelle riassuntive di caratterizzazione geotecnica</i> .....	185
10.4	FORMAZIONE A2 .....	191
10.4.1	<i>Caratteristiche fisiche e densità relativa</i> .....	193
10.4.2	<i>Caratteristiche di resistenza al taglio</i> .....	207
10.4.3	<i>Caratteristiche di deformabilità</i> .....	217
10.4.3.1	Velocità delle onde di taglio.....	217
10.4.3.2	Modulo di taglio iniziale.....	227
10.4.3.3	Modulo elastico iniziale .....	237
10.4.3.4	Modulo elastico operativo .....	246
10.4.4	<i>Coefficienti di permeabilità</i> .....	256
10.4.5	<i>Tabelle riassuntive di caratterizzazione geotecnica</i> .....	256
<b>11</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA LOTTO 2.....</b>	<b>261</b>
11.1	GENERALITÀ.....	261
11.2	CLASSIFICAZIONE DEI MATERIALI .....	262
11.3	FORMAZIONE A1 .....	286
11.3.1	<i>Caratteristiche fisiche</i> .....	286
11.3.2	<i>Stato iniziale e pressioni di preconsolidazione</i> .....	298
11.3.3	<i>Resistenza al taglio non drenata</i> .....	318
11.3.4	<i>Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci</i> .....	327
11.3.5	<i>Deformabilità e consolidazione in condizioni edometriche</i> .....	327
11.3.6	<i>Modulo di taglio a piccole deformazioni</i> .....	333
11.3.6.1	Velocità delle onde di taglio.....	333
11.3.6.2	Modulo di taglio iniziale.....	341
11.3.7	<i>Coefficienti di permeabilità</i> .....	349
11.3.8	<i>Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica</i> .....	351
11.4	FORMAZIONE A2 .....	355
11.4.1	<i>Caratteristiche fisiche e densità relativa</i> .....	357

11.4.2	<i>Caratteristiche di resistenza al taglio</i> .....	371
11.4.3	<i>Caratteristiche di deformabilità</i> .....	381
11.4.3.1	Velocità delle onde di taglio.....	381
11.4.3.2	Modulo di taglio iniziale.....	391
11.4.3.3	Modulo elastico iniziale .....	401
11.4.3.4	Modulo elastico operativo .....	410
11.4.4	<i>Coefficienti di permeabilità</i> .....	420
11.4.5	<i>Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica</i> .....	420
<b>12</b>	<b>CONCLUSIONI</b> .....	<b>425</b>

ALLEGATO 1 - Prove di laboratorio - Dati riassuntivi

ALLEGATO 2 - Prove in colonna risonante - Curve di decadimento del modulo di taglio iniziale

ALLEGATO 3 - Metodi per la valutazione della suscettibilità alla liquefazione

## 1 INTRODUZIONE

In questa relazione vengono illustrati ed interpretati i risultati delle indagini geotecniche effettuate nella zona interessata dalla costruzione delle nuove strutture costituenti l'HUB EST all'interno dell'Aeroporto di Roma Fiumicino.

In particolare il presente lavoro riguarda la caratterizzazione geotecnica delle opere appartenenti al lotto 1 (piazzali e strutture) ai fini della progettazione esecutiva; tuttavia, per completezza, vengono analizzate tutte le aree interessate dall'intero complesso Hub Est (quindi comprensivo anche delle opere appartenenti al Lotto 2).

Il presente documento è finalizzato principalmente alla caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni, necessaria alla definizione della tipologia delle fondazioni delle opere d'arte principali in progetto (definizione del modello geotecnico). I calcoli e verifiche geotecniche delle opere di fondazione sono trattate in opportune specifiche relazioni di calcolo.

Lo studio si basa sui risultati della campagna di indagini geognostiche realizzata dalla Società Geostudi S.r.L. nel *periodo ottobre – novembre 2013*.

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 sommariamente le nuove opere in progetto e le tipologie di fondazioni adottate per le opere previste nel lotto 1;
- il capitolo 4 riporta un riepilogo delle indagini geognostiche disponibili;
- il capitolo 5 presenta le condizioni stratigrafiche e di falda di progetto;
- il capitolo 6 riporta le indicazioni sui parametri sismici quali risultano dalla applicazione della normativa vigente
- il capitolo 7 espone i risultati della risposta sismica locale;
- il capitolo 8 riporta le verifiche di stabilità del sito in termini di valutazione del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione;
- il capitolo 9 descrive i criteri di interpretazione delle indagini geotecniche disponibili;
- il capitolo 10 riporta la caratterizzazione geotecnica delle principali formazioni incontrate del Lotto 1, 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 11 riporta la caratterizzazione geotecnica delle principali formazioni incontrate del Lotto 2, 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 12 presenta le conclusioni dello studio condotto, con l'indicazione delle problematiche geotecniche salienti dell'area in oggetto.

## **2 DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO**

### **2.1 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO**

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

- [1] ADR ENGINEERING S.p.A. – Aereoporto L. da Vinci – HUB EST - Lotto 1 - Indagini Geotecniche, Geofisiche e Idrogeologiche - GEOstudi S.r.L. Laboratorio Geotecnico
- [2] ADR ENGINEERING S.p.A. – Aereoporto L. da Vinci – HUB EST - Lotto 2 - Indagini Geotecniche, Geofisiche e Idrogeologiche - GEOstudi S.r.L. Laboratorio Geotecnico
- [3] ADR ENGINEERING S.p.A. – Aereoporto L. da Vinci – HUB EST - Lotto 1 - Area Imbarchi A - Prove di Laboratorio Geotecnico - GEOstudi S.r.L. Laboratorio Geotecnico
- [4] ADR ENGINEERING S.p.A. – Aereoporto L. da Vinci – HUB EST - Lotto 1 - Collegamento T1/AIA - Prove di Laboratorio Geotecnico - GEOstudi S.r.L. Laboratorio Geotecnico
- [5] ADR ENGINEERING S.p.A. – Aereoporto L. da Vinci – HUB EST - Lotto 1 - Nuovo Avancorpo - Prove di laboratorio Geotecnico - GEOstudi S.r.L. Laboratorio Geotecnico
- [6] ADR ENGINEERING S.p.A. – Aereoporto L. da Vinci – HUB EST - Lotto 2 - Ampliamento T1 Lato Ovest - GEOstudi S.r.L. Laboratorio Geotecnico
- [7] ADR ENGINEERING S.p.A. – Aereoporto L. da Vinci – HUB EST - Lotto 2 - Ristrutturazione AIC - Prove di Laboratorio Geotecnico - GEOstudi S.r.L. Laboratorio Geotecnico
- [8] ADR ENGINEERING S.p.A. – Aereoporto L. da Vinci – HUB EST - Lotto 2 - Nodo Radice AIC - Prove di laboratorio Geotecnico - GEOstudi S.r.L. Laboratorio Geotecnico

### **2.2 NORMATIVE NAZIONALI**

- [9] 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”.
- [10] 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. Gen. Tecn. n° 97/81.
- [11] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: “Approvazione delle Nuove Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario

- [12] 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**

- [13] 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**

- [14] AGI Associazione Geotecnica Italiana (1977) - Raccomandazioni sulla Programmazione ed Esecuzione delle Indagini Geotecniche
- [15] AGI Associazione Geotecnica Italiana (1994) - Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio
- [16] UNI EN ISO 14688-1:2003 – Indagini e prove geotecniche - Identificazione e classificazione dei terreni - Identificazione e descrizione.
- [17] UNI CEN ISO/TS 17892-1:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 1: Determinazione del contenuto in acqua.
- [18] 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.
- [19] 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.
- [20] UNI CEN ISO/TS 17892-4:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 4: Determinazione della distribuzione granulometrica.
- [21] Norma Svizzera SNV 670 317a – Prova di carico su piastra.
- [22] CNR B.U. 22 - ASTM D1556 - ASTM D2937 - ASTM D 2167 - AASHTO T 191 - Prova di densità in sito.
- [23] 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).
- [24] 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.

- [25] UNI EN 13285:2004 - Miscele non legate – Specifiche.
- [26] 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.
- [27] UNI CEN ISO/TS 17892-12:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 12: Determinazione dei limiti di Atterberg.
- [28] UNI EN 1744-1:1999 - Prove per determinare le proprietà chimiche degli aggregati - Analisi chimica.
- [29] UNI EN 933-9:2009 - Prove per determinare le caratteristiche geometriche degli aggregati - Parte 9: Valutazione dei fini - Prova del blu di metilene.
- [30] CNR – Bollettino Ufficiale (Norme Tecniche) – Anno VII – N.36 – 21 febbraio 1973 - Stabilizzazione delle terre con calce.
- [31] UNI EN 459-2:2002 - Calci da costruzione - Metodi di prova.
- [32] ASTM C977-92 - Determinazione del Contenuto Iniziale di Calce – CIC.
- [33] 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) >>
- [34] ASTM D 4373 - Determinazione rapida del tenore in carbonati.
- [35] AASHTO mod. T180 – Prova Proctor modificata.
- [36] AASHTO mod. T180 – Prova CBR.

## 2.5 BIBLIOGRAFIA

- [37] *Mario Manassero, Andrea Dominijanni, "Riqualifica Strutturale di un Sistema di Piste Aeroportuali" - Rivista Italiana di Geotecnica 3/2010*
- [38] *Lunne T., Berre T. and Strandvik S. (1997), "Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay". Conference on Recent Developments in Soil and Pavement mechanics, Rio de Janeiro, June 1997, Proc. pp.81-102.*
- [39] *Terzaghi K., Peck R.B. and Mesri G. (1996), "Soil mechanics in engineering practice", 3rd edition, Wiley & Sons, New York.*
- [40] *Andrus R.D., Youd T.L. (1989) "Penetration tests in liquefiable gravels" Technical Papers, Proceedings XII ICSMFE, vol.1, Rio de Janeiro.*
- [41] *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.*

- [42] 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.
- [43] 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).
- [44] 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.
- [45] 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.
- [46] Baligh (1975) "Theory of deep site static cone penetration resistance" Research Report R-75-56, MIT, Cambridge.
- [47] 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.
- [48] Berardi R. (1999) "Non linear elastic approaches in foundation design" Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, Balkema.
- [49] Bjerrum L. (1972) "Embankments on soft ground" Proc. of Spec. Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Lafayette.
- [50] Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique 36 , n° 1.
- [51] 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.
- [52] Burland J.B. (1990) "On the compressibility and shear strength of natural clays" Géotechnique 40, n° 3, pag. 329.
- [53] Cestari F. (1996) "Prove geotecniche in sito" , II edizione, ed. GEO-GRAPH s.n.c., SEGRATE;
- [54] Charles J.A. (1989) "Geotechnical properties of coarse grained soils" General Report, Discussion Session 8, Proceedings XII ICSMFE, vol.4, Rio de Janeiro.
- [55] Chen, B.S. and Mayne, P.W. (1996). "Statistical Relationship between Piezocone Measurements and Stress Hystory of Clays" Canadian Geotechnical Journal 33, pp. 488-498.

- [56] Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.
- [57] 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.
- [58] Duncan J.M., Buchignani A.L. (1976) "An engineering manual for settlement studies" *Geotechnical Engineering*, Dept. Of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- [59] Elson W.K. (1984) "Design of laterally-loaded piles" CIRIA Report 103.
- [60] 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.
- [61] Garizio, G.M. (1997). "Determinazione dei parametri geotecnici ed in particolare di  $K_0$  da prove penetrometriche". Tesi di Laurea, Politecnico di Torino.
- [62] Gruppo di lavoro CPTI (2004a). *Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani*, versione 2004 (CPTI04), INGV, Bologna. <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI04/>
- [63] Gruppo di Lavoro, (2004b), per la redazione della mappa di pericolosità sismica. INGV, Final Report, (<http://esse1.mi.ingv.it>) con Appendici.
- [64] 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.
- [65] Holtz R.D., Jamiolkowski M., Lancellotta R., Pedroni R. (1991) "Prefabricated vertical drains: design and performance" CIRIA Ground Engineering Report: Ground Improvement.
- [66] Housley, G.T. and Teh, C.I. (1988). "Analysis of Piezocone in Clay". Proc. of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando.
- [67] Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" *Proceedings In-situ 2001*, Bali.
- [68] 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.
- [69] 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.
- [70] 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.

- [71] Kramer, S.L. e Mayfield, R.T. (2007) "Return Period of Soil Liquefaction", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE.
- [72] Ladd C.C., Foot R. (1974) "A new design procedure for stability of soft clays" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol.100, n° 7.
- [73] 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.
- [74] 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.
- [75] Leroueil S., Jamiolkowski M. (1991) "Exploration of soft soil and determination of design parameters" Proceedings of GEOCOAST'91, General Report, Session 1, Yokohama, Japan.
- [76] Levadoux, J.N. and Baligh, M.M. (1986). "Consolidation after Undrained Piezocone Penetration. I: Prediction". JGE ASCE, N°7.
- [77] 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.
- [78] 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.
- [79] 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.
- [80] 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.
- [81] Lunne T., Christoffersen H.P., Tjelta T.I. (1985) "Engineering use of piezocone data in North Sea clays" Proc. XI ICSMFE, S. Francisco.
- [82] Lunne, T., Robertson, P.K., Powell, J.J.M. (1997). "Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice" Blackie Academic and Professional, London.
- [83] 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.
- [84] Mayne P.W., Rix G.J. (1993) "Gmax - Qc relationship for clays" Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, vol.16, n°1, pp. 54-60.

- [85] 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.
- [86] Mitchell J.K. (1976) "Fundamentals of soil behavior" John Wiley & Sons.
- [87] Nagaraj T.S., Miura N. (2001) "Soft clay behaviour – Analysis and assessment" Balkema, Rotterdam.
- [88] Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol.6.
- [89] Olsen R.S., Farr J.V. (1986) "Site characterization using the cone penetration test" *Proc. Intern. Symposium In-Situ '86*, Blacksburg (USA).
- [90] Powell, J.J.M. and Butcher, A.P. (1991) "Assessment of ground stiffness from field and laboratory tests". *Proceedings of the 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Florence, 1, 153-6, Balkema Pub., Rotterdam.
- [91] Randolph M.F., Wroth C.P.T. (1981) "Application of the failure state in undrained simple shear to the shaft capacity of driven piles" *Géotechnique*.
- [92] Reese L.C., Cox W.R., Koop F.D. (1974) "Analysis of laterally loaded piles in sand" *Proc. VI Offshore Technology Conference*, OTC 2080, Houston, Texas.
- [93] 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.
- [94] Robertson P.K., Campanella R.G., Wightman A. (1983) "SPT-CPT Correlations" *Journal of the Geotechnical Eng. Division*, ASCE, Vol. 109.
- [95] 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.
- [96] 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.
- [97] 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.).
- [98] Robertson, P.K. (1990). "Soil Classification using the Cone Penetration Test". *Canadian Geotechnical Journal*, n° 1.
- [99] Rocchi G.F. (1994) "On the evaluation of initial states and strength from penetration testings in silica sands" Unpublished.

- [100] 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.
- [101] Schofield A.N. & Wroth C.P. (1968) "Critical state soil mechanics" Mc Graw-Hill.
- [102] 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.*
- [103] Scott R. F. (1989) "Consolidation of sensitive clay as phase change process" *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115, n°10.*
- [104] 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.).*
- [105] 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.*
- [106] Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1982), "Ground motions and soil liquefaction during earthquakes", *Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA.*
- [107] 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.*
- [108] 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.*
- [109] Simpson B., Calabresi G., Sommer H., Wallays M. (1979) "Design parameters for stiff clays" *General Report, Proceedings VII ECSMFE, Brighton.*
- [110] 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.
- [111] Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" *CIRIA Report 113.*
- [112] Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" *Proceedings ESOPT I.*
- [113] 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.*

- [114] 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.
- [115] 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.
- [116] Tavenas F., Jean P., Leblond P., Leroueil S. (1983b) "The permeability of natural soft clays. Part II: Permeability characteristics" Canadian Geotechnical Journal, vol. 20.
- [117] Tokimatsu K., Yoshimi Y. (1983) "Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content" Soils and Foundations 23, n° 4.
- [118] Tokimatsu K. (1988) "Penetration tests for dynamic problems", Penetration Testing 1988, ISOPT-1, De Ruiter (ed.) Balkema Rotterdam, ISBN 906191 801 4.
- [119] Wood D.M. (1990) "Soil Behavior and critical state soil mechanics" Cambridge University Press.
- [120] 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.
- [121] Vucetic M., Dobry R. (1991) "Effect of soil plasticity on cyclic response" Journal of Geotechnical Engineering, vol. 117, n° 1, pp. 89-107.
- [122] Youd T.D. (1972) "Factors controlling maximum and minimum density of sands" Proceedings of Symposium on Eval. Dens., ASTM STP 523.
- [123] 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 SOMMARIA DELLE NUOVE OPERE

In siti delle nuove opere dell'HUB EST si trovano all'interno dell'Aeroporto di Roma Fiumicino - cfr. l'immagine qui di seguito riportata:



Figura 3.1: Vista satellitare dell'area interessata dagli interventi (Google Earth®)

E' stata operata una distinzione in due Lotti: Lotto 1 (strutture e piazzali) e Lotto 2, per ciascuno dei quali sono in progetto i seguenti interventi:

#### LOTTO 1

##### - Strutture

- Area Imbarchi A
- Collegamento T1/AIA
- Nuovo Avancorpo

##### - Piazzali

**LOTTO 2**

- Ampliamento T1 lato Ovest
- Ristrutturazione AIC
- Nodo Radice AIC

**3.1 LOTTO 1 - TIPOLOGIA DI FONDAZIONI****Area Imbarchi A**

Le fondazioni della struttura sono state differenziate sulla base delle quote di imposta delle fondazioni e sulla base dell'entità dei carichi agenti.

In corrispondenza dei pilastri principali e dei vani scala, ove non presente il piano interrato, sono state previste fondazioni profonde con pali Ø800 di lunghezza variabile, fino ad un massimo di 16.0 m. Tale soluzione consente di trasferire i carichi di fondazione verso la base: tuttavia la lunghezza dei pali è stata contenuta in modo da interessare il solo strato sabbioso A2 e mantenere una distanza dallo strato compressibile sottostante sufficiente per assicurare un'adeguata diffusione dei carichi agenti. Tale soluzione fa sì che la maggior parte dei cedimenti interessi lo strato granulare superiore e quindi possano essere considerati per lo più immediati.

In corrispondenza della struttura interrata invece la soluzione ritenuta più idonea è stata quella di una fondazione diretta approfondita; lo spessore della fondazione è tale da distribuire uniformemente i carichi agenti. In questo caso, le pressioni indotte dalla struttura in fondazione sono paragonabili alle pressioni geostatiche in sito, per cui non essendo alterato significativamente lo stato tensionale efficace dei materiali compressibili, i cedimenti in questi strati più profondi possono essere considerati di entità trascurabile. I cedimenti che l'opera subirà sono quasi esclusivamente immediati.

Nelle figure che seguono si riportano le carpenterie delle fondazioni analizzate; per maggiori informazioni si rimanda alle tavole dedicate.

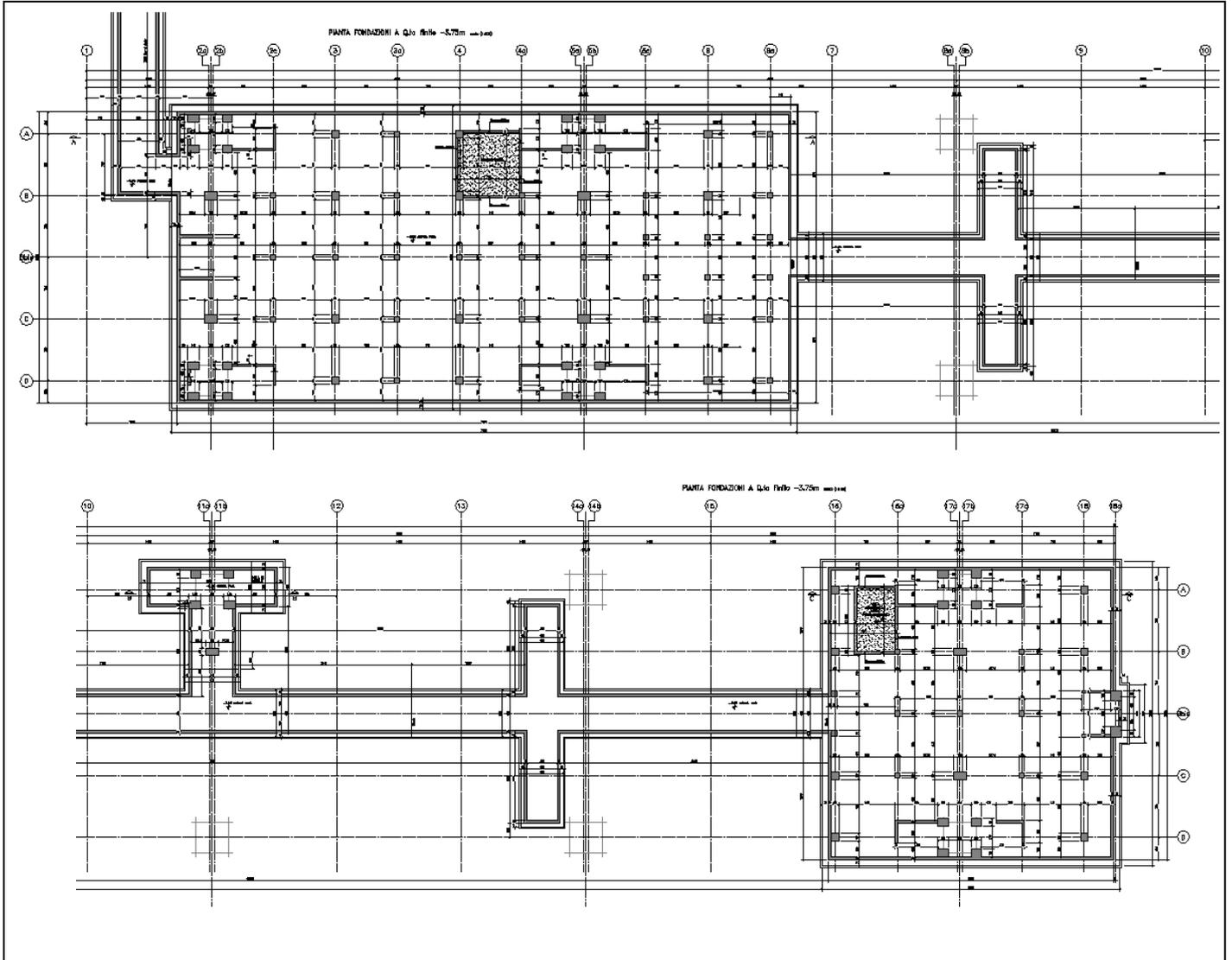


Figura 3.2: Piano interrato

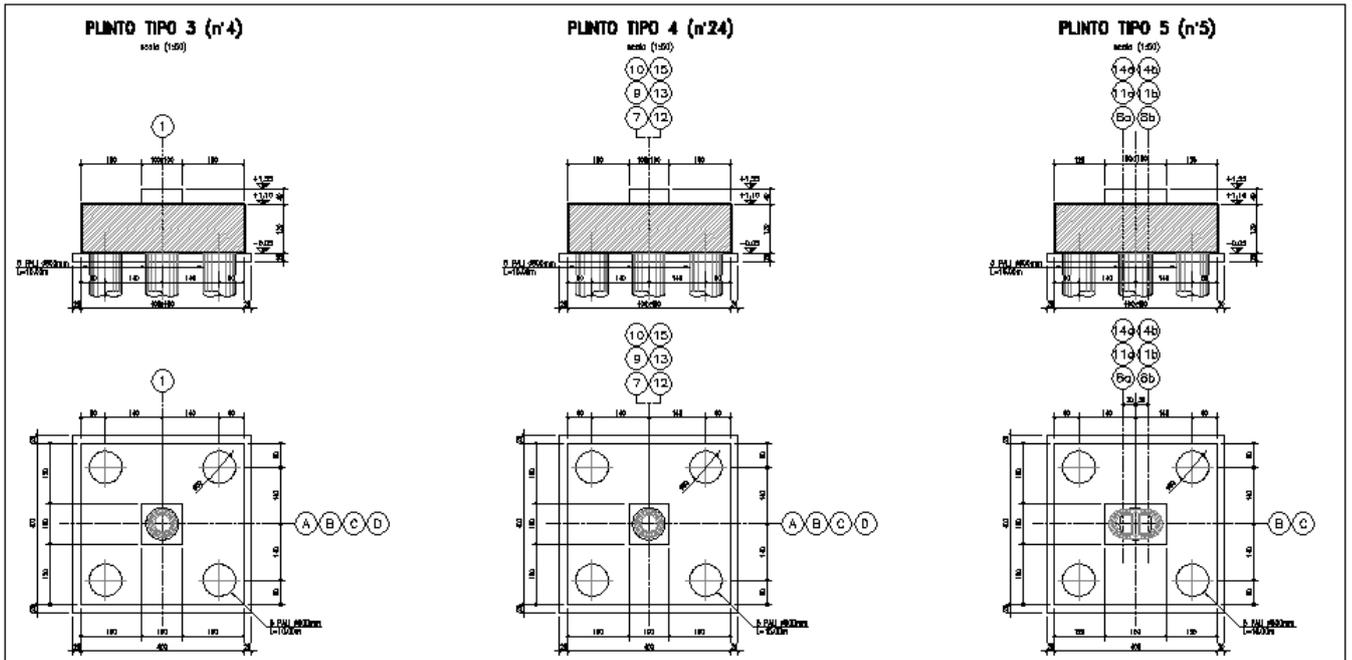


Figura 3.3: Plinti su pali

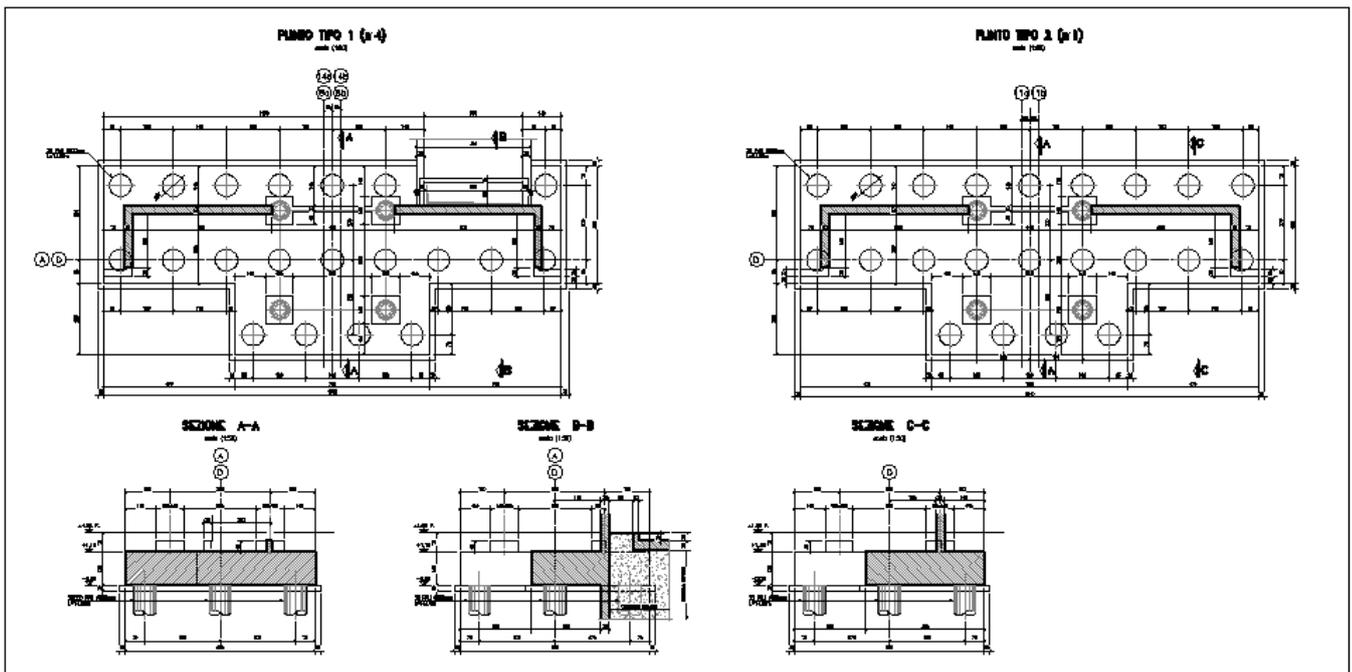


Figura 3.4: Vani scala su pali

**Collegamento T1/AIA**

In corrispondenza dei pilastri, sono state previste fondazioni profonde con 4 pali Ø800 di lunghezza pari a 14.0 m. Tale soluzione consente di trasferire i carichi di fondazione verso la base: tuttavia la lunghezza dei pali è stata contenuta in modo da interessare il solo strato sabbioso A2 e mantenere una distanza dallo strato compressibile sottostante sufficiente per assicurare un'adeguata diffusione dei carichi agenti. Tale soluzione fa sì che la maggior parte dei cedimenti interessi lo strato granulare superiore e quindi possano essere considerati per lo più immediati.

Nella figura che segue si riporta la carpenteria della fondazione analizzata; per maggiori informazioni si rimanda alle tavole dedicate.

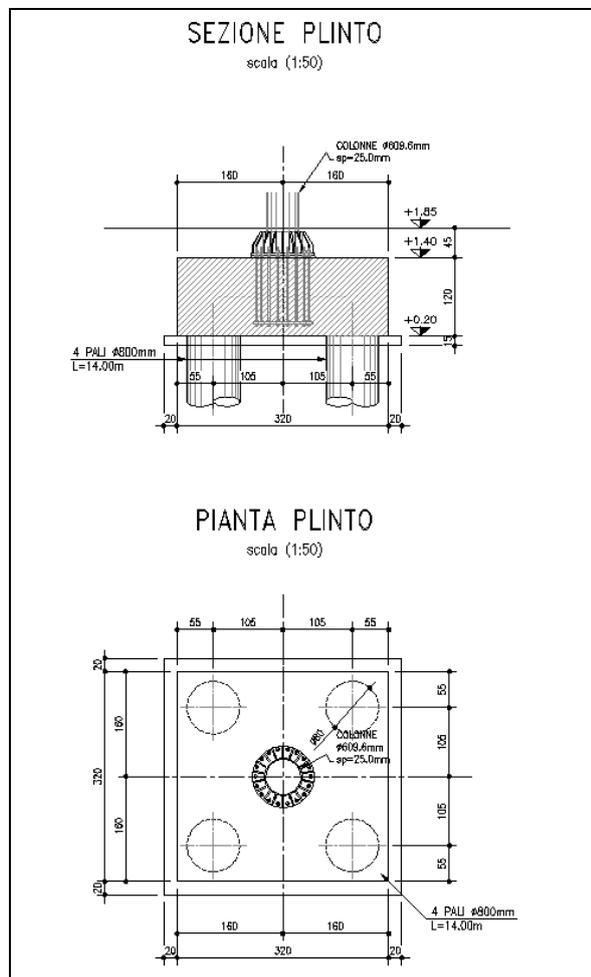


Figura 3.5: Plinti su pali

**Nuovo collegamento Avancorpo**

Le fondazioni della struttura sono state differenziate sulla base delle quote di imposta delle fondazioni e sulla base dell'entità dei carichi agenti.

In corrispondenza dei pilastri esterni, ove non presente il piano interrato, sono state previste fondazioni profonde con pali Ø600 e Ø800 di lunghezza variabile, fino ad un massimo di 16.0 m. Tale soluzione consente di trasferire i carichi di fondazione verso la base: tuttavia la lunghezza dei pali è stata contenuta in modo da interessare il solo strato sabbioso A2 e mantenere una distanza dallo strato compressibile sottostante sufficiente per assicurare un'adeguata diffusione dei carichi agenti. Tale soluzione fa sì che la maggior parte dei cedimenti interessi lo strato granulare superiore e quindi possano essere considerati per lo più immediati.

In corrispondenza delle strutture interrate invece la soluzione ritenuta più idonea è stata quella di una fondazione diretta approfondita; lo spessore della fondazione è tale da distribuire uniformemente i carichi agenti. In questo caso, le pressioni indotte dalla struttura in fondazione sono paragonabili alle pressioni geostatiche in sito, per cui non essendo alterato significativamente lo stato tensionale efficace dei materiali compressibili, i cedimenti in questi strati più profondi possono essere considerati di entità trascurabile. I cedimenti che l'opera subirà sono quasi esclusivamente immediati.

Nelle figure che seguono si riportano le carpenterie delle fondazioni analizzate; per maggiori informazioni si rimanda alle tavole dedicate.

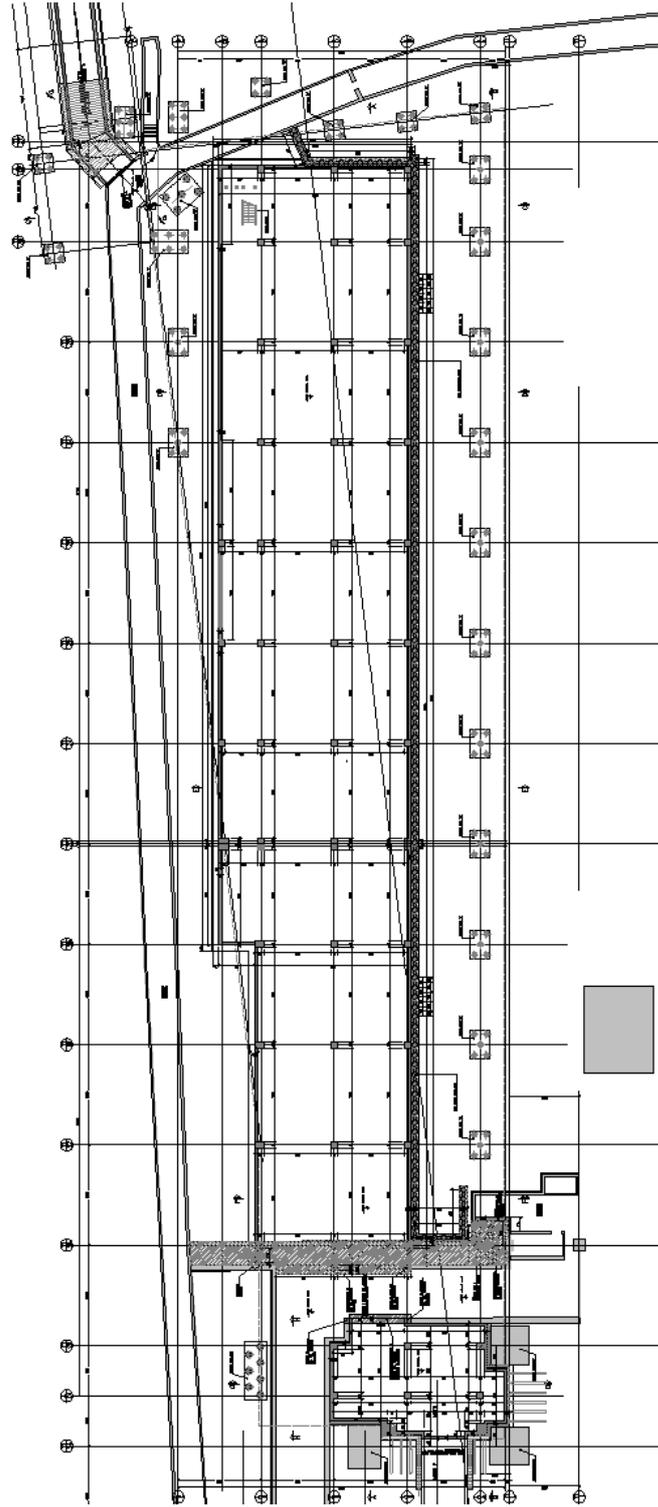


Figura 3.6: Piano interrato

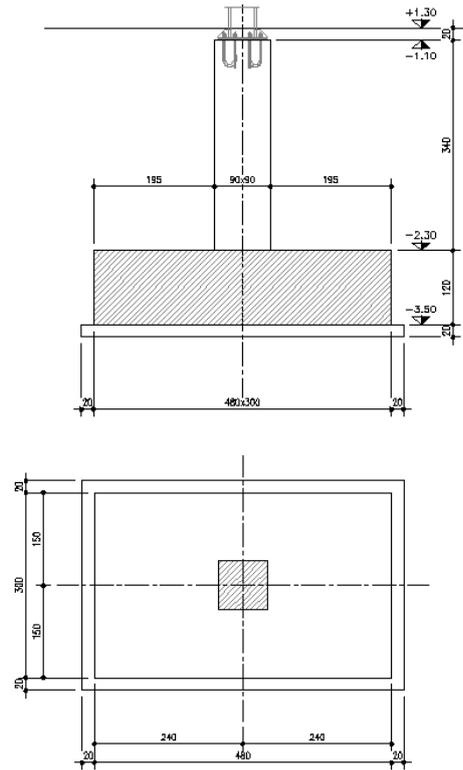


Figura 3.7: Plinto PA26 - fondazione diretta (Tipo 1)

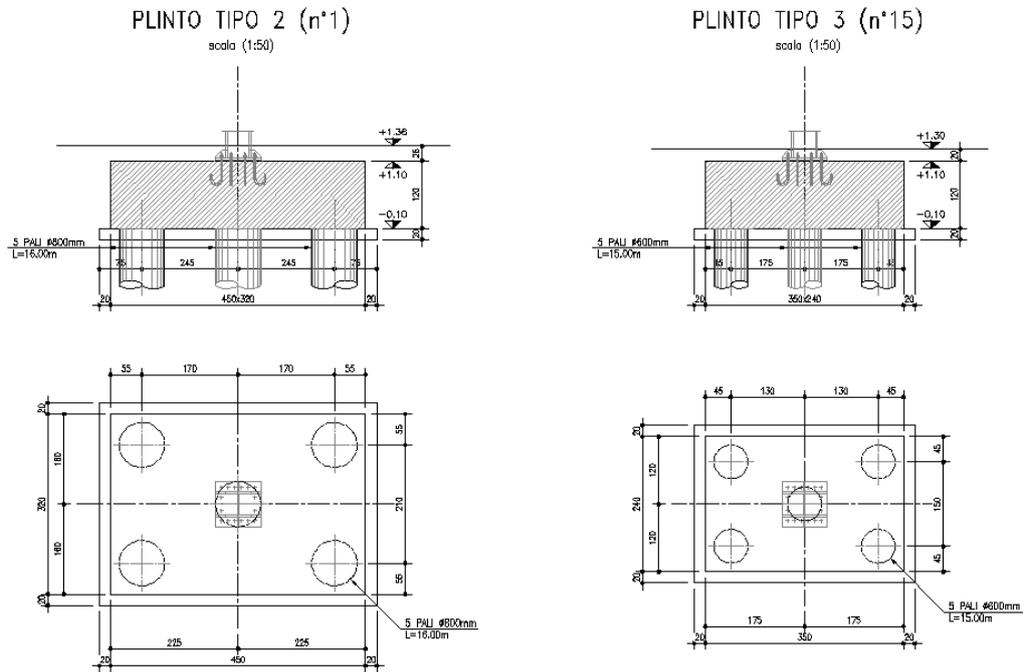


Figura 3.8: Plinto Tipo 2 e Tipo 3

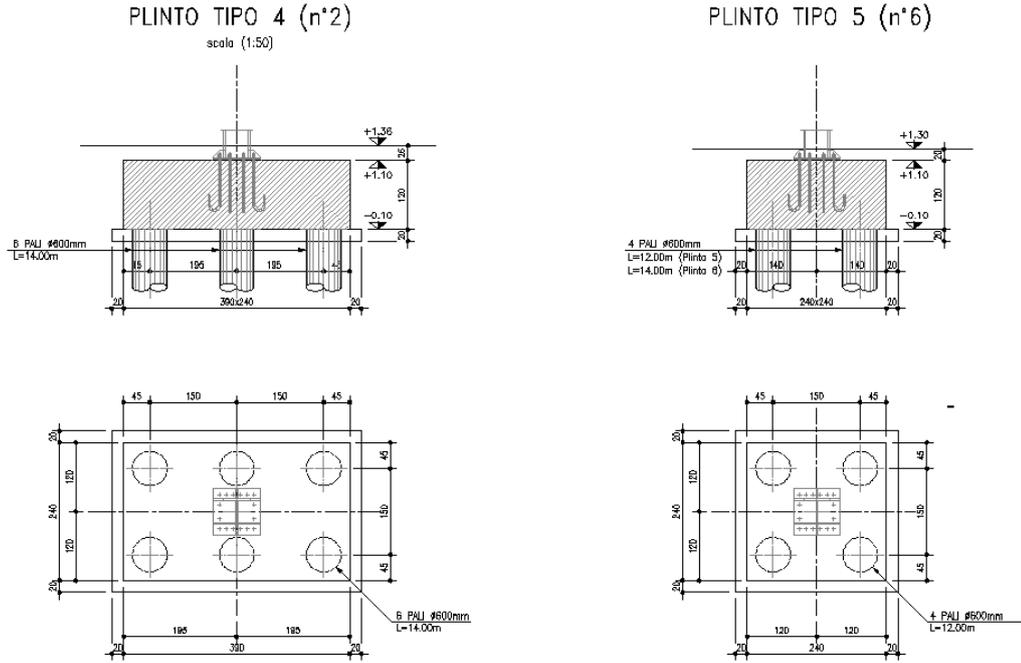


Figura 3.9: Plinto Tipo 4 e Tipo 5

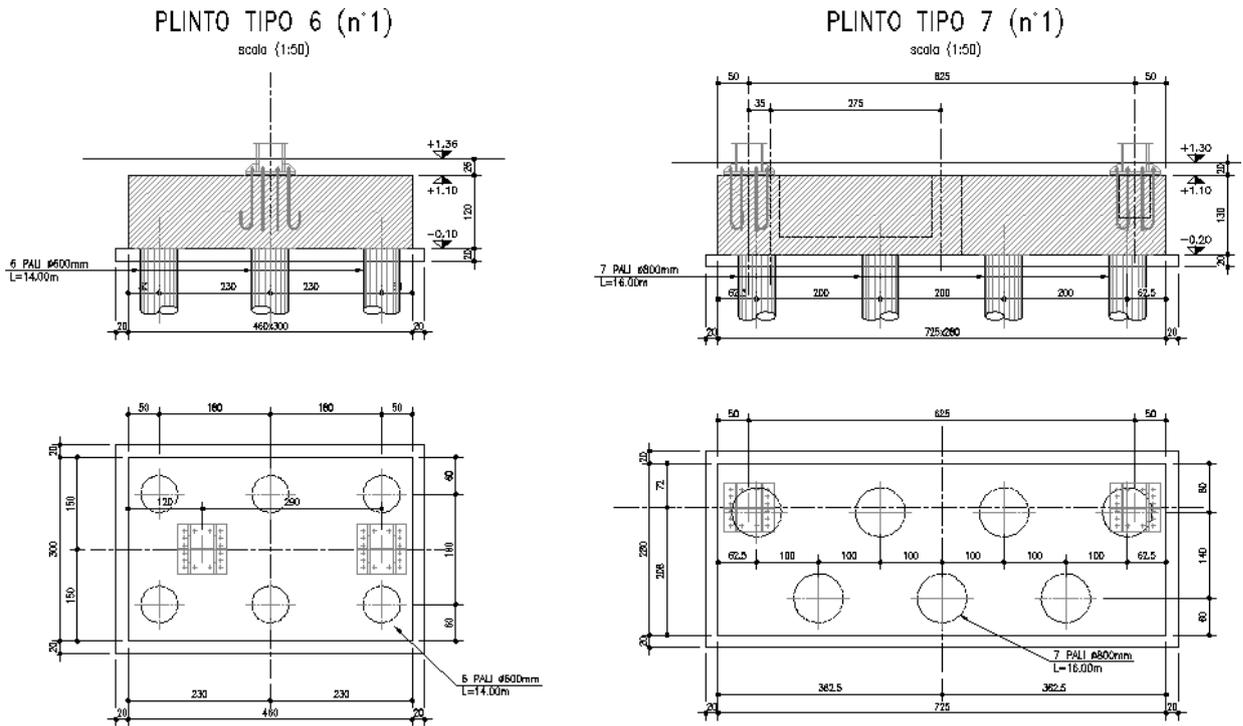


Figura 3.10: Plinto Tipo 6 e Tipo 7

## 4 INDAGINI GEOGNOSTICHE DISPONIBILI

Nel seguito è riportata una descrizione dettagliata delle indagini geotecniche svolte, suddivise per i due Lotti.

Si richiama il fatto che nel corso delle perforazioni dei sondaggi ci sono state delle segnalazioni di venute di gas nelle seguenti verticali: nel sondaggio DH1 (a circa 30 m da p.c.), nel sondaggio DH4 (a 42 m di profondità) e al termine della prova penetrometrica CPTU10.

### 4.1 INDAGINI LOTTO 1

Le indagini disponibili sono consistite in:

N.. 14 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo, all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:

- prove penetrometriche dinamiche SPT nei materiali granulari;
- campioni indisturbati;
- campioni rimaneggiati.

N. 8 prove penetrometriche statiche con piezocono CPTU, in alcune della quali è stata eseguita la misura della velocità delle onde di taglio tramite cono sismico;

N. 6 profili sismici MASW

N. 2 prove di portata

L'ubicazione di queste indagini è riportata nella Figura seguente, per ulteriori dettagli occorre fare riferimento alle planimetrie contenute nelle Tavole delle Sezioni Geotecniche allegata alla presente Relazione.

La Tabella seguente 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 (t.a. = piezometro a tubo aperto, Cas. = piezometro Casagrande).

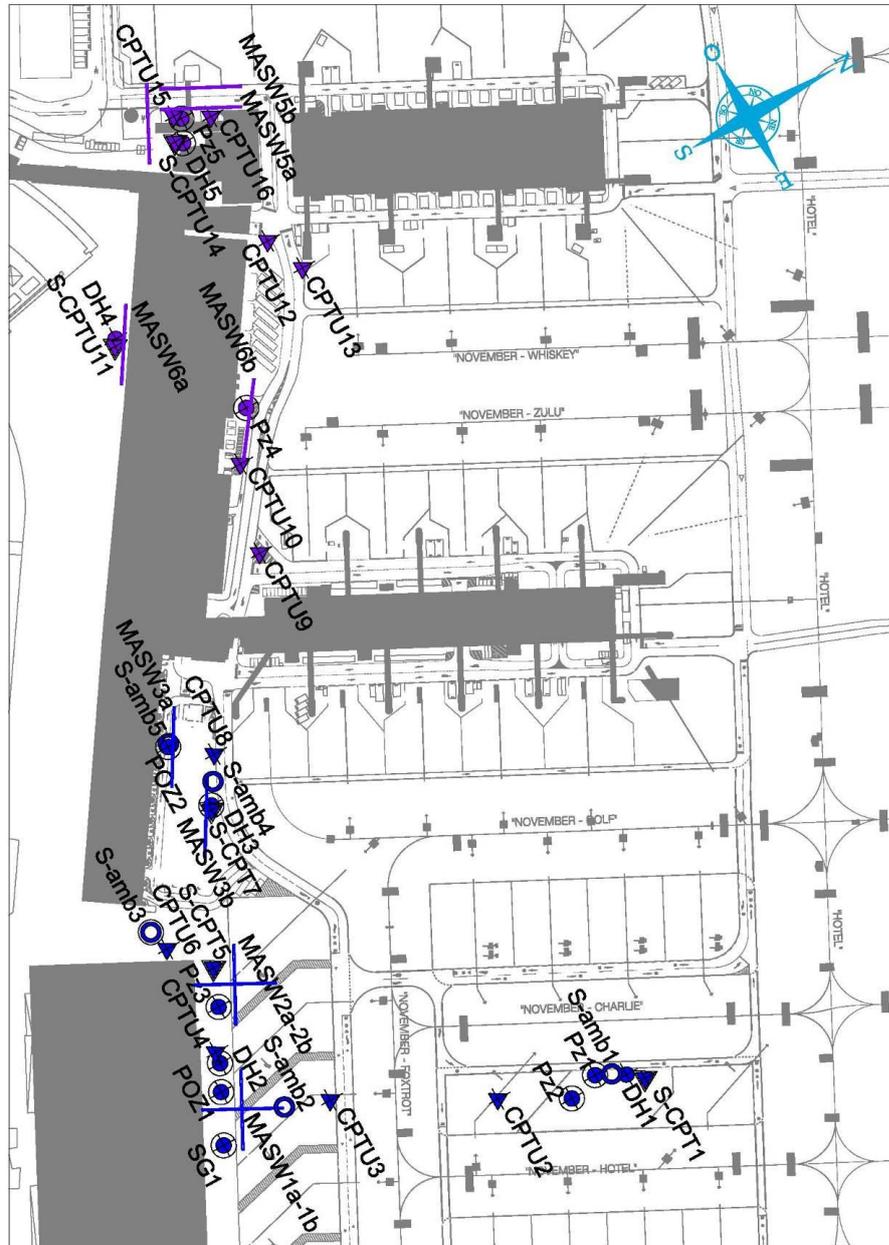


Figura 4.1: Stralcio planimetrico con ubicazione delle indagini

LOTTO 1 - Area Imbarchi A									
Sigla	Tipo	Quota	Profondità	Prove SPT (n°)	Prove Lefranc (n°)	Piezometri (tipo)	Campioni	Campioni	Campioni
		(m s.l.m.)	(m)				indisturbati (n°)	rimaneggiati (n°)	ambientali (n°)
SG1	sondaggio a carotaggio continuo	1.52	75.00	6	2	t.a. - Cas.	10	4	
DH1	sondaggio a carotaggio continuo	1.29	49.00	6	2		6	5	
POZ1	sondaggio a carotaggio continuo	1.50	20.00	6	1	t.a.	1	5	
PZ1	sondaggio a carotaggio continuo	1.42	20.00			t.a.			
PZ2	sondaggio a carotaggio continuo	1.33	20.00			t.a.			
SAMB1	sondaggio a carotaggio continuo	1.37	7.90						
SAMB2	sondaggio a carotaggio continuo	1.26	7.50						
LOTTO 1 - Collegamento Sopraelevazione T1/AIA									
Sigla	Tipo	Quota	Profondità	Prove SPT (n°)	Prove Lefranc (n°)	Piezometri (tipo)	Campioni	Campioni	Campioni
		(m s.l.m.)	(m)				indisturbati (n°)	rimaneggiati (n°)	ambientali (n°)
DH2	sondaggio a carotaggio continuo	1.51	35.00	8		t.a.	4	6	
PZ3	sondaggio a carotaggio continuo	1.46	20.00			t.a.			
LOTTO 1 - Nuovo Avancorpo									
Sigla	Tipo	Quota	Profondità	Prove SPT (n°)	Prove Lefranc (n°)	Piezometri (tipo)	Campioni	Campioni	Campioni
		(m s.l.m.)	(m)				indisturbati (n°)	rimaneggiati (n°)	ambientali (n°)
DH3	sondaggio a carotaggio continuo	1.62	50.00	6	2	t.a.	8	6	
POZ2	sondaggio a carotaggio continuo	1.28	20.00			t.a.			
SAMB3	sondaggio a carotaggio continuo	1.29	7.50			t.a.			
SAMB4	sondaggio a carotaggio continuo	1.61	7.80						
SAMB5	sondaggio a carotaggio continuo	1.24	7.50						

Tabella 4.1: Lotto 1 - Riepilogo Sondaggi geotecnici

Sui campioni di terreno disponibili sono state eseguite le seguenti prove:

- 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 di taglio diretto (TD) su campioni rimaneggiati ricostituiti;
- prove triassiali non consolidate-non drenate di tipo TX-UU;
- prove edometriche;
- prove in colonna risonante.

La Tabella seguente riassume le principali caratteristiche delle prove CPTU e la loro ubicazione rispetto ai diversi siti, evidenziando in quali casi sono state eseguite le misure con cono sismico:

LOTTO 1 - Area Imbarchi A						
Sigla	Tipo	Quota	Profondità	Piezocono sismico	$V_{s,30}$	Categoria suolo
		(m s.l.m.)	(m)		(m/s)	(-)
CPTU_1	prova pen. statica con piezocono	1.20	63.41	X	241.10	C
CPTU_2	prova pen. statica con piezocono	1.08	20.69			
CPTU_3	prova pen. statica con piezocono	1.47	21.40			
LOTTO 1 - Collegamento Sopraelevazione T1/AIA						
Sigla	Tipo	Quota	Profondità	Piezocono sismico	$V_{s,30}$	Categoria suolo
		(m s.l.m.)	(m)		(m/s)	(-)
CPTU_4	prova pen. statica con piezocono	1.74	50.08			
CPTU_5	prova pen. statica con piezocono	1.66	40.23	X	205.20	C
LOTTO 1 - Nuovo Avancorpo						
Sigla	Tipo	Quota	Profondità	Piezocono sismico	$V_{s,30}$	Categoria suolo
		(m s.l.m.)	(m)		(m/s)	(-)
CPTU_6	prova pen. statica con piezocono	1.45	40.02			
CPTU_7	prova pen. statica con piezocono	1.61	52.27	X	226.50	C
CPTU_8	prova pen. statica con piezocono	1.53	40.54			

Tabella 4.2: Lotto 1 - Riepilogo Prove CPTU

La Tabella seguente riporta le indicazioni relative ai profili sismici MASW realizzati:

<b>LOTTO 1 - Area Imbarchi A</b>			
<b>Sigla</b>	<b>Tipo</b>	<b>V<sub>s,30</sub></b>	<b>Categoria suolo</b>
		<b>(m/s)</b>	<b>(-)</b>
MASW 1 a	profilo sismico (stesa 1)	260.75	C
MASW 1 b	profilo sismico (stesa 2)	278.67	C
<b>LOTTO 1 - Collegamento Sopraelevazione T1/AIA</b>			
<b>Sigla</b>	<b>Tipo</b>	<b>V<sub>s,30</sub></b>	<b>Categoria suolo</b>
		<b>(m/s)</b>	<b>(-)</b>
MASW 2 a	profilo sismico (stesa 1)	226.66	C
MASW 2 b	profilo sismico (stesa 2)	282.96	C
<b>LOTTO 1 - Nuovo Avancorpo</b>			
<b>Sigla</b>	<b>Tipo</b>	<b>V<sub>s,30</sub></b>	<b>Categoria suolo</b>
		<b>(m/s)</b>	<b>(-)</b>
MASW 3 a	profilo sismico (stesa 1)	257.21	C
MASW 3 b	profilo sismico (stesa 2)	258.71	C

Tabella 4.3: Lotto 1 - Riepilogo Profili sismici MASW

## 4.2 INDAGINI LOTTO 2

Le indagini disponibili sono consiste in:

N. 4 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo, all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:

- prove penetrometriche dinamiche SPT nei materiali granulari;
- campioni indisturbati;
- campioni rimaneggiati.

N. 8 prove penetrometriche statiche con piezocono CPTU, in alcune della quali è stata eseguita la misura della velocità delle onde di taglio tramite cono sismico;

N. 6 profili sismici MASW

Per quanto riguarda l'ubicazione di queste indagini, si fa rimando alla Figura 4.1 e, per ulteriori dettagli, alle planimetrie contenute nelle Tavole delle Sezioni Geotecniche allegate alla presente Relazione.

La Tabella seguente 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 (t.a. = piezometro a tubo aperto).

LOTTO 2 - Ampliamento T1 lato Ovest									
Sigla	Tipo	Quota	Profondità	Prove SPT (n°)	Prove Lefranc (n°)	Piezometri (tipo)	Campioni	Campioni	Campioni
		(m s.l.m.)	(m)				indisturbati (n°)	rimaneggiati (n°)	ambientali (n°)
DH4	sondaggio a carotaggio continuo	1.32	43.60	6	2		5	4	3
PZ4	sondaggio a carotaggio continuo	1.34	20.00	2		t.a.			3
LOTTO 2 - Ristrutturazione AIC									
Sigla	Tipo	Quota	Profondità	Prove SPT (n°)	Prove Lefranc (n°)	Piezometri (tipo)	Campioni	Campioni	Campioni
		(m s.l.m.)	(m)				indisturbati (n°)	rimaneggiati (n°)	ambientali (n°)
DH5	sondaggio a carotaggio continuo	1.49	50.00	6	2	t.a.	4	6	3
LOTTO 2 - Nodo radice AIC									
Sigla	Tipo	Quota	Profondità	Prove SPT (n°)	Prove Lefranc (n°)	Piezometri (tipo)	Campioni	Campioni	Campioni
		(m s.l.m.)	(m)				indisturbati (n°)	rimaneggiati (n°)	ambientali (n°)
PZ5	sondaggio a carotaggio continuo	1.55	20.00	2		t.a.		4	3

Tabella 4.4: Lotto 2 - Riepilogo Sondaggi geotecnici

Sui campioni di terreno disponibili sono state eseguite le seguenti prove:

- 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 di taglio diretto (TD) su campioni rimaneggiati ricostituiti;
- prove triassiali non consolidate-non drenate di tipo TX-UU;
- prove edometriche;
- prove in colonna risonante.

La Tabella seguente riassume le principali caratteristiche delle prove CPTU e la loro ubicazione rispetto ai diversi siti, evidenziando in quali casi sono state eseguite le misure con cono sismico:

LOTTO 2 - Ampliamento T1 lato Ovest						
Sigla	Tipo	Quota	Profondità	Piezocono sismico	$V_{s,30}$	Categoria suolo
		(m s.l.m.)	(m)		(m/s)	(-)
CPTU_9	prova pen. statica con piezocono	1.08	40.16			
CPTU_10	prova pen. statica con piezocono	1.33	45.31			
CPTU_11	prova pen. statica con piezocono	1.28	35.34	X	231.20	C
LOTTO 2 - Ristrutturazione AIC						
Sigla	Tipo	Quota	Profondità	Piezocono sismico	$V_{s,30}$	Categoria suolo
		(m s.l.m.)	(m)		(m/s)	(-)
CPTU_12	prova pen. statica con piezocono	1.59	40.39			
CPTU_13	prova pen. statica con piezocono	1.41	40.17			
CPTU_14	prova pen. statica con piezocono	1.60	40.31	X	220.30	C
LOTTO 2 - Nodo radice AIC						
Sigla	Tipo	Quota	Profondità	Piezocono sismico	$V_{s,30}$	Categoria suolo
		(m s.l.m.)	(m)		(m/s)	(-)
CPTU_15	prova pen. statica con piezocono	1.69	41.23			
CPTU_16	prova pen. statica con piezocono	1.40	25.48			

Tabella 4.5: Lotto 2 - Riepilogo Prove CPTU

La Tabella seguente riporta le indicazioni relative ai profili sismici MASW realizzati:

<b>LOTTO 2 - Ampliamento T1 lato Ovest</b>			
<b>Sigla</b>	<b>Tipo</b>	<b>V<sub>s,30</sub></b>	<b>Categoria suolo</b>
		<b>(m/s)</b>	<b>(-)</b>
MASW 6 a	profilo sismico (stesa 1)	253.45	C
MASW 6 b	profilo sismico (stesa 2)	245.92	C
<b>LOTTO 2 - Ristrutturazione AIC</b>			
<b>Sigla</b>	<b>Tipo</b>	<b>V<sub>s,30</sub></b>	<b>Categoria suolo</b>
		<b>(m/s)</b>	<b>(-)</b>
MASW 4 a	profilo sismico (stesa 1)	288.38	C
MASW 4 b	profilo sismico (stesa 2)	274.51	C
<b>LOTTO 2 - Nodo radice AIC</b>			
<b>Sigla</b>	<b>Tipo</b>	<b>V<sub>s,30</sub></b>	<b>Categoria suolo</b>
		<b>(m/s)</b>	<b>(-)</b>
MASW 5 a	profilo sismico (stesa 1)	279.40	C
MASW 5 b	profilo sismico (stesa 2)	260.11	C

Tabella 4.6: Lotto 1 - Riepilogo Profili sismici MASW

## 5 CONDIZIONI STRATIGRAFICHE E DI FALDA DI PROGETTO

### 5.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Per quanto riguarda questo tema, si fa rimando alla Relazione Geologica ed ai Profili Geologici allegati al presente Progetto.

### 5.2 CONDIZIONI STRATIGRAFICHE GENERALI

Le indagini eseguite hanno messo in evidenza la presenza, su tutta l'area indagata, di depositi di natura costiera e lagunare di età recente (**Olocene**), sovrastanti materiali più antichi (depositi alluvionali, riconducibili alla fase trasgressiva che si pone immediatamente sopra il substrato basale Pleistocenico, presenti a profondità elevata, superiore a 70.0 m dal p.c.).

Nel seguito si descrivono le condizioni stratigrafiche riscontrate, per i cui dettagli si fa rimando alle Sezioni Geotecniche allegate alla presente Relazione ed anche alle Tabelle riportate alla fine del paragrafo.

A partire dal piano campagna si trova uno spessore variabile di materiali antropici, legati alla presenza di ritombamenti / pavimentazioni, di caratteristiche diverse in funzione delle verticali di indagine, come segue:

- riporto;
- conglomerato bituminoso;
- calcestruzzo;
- misto granulare stabilizzato.

Lo spessore di questo strato, denominato "MA" (materiali antropici) raggiunge circa 1.0÷2.0 m, con valore massimo intorno ai 3.0 m dal p.c.

Al di sotto si trova uno spessore consistente di depositi dunari e di barra costiera - genericamente sabbiosi (formazione A2), che sono stati così individuati e descritti:

- materiale "**A2a**", depositi costituiti da *sabbie, sabbie da debolmente limose a limose, localmente debolmente argillose e debolmente ghiaiose*, con locali intercalazioni di materiale coesivo di natura limoso argillosa e anche passaggi

ghiaiosi - di spessore ridotto, come visibile dall'andamento della  $q_c$  - *resistenza alla punta del penetrometro statico* - che ha variazioni significative, a riprova della presenza di intercalazioni; questo strato si trova a partire dalla base del materiale antropico superficiale fino ad una profondità di  $9.50 \div 11.50$  m – nel caso del Lotto 1 e di  $8.50 \div 11.00$  m – nel caso del Lotto 2 (solo localmente  $14.0$  m nella CPTU13) - questo materiale è riconducibile a cordoni dunari di ambiente costiero e retro-costiero;

- materiale "**A2b**", depositi costituiti da *sabbie da debolmente limose a limose localmente debolmente ghiaiose*, presenti tra  $9.50 \div 11.50$  m e  $22.50 \div 24.00$  m di profondità nel caso del Lotto 1 e tra  $8.50 \div 11.00$  m e  $22.0 \div 24.00$  m nel caso del Lotto 2. In questo caso la  $q_c$  presenta minori variazioni, a riprova di una maggiore uniformità del materiale, la cui deposizione è ascrivibile ad un ambiente di barriera costiera.

Nella zona del Lotto 1, a segnare il passaggio fra questi due strati A2a e A2b, alla base dello strato A2a, è presente una zona con fitte intercalazioni limoso argillose, in particolare si tratta di lenti decimetriche di limo argilloso nerastro, che si estende a partire da profondità variabile da  $7.50$  a  $9.50$  m fino al tetto dello strato A2b.

Lo spessore effettivo di materiale coesivo nell'ambito di queste zone di intercalazioni, da assumere ai fini progettuali, è pari a circa  $1.0$  m.

Nella zona del Lotto 2 la presenza di tali intercalazioni si ha solo in corrispondenza del primo tratto (prove CPTU9 e CPTU10), a partire da profondità intorno a  $7.50 \div 8.00$  m dal p.c, mentre non è stato messo in evidenza dalle altre indagini eseguite.

Al di sotto dello strato A2b, a profondità superiori a  $22.50 \div 24.00$  m dal p.c. (Lotto 1) e a  $22.00 \div 24.00$  m dal p.c. (Lotto 2), sono stati quindi rinvenuti i depositi di ambiente lagunare costiero, a granulometria argilloso limosa, materiali di consistenza medio-bassa, denominati "**A1**". Più precisamente da un punto di vista granulometrico si tratta di: argille, argille da limose a debolmente limose, limi, limi argillosi. Solo sporadicamente si hanno passaggi di materiale sabbioso limoso, in ogni caso rari e di spessore ridotto. Sempre localmente, i sondaggi hanno messo in evidenza la presenza di resti torbosi sparsi.

Alla profondità di circa 70 m dal p.c. (precisamente 71 m nel sondaggio più profondo SG1) sono stati rinvenuti i depositi alluvionali più profondi ***Pleistocenici*** (formazione denominata "**P2**"), a granulometria ghiaiosa.

Nei paragrafi seguenti si riportano le condizioni stratigrafiche di dettaglio dei singoli siti delle opere all'interno dei due Lotti presenti.

### 5.3 STRATIGRAFIA DI PROGETTO - SITI LOTTO 1

Nel seguito si riportano le Tabelle con indicazione della stratigrafia di progetto per i diversi siti del Lotto 1 (per quanto riguarda la falda di progetto, fare riferimento al paragrafo 5.5).

Tabella 5.1: LOTTO 1 - Area Imbarchi A - Stratigrafia di progetto

Indagini di riferimento	<i>CPTU1-CPTU2-CPTU3</i> <i>SAMB1-PZ1-PZ2-POZ1-SG1</i>
Formazione	<b>Base strato (m dal p.c.)</b>
<b>MA</b>	≤ 2.50
<b>A2a</b>	10.50 (variabilità 9.50 ÷ 11.50) intercalazioni limoso/argillose a partire da 7.50 ÷ 9.50 <sup>(1)</sup>
<b>A2b</b>	22.5 ÷ 23.00
<b>A1</b>	71.00
<b>profondità falda</b>	2.0 m dal p.c.
<sup>(1)</sup> = in sede progettuale considerare uno spessore di materiale coesivo di 1.0 m tra 8.50 e 9.50 m dal p.c.	

Tabella 5.2: LOTTO 1 - Collegamento T1/AIA - Stratigrafia di progetto

Indagini di riferimento	<i>CPTU4-CPTU5</i> <i>DH2-PZ3</i>
Formazione	<b>Base strato (m dal p.c.)</b>
<b>MA</b>	≤ 2.50
<b>A2a</b>	10.50 (variabilità 10.00 ÷ 11.00) intercalazioni limoso/argillose a partire da 7.50 ÷ 8.00 <sup>(1)</sup>
<b>A2b</b>	23.5 ÷ 24.00
<b>A1</b>	circa 70.00
<b>profondità falda</b>	2.0 m dal p.c.
<sup>(1)</sup> = in sede progettuale considerare uno spessore di materiale coesivo di 1.0 m tra 8.00 e 9.00 m dal p.c.	

Tabella 5.3: LOTTO 1 - Nuovo Avancorpo - Stratigrafia di progetto

<b>Indagini di riferimento</b>	<i>CPTU6-CPTU7-CPTU8 DH3-SAMB3-SAMB4-SAMB5-POZZ</i>
<b>Formazione</b>	<b>Base strato (m dal p.c.)</b>
<b>MA</b>	1.50 ÷ 2.00
<b>A2a</b>	10.50 (variabilità 9.50 ÷ 11.50) intercalazioni limoso/argillose a partire da 7.50 <sup>(1)</sup>
<b>A2b</b>	23.7 ÷ 24.00
<b>A1</b>	circa 70.00
<b>profondità falda</b>	2.0 m dal p.c.
<sup>(1)</sup> = in sede progettuale considerare uno spessore di materiale coesivo di 1.0 m tra 7.50 e 8.50 m dal p.c.	

Tabella 5.4: LOTTO 1 - piazzali

<b>Indagini di riferimento</b>	<i>CPTU1-CPTU2-CPTU3 SAMB1-PZ1-PZ2-POZ1-SG1</i>
<b>Formazione</b>	<b>Base strato (m dal p.c.)</b>
<b>MA</b>	≤ 2.50
<b>A2a</b>	10.50 (variabilità 9.50 ÷ 11.50) intercalazioni limoso/argillose a partire da 7.50 ÷ 9.50 <sup>(1)</sup>
<b>A2b</b>	22.5 ÷ 23.00
<b>A1</b>	71.00
<b>profondità falda</b>	2.0 m dal p.c.
<sup>(1)</sup> = in sede progettuale considerare uno spessore di materiale coesivo di 1.0 m tra 8.50 e 9.50 m dal p.c.	

#### 5.4 STRATIGRAFIA DI PROGETTO - SITI LOTTO 2

Nel seguito si riportano le Tabelle con indicazione della stratigrafia di progetto per i diversi siti del Lotto 2 (per quanto riguarda la falda di progetto, fare riferimento al paragrafo 5.5).

Tabella 5.5: LOTTO 2 - Ampliamento T1 lato Ovest - Stratigrafia di progetto

Indagini di riferimento	<i>CPTU9-CPTU10-CPTU11</i> DH4-PZ4
Formazione	Base strato (m dal p.c.)
MA	circa 3.0
A2a	9.5 (variabilità 8.5 ÷ 10.5) intercalazioni limoso/argillose a partire da 7.5 ÷ 8.0 <sup>(1)</sup> (solo CPTU9 e CPTU10)
A2b	22.0 ÷ 23.5
A1	circa 70.0 m
profondità falda	2.0 m dal p.c.
<sup>(1)</sup> = in sede progettuale considerare uno spessore di materiale coesivo di 1.0 m tra 8.00 e 9.00 m dal p.c.	

Tabella 5.6: LOTTO 2 - Ristrutturazione AIC - Stratigrafia di progetto

Indagini di riferimento	<i>CPTU12-CPTU13-CPTU14</i> DH5
Formazione	Base strato (m dal p.c.)
MA	circa 2.5
A2a	9.0 ÷ 14.0
A2b	23.5 ÷ 24.0
A1	circa 70.0
profondità falda	2.0 m dal p.c.

Tabella 5.7: LOTTO 2 - Nodo radice AIC - Stratigrafia di progetto

<b>Indagini di riferimento</b>	<b>CPTU15-CPTU16 PZ5</b>
<b>Formazione</b>	<b>Base strato (m dal p.c.)</b>
<b>MA</b>	circa 2.0
<b>A2a</b>	8.50
<b>A2b</b>	22.5
<b>A1</b>	circa 70.0
<b>profondità falda</b>	2.0 m dal p.c.

## 5.5 IDROLOGIA SOTTERRANEA

Le informazioni sull'idrogeologia derivano essenzialmente dal monitoraggio dei piezometri installati nei fori di sondaggio eseguiti durante la campagna d'indagine.

Nelle Tabelle seguenti sono riportati i risultati del monitoraggio eseguito in corrispondenza delle verticali attrezzate con piezometri (livelli piezometrici stabilizzati misurati nelle perforazioni); le letture sono riferite al mese di Novembre 2013 e .

LOTTO 1 - Area Imbarchi A						
Sondaggio	Tipo piezometro	Profondità piezometro	Tratto fessurato	Quota sondaggio	Letture falda	Letture falda
		(m dal p.c.)	(m dal p.c.)	(m s.l.m.)	(m dal p.c.)	(m s.l.m.)
SG1	tubo aperto	20.00	3.0-20.0	1.52	2.94	-1.42
	Casagrande	74.50	-	1.52	0.60	0.92
POZ1	tubo aperto	20.00	2.0-20.0	1.50	2.99	-1.49
PZ1	tubo aperto	20.00	3.0-20.0	1.42	2.80	-1.38
PZ2	tubo aperto	20.00	3.0-20.0	1.33	2.74	-1.41
LOTTO 1 - Collegamento Sopraelevazione T1/AIA						
Sondaggio	Tipo piezometro	Quota	Profondità	Quota	Letture falda	Letture falda
		(m s.l.m.)	(m)	(m s.l.m.)	(m dal p.c.)	(m s.l.m.)
DH2	tubo aperto	20.00	3.0-20.0	1.51	2.98	-1.47
PZ3	tubo aperto	20.00	3.0-20.0	1.46	2.97	-1.51
LOTTO 1 - Nuovo Avancorpo						
Sondaggio	Tipo piezometro	Quota	Profondità	Quota	Letture falda	Letture falda
		(m s.l.m.)	(m)	(m s.l.m.)	(m dal p.c.)	(m s.l.m.)
DH3	tubo aperto	12.00	3.0-12.0	1.62	3.65	-2.03
POZ2	tubo aperto	20.00	2.0-20.0	1.28	3.34	-2.06
SAMB3	tubo aperto	7.50	3.0-7.5	1.29	3.10	-1.81

Tabella 5.8: Misure piezometriche sondaggi Lotto 1 (livelli stabilizzati perforazioni)

LOTTO 2 - Ampliamento T1 lato Ovest						
Sondaggio	Tipo piezometro	Profondità piezometro	Tratto fessurato	Quota sondaggio	Letture falda	Letture falda
		(m dal p.c.)	(m dal p.c.)	(m s.l.m.)	(m dal p.c.)	(m s.l.m.)
PZ4	tubo aperto	20.00	3.0-20.0	1.34	2.44	-1.10
LOTTO 2 - Ristrutturazione AIC						
Sondaggio	Tipo piezometro	Quota	Profondità	Quota	Letture falda	Letture falda
		(m s.l.m.)	(m)	(m s.l.m.)	(m dal p.c.)	(m s.l.m.)
DH5	tubo aperto	18.00	3.0-18.0	1.49	3.99	-2.50
LOTTO 2 - Nodo radice AIC						
Sondaggio	Tipo piezometro	Quota	Profondità	Quota	Letture falda	Letture falda
		(m s.l.m.)	(m)	(m s.l.m.)	(m dal p.c.)	(m s.l.m.)
PZ5	tubo aperto	18.00	3.0-18.0	1.55	4.06	-2.51

Tabella 5.9: Misure piezometriche sondaggi Lotto 2 (livelli stabilizzati perforazioni)



leggera pressione per effetto del confinamento al di sotto del potente strato di materiale coesivo (formazione A1).

Questa falda non risente in alcun modo degli eventi meteorici superficiali, essendo alimentata da regimi idraulici profondi.

Nella redazione dei profili geotecnici, in corrispondenza delle verticali dei sondaggi, è stata riportata, per ciascun piezometro, la soggiacenza (profondità della falda dal piano campagna locale) derivante dalle letture disponibili. Anche ai fini dell'interpretazione delle prove in sito e di laboratorio, si è fatto orientativamente riferimento ai livelli di falda misurati nei piezometri.

Per quanto riguarda la quota di falda da considerare in sede di progetto, anche alla luce del fatto che gli interventi di dewatering eseguiti in corrispondenza delle opere del Molo "C" possono aver influito sui risultati del monitoraggio piezometrico, è stato fissato il valore di 2.0 m dal p.c. (cfr. la quota di falda riportata sulle Sezioni Geotecniche allegate).

Nelle Tabelle seguenti sono riportati i risultati delle prove di permeabilità Lefranc eseguite nei fori dei sondaggi dei due Lotti:

<b>LOTTO 1 - Area Imbarchi A</b>					
<b>Sigla</b>	<b>Prova Lefranc</b>	<b>Quota sondaggio</b>	<b>Profondità prova</b>	<b>Profondità falda</b>	<b>Coeff. perm. K</b>
		<b>(m s.l.m.)</b>	<b>(m dal p.c.)</b>	<b>(m dal p.c.)</b>	<b>(m/s)</b>
SG1	LF1	1.52	1.40-2.00	2.94	8.94E-07
	LF2	1.52	3.00-4.00	2.94	2.08E-05
DH1	LF1	1.29	4.00-5.00	2.90	1.07E-05
	LF2	1.29	5.50-6.50	2.90	2.43E-05
POZ1	LF1	1.50	3.30-4.50	2.99	1.81E-05
<b>LOTTO 1 - Nuovo Avancorpo</b>					
<b>Sigla</b>	<b>Tipo</b>	<b>Quota</b>	<b>Profondità prova</b>	<b>Profondità falda</b>	<b>Coeff. perm. K</b>
		<b>(m s.l.m.)</b>	<b>(m dal p.c.)</b>	<b>(m dal p.c.)</b>	<b>(m/s)</b>
DH3	LF1	1.62	1.50-2.50	3.34	1.01E-06
	LF2	1.62	2.50-3.50	3.34	1.26E-05

Tabella 5.12: Risultati prove di permeabilità Lefranc - Lotto 1

LOTTO 2 - Ampliamento T1 lato Ovest					
Sigla	Prova Lefranc	Quota sondaggio	Profondità prova	Profondità falda	Coeff. perm. K
		(m s.l.m.)	(m dal p.c.)	(m dal p.c.)	(m/s)
DH4	LF1	1.32	2.20-2.70	2.44	1.63E-06
	LF2	1.32	3.50-4.50	2.44	1.01E-05
LOTTO 2 - Ristrutturazione AIC					
Sigla	Tipo	Quota	Profondità prova	Profondità falda	Coeff. perm. K
		(m s.l.m.)	(m dal p.c.)	(m dal p.c.)	(m/s)
DH5	LF1	1.49	1.00-2.00	3.99	1.01E-06
	LF2	1.49	2.50-3.50	3.99	1.52E-05

Tabella 5.13: Risultati prove di permeabilità Lefranc - Lotto 2

La prova di pompaggio eseguita con riferimento alle verticali DH3, SAMB3 e POZ2 (Lotto 1 - sito Nuovo Avancorpo) ha fornito valori di permeabilità più elevati, dell'ordine di  $1.5 \times 10^{-4} \div 6.5 \times 10^{-4}$  m/s.

## 6 INQUADRAMENTO SISMICO

L'inquadramento sismico dell'area di interesse per il tracciato è redatto in accordo alle prescrizioni fornite dalle NTC2008, Doc.Rif.[11].

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

Relativamente a questo tema si richiama quanto già contenuto nella Relazione Geologica allegata al seguente progetto, come segue.

*La pericolosità sismica è da intendersi come “grado di probabilità che si verifichi, in una determinata area ed in un determinato periodo di tempo, un evento sismico dannoso con l'insieme degli effetti geologici e geofisici ad esso connessi, senza alcun riguardo per le attività umane”. L'analisi del livello di pericolosità distingue quindi due fasi: (i) la definizione della pericolosità sismica di base, in condizioni di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), in assenza di discontinuità stratigrafiche e/o morfologiche; (ii) l'analisi della pericolosità locale, ossia della modificazione locale dello scuotimento sismico prodotta dalle reali caratteristiche del terreno, dalla successione litostratigrafia locale, dalle condizioni morfologiche, unitamente alla possibilità di sviluppo di effetti cosismici: fogliazione superficiale, fenomeni di densificazione, fenomeni di liquefazione, cedimenti differenziali, instabilità dei pendii e frane indotte dal sisma, movimenti gravitativi profondi, tsunami, ecc.*

#### *Zonazione sismica ZS9*

*Il territorio nazionale è caratterizzata da una sismicità che si distribuisce lungo fasce (zone sismogenetiche) a caratteristiche sismiche omogenee, variamente orientate.*

*La zonazione ZS9 (INGV, 2004), già evoluzione di zonazioni precedenti (ZS4, 2000) mette in risalto la disposizione di tali fasce; essa è stata elaborata in modo da soddisfare alcuni requisiti fondamentali, tra i quali è opportuno citare:*

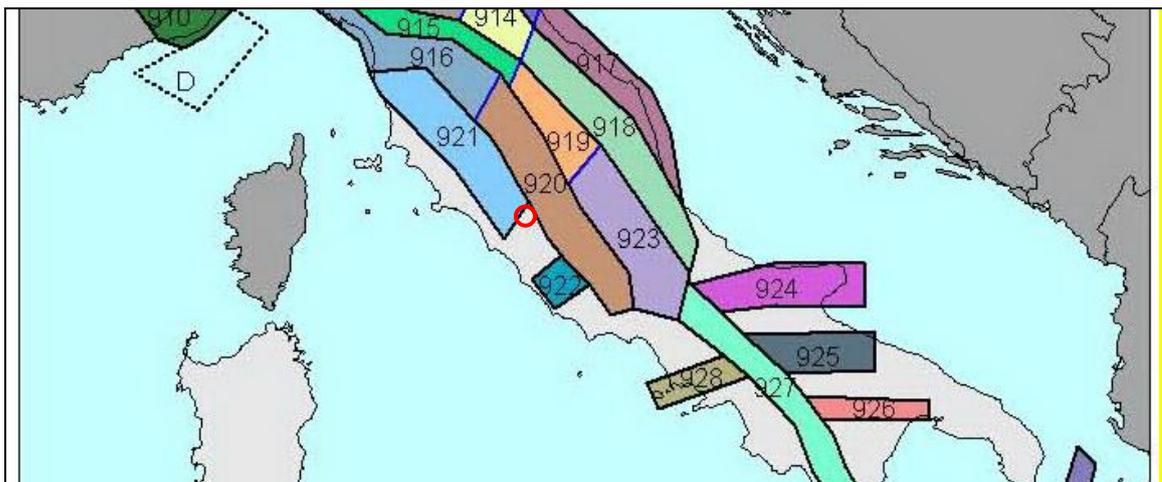
- *la possibilità di fornire, per ogni ZS, una stima di profondità dei terremoti utilizzabile in combinazione con le relazioni di attenuazione determinate su base regionale;*

- fornire, per ogni ZS, un meccanismo di fagliazione prevalente utilizzabile in combinazione con le relazioni di attenuazione modulate su tale meccanismo, mediante i coefficienti proposti tramite appositi algoritmi.

*I dati di sismicità ottenuti dai database di riferimento sono stati gestiti in associazione agli elementi descritti attraverso la zonazione ZS9, allo scopo di predisporre gli elementi di ingresso per il calcolo della pericolosità sismica sull'intero territorio nazionale.*

*Il territorio più prossimo alla zona di Fiumicino ricade esternamente alla fascia sismogenetica 922. La zona 922 racchiude aree caratterizzate da elevato flusso di calore (vulcano albano laziale), caratterizzato da una diffusa sismicità di energia moderata, con pochi eventi di energia più elevata responsabili di danni significativi su aree di limitate estensioni (INGV, 2004).*

*Da notare che, secondo le interpretazioni INGV, l'area compresa tra le sismozone 921 e 922, laddove si inserisce l'Agro Romano e la zona di Fiumicino, è considerata pressochè priva di sismicità.*



*Figura 6.1: Zonazione sismogenetica dell'Italia centrale (INGV, 2004). I limiti di colore blu separano zone con analogo significato cinematico, che differiscono principalmente per le caratteristiche di sismicità. Il cerchio rosso identifica la regione più prossima all'area di studio*

## 6.2 AZIONI SISMICHE DI PROGETTO DA NORMATIVA

Per quanto concerne la definizione dell'azione sismica di progetto si è fatto riferimento alle NTC2008 ( Doc.Rif.[11]) di cui è parte integrante la definizione dei valori di pericolosità sismica da adottare nelle verifiche. La strategia progettuale, d'intesa con la Committente è riportata nei paragrafi successivi.

### 6.2.1 Vita utile dell'opera e periodo di riferimento

Vita Nominale pari a  $V_N = 50$  anni

Classe d'Uso IV  $\Rightarrow$  coefficiente d'uso  $C_u = 2$ .

Vita utile di riferimento:  $V_R = V_N \cdot C_u = 100$  anni

### 6.2.2 Stati limite ultimi di riferimento e periodo di ritorno dell'azione sismica

Gli stati limite da considerare e i tempi di ritorno da associare sono:

- Stato Limite Ultimo: SLC – Stato Limite di Collasso (cui corrisponde una probabilità di superamento  $P_{vr} = 5\%$  nel periodo  $V_R$ )  $\Rightarrow T_R = 1950$  anni;
- Stato Limite Ultimo: SLV – Stato Limite di Salvaguardia della Vita (cui corrisponde una probabilità di superamento  $P_{vr} = 10\%$  nel periodo  $V_R$ )  $\Rightarrow T_R = 949$  anni;
- Stato Limite Esercizio: SLD – Stato Limite di Danno (cui corrisponde una probabilità di superamento  $P_{vr} = 63\%$  nel periodo  $V_R$ )  $\Rightarrow T_R = 101$  anni
- Stato Limite Esercizio: SLO – Stato Limite di Operatività (cui corrisponde una probabilità di superamento  $P_{vr} = 81\%$  nel periodo  $V_R$ )  $\Rightarrow T_R = 60$  anni

### 6.2.3 Parametri su sito di riferimento rigido orizzontale

Le opere in oggetto si trovano nel Comune di Fiumicino. La posizione che corrisponde all'incirca al baricentro delle strutture presenta le seguenti coordinate:

Longitudine: 12,25

Latitudine: 41,78

I valori dei parametri sismici di riferimento su suolo rigido orizzontale sono:

- $a_g$  = 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 6.2.2), per i corrispondenti tempi di ritorno indicati al paragrafo precedente, si ottengono i seguenti valori dei parametri spettrali.

Stato Limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	60	0,040	2,588	0,264
SLD	101	0,048	2,602	0,280
SLV	949	0,090	2,777	0,335
SLC	1950	0,107	2,819	0,349

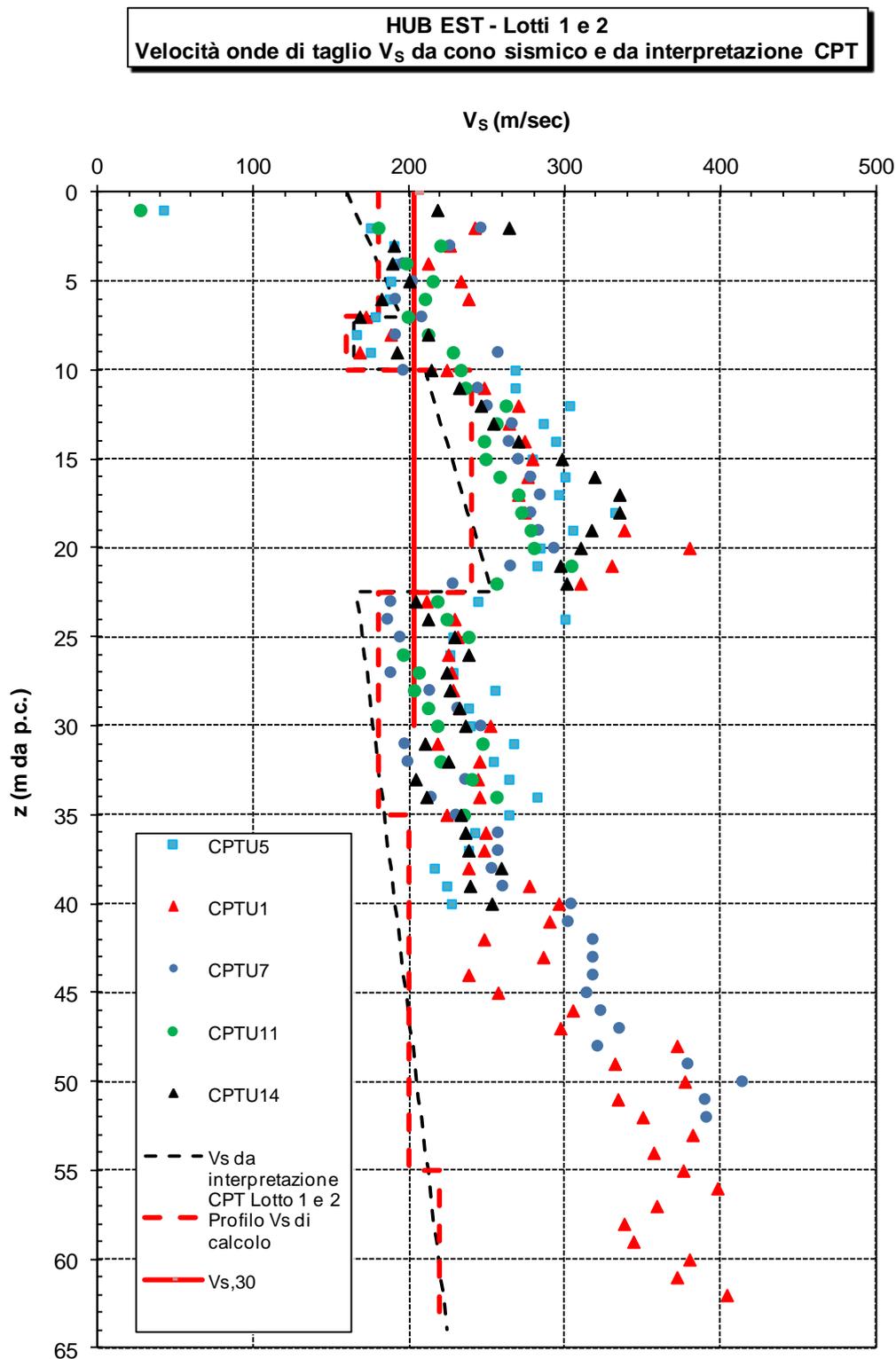
Tabella 6.1: Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  per suolo rigido per i differenti stati limite ultimo

#### 6.2.4 Determinazione della categoria di sottosuolo

L' identificazione della categoria di sottosuolo, in accordo alla normativa di riferimento, è stata effettuata sia in base ai valori della velocità equivalente ( $V_{s,30}$ ) delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità sulla base dell'interpretazione delle indagini in sito dirette e non. La categoria risultante nell'area in esame è di tipo C ( $V_{s,30} \approx 202$  m/s), ovvero (secondo la definizione della NTC2008):

*“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30m caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di ( $V_{s,30}$ ) compresi tra 180m/s e 360 m/s”*

Nella **Figura 6.2** è riportato l'andamento della velocità delle onde di taglio, il profilo di calcolo adottato nelle analisi (RSL) e il valore della ( $V_{s,30}$ ).



**Figura 6.2:** Profili di  $V_s$  da correlazione sui risultati di prove CPTU e misure dirette di tipo Cross-Hole.

Come già evidenziato, le correlazioni di letteratura basate sulle prove CPT forniscono andamenti della velocità delle onde di taglio che si discostano in maniera apprezzabile dai valori misurati con il cono sismico e con le prove MASW, risultando sensibilmente inferiori, in particolare nell'ambito della formazione argilloso-limosa al di sotto dei 40 m circa di profondità. Tuttavia la valutazione del valore di  $V_{s,30}$  (con riferimento al paragrafo 3.2.2 delle NTC2008) eseguita sulla base dei due set di valori (stimati dalle correlazioni con le prove CPT e misurati) fornisce lo stesso risultato in termini di categoria di sottosuolo, che risulta per entrambi i casi di tipo C. ovvero (secondo la definizione della NTC2008):

*“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30m caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di ( $V_{S,30}$ ) compresi tra 180m/s e 360 m/s”.*

Nella Figura 6.2 è riportato l'andamento della velocità delle onde di taglio, il profilo di calcolo adottato nelle analisi (RSL) e il valore della ( $V_{S,30}$ ).

Per tutte le tipologie di fondazione è stata adottata la medesima categoria di suolo alla luce dell'omogeneità dei terreni presenti. Per il dimensionamento delle strutture in elevazione è possibile fare riferimento alla risposta sismica locale a quota fondazione (vedi 7.4).

**6.2.5 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 (da NTC 2008);

$S_T$  = coefficiente d'amplificazione topografica.

Per gli Stati Limite di riferimento selezionati (vedi paragrafo 6.2.2) si ottengono i seguenti valori per il coefficiente di amplificazione stratigrafica:

secondo le NTC2008:

Stato Limite	$T_R$ [anni]	$S_s$ [-]
SLO	60	1.5
SLD	101	1.5
SLV	949	1.5
SLC	1950	1.5

Secondo le analisi di (RSL) vedi par.7.4:

Tabella 6.2: Valori del coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$  - categoria di sottosuolo di progetto C da NTC2008

Stato Limite	$T_R$ [anni]	$S_s$ [-] p.c.	$S_s$ [-] -5m da p.c.
SLO	60	1.332	0.998
SLD	101	1.370	1.012
SLV	949	1.350	1.162
SLC	1950	1.305	1.075

Tabella 6.3: Valori del coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$  – da (RSL) vedi par.7.4

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 seguente).

<b>Categoria</b>	<b>Caratteristiche della superficie topografica</b>
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 $i > 30^\circ$

<b>Categoria</b>	<b>Ubicazione dell'opera o dell'intervento</b>	<b>S<sub>t</sub></b>
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 6.4: Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 - Tabelle 3.2.IV e 3.2.VI

## **7 ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE (RSL)**

### **7.1 PREMESSA**

In accordo a quanto previsto al punto 4 della D.G.R. Lazio n. 489 del 17 ottobre 2012 (“Modifica dell’Allegato 2 della DGR Lazio n. 387 del 22 maggio 2009”) per le Strutture di classe d’uso IV, per la definizione dei fenomeni di amplificazione stratigrafica è stata condotta una analisi numerica di Risposta Sismica Locale (RSL) secondo il seguente schema:

- definizione del modello geotecnico di suolo in termini di caratteristiche di rigidità dedotte dalla caratterizzazione geotecnica sulla base dei risultati delle indagini geognostiche e geofisiche;
- analisi di disaggregazione sismica attraverso il quale è possibile individuare la coppia, magnitudo (M) e distanza epicentrale (d), che più di altre contribuisce a determinare il terremoto di progetto per i differenti stati limite considerati;
- selezione di 7 accelerogrammi spettro compatibili da impiegare nell’analisi (RSL); tale analisi è condotta con l’ausilio del software REXEL (Irvolino et al., 2010), sui moti contenuti nella banca dati ESD (European Strong-motion Database);
- stima dello spettro di risposta in superficie e in corrispondenza di alcune profondità significative, mediante un’analisi monodimensionale di risposta sismica locale condotta con l’ausilio del programma EERA (Bardet et al., 2000).

Si è inoltre tenuto conto delle prove in sito di misura di rumore sismico ambientale a stazione singola (HVSR), con tecnica Nakamura (tromografia) i cui risultati sono riassunti nella relazione geologica: tuttavia preme sottolineare che altre prove eseguite in altri siti dell’aeroporto, più distanti dalle aree operative, mostrano un contrasto di rigidità, seppure non molto marcato, che si manifesta al passaggio dalle coperture al substrato pleistocenico ghiaioso e successiva formazione argillosa pliocenica di base, che in queste zona sono individuati a partire da circa 70 m di profondità.

### **7.2 DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO**

Sulla base delle considerazioni contenute nei paragrafi relativi alla caratterizzazione geotecnica, sulla base dei risultati delle indagini geognostiche e geofisiche

è stato definito un profilo di velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) caratteristico dell'area in esame.

Il profilo di riferimento adottato nelle analisi è così schematizzato:

da 0m a 7m	strato granulare (unità A2 – sabbie, sabbie da deb. limose a limose);
da 7m a 10m	strato coesivo (unità A1 – argille, argille da limose a deb. limose);
da 10m a 22m	strato granulare (unità A2 – sabbie, sabbie da deb. limose a limose);
da 22m a 70m	strato coesivo (unità A1 – argille, argille da limose a deb. limose);

a 70m è stato posto il “bed rock” del modello costituito da ghiaie e sabbie profonde.

Ogni strato considerato, nell'analisi (RSL) è caratterizzato dai valori di densità, modulo di taglio iniziali ( $G$ ) e fattore di smorzamento ( $(\xi)$ ).

Sulla base del modello geotecnico assunto, il software EERA, permette di analizzare, come lo spettro di input, posto alla base del modello, si modifica nell'attraversare i terreni in funzione della deformazione indotta. L'incremento della deformazione indotta è stimata mediante un calcolo iterativo in cui i valori di modulo di deformazione di taglio iniziali ( $G$ ) e fattore di smorzamento ( $(\xi)$ ) si modificano sulla base delle curve di degrado/incremento caratteristiche di ogni strato attraversato. Le curve di variazione di ( $G$ ) e ( $(\xi)$ ) sono state dedotte dall'involuppo delle curve ottenute dai risultati delle prove cicliche su colonna risonante sui campioni prelevati in sito. Le curve sono mostrate nelle Figura 7.1 e Figura 7.2.

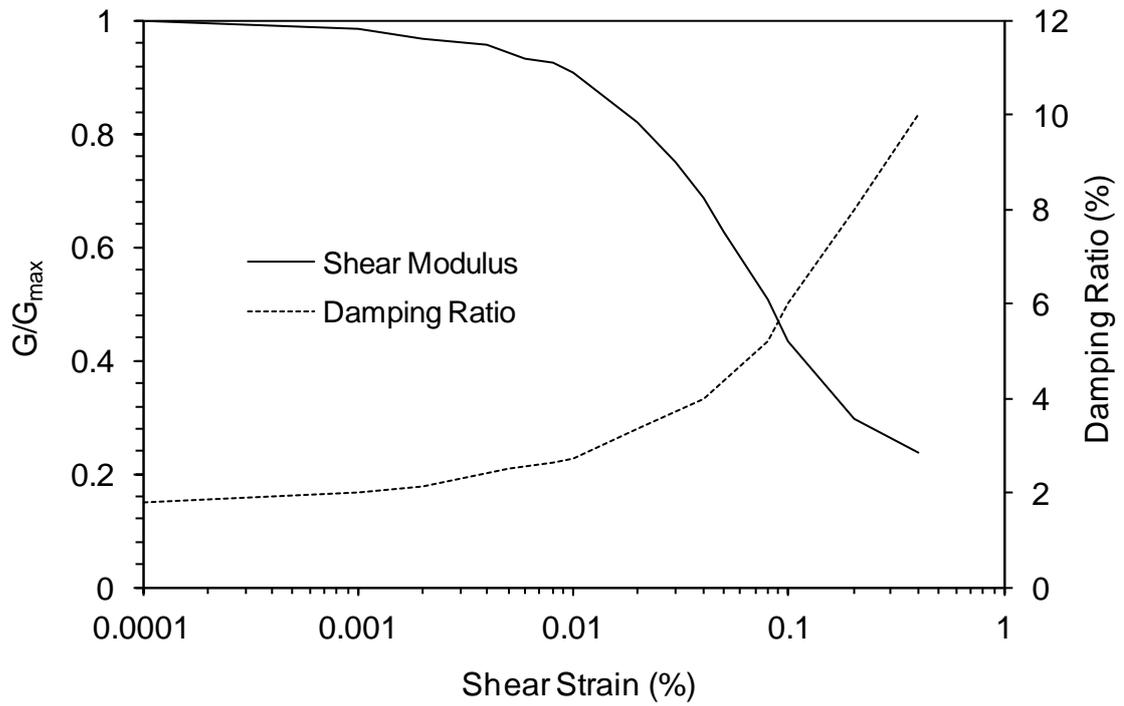


Figura 7.1: Curve di degrado della rigidità ed incremento dello smorzamento in funzione della deformazione ciclica da prova di colonna risonante (materiali coesivi)

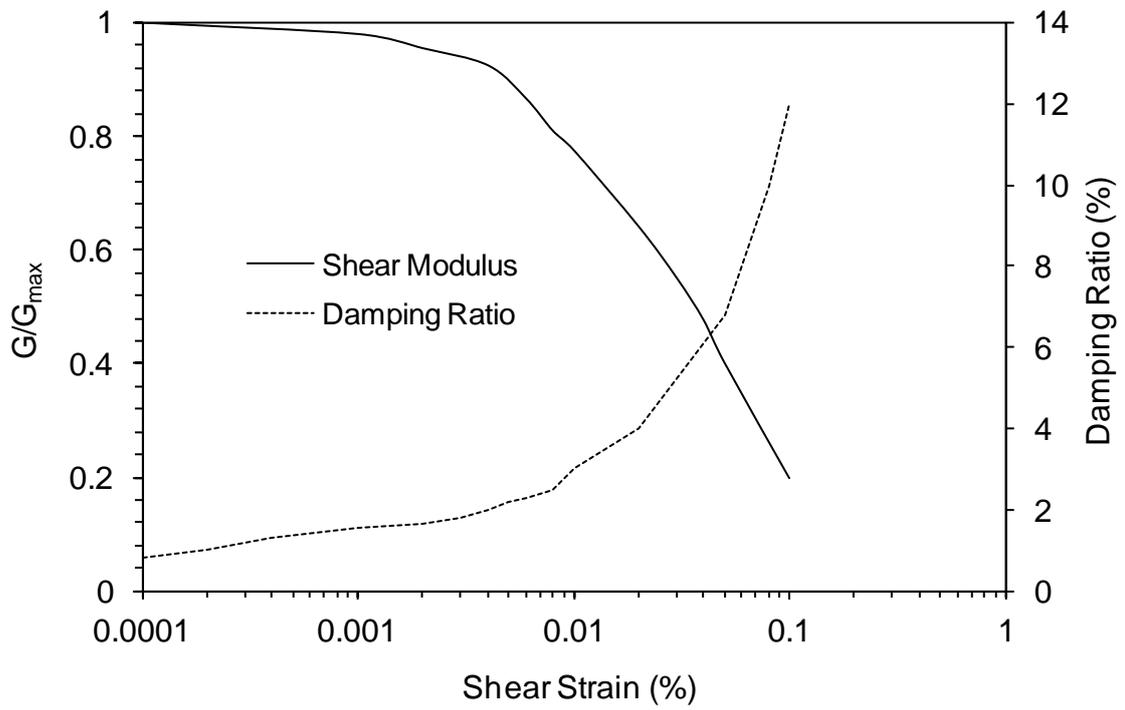


Figura 7.2: Curve di degrado della rigidezza ed incremento dello smorzamento in funzione della deformazione ciclica da prova di colonna risonante (materiali non coesivi)

### 7.3 ANALISI DI DISAGGREGAZIONE E SCELTA DEGLI ACCELEROGRAMMI SPETTRO-COMPATIBILI

L'analisi di disaggregazione è stata condotta sulla base dei risultati forniti dal progetto DPC-INGV S1. L'analisi ha permesso di valutare la coppia Magnitudo (M) - distanza dalla sorgente (d) che più di altre contribuisce a determinare il valore in questione, per i differenti stati limite. I valori riportati in tabella sono i valori medi ottenuti dal reticolo di riferimento nel quartetto di punti più vicino all'area in esame:

Stato Limite	M [-]	d [km]
SLO	5.3	28
SLD	5.4	29
SLV	5.3	20
SLC	5.3	21

Tabella 7.1: Magnitudo (M) e distanza epicentrale (d)

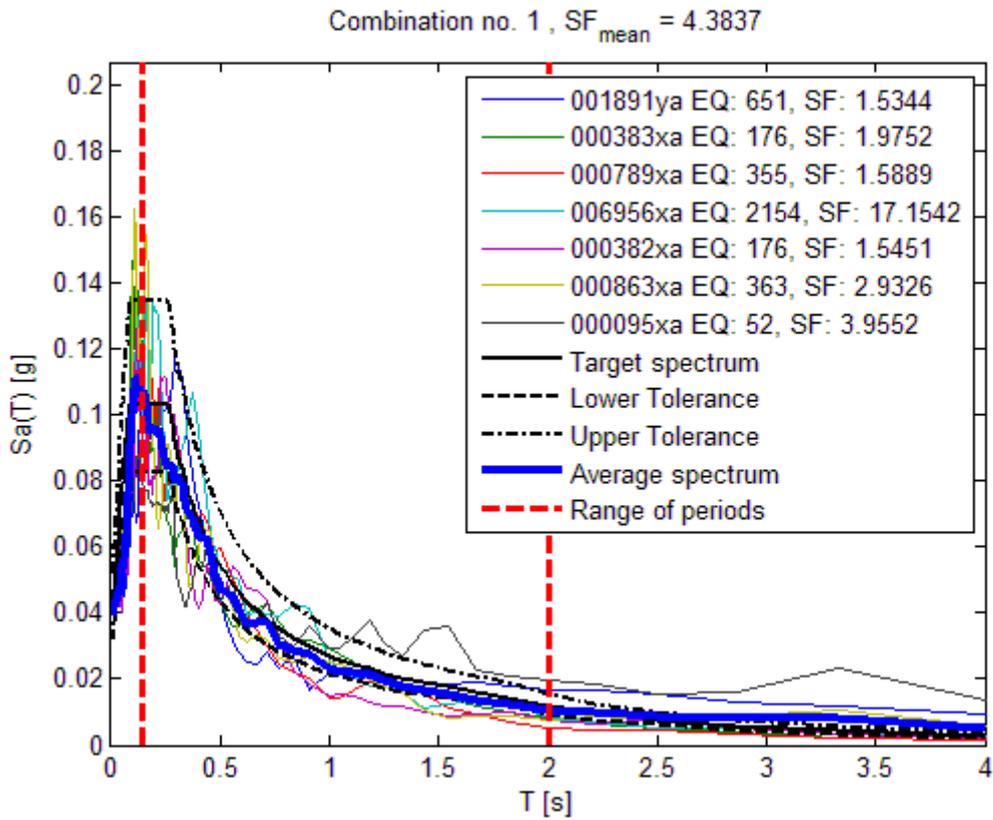
Sulla base dello spettro di risposta su suolo A definito dai precedenti parametri di pericolosità e della coppia magnitudo-distanza, è stato individuato un insieme di 7 accelerogrammi da impiegare nelle analisi di risposta sismica locale 1D spettro compatibili con quello di normativa. La ricerca è stata compiuta sulla banca dati europea ESD con l'ausilio del programma REXEL v. 3.5 (Iervolino et al., 2010);

I criteri di ricerca utilizzati sono riassunti nella *Tabella 7.2* di seguito riportata.

Stato Limite	M [-]	d [km]
SLO	5÷5.5	0÷80
SLD		0÷80
SLV		0÷50
SLC		0÷50
<b>Parametri di Spettro compatibilità</b>		
Tolleranza inf.:		20%
Tolleranza sup.:		30%
T1		0.15s
T2		2s
Vita nominale		50 anni
Classe d'uso:		IV ( $C_u=2$ )
Tipo di suolo:		A

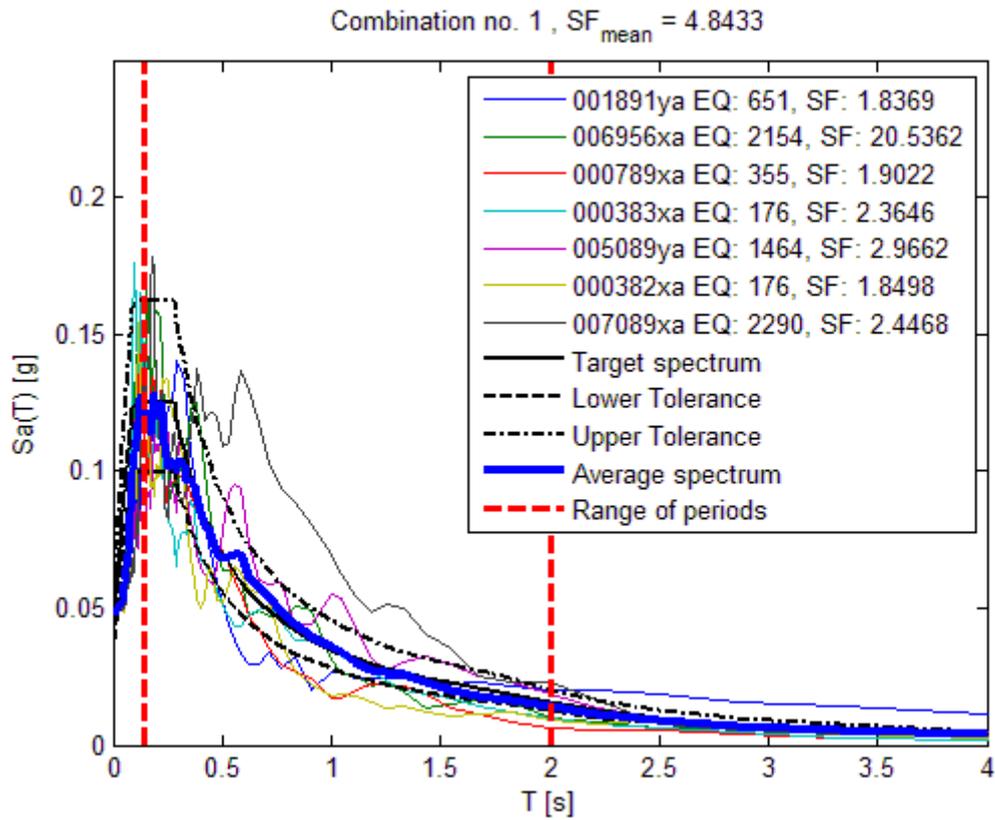
Tabella 7.2: Criteri di ricerca per gli accelerogrammi spettrocompatibili

Nelle Tabelle a seguire sono riportati, per ogni stato limite, i risultati dell'analisi di spettro compatibilità e le informazioni dei moti scelti.



Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	Mw	Fault Mechanism	Epicentral Distance [km]	PGA_X [m/s <sup>2</sup> ]	PGA_Y [m/s <sup>2</sup> ]	PGV_X [m/s]	PGV_Y [m/s]	EC8 Site class
651	ST1320	Kranidia	25/10/1984	5,5	?	23	0,3488	0,2552	0,0107	0,0227	A
176	ST153	Lazio Abruzzo (aftershock)	11/05/1984	5,5	normal	14	0,1983	0,2012	0,0143	0,009	A
355	ST225	Umbria Marche (aftershock)	12/10/1997	5,2	oblique	22	0,2465	0,1874	0,0148	0,0109	A
2154	ST770	Izmit (aftershock)	31/08/1999	5,1	oblique	73	0,0228	0,0179	0,0012	0,0009	A
176	ST140	Lazio Abruzzo (aftershock)	11/05/1984	5,5	normal	16	0,2535	0,1471	0,0127	0,0088	A
363	ST233	Umbria Marche (aftershock)	26/03/1998	5,4	oblique	22	0,1336	0,1344	0,0082	0,0089	A
52	ST20	Friuli (aftershock)	17/06/1976	5,2	oblique	26	0,099	0,0885	0,0125	0,0112	A

Figura 7.3: SLO – Risultato della spettro compatibilità (REXEL v.3.5)



Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	Mw	Fault Mechanism	Epikentral Distance [km]	PGA_X [m/s <sup>2</sup> ]	PGA_Y [m/s <sup>2</sup> ]	PGV_X [m/s]	PGV_Y [m/s]	EC8 Site class
651	ST1320	Kranidia	25/10/1984	5,5	?	23	0,3488	0,2552	0,0107	0,0227	A
2154	ST770	Izmit (aftershock)	31/08/1999	5,1	oblique	73	0,0228	0,0179	0,0012	0,0009	A
355	ST225	Umbria Marche (aftershock)	12/10/1997	5,2	oblique	22	0,2465	0,1874	0,0148	0,0109	A
176	ST153	Lazio Abruzzo (aftershock)	11/05/1984	5,5	normal	14	0,1983	0,2012	0,0143	0,009	A
1464	ST2493	Mt. Hengill Area	04/06/1998	5,4	strike slip	23	0,1695	0,1581	0,0211	0,0094	A
176	ST140	Lazio Abruzzo (aftershock)	11/05/1984	5,5	normal	16	0,2535	0,1471	0,0127	0,0088	A
2290	ST557	Pasinler	10/07/2001	5,4	strike slip	32	0,1916	0,2128	0,0239	0,0187	A

Figura 7.4: SLD – Risultato della spettro compatibilità (REXEL v.3.5)

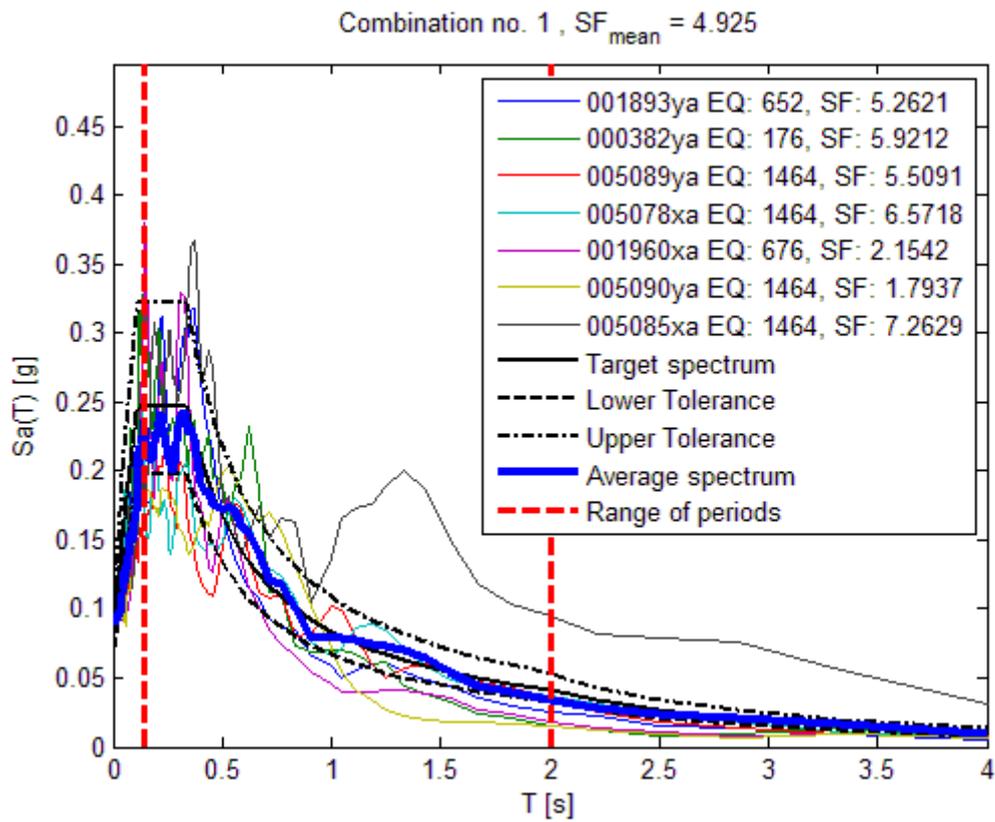
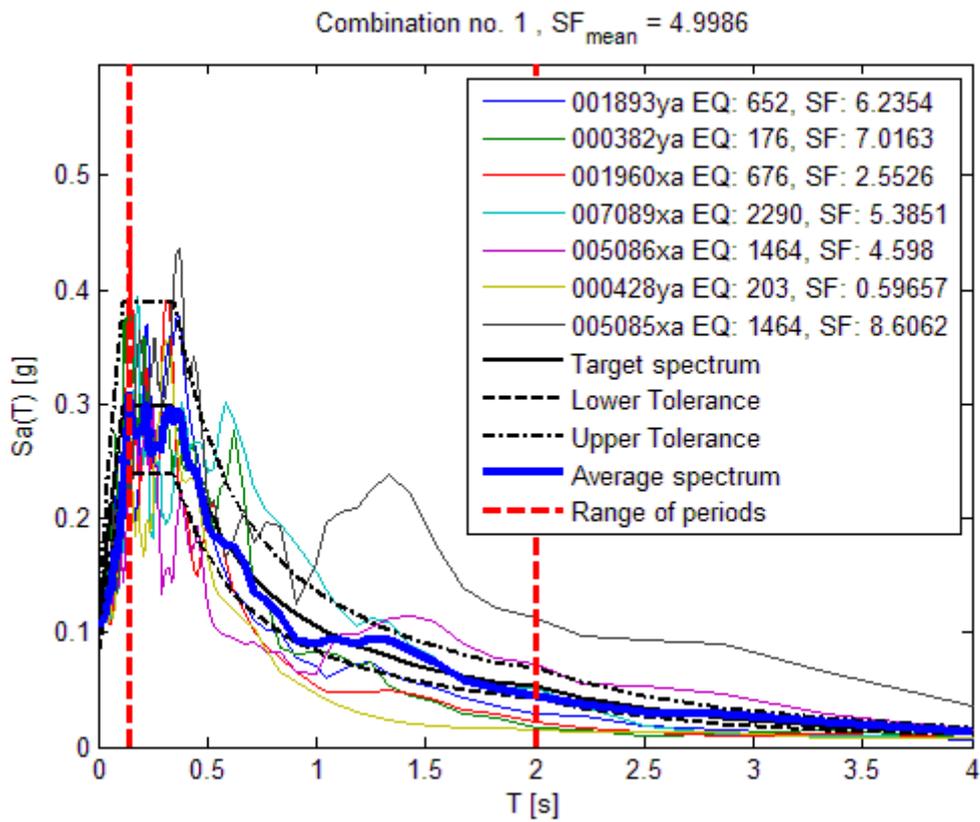


Figura 7.5: SLV – Risultato della spettro compatibilità (REXEL v.3.5)



Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	Mw	Fault Mechanism	Epicentral Distance [km]	PGA_X [m/s <sup>2</sup> ]	PGA_Y [m/s <sup>2</sup> ]	PGV_X [m/s]	PGV_Y [m/s]	EC8 Site class
652	5T1321	Near SW coast of Peloponnes	10/12/1987	5,2	?	30	0,3177	0,1655	0,0199	0,0125	A
176	5T140	Lazio Abruzzo (aftershock)	11/05/1984	5,5	normal	16	0,2535	0,1471	0,0127	0,0088	A
676	5T1335	Near NE coast of Rodos Island	25/10/1987	5,1	?	19	0,4042	0,3931	0,0216	0,0185	A
2290	5T557	Pasinler	10/07/2001	5,4	strike slip	32	0,1916	0,2128	0,0239	0,0187	A
1464	5T2556	Mt. Hengill Area	04/06/1998	5,4	strike slip	15	0,2244	0,1717	0,0193	0,0228	A
203	5T169	Etolia	18/05/1988	5,3	thrust	23	1,6238	1,7297	0,0619	0,0875	A
1464	5T2497	Mt. Hengill Area	04/06/1998	5,4	strike slip	15	0,1199	0,1714	0,0188	0,0234	A

Figura 7.6: SLC – Risultato della spettro compatibilità (REXEL v.3.5)

#### 7.4 RISULTATI DELL'ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE (RSL)

La risposta sismica locale è stata stimata in due differenti punti: in corrispondenza del piano campagna (RSL1) ed ad una profondità di -5m dal piano campagna (RSL2), quota di imposta del piano interrato relativo al molo A.

I risultati ottenuti, in termini di spettro di risposta per i diversi stati limite di interesse, sono riportati nelle figure seguenti. Nelle figure sono riportati:

- lo spettro di risposta normalizzato per la categoria di suolo da NTC2008 suolo C;
- lo spettro medio ottenuto dalla RSL per i differenti accelerogrammi;
- lo spettro medio  $\pm$  lo scarto quadratico medio ottenuto dalla RSL per i differenti accelerogrammi;
- lo spettro normalizzato dello spettro medio da RSL

Dall'esame delle figure è possibile osservare come la risposta sismica locale, a piano campagna, sia in linea con quanto prescritto dalle Norme Tecniche, infatti i valori di ( $S_s$ ) amplificazione dovuta al tipo di suolo sia compresa tra 1.32÷1.40 (vedi *Tabella 7.3*) ed inferiore al valore massimo 15 prescritto dalle NTC2008 per il suolo C. La (RSL) per la quota a -5m da p.c. evidenzia come il coefficiente ( $S_s$ ) sia inferiore a quanto previsto dalla norma.

Stato Limite	$T_R$ [anni]	$S_s$ [-] p.c.	$S_s$ [-] -5m da p.c.
SLO	60	1.332	0.998
SLD	101	1.370	1.012
SLV	949	1.350	1.162
SLC	1950	1.305	1.075

Tabella 7.3: Valori del coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$  – da (RSL)

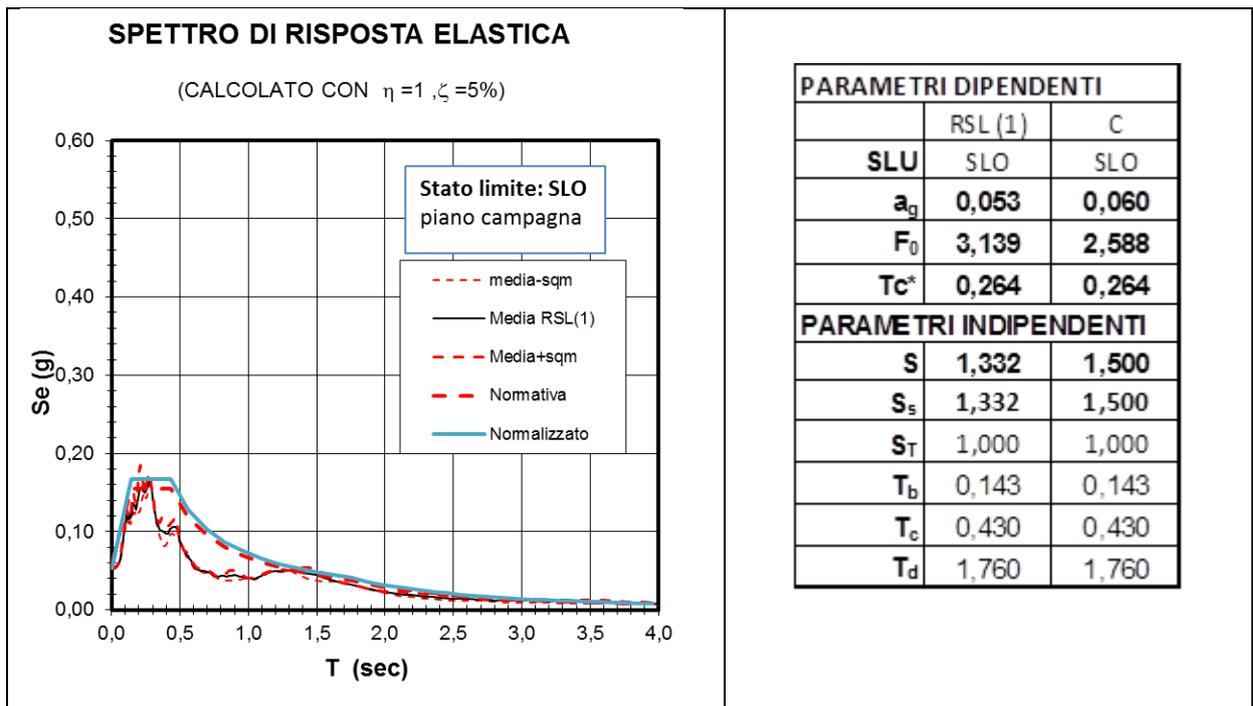


Figura 7.7: SLO – Spettro di risposta elastica: piano campagna

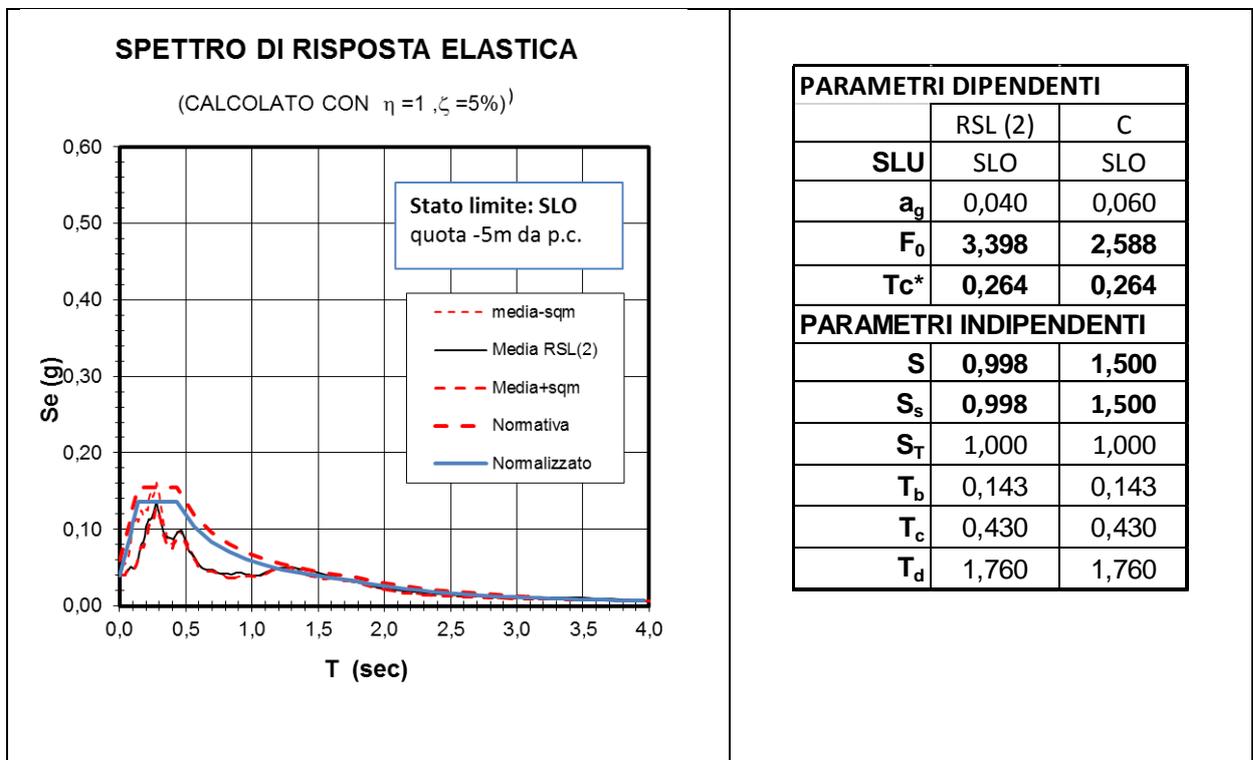


Figura 7.8: SLO – Spettro di risposta elastica: a -5m da p.c.

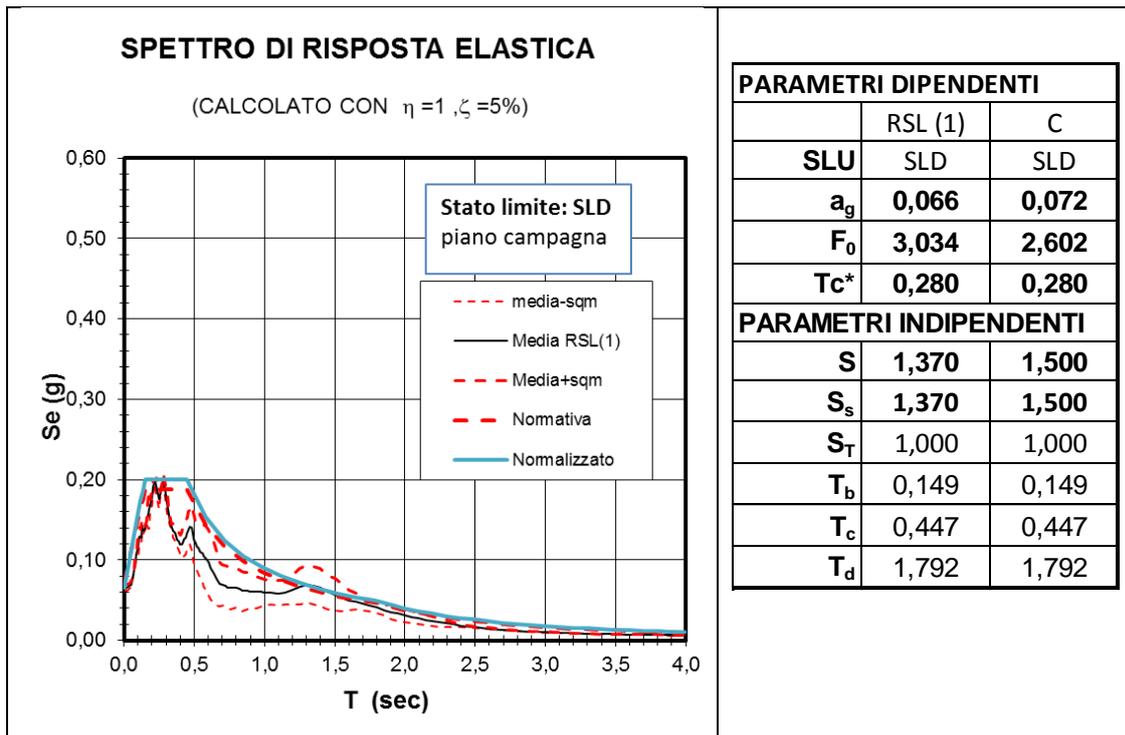


Figura 7.9: SLD – Spettro di risposta elastica: piano campagna

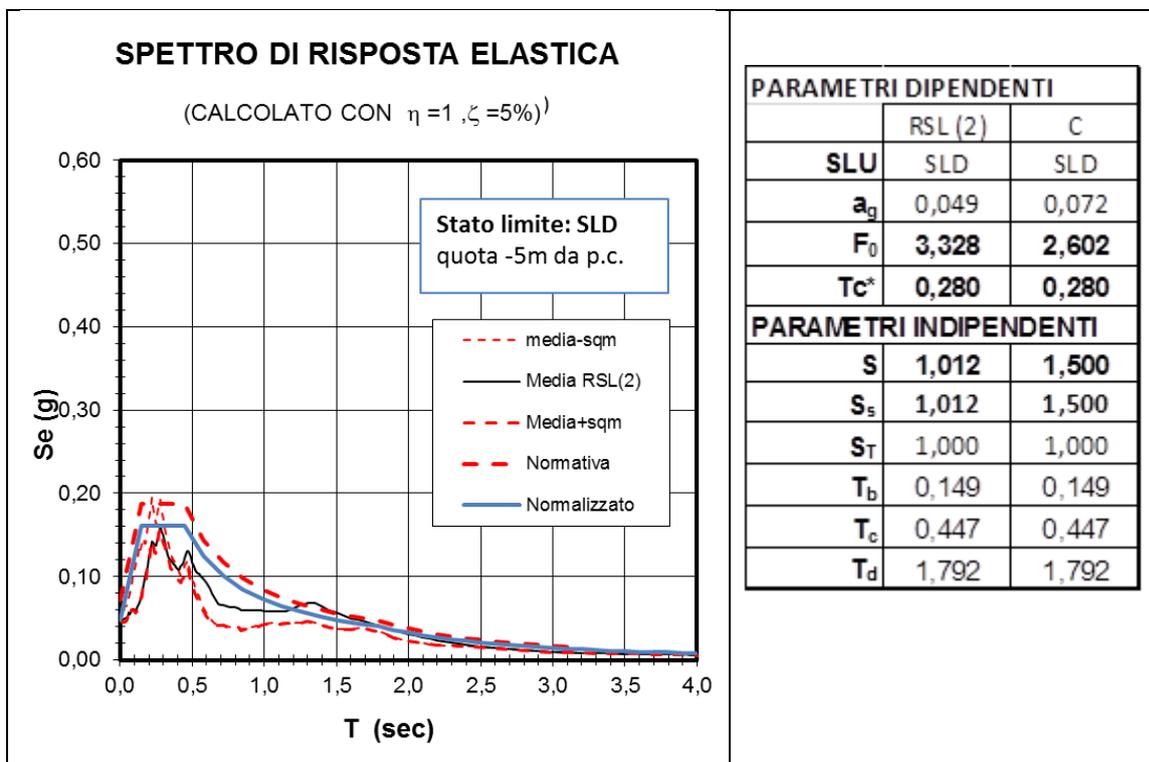


Figura 7.10: SLD – Spettro di risposta elastica: a -5m da p.c.

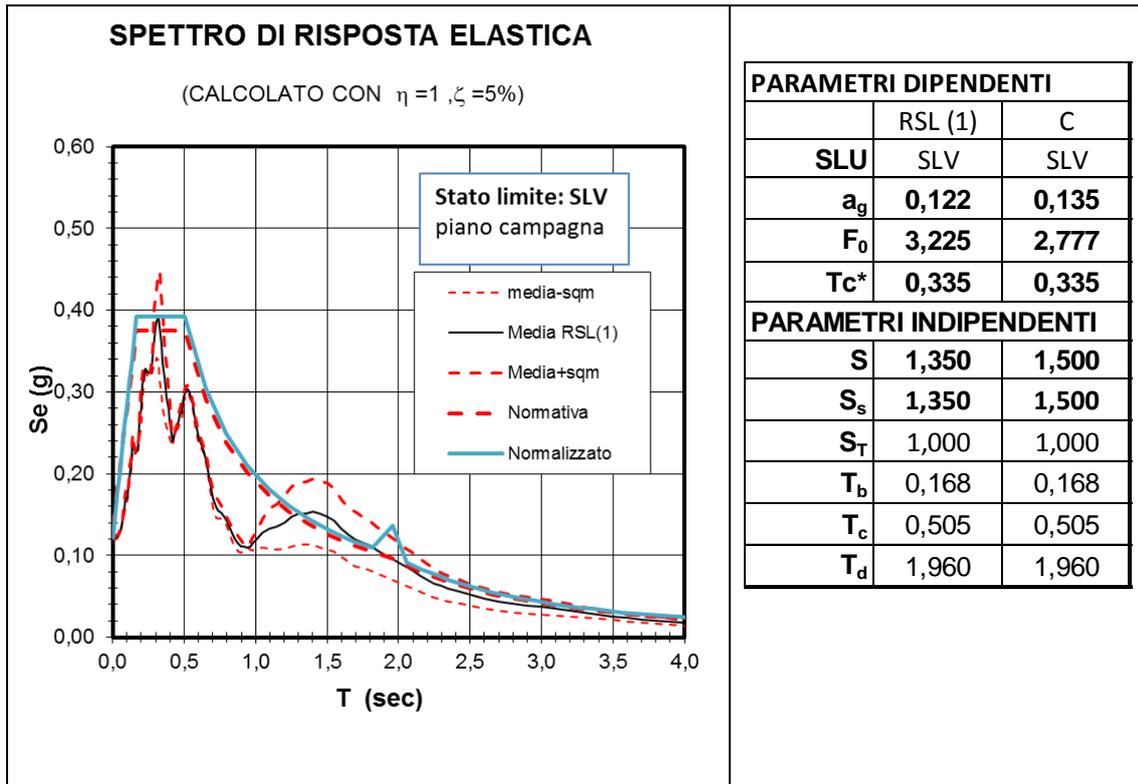


Figura 7.11: SLV – Spettro di risposta elastica: piano campagna

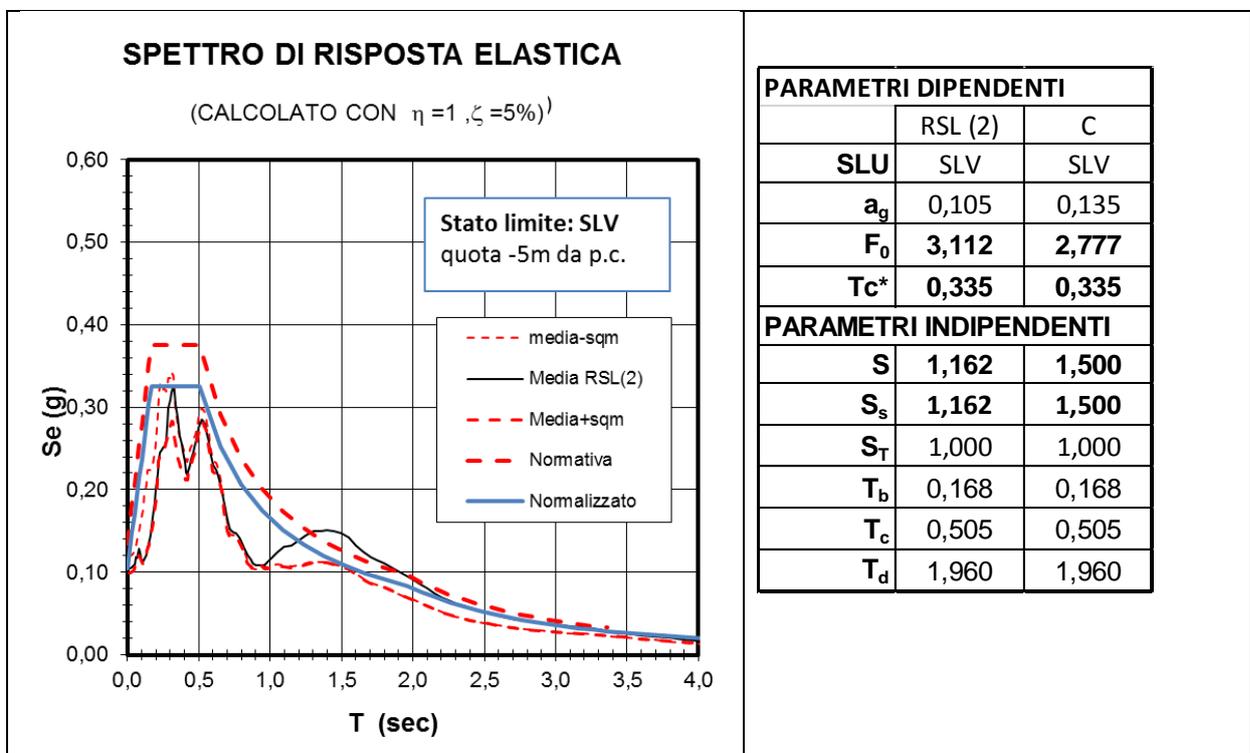


Figura 7.12: SLV – Spettro di risposta elastica: a -5m da p.c.

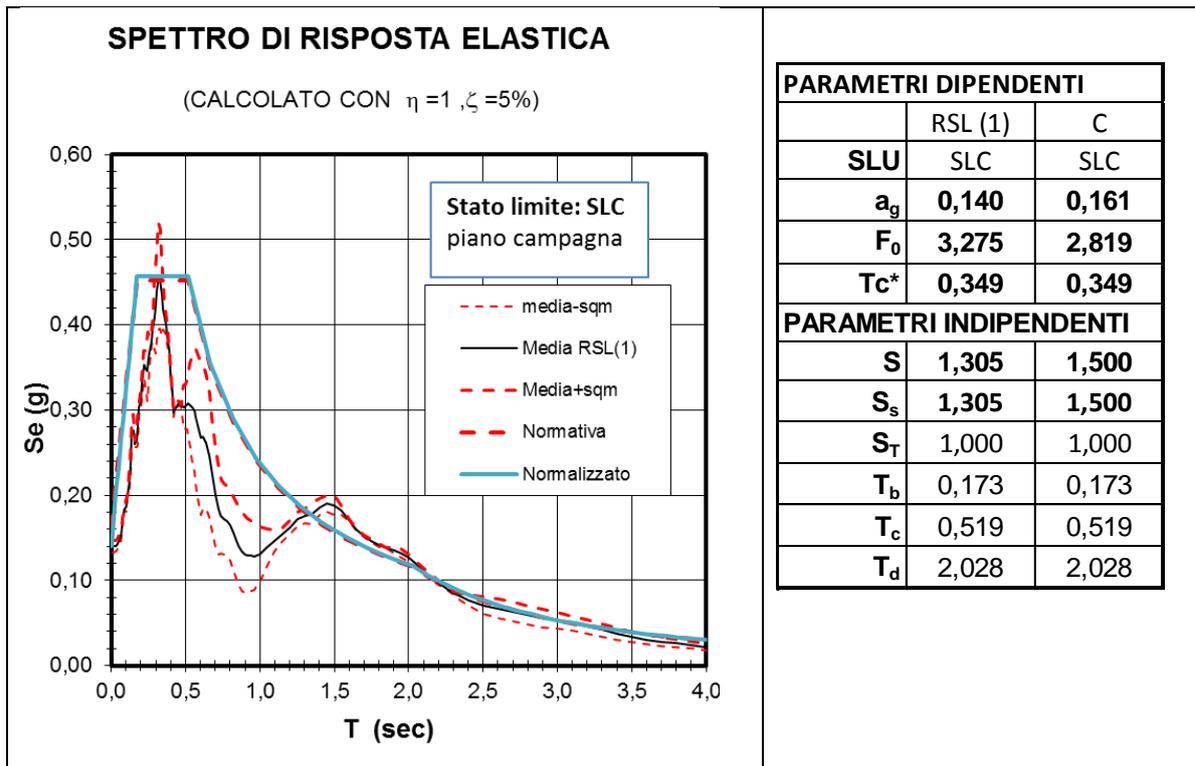


Figura 7.13: SLC – Spettro di risposta elastica: piano campagna

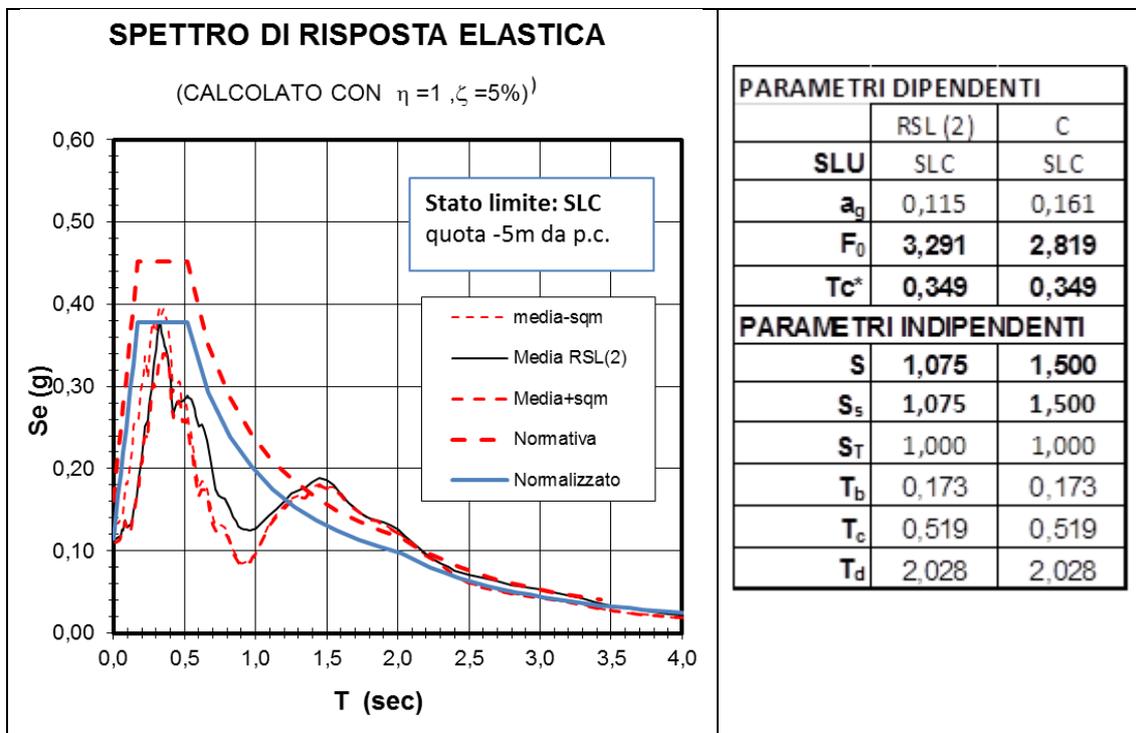


Figura 7.14: SLC – Spettro di risposta elastica: a -5m da p.c.

## 8 STABILITÀ DEL SITO NEI CONFRONTI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE

### 8.1 DATI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

Secondo le NTC2008, va valutata la stabilità del sito 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.

Sulla base della Classe d'Uso dell'opera, si sono scelti i seguenti parametri per le verifiche a liquefazione:

- Zona sismogenetica di riferimento del modello ZS9:  $\Rightarrow$  922 (Colli Albani)
- $M=5.8$  (cfr. la Tabella seguente)
- $a_{g/g} = 0.084$  (tempo di ritorno  $T_R=712$  anni - SLV)
- $S = 1.5$  (cautelativo rispetto alle analisi RSL effettuate per l'area)

Si è fatto riferimento all'area sismogenetica più vicina al sito, ottenendo un valore massimo della magnitudo  $M$ , secondo il criterio che viene solitamente seguito nelle analisi di liquefazione.

ID Zona sismogenetica	Valore atteso della magnitudo	
	$T_R=475$ anni	$T_R = 975$ anni
901	6.0	6.2
902	6.1	6.4
903	5.6	5.8
904	5.8	6.0
905	6.6	6.9
906	6.1	6.3
907	5.6	5.7
908	5.7	5.9
909	5.9	6.1
910	6.1	6.4
911	5.6	5.8
912	6.0	6.3
913	5.9	6.1
914	6.2	6.4
915	6.2	6.4
916	5.6	5.8
917	6.5	6.8
918	6.5	6.8
919	6.4	6.7
920	5.8	5.9
921	5.9	6.0
922	5.7	5.8
923	7.0	7.3
924	6.5	6.8

Tabella 8.1: Magnitudo di riferimento per le verifiche di liquefazione per periodi di ritorno pari a 475 e 975 anni, riferite alle zone sismogenetiche del modello ZS9

I risultati di tale analisi relativa al periodo di ritorno di riferimento ( $T_R=712$  anni), indicano per la magnitudo dominante in termini di contributo percentuale ai valori di pericolosità sismica un valore compreso tra 5 e 6.

## 8.2 METODO DI CALCOLO

Le analisi sono state svolte 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 20 m.

La descrizione dettagliata di questi metodi per la valutazione della suscettibilità alla liquefazione sulla base dei dati forniti dalle prove CPT e SPT, è riportata in Allegato 3.

### **8.3 RISULTATI DELL'ANALISI**

L'analisi è stata condotta sul database complessivo delle prove CPTU effettuate in sito e sui valori di SPT.

I risultati sono stati riportati nel dettaglio nel grafico di Figura 8.1 e in Tabella 8.2, e mostrano un quadro di stabilità rispetto alla liquefazione del sito.

Dall'analisi delle prove CPTU si osserva come, per la sola CPTU6, alla quota di circa 14 m da p.c, il valore del fattore di sicurezza ottenuto sia di poco inferiore all'unità, indicando la possibilità di un locale raggiungimento del limite di liquefazione, in un quadro di complessiva stabilità dei terreni nell'area di progetto.

Per questo caso specifico, risulta che l'indice del potenziale di liquefazione LPI valutato secondo Iwasaki et al., 1982 (vedi Allegato 3) è molto basso e comunque compreso entro l'intervallo 0-2, corrispondente ad un livello di suscettibilità alla liquefazione basso. Alla luce di tali risultati, si ritiene quindi che il rischio che i terreni interessati siano soggetti a fenomeni di liquefazione sia pressoché nullo, anche perché, le verifiche sono state effettuate considerando un valore  $S=1.5$  cautelativo rispetto ai risultati delle analisi (RSL) che stimano, per condizioni di stato limite (SLV), un valore  $S=1.39$  (vedi par. 7.4).

### Suscettibilità alla liquefazione

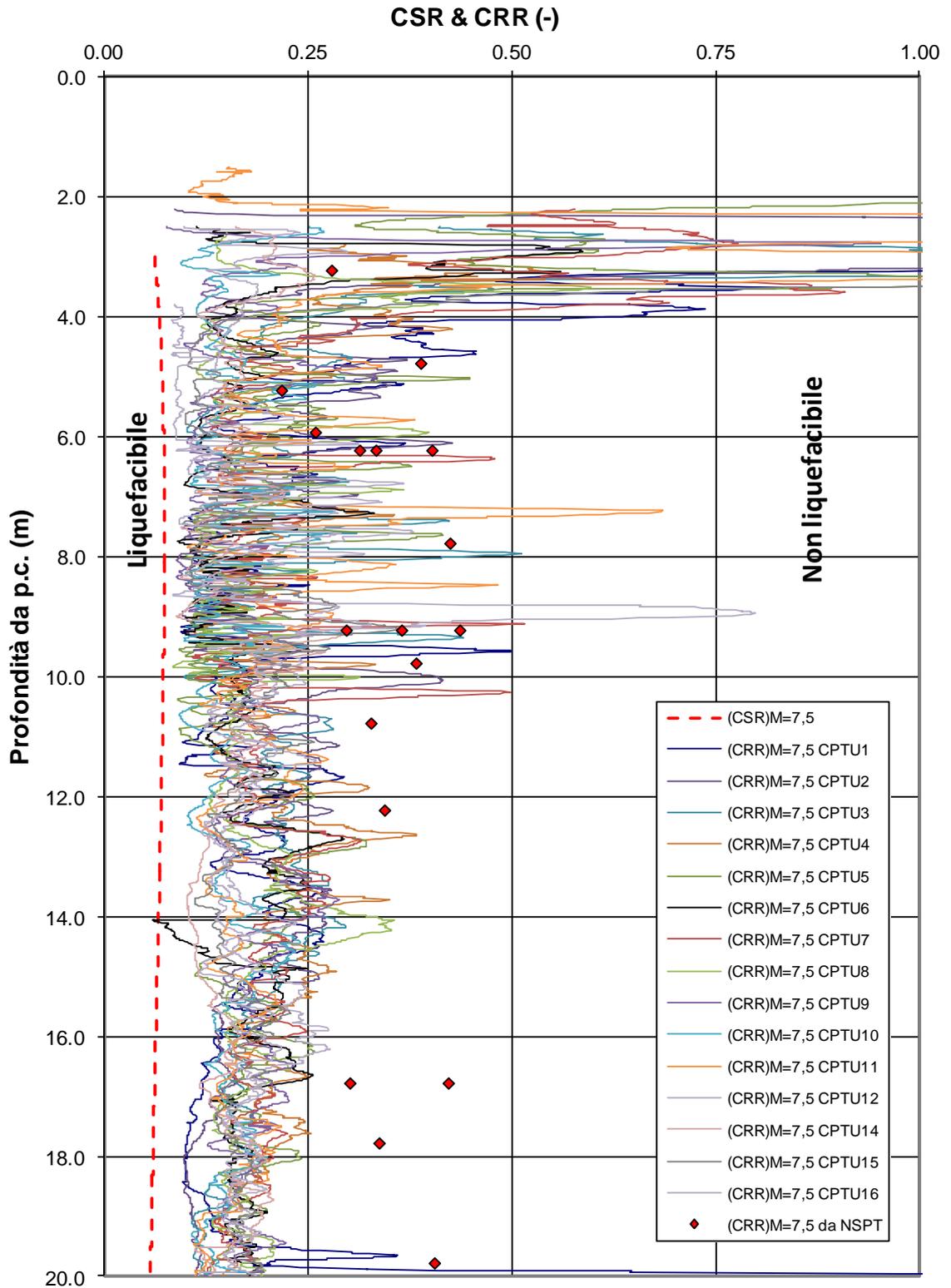


Figura 8.1: Suscettibilità alla liquefazione.

<b>CPT</b>	<b>Indice del potenziale di liquefazione LPI</b>	<b>Suscettibilità alla liquefazione</b>
CPTU1	0	Nulla
CPTU2	0	Nulla
CPTU3	0	Nulla
CPTU4	0	Nulla
CPTU5	0	Nulla
CPTU6	0.35	Bassa
CPTU7	0	Nulla
CPTU8	0	Nulla
CPTU9	0	Nulla
CPTU10	0	Nulla
CPTU11	0	Nulla
CPTU12	0	Nulla
CPTU13	0	Nulla
CPTU14	0	Nulla
CPTU15	0	Nulla
CPTU16	0	Nulla

Tabella 8.2: Indice del potenziale di liquefazione

## 9 CRITERI SEGUITI NELLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 9.1 GENERALITÀ

I criteri d'interpretazione delle indagini geotecniche, descritti nei paragrafi seguenti, tengono conto del fatto che nel sito in esame si rinvenivano fondamentalmente depositi sabbiosi, sabbioso-limosi e limoso-argillosi, nell'ambito dei quali sono stati effettuati (vedi il par 4):

- sondaggi geotecnici con prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati;
- prove penetrometriche dinamiche SPT in foro;
- 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 con cono sismico, per la determinazione delle velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$ ;
- prove di permeabilità Lefranc in foro;
- prove di laboratorio di classificazione, di resistenza e di deformabilità sui campioni prelevati nei fori di sondaggio.

Dal punto di vista della caratterizzazione geotecnica dei materiali sopra indicati sono stati distinti:

- materiali a grana grossa
- materiali a grana fine

Nel paragrafo 9.2 vengono descritti i criteri seguiti per la caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana grossa; il paragrafo 9.3 riguarda invece i terreni a grana fine.

L'individuazione del tipo di terreno, e quindi la scelta del metodo di caratterizzazione geotecnica da utilizzarsi, è stata 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 in particolare si è fatto riferimento alla correlazione empirica riportata nella Figura 9.1 (Robertson,1990; Lunne et al., 1997), ove compaiono le seguenti quantità:

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

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

essendo:

$q_c$  = resistenza di punta;

$f_s$  = resistenza di attrito laterale;

$q_t$  = resistenza di punta totale (corretta per la pressione dell'acqua);

$\sigma_{vo}$  = 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                 |

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

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

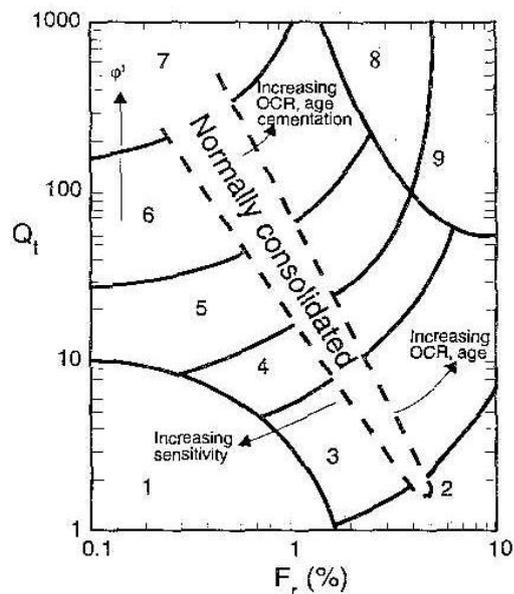


Figura 9.1: Correlazioni per la definizione del materiale attraversato dalle prove CPT e CPTU (Robertson, 1990)

## 9.2 MATERIALI A GRANA GROSSA

Nel sito in esame i materiali a grana grossa sono essenzialmente costituiti da sabbie, sabbie limose e sabbie con limo.

In conseguenza del fatto che nei terreni a grana grossa non è possibile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica in questo caso è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in sito e delle prove di laboratorio di classificazione effettuate su campioni rimaneggiati (analisi granulometrica e peso specifico dei grani).

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

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

### 9.2.1 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 fa l'ipotesi che i corpi sabbiosi e sabbioso-limosi (A2) presenti nei depositi in esame non siano 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  $k_0 = (1 - \sin\phi')$ .

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 5.8 e nella Tabella 5.9.

La densità relativa ( $D_r$ ) può essere ricavata dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT e di quelle statiche CPTU (cfr. il paragrafo seguente 9.2.1.1).

### 9.2.1.1 Densità relativa $D_r$

#### 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 et al., 1997; Jamiolkowski et al., 2001):

*Garizio et al., 1997*

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

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

essendo:

$D_r$  = densità relativa (-)

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

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

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

GSC = grado di sovra consolidazione (-)

$q_c$  = resistenza di punta del penetrometro statico (kPa)

$C_0$ ,  $C_1$  e  $C_2$  = coefficienti empirici funzione delle dimensioni medie delle particelle

(cfr. la Tabella 9.1) (-)

Tabella 9.1: 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, si sono assunti valori di  $C_0$ ,  $C_1$  e  $C_2$  corrispondenti alle sabbie fini.

*Jamiolkowski et al., 2001:*

$$D_r = 100 \cdot \left\{ 0.268 \cdot \ln \left[ \frac{\frac{q_t}{p_a}}{\sqrt{\frac{\sigma'_{vo}}{p_a}}} \right] - 0.675 \right\}$$

essendo:

$q_t = q_c + u_2 (1-a)$  = resistenza alla punta corretta per la pressione dell'acqua (kPa)

$u_2$  = pressione dell'acqua (kPa)

$a$  = rapporto delle aree (-)

$p_a$  = pressione atmosferica di riferimento = 100 (kPa)

$\sigma'_{vo}$  = pressione verticale efficace esistente in sito (kPa)

### **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 9.2

$\sigma'_{vo}$  = 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 9.2: 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	$(21.7 \div 27.5) \cdot \frac{1 + 2 \cdot (k_o)_{sc}}{1 + 2 \cdot (k_o)_{nc}}$

**9.2.2 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  $\phi'$  può essere determinato facendo riferimento al metodo proposto da Bolton (1986) in base al quale:

$$\phi' = \phi_{cv}' + m \cdot DI$$

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

essendo:

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

$\phi_{cv}'$  = 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 la Tabella 9.3) (°)

$D_r$  = densità relativa (-)

Tabella 9.3: 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	

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

Tabella 9.4: 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, assumendo:

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

$$m = 3$$

### 9.2.3 Deformabilità

#### 9.2.3.1 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:

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

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

essendo:

$\gamma_n$  = peso di volume naturale del terreno in kN/m<sup>3</sup>

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

$V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s

Il modulo di taglio iniziale può essere anche ricavato direttamente da prove CPTe/CPTU sulla base della correlazione proposta da Rix & Stokoe (1991), in base alla quale risulta quanto segue:

$$G_{01} = 291 \cdot q_c \cdot \left[ \frac{q_c}{(\sigma'_{v0} \cdot p_a)^{0.5}} \right]^{-0.75}$$

essendo  $p_a$  la pressione atmosferica di riferimento.

I moduli di taglio ( $G_0$ ) e di Young ( $E_0$ ) iniziali, corrispondenti a pressioni efficaci medie generiche  $p'$  (pressioni a seguito di variazioni tensionali significative, ad esempio di grossi scavi), possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

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

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

La velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  può essere ricavata direttamente da prove geofisiche da cono sismico o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT e CPTU.

**Velocità onde di taglio da prove CPTU**

In sabbie normalmente consolidate, silicee non cementate, la velocità delle onde di taglio può essere ricavata nel modo seguente, in accordo a Baldi et al., 1989:

$$V_s = 277 \cdot q_c^{0.13} \cdot \sigma'_{vo}{}^{0.27}$$

dove  $q_c$  (resistenza alla punta del penetrometro statico) e  $\sigma'_{vo}$  (tensione efficace geostatica) sono in (MPa).

**Velocità onde di taglio 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); in base a tale correlazione vale quanto segue:

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

essendo:

$C = 67.3$

$z$  = profondità dal p.c. in metri

$f_A$  = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi Tabella 9.5)

$f_G$  = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi Tabella 9.6)

Tabella 9.5: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente  $f_A$

$f_A$	Olocene	Pleistocene
	1.0	1.3

Tabella 9.6: 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

### 9.2.3.2 Moduli elastici “operativi”

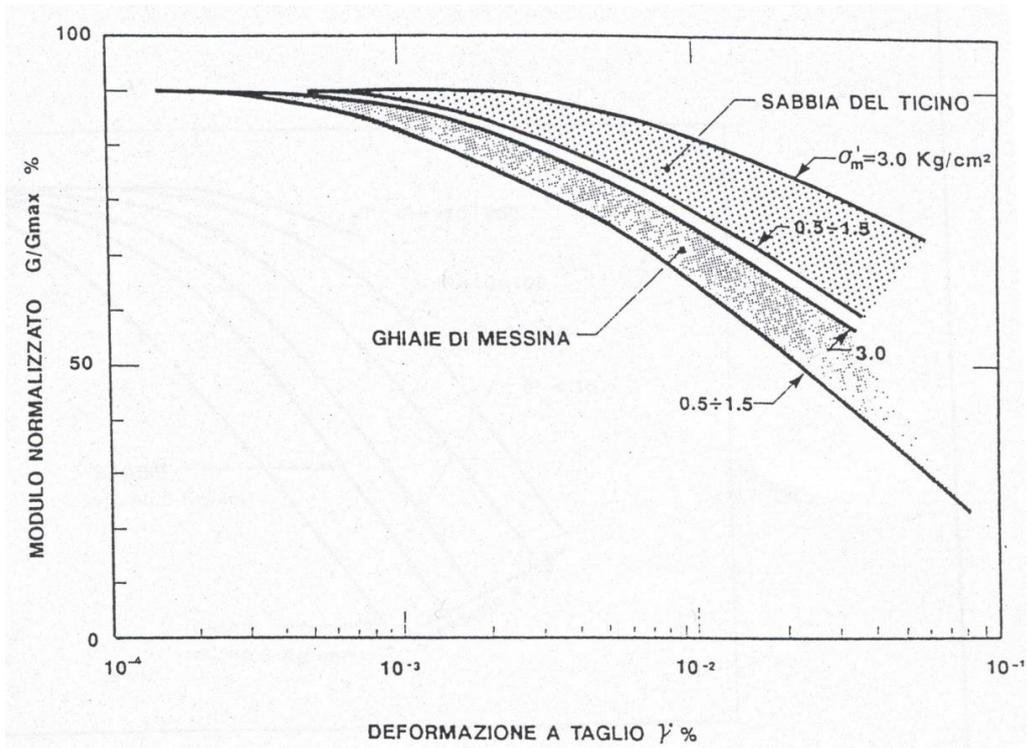
Il comportamento dei terreni risulta non lineare; i moduli elastici operativi equivalenti risultano infatti funzione sia delle pressioni efficaci medie correnti  $p'$  sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

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

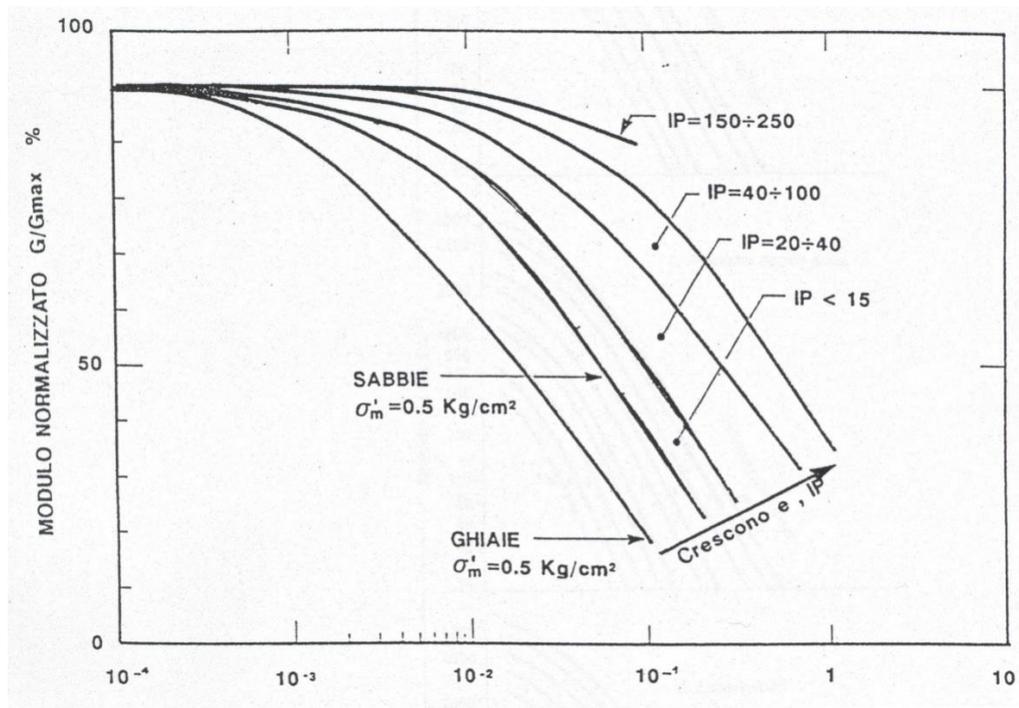
- i moduli elastici iniziali di cui al paragrafo 9.2.3.1;
- le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione indotto; tipiche curve di degrado del modulo di taglio  $G$  in funzione del livello di deformazione  $\gamma$  indotto, tratte da Lo Presti (1989), sono riportate nella Figura 9.2 e Figura 9.3.
- tali curve possono essere confrontate con quelle sperimentali ottenute nel corso della campagna di indagine in oggetto da prove in colonna risonante su campioni di sabbia della formazione A2 (A2a e A2b), riportate nell'Allegato 2.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo lineari, per la stima dei moduli di deformabilità “operativi” da associare allo problema specifico, 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  $E_0$ .



**Figura 9.2:** Degrado del modulo G per terreni incoerenti



**Figura 9.3:** Degrado del modulo G per vari tipi di terreno

**Da prove 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 generalmente ad una sottostima dei valori di  $E'_{25}$ .

**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 generalmente ad una sottostima dei valori di  $E'_{25}$ .

### 9.2.3.3 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:

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

essendo:

$k_{hi}$  = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale, riportato nella Tabella 9.7 (vedi Reese et al, 1974 e Elson, 1984) ( $\text{kN/m}^3$ )

$z$  = profondità dal piano campagna originario (m).

Tabella 9.7: 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

### 9.2.3.4 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità  $k$  sono determinabili dai risultati delle prove di permeabilità Lefranc eseguite in foro di sondaggio e della prova di pompaggio.

### 9.3 MATERIALI A GRANA FINE SATURI

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine (formazione **A1**) 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 infatti 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.

*Si fa presente che, nella caratterizzazione del materiale A1, si è in ogni caso dato maggiore peso ai risultati delle prove di laboratorio rispetto a quelli ottenuti dalle prove penetrometriche. Questo è giustificato dal fatto che le prove in sito inducono fenomeni di rottura del materiale, il quale essendo strutturato tende a modificare le sue caratteristiche, con conseguente minor affidabilità dei risultati ai fini interpretativi (in alcuni casi tali risultati possono essere usati soltanto come parametri-indice).*

#### 9.3.1 Classificazione

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

- granulometria;
- peso di volume naturale e secco;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- contenuto d'acqua naturale;
- grado di saturazione;
- indice dei vuoti iniziale.

Oltre alla classificazione convenzionale, è stata eseguita anche una classificazione basata su considerazioni sulla posizione dello stato iniziale in sito, dato dall'indice dei vuoti ( $e_o$ ), o da quello normalizzato corrispondente  $I_{vo}$ , e dalla pressione verticale efficace geostatica ( $\sigma'_{vo}$ ), rispetto alla curva di compressibilità intrinseca edometrica ( $ICL_{oed}$ ) definita da Burland (1990). Quest'ultima è data dalla seguente equazione:

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

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:

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

essendo:

$e_o$  = 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 9.4 (vedi ad esempio anche Nagaraj & Miura, 2001) si ha che:

- Terreni caratterizzati da stati iniziali  $(I_{vo})-(\sigma'_{vo})$  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.

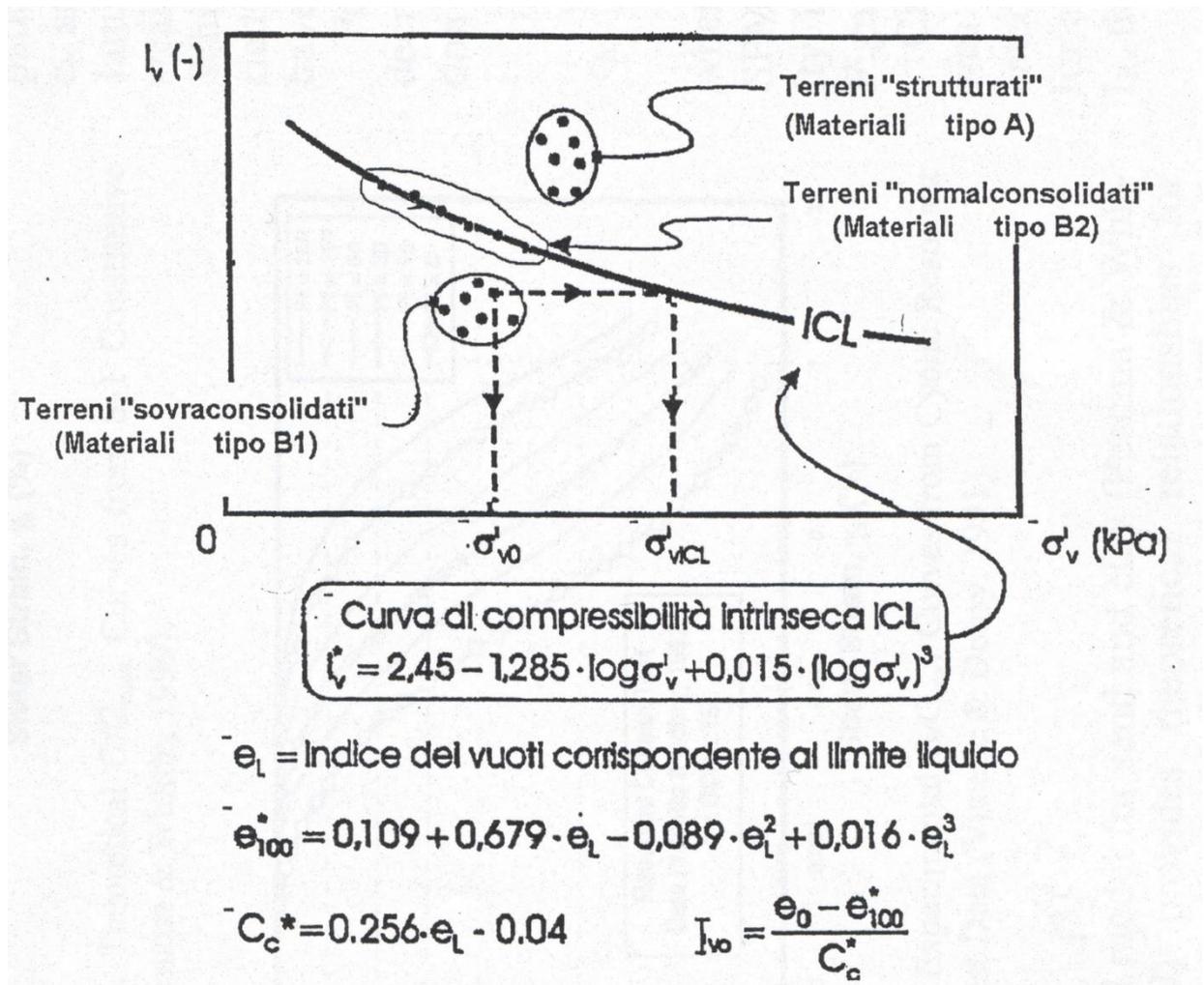


Figura 9.4: Diagramma di stato per i materiali a granulometria fine (limi e argille)

**9.3.2 Stato iniziale del deposito**

La valutazione dello stato tensionale iniziale è stata fatta sulla base:

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

In particolare, lo stato tensionale in sito è stato stimato sulla base dei risultati in termini di grado di sovraconsolidazione meccanico ( $GSC = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$ ,  $\sigma_{vo}' =$  tensione verticale efficace geostatica,  $\sigma_{vmax}' =$  tensione verticale efficace massima subita dal deposito) desumibili dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande.

Si fa presente che, nell'ambito delle prove edometriche disponibili, sono state considerate valide ai fini dello studio del comportamento del materiale nell'intorno della tensione di preconsolidazione (quindi della valutazione del GSC) soltanto quelle prove con grado di disturbo accettabile, valutato sulla base delle indicazioni seguenti:

Volumetric strain $\varepsilon_{v0}(\%)$ (for oedometer tests $\varepsilon_{vol} = \varepsilon_{assiale}$ )	SQD
<1	A (best)
1÷2	B
2÷4	C
4÷8	D
>8	E (worst)

Tabella 9.8: Specimen quality designation (SQD) da Terzaghi et al. (1996)

OCR = 1 ÷ 2	OCR = 2 ÷ 4	Rating
< 0.04	< 0.03	Very good to excellent
0.04 ÷ 0.07	0.03 ÷ 0.05	Good to fair
0.07 ÷ 0.14	0.05 ÷ 0.10	Poor
>0.14	>0.10	Very poor

Tabella 9.9: Sample quality rating da Lunne et al. (1997).  $\Delta e/e_0$  a  $\sigma'_{v0}$

Il coefficiente di spinta del terreno a riposo  $k_o$ , in condizioni di materiale normalconsolidato e/o sottoconsolidato è stato pertanto stimato sulla base della seguente espressione:

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

essendo:

$\varphi'$  = angolo di attrito in termini efficaci.

Per completezza la pressione di preconsolidazione  $\sigma_{vp}'$  ed il grado di sovraconsolidazione  $\sigma_{vp}'/\sigma_{vo}'$ , determinabili con le prove edometriche, sono stati 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:

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

dove:

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

$c_u$  = resistenza al taglio in condizioni non drenate determinata dall'interpretazione delle prove CPTU in accordo a quanto descritto nel paragrafo 9.3.3.2;

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

- Correlazione di Chen & Mayne,(1996):

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

dove:

IP = indice di plasticità (%)

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

$q_c$  = resistenza di punta (kPa)

$p_a$  = pressione atmosferica = 100 kPa

### 9.3.3 Resistenza al taglio in condizioni non drenate

La resistenza al taglio non drenata  $c_u$  dei terreni limoso-argillosi saturi è stata valutata facendo riferimento sia ai risultati delle prove di laboratorio, sia all'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPTU.

Come noto la resistenza al taglio non drenata è funzione delle tensioni efficaci di consolidazione e del percorso di carico; in questa sede si è fatto 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.

#### 9.3.3.1 Prove di laboratorio

In questa sede si è fatto 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.

#### 9.3.3.2 Valutazione da prove CPTU

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

$$c_u \approx \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_k} \quad (\text{per prove CPT})$$

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

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

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (-)$$

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

$\alpha$  = rapporto delle aree

$u_2$  = pressione interstiziale durante l'avanzamento del penetrometro

$u_0$  = pressione idrostatica

$\sigma_{v0}$  = pressione verticale totale geostatica

### 9.3.4 Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

I parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci sono stati estrapolati da dati di letteratura relativi a materiali analoghi (cfr. l'articolo citato nel riferimento [37]), non essendo disponibili risultati di prove di laboratorio di taglio diretto (TD) e triassiali consolidate non drenate (TX-CIU) e drenate (TX-CID).

### 9.3.5 Deformabilità

#### 9.3.5.1 Parametri di deformabilità e di consolidazione da prove edometriche

La deformabilità del materiale è stata valutata mediante l'analisi delle prove edometriche.

Da queste stesse prove sono stati anche valutati i parametri di consolidazione primaria e secondaria.

#### 9.3.5.2 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:

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

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

essendo:

$\gamma_n$  = peso di volume naturale del terreno in kN/m<sup>3</sup>

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

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

I moduli iniziali di taglio ( $G_0$ ) e di Young ( $E_0$ ) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche  $p'$  (pressioni a seguito di variazioni tensionali significative, ad esempio di grossi scavi), possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

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

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

### **$G_{01}$ da prove CPTU**

Una stima dei moduli di taglio 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.

Una valutazione della velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  a partire dai risultati delle prove CPTU - da confrontare con i risultati delle misure dirette con cono sismico - è stata eseguita calcolando la  $V_s$  a ritroso dai valori di  $G_{01}$  ottenuti con la formula di Mayne & Rix (1993).

Per quanto riguarda le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione di taglio  $\gamma$  indotto, tipiche curve di degrado vengono proposte da Vucetic & Dobry (1991) - cfr. la Figura seguente.

Quanto rappresentato in questa Figura può essere messo a confronto con le curve ottenute da prove in colonna risonante eseguite nell'ambito della presente campagna di indagini sui

campioni di materiale A1 (cfr. i diagrammi di decadimento del modulo di taglio riportati in Allegato 2).

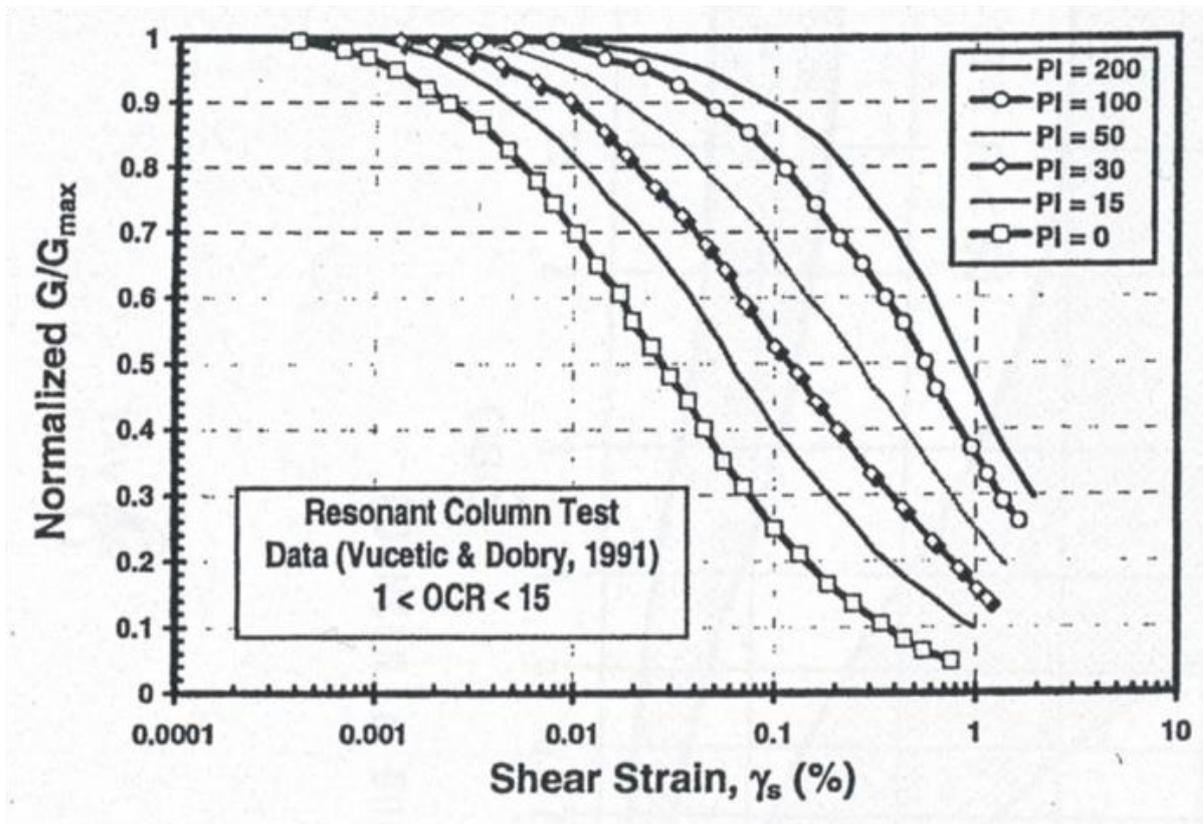


Figura 9.5: Curve sperimentali del rapporto  $G/G_{max}$  da prove di colonna risonante ciclica (Vucetic & Dobry, 1991)

### 9.3.5.3 Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960)

Per il progetto di pali di fondazione il modulo di reazione orizzontale “operativo”, nel caso di ricorso a calcoli semplificati lineari, può essere assunto pari a - cfr. 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 9.3.3.

#### **9.3.5.4 Coefficienti di permeabilità**

Nella definizione delle caratteristiche di permeabilità si è fatto riferimento ai risultati delle prove di laboratorio (edometri).

## 10 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA LOTTO 1

### 10.1 GENERALITÀ

Il presente capitolo riporta la caratterizzazione geotecnica delle principali formazioni individuate, basata sui risultati:

- degli studi geologici e geomorfologici;
- delle sezioni geotecniche allegate alla presente Relazione;
- dell'interpretazione delle indagini geognostiche eseguite in accordo ai criteri descritti nel capitolo 9, in particolare:
  - delle prove di laboratorio sui campioni rimaneggiati ed indisturbati prelevati dai sondaggi;
  - delle prove penetrometriche dinamiche SPT;
  - delle prove penetrometriche statiche CPTU;
  - delle prove di permeabilità Lefranc.

L'interpretazione delle prove in sito è stata effettuata considerando orientativamente i livelli di falda riportati nella Tabella 5.8.

In base alle condizioni stratigrafiche presenti, i principali materiali incontrati, con caratteristiche geotecniche relativamente omogenee, sono:

- **sabbie, sabbie da debolmente limose a limose localmente debolmente argillose** (formazione **A2: A2a e A2b**) appartenenti ai depositi dunari e costieri superficiali;
- **argille, argille da limose a debolmente limose, limi, limi argillosi** (formazione **A1**) appartenenti ai depositi di ambiente lagunare e/o costiero più profondi.

Delle considerazioni a parte verranno poi fatte in merito ai livelli coesivi presenti all'interno delle sabbie, dei quali si ritiene necessario tenere conto in sede di dimensionamento geotecnico delle opere (cfr. le stratigrafie di progetto suggerite per i diversi siti - Tabella 5.1 - Tabella 5.2 - Tabella 5.3).

Nella stesura della presente Relazione si è mantenuta la distinzione fra Lotto 1 e Lotto 2, giustificata dal fatto che, seppure di massima non vi siano differenze importanti degli

assetto del sottosuolo, si hanno comunque situazioni locali legate ai diversi siti, che si è ritenuto corretto evidenziare, anche per evitare di avere dei campi di variabilità troppo estesi dei diversi parametri geotecnici in questione.

Si fa presente che i materiali più superficiali dei depositi antropici (riporti, misto granulare stabilizzato, ecc. ....) non sono stati oggetto di caratterizzazione geotecnica. Essi infatti saranno per lo più asportati per la costruzione delle fondazioni delle nuove opere. In ogni caso, qualora un certo spessore di questi terreni dovesse rimanere in posto, si potranno assumere gli stessi parametri definiti per le sabbie della formazione A2a.

## 10.2 CLASSIFICAZIONE DEI MATERIALI

Le Figure seguenti riportano i grafici con valori di resistenza di punta  $q_c$  misurati nel corso delle prove penetrometriche statiche. Risulta evidente quanto segue:

materiale A2a: min 3.0÷5.0 MPa - max 15.0 MPa con punte a 20 MPa

materiale A2b: 7.5÷15.0 MPa

materiale A1: 1.0÷2.0 MPa

intercalazioni di materiale coesivo nei materiali sabbiosi: 0.5÷1.0 MPa

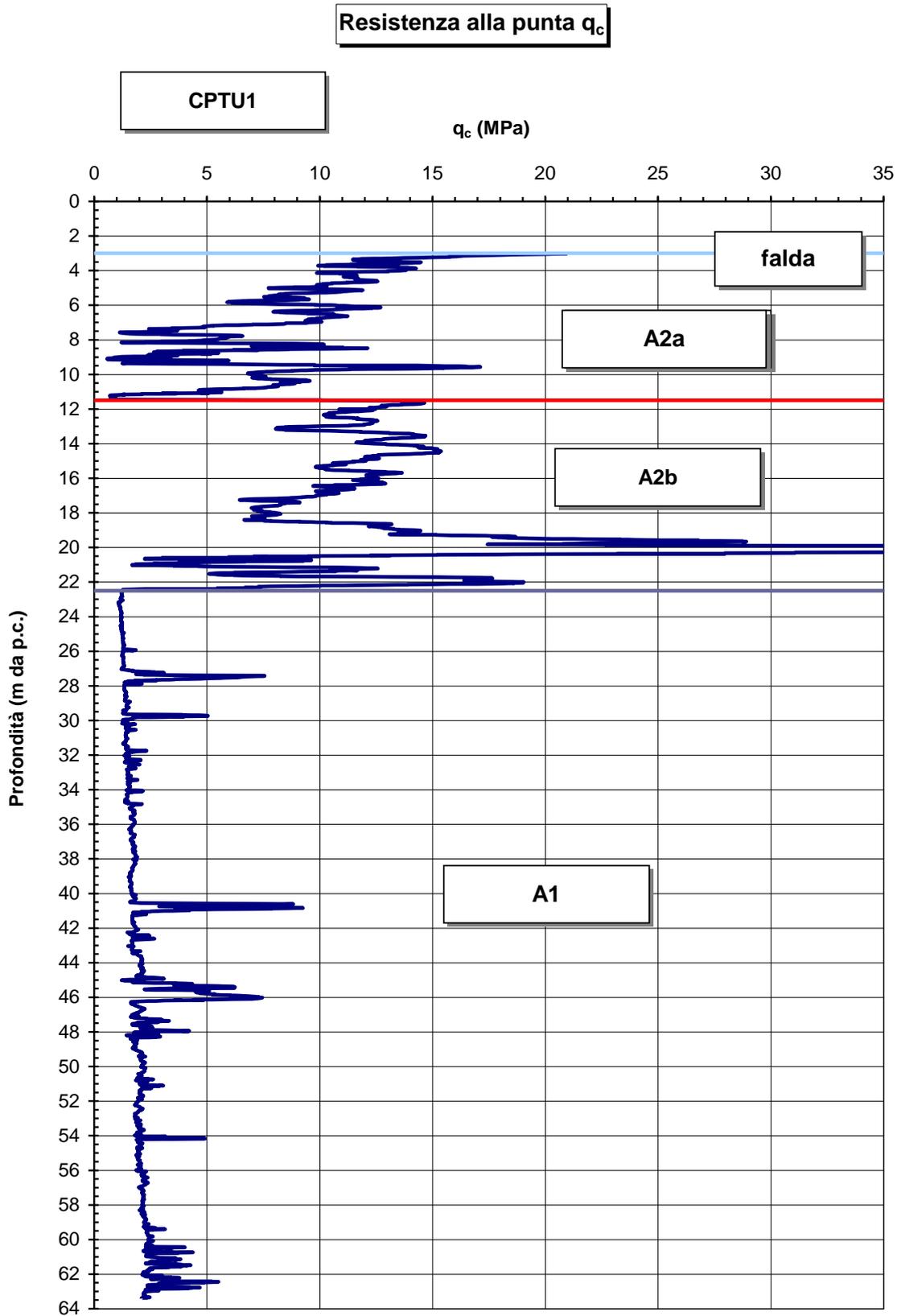


Figura 10.1: CPTU1 - Resistenza di punta  $q_c$

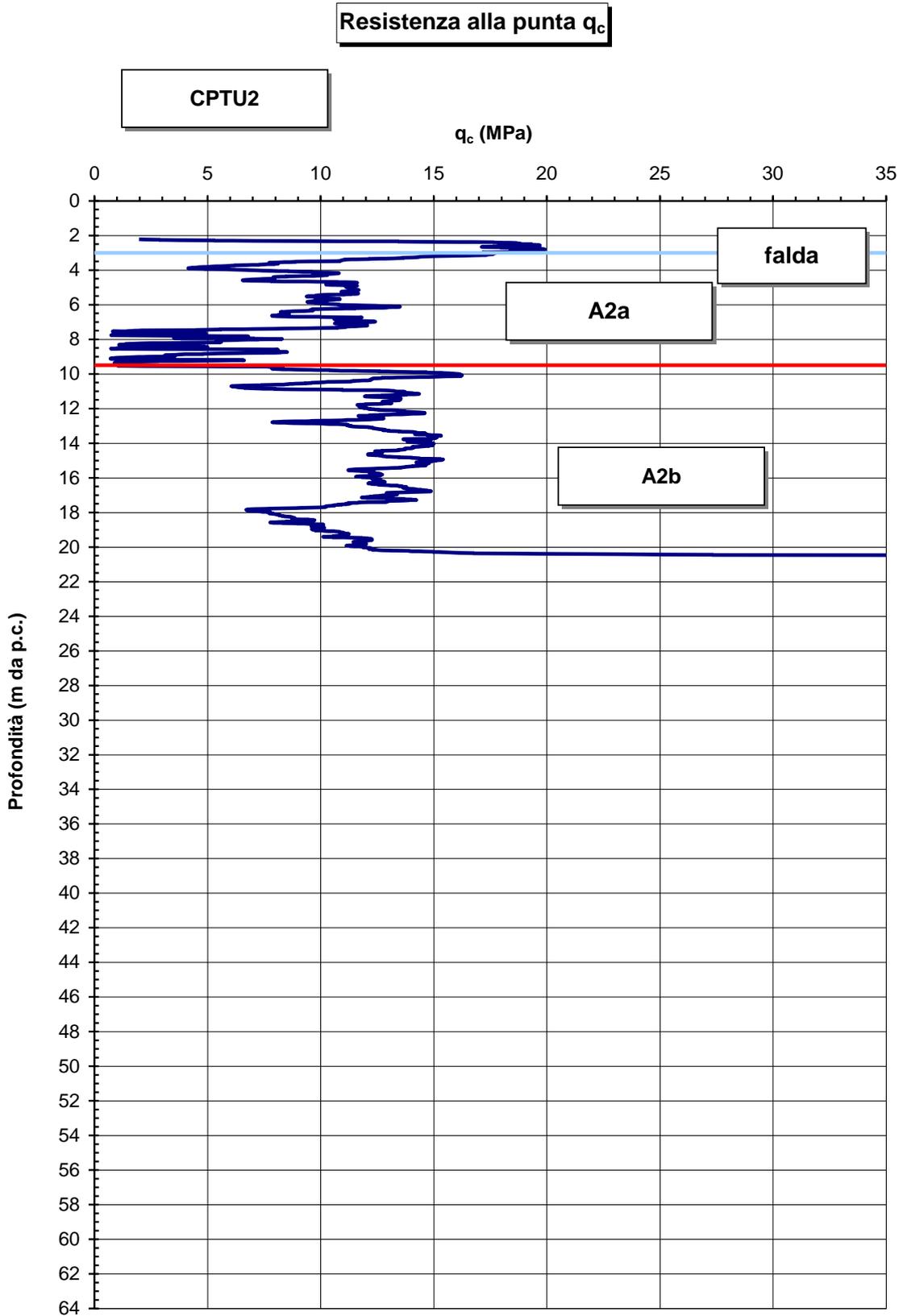


Figura 10.2: CPTU2 - Resistenza di punta  $q_c$

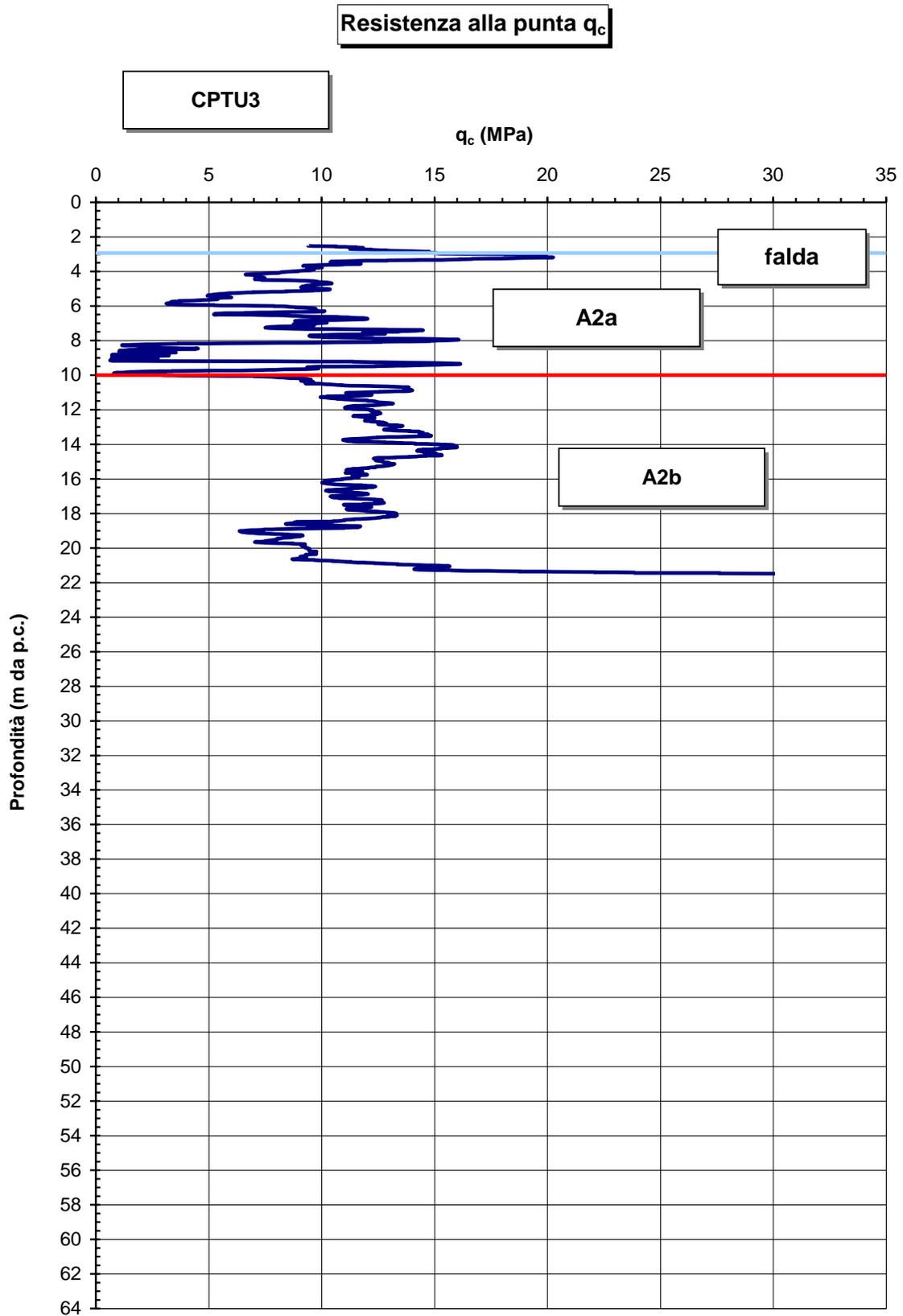


Figura 10.3: CPTU3 - Resistenza di punta  $q_c$

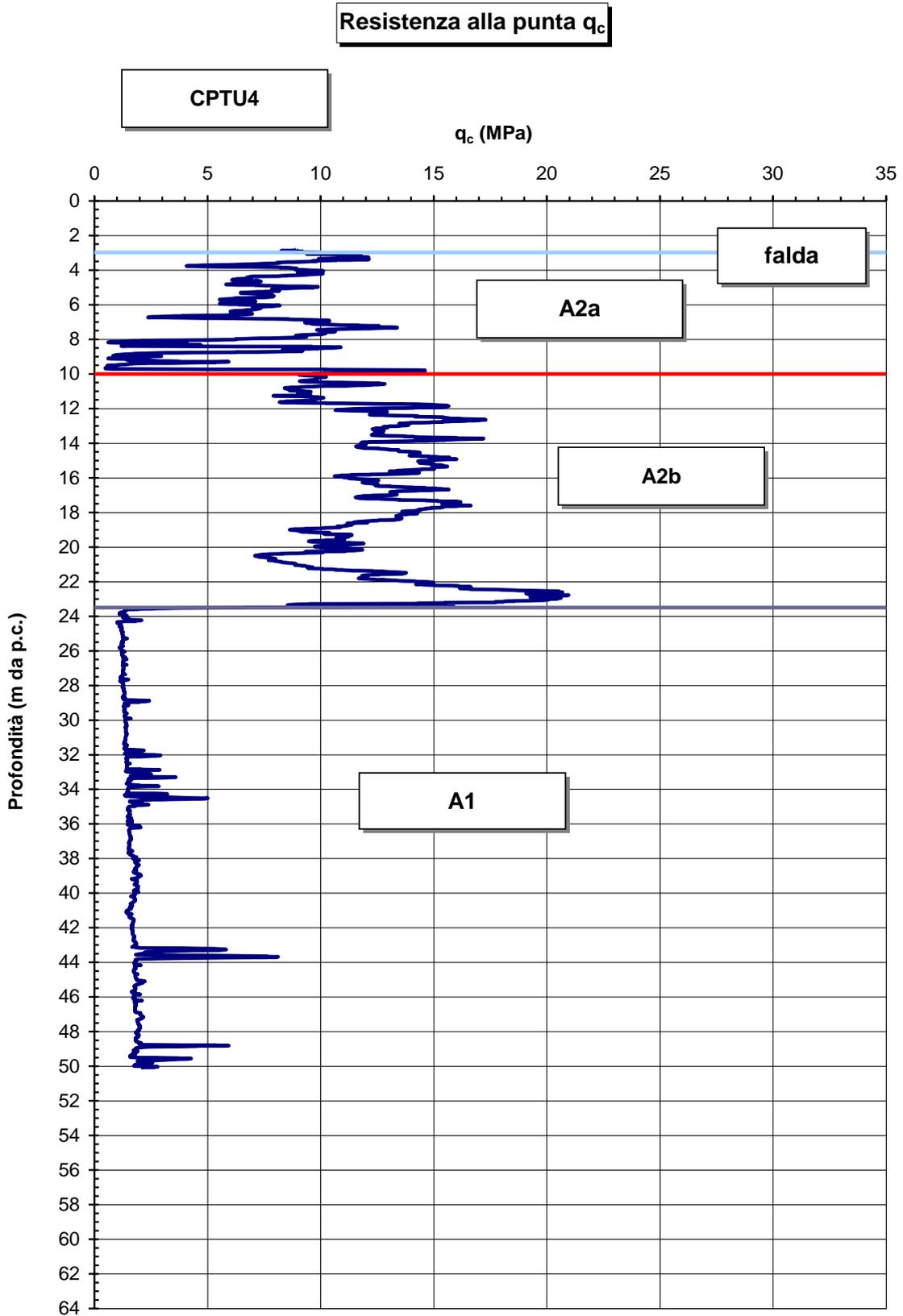


Figura 10.4: CPTU4 - Resistenza di punta  $q_c$

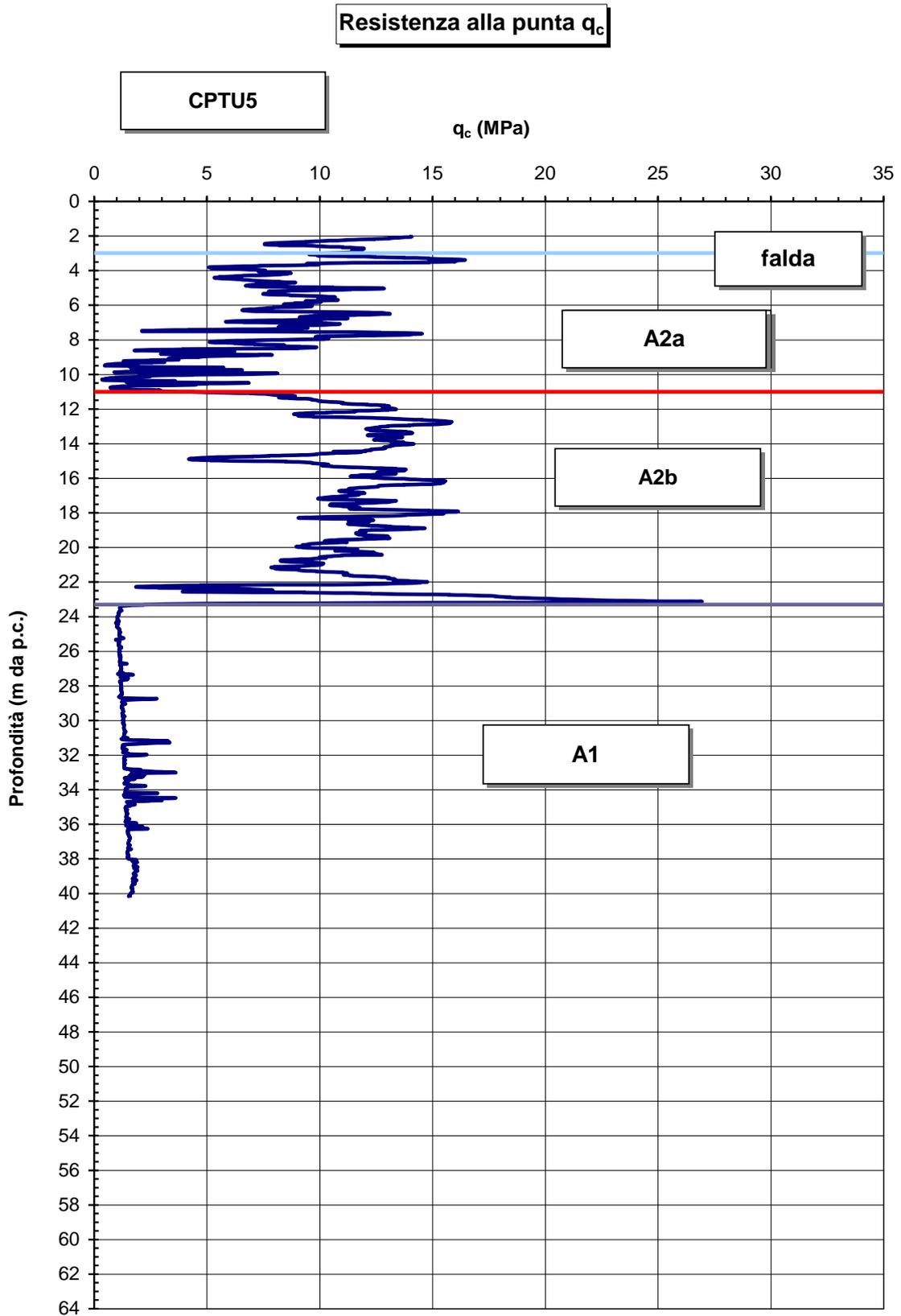


Figura 10.5: CPTU5 - Resistenza di punta  $q_c$

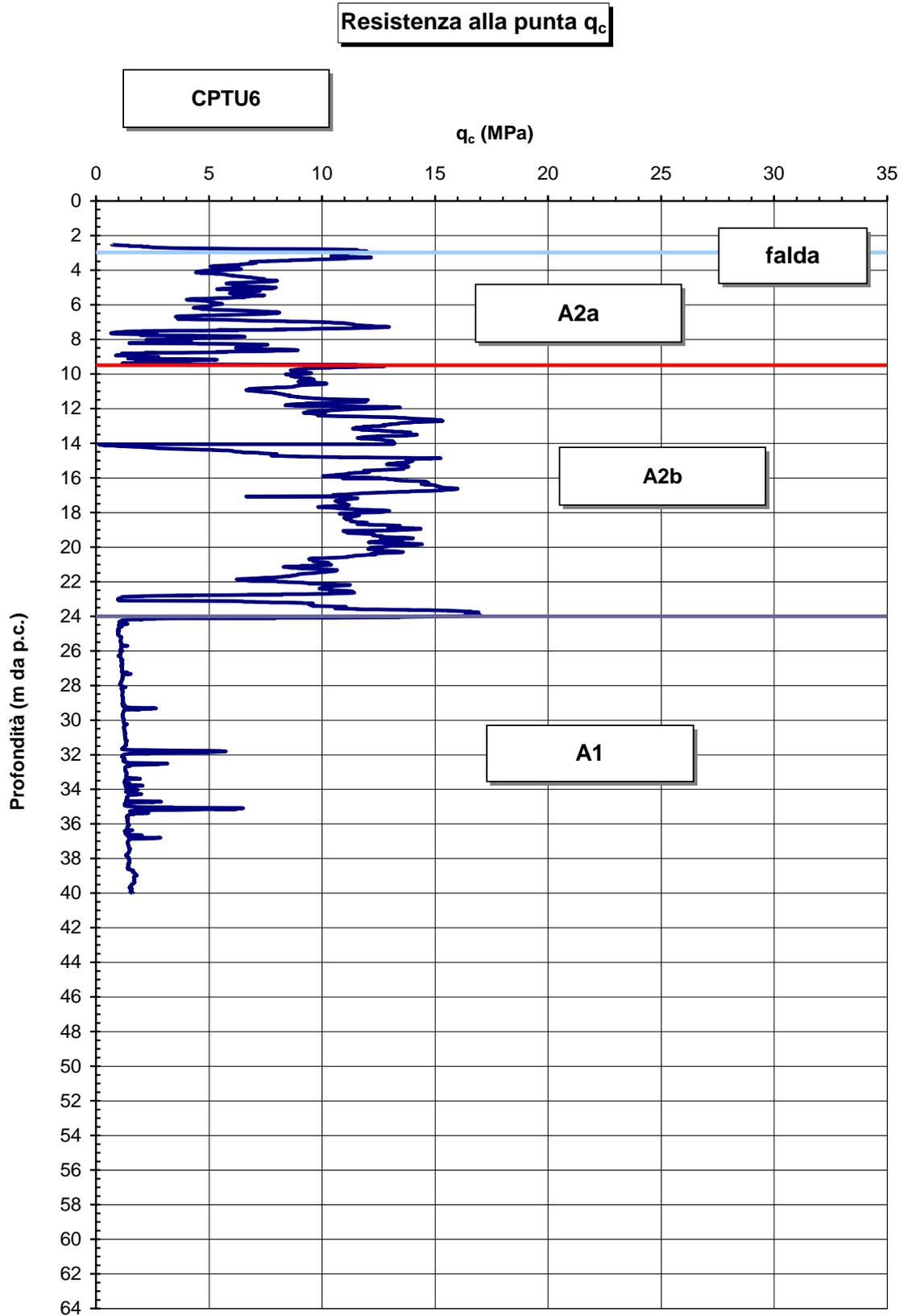


Figura 10.6: CPTU6 - Resistenza di punta  $q_c$

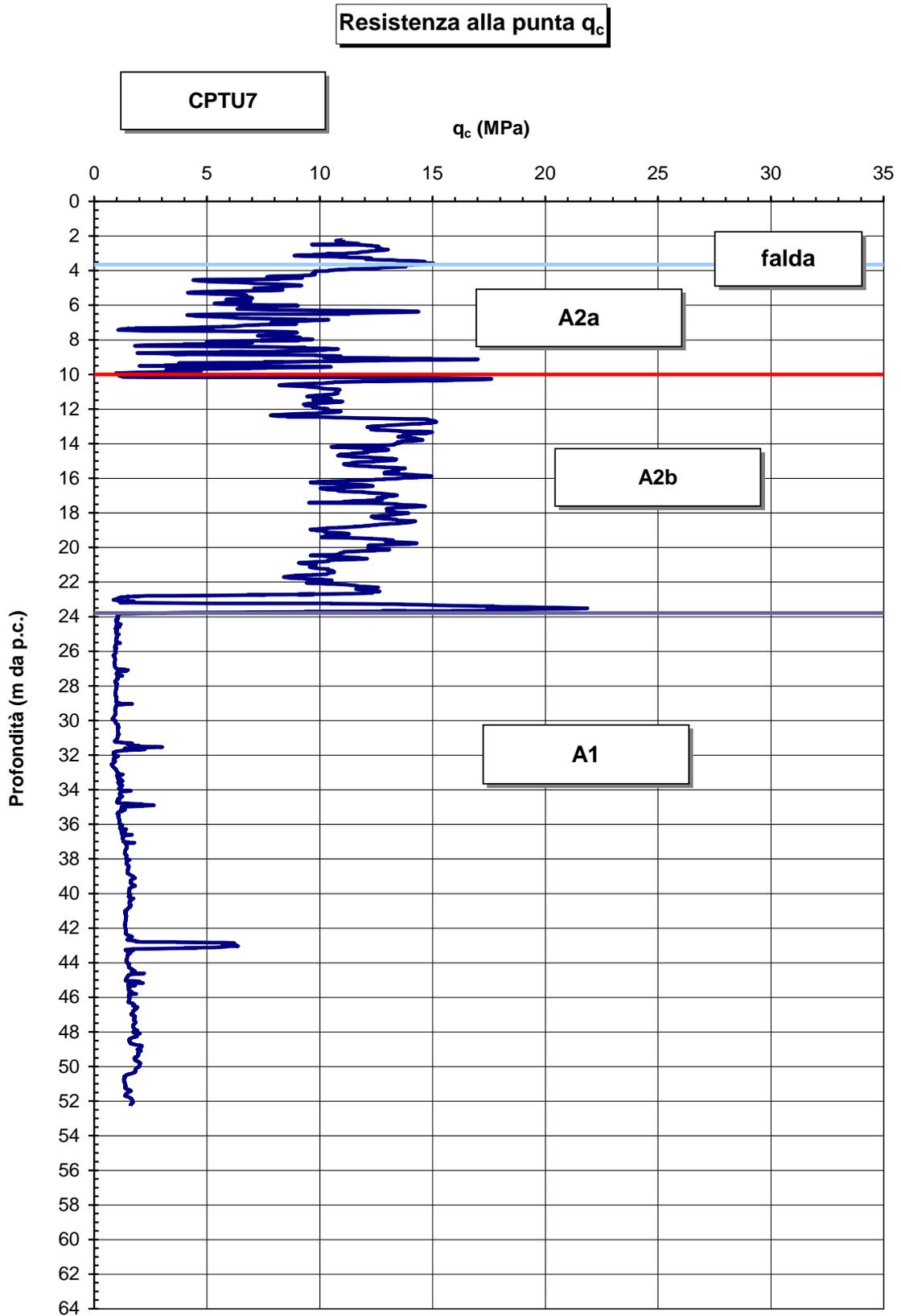


Figura 10.7: CPTU7 - Resistenza di punta  $q_c$

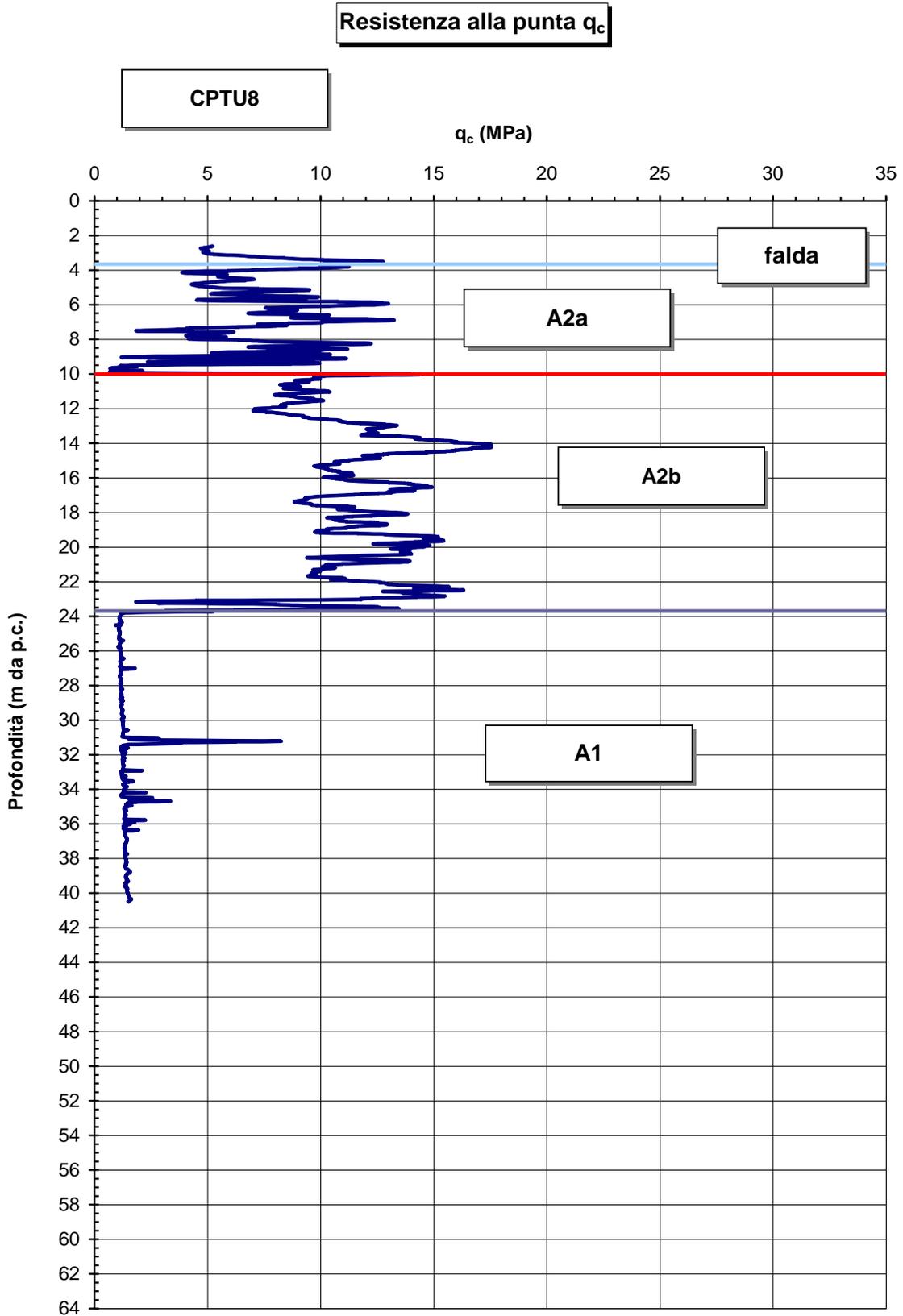
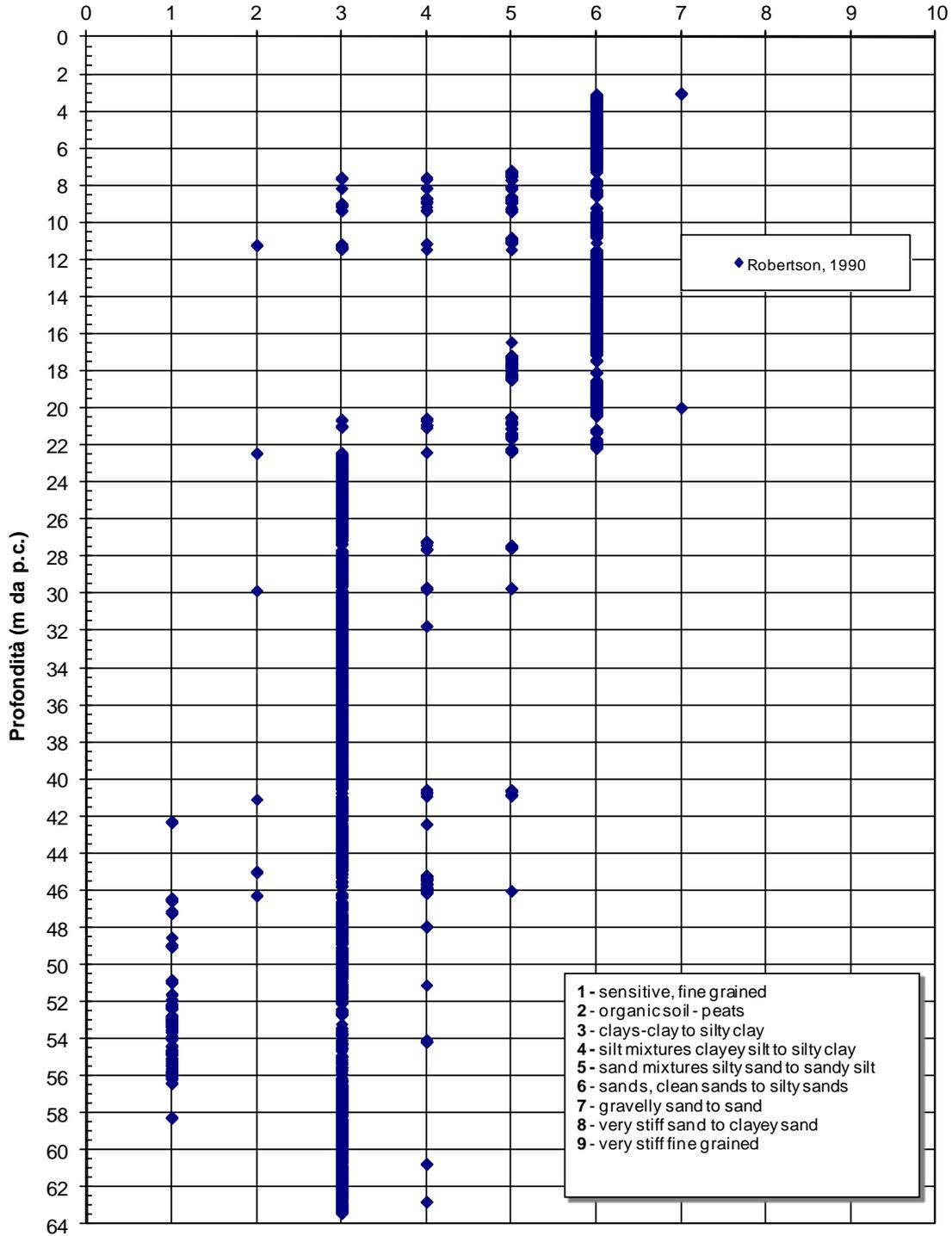


Figura 10.8: CPTU8 - Resistenza di punta  $q_c$

L'identificazione dei materiali sulla base delle prove CPTU ha condotto ai risultati mostrati nelle Figure seguenti (in accordo a Robertson, 1990):

**Materiali**

**CPTU1**



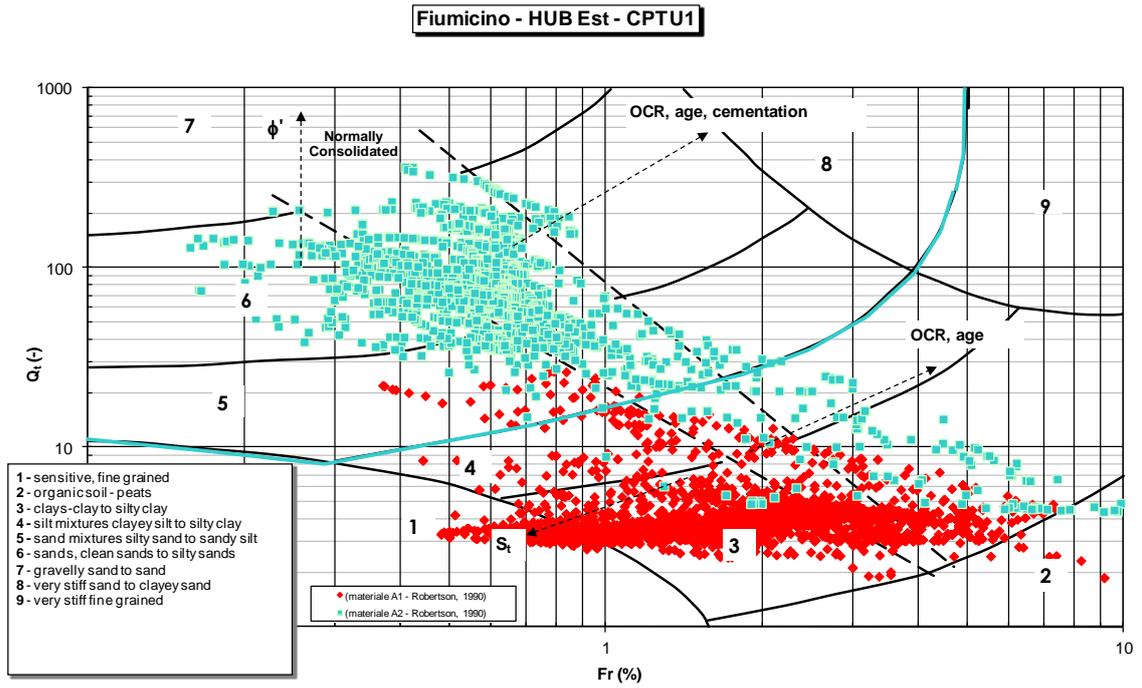
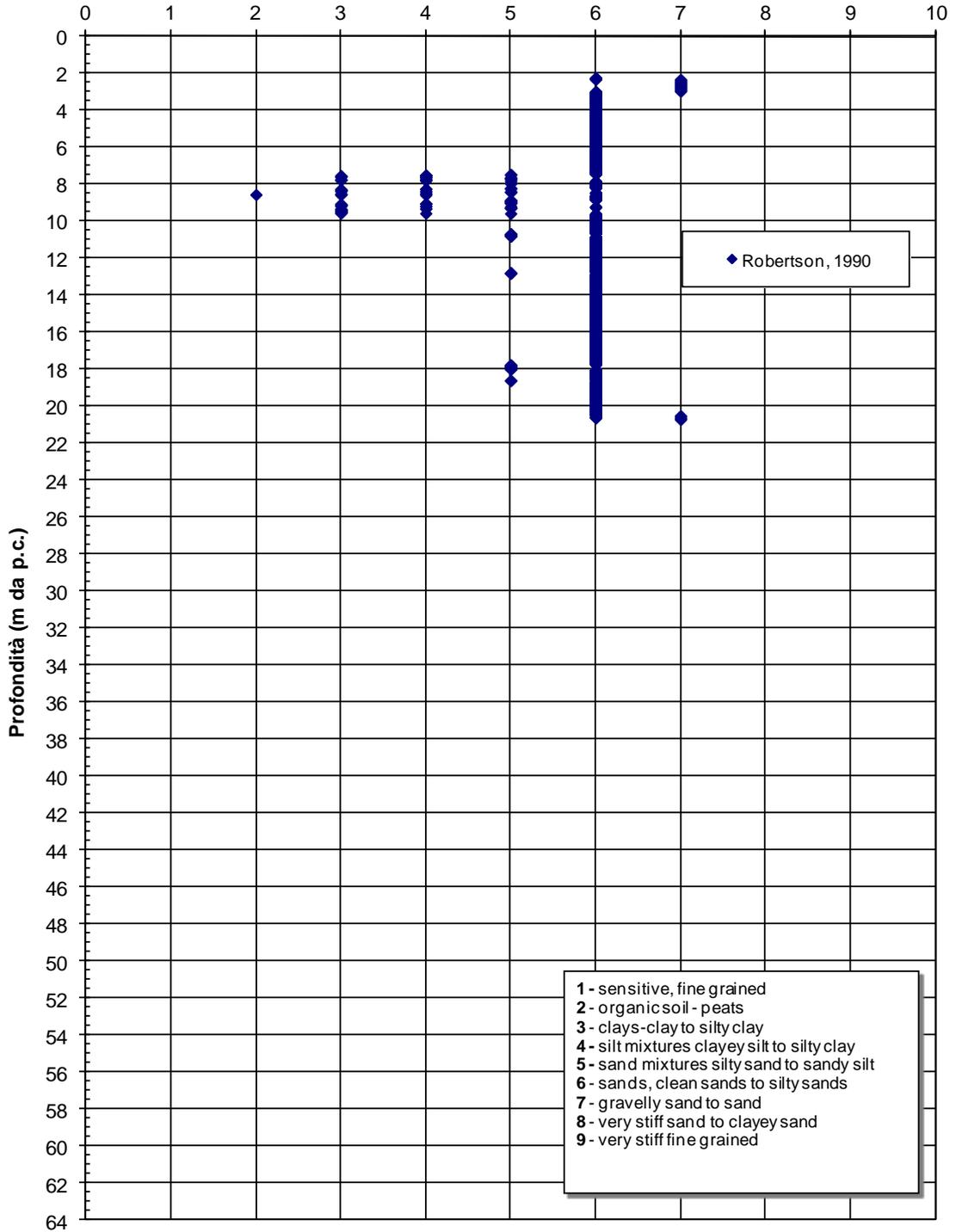


Figura 10.9: CPTU1 - Identificazione materiali secondo Robertson, 1990

**Materiali**

**CPTU2**



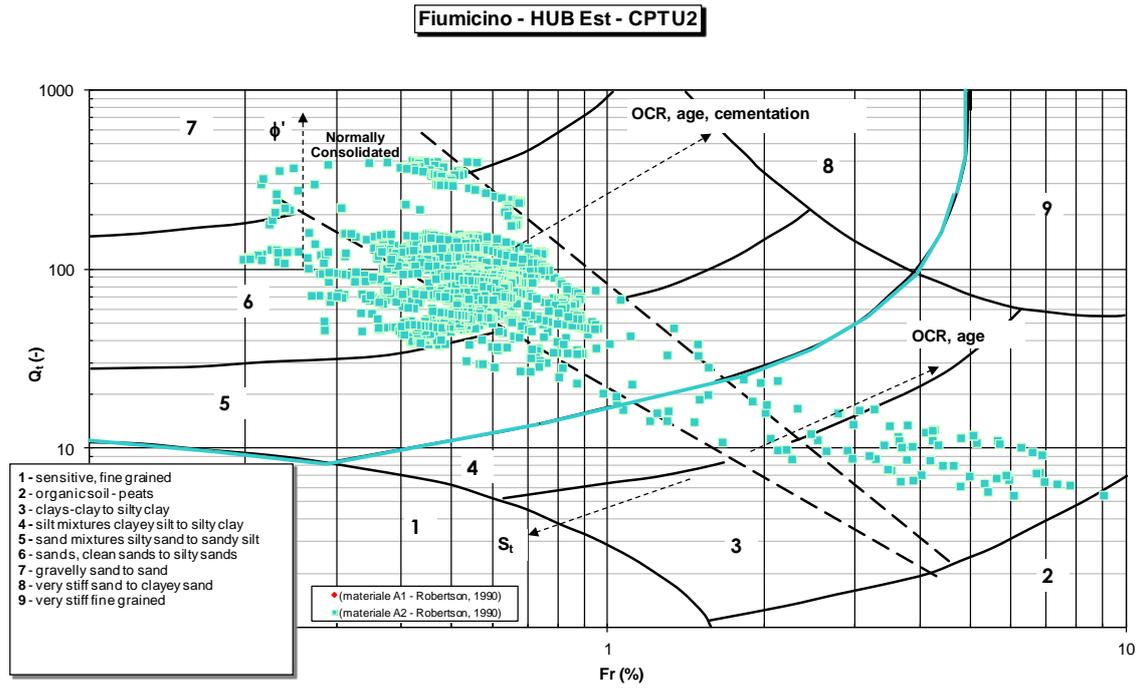
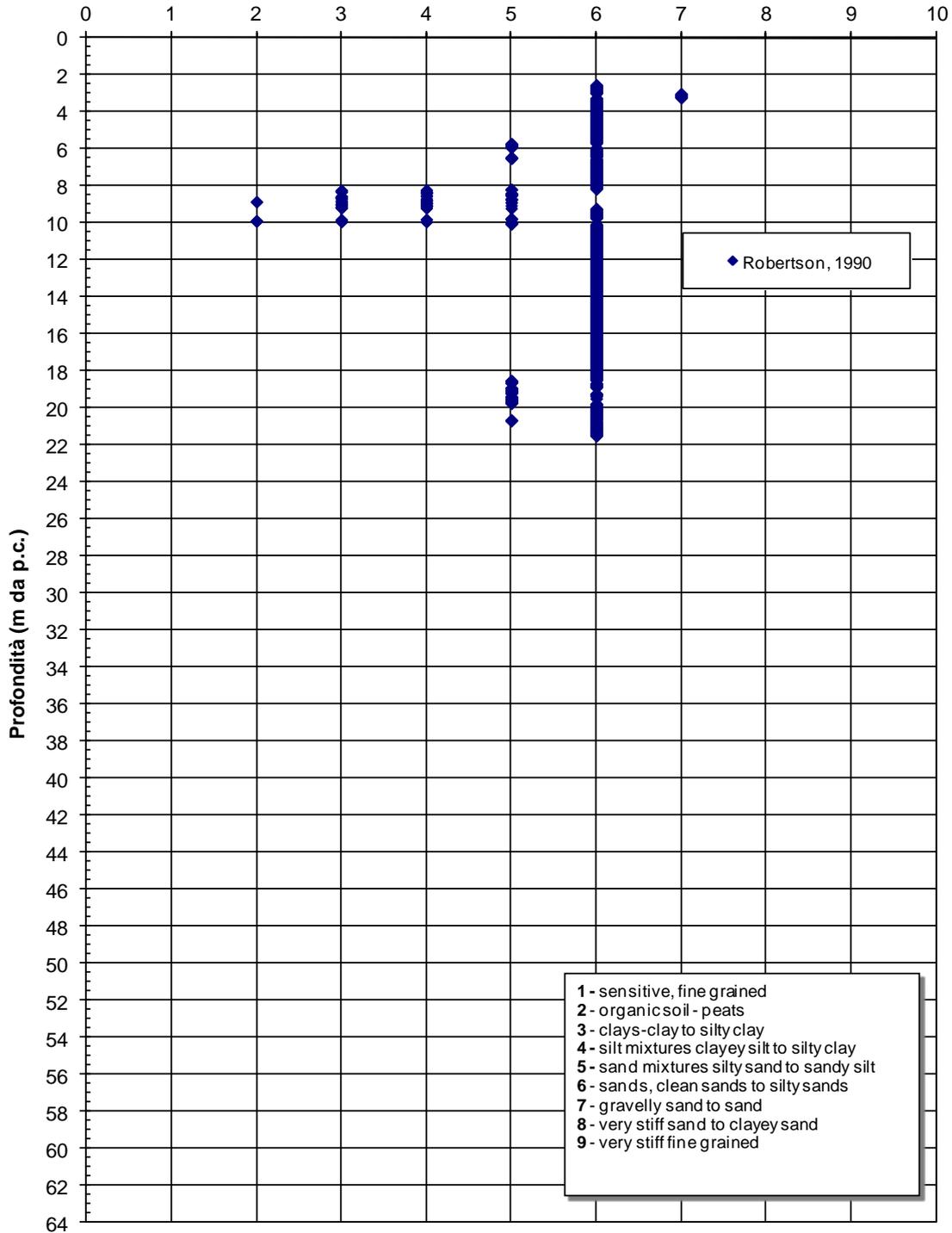


Figura 10.10: CPTU2 - Identificazione materiali secondo Robertson, 1990

**Materiali**

**CPTU3**



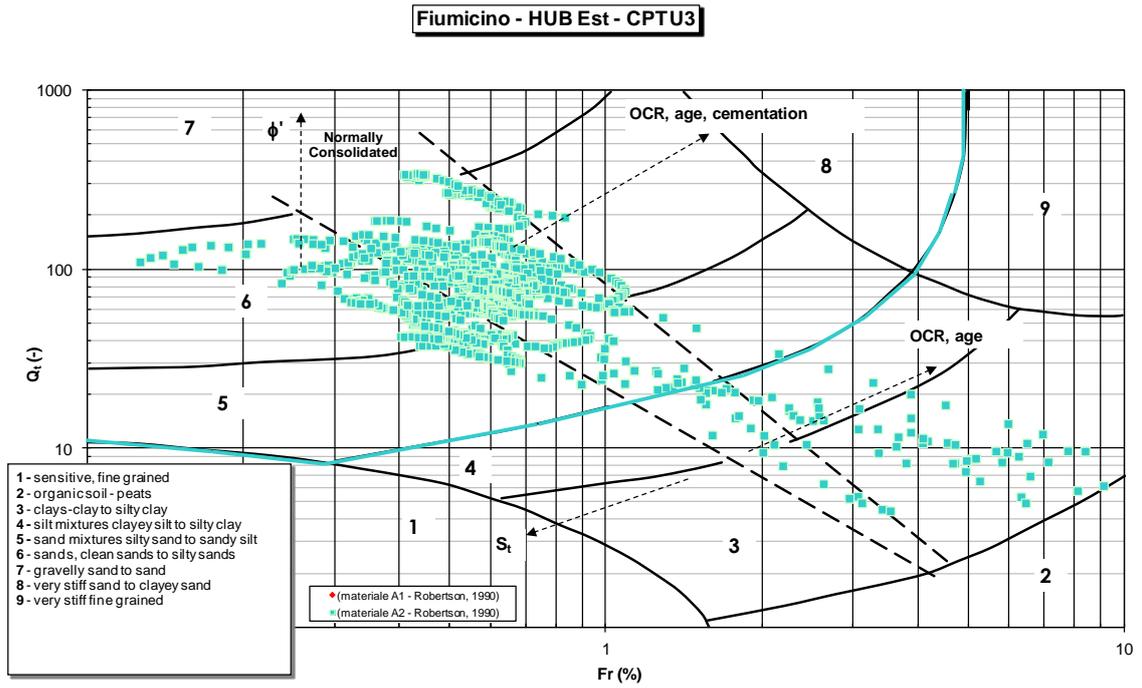
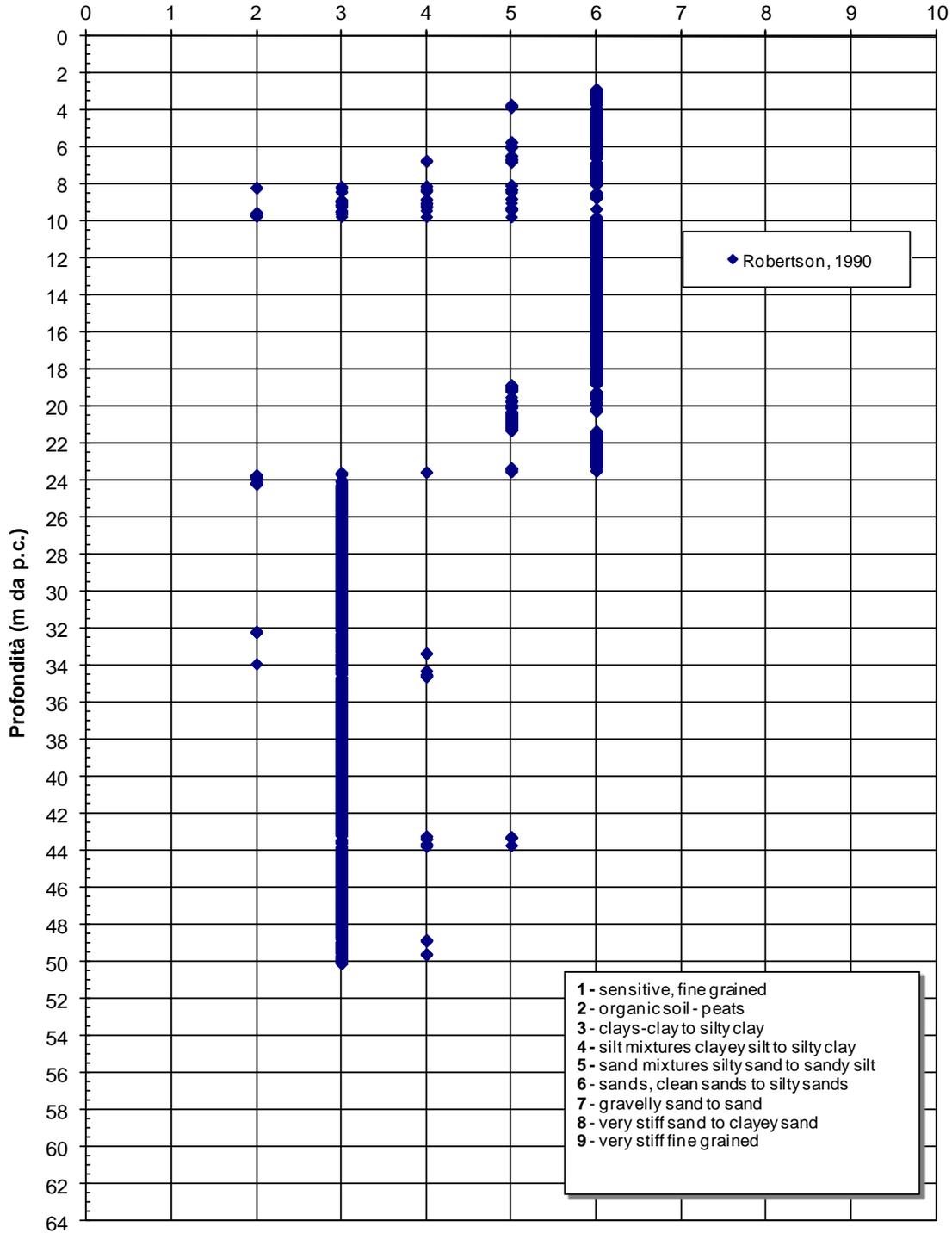


Figura 10.11: CPTU3 - Identificazione materiali secondo Robertson, 1990

**Materiali**

**CPTU4**



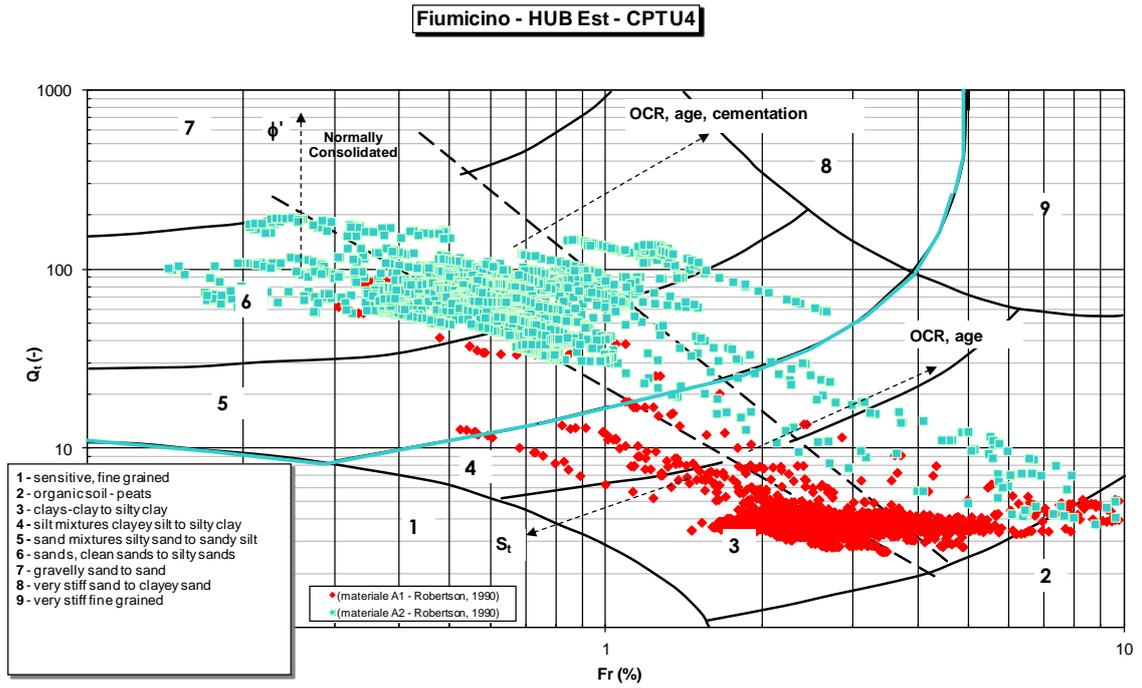
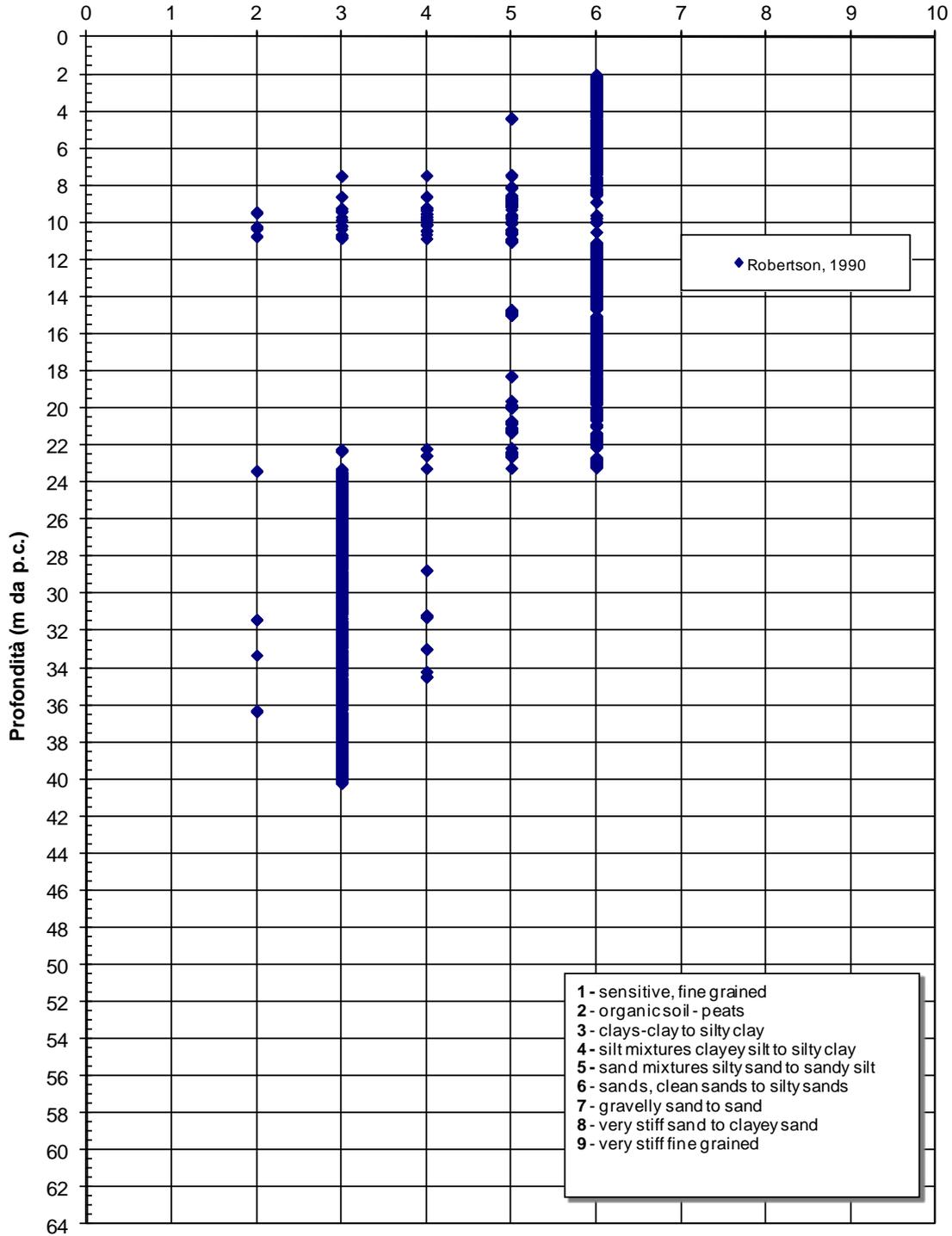


Figura 10.12: CPTU4 - Identificazione materiali secondo Robertson, 1990

**Materiali**

**CPTU5**



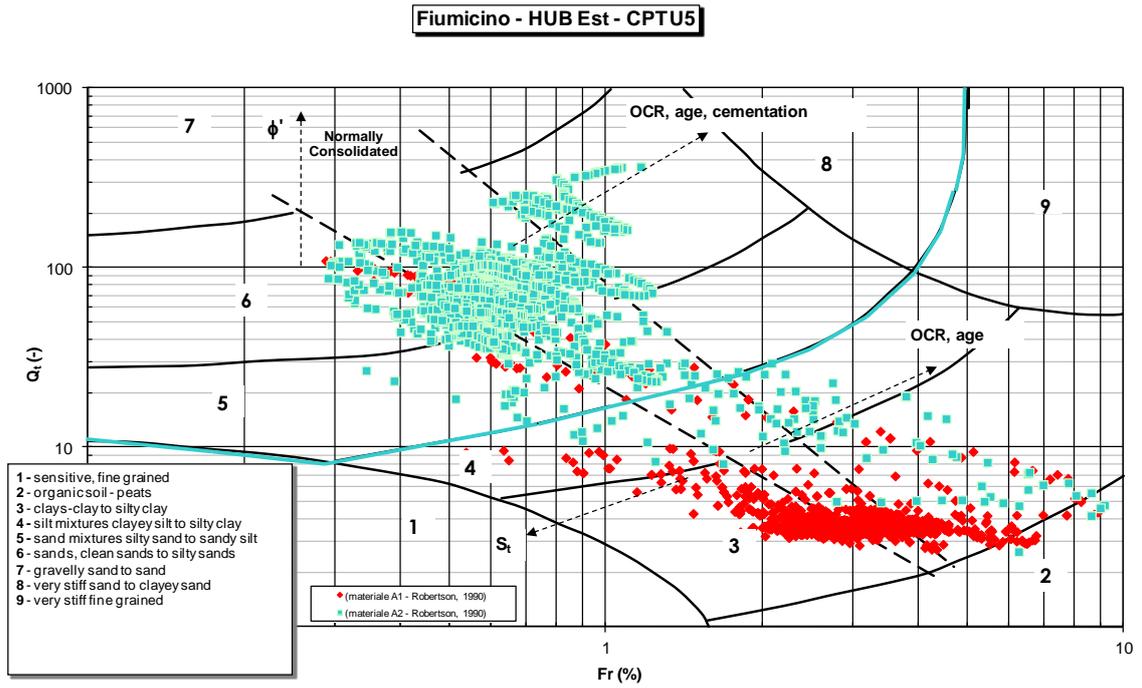
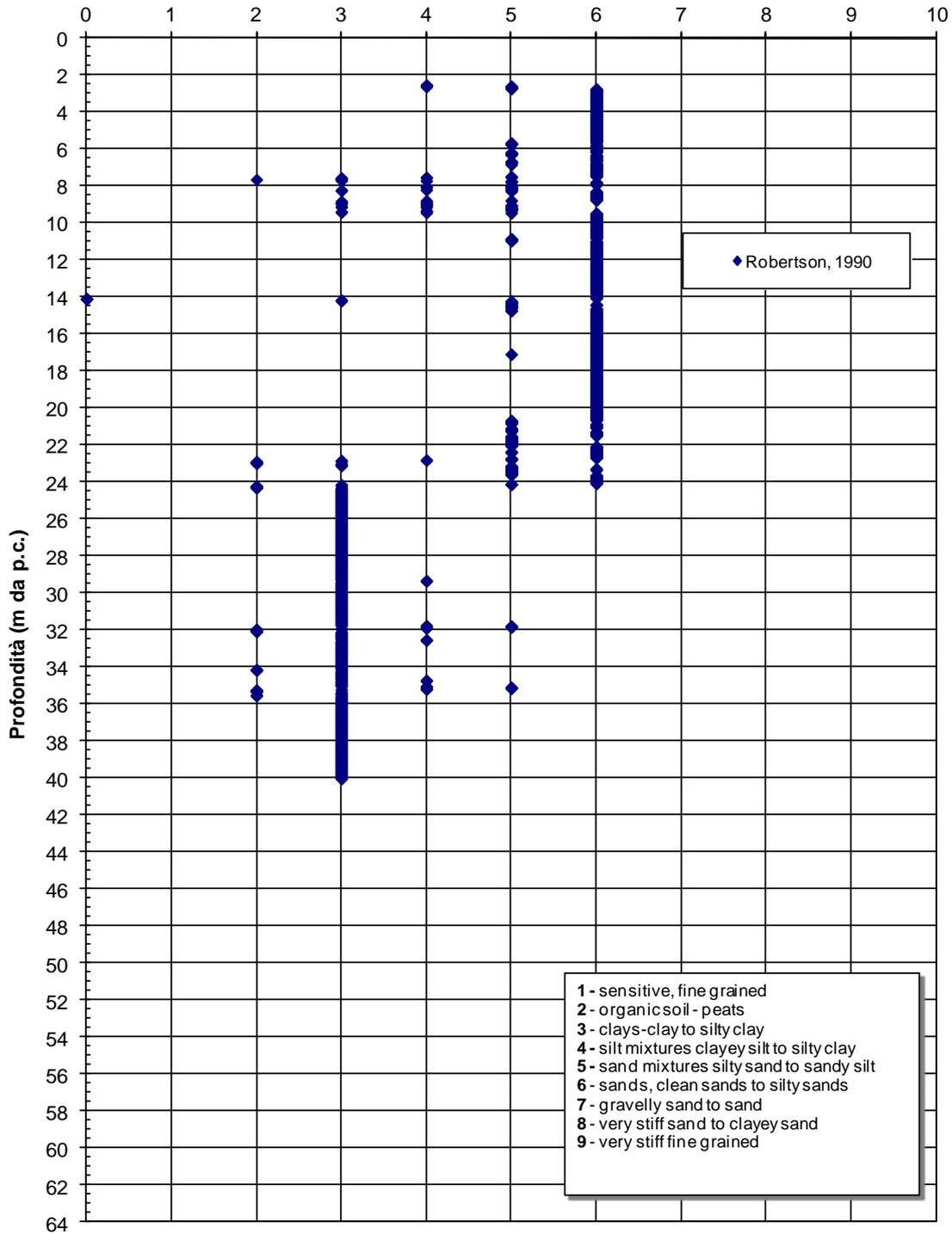


Figura 10.13: CPTU5 - Identificazione materiali secondo Robertson, 1990

**Materiali**

**CPTU6**



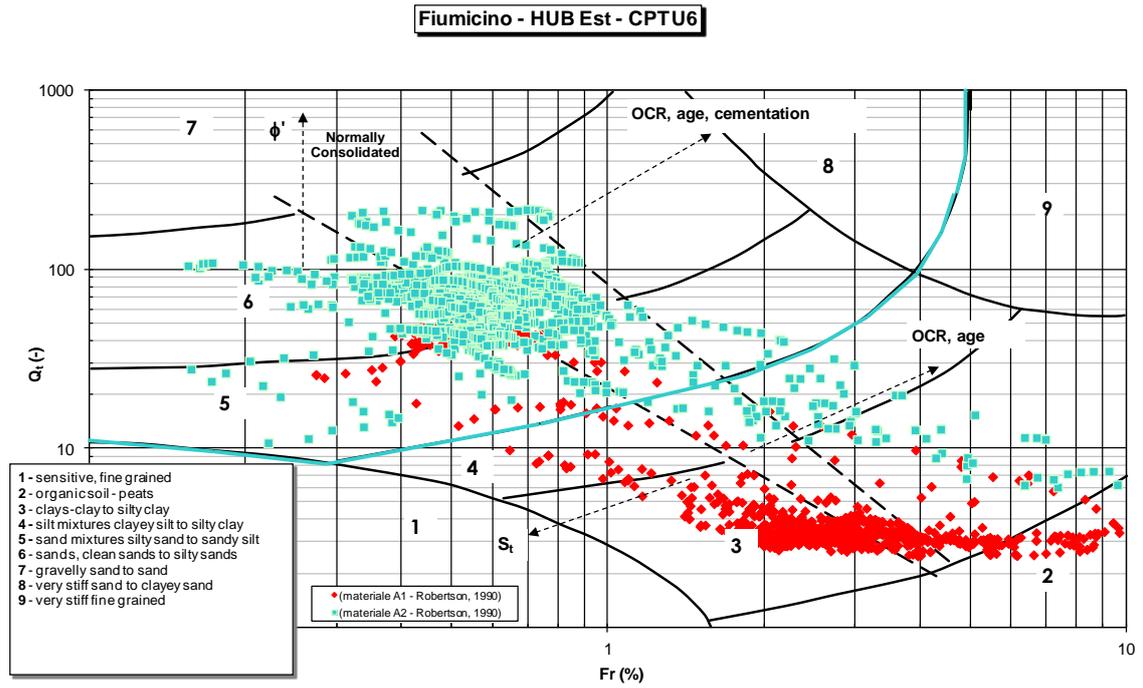
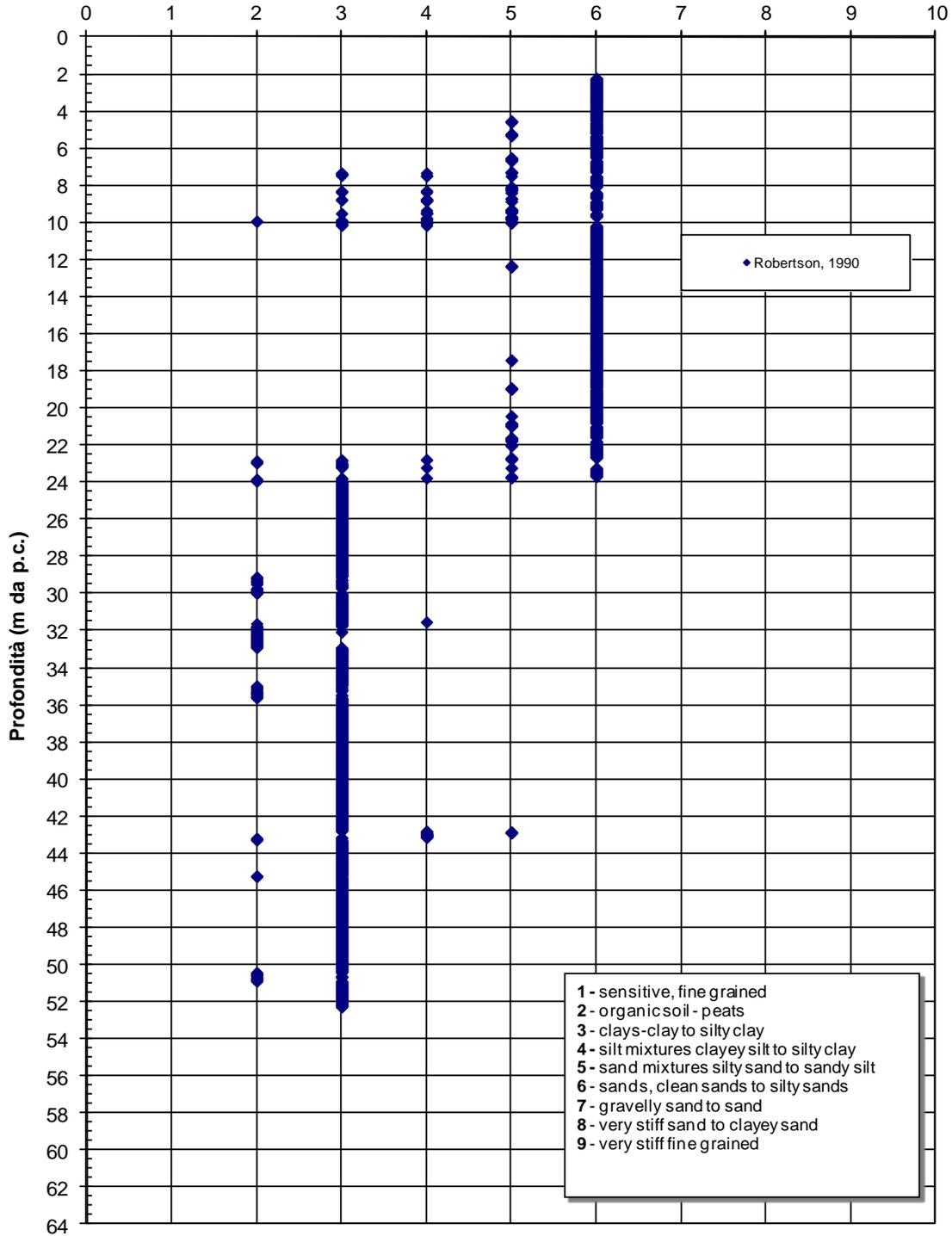


Figura 10.14: CPTU6 - Identificazione materiali secondo Robertson, 1990

**Materiali**

**CPTU7**



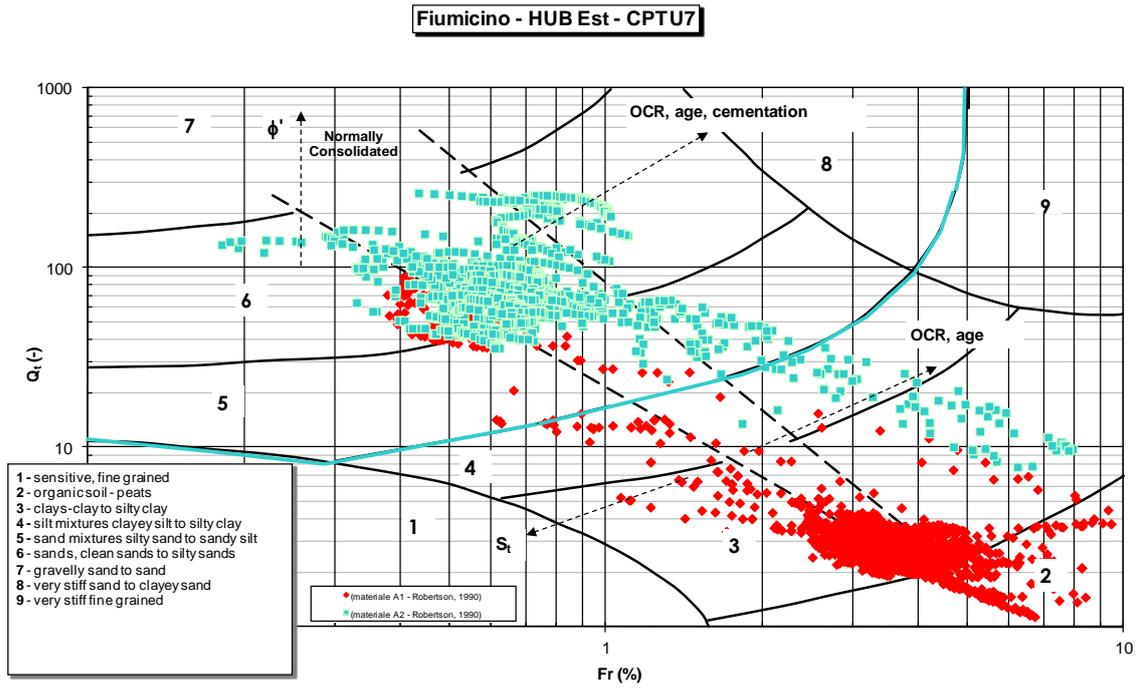
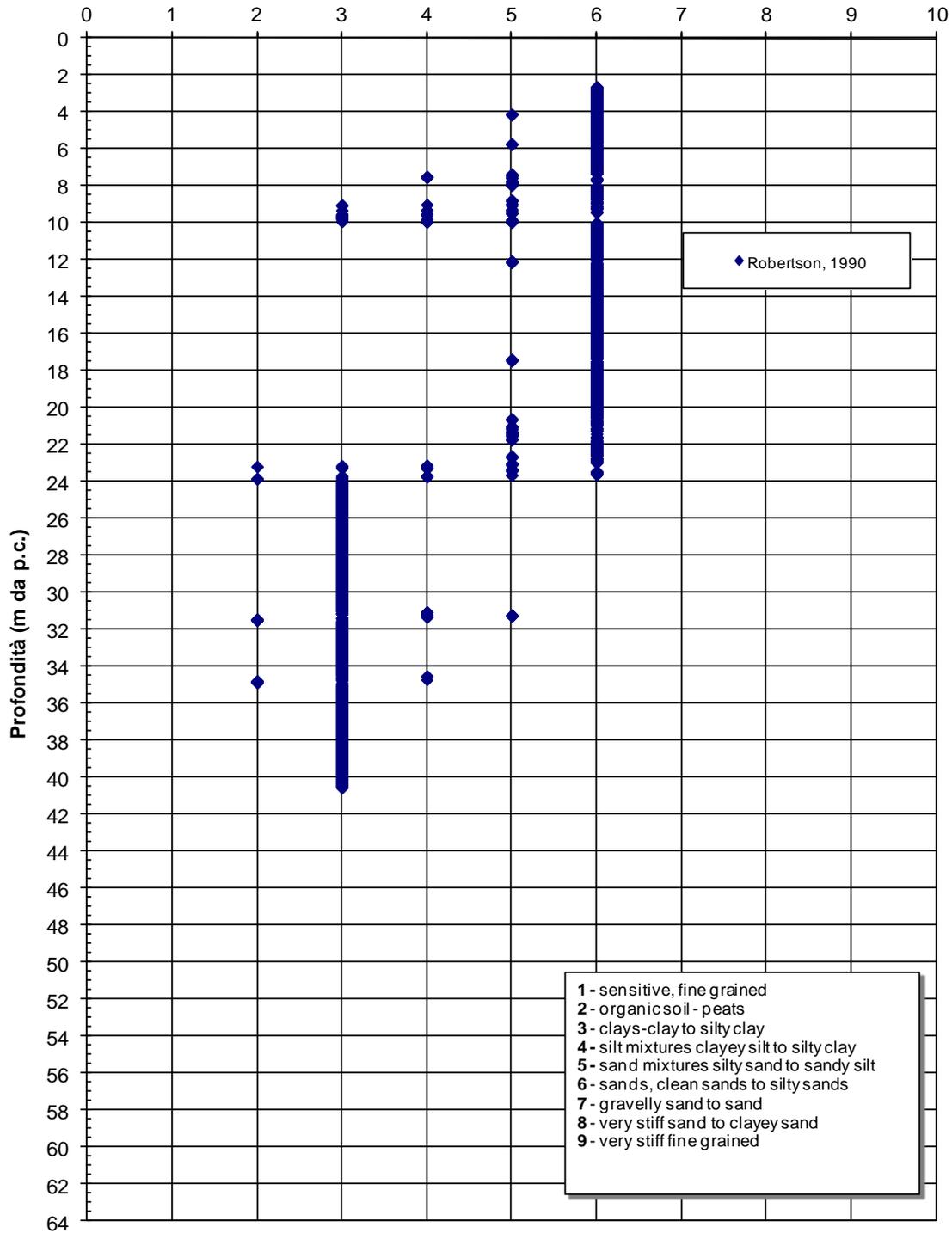


Figura 10.15: CPTU7 - Identificazione materiali secondo Robertson, 1990

**Materiali**

**CPTU8**



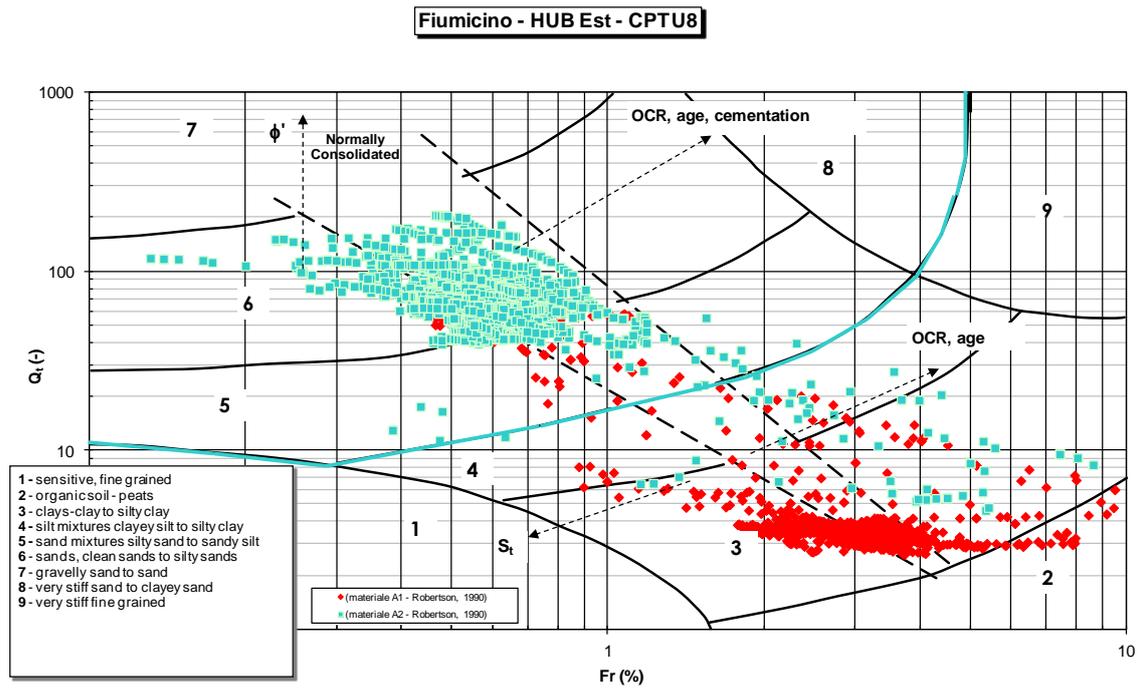


Figura 10.16: CPTU8 - Identificazione materiali secondo Robertson, 1990

### 10.3 FORMAZIONE A1

#### 10.3.1 Caratteristiche fisiche

Per quanto riguarda la granulometria (cfr. la Figura seguente), le percentuali di argilla, limo, sabbia e ghiaia possono variare come segue:

- argilla = 20% ÷ 60%
- limo = 40% ÷ 70%
- sabbia = 1% ÷ 15%
- ghiaia = 0%

**Distribuzione delle classi granulometriche con la profondità**

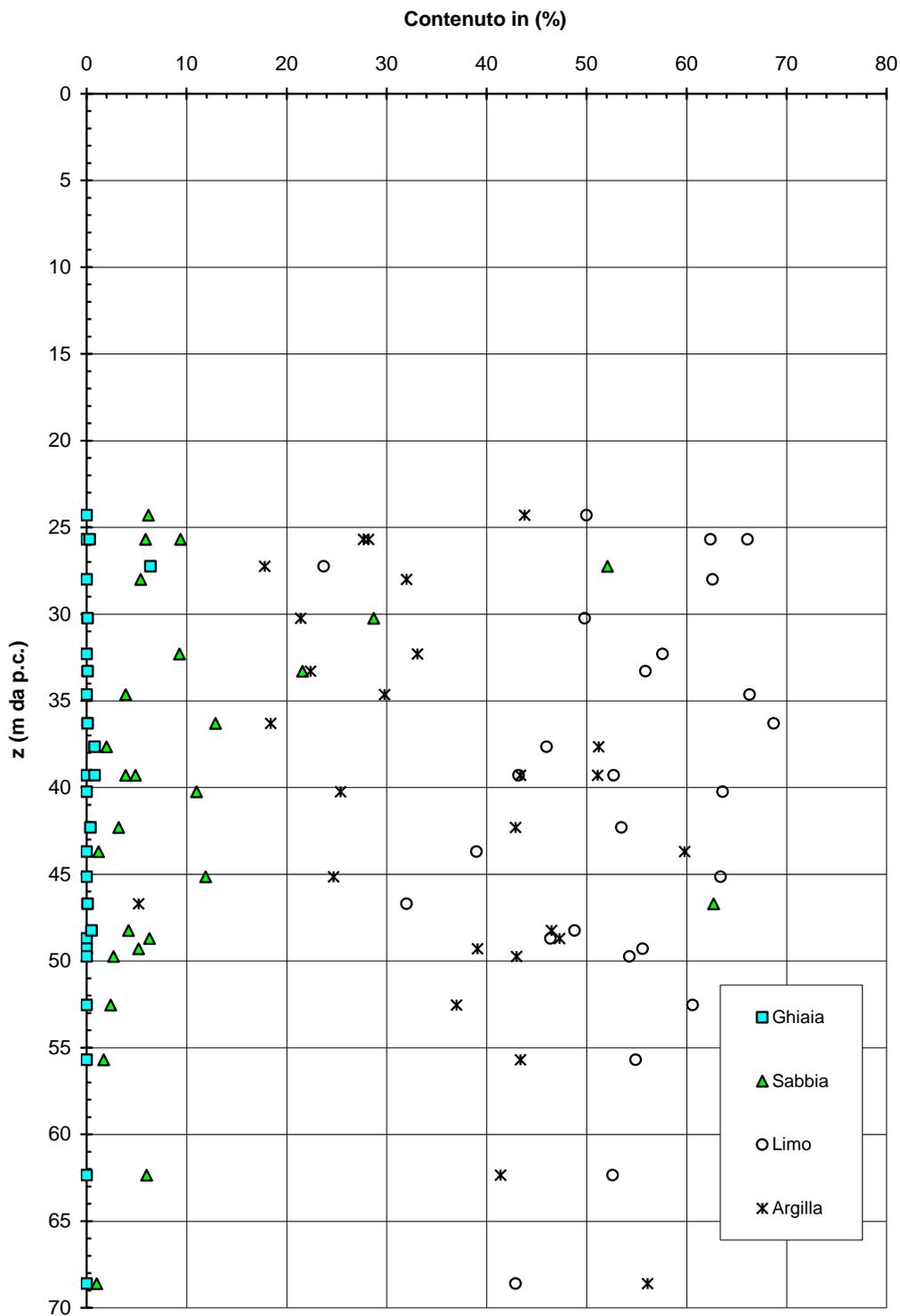


Figura 10.17: Lotto 1 - Materiale A1 - Granulometria

Per quanto riguarda il contenuto di argilla (cfr. la Figura 10.18), risulta confermato:

$$CA = 20 \div 60\%$$

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL, limite plastico LP e indice di plasticità IP) sono riportate nelle Figure seguenti; esse possono variare come segue:

$$LL = 25\% \div 65\%$$

$$LP = 17\% \div 30\%$$

$$IP = 15\% \div 35\%$$

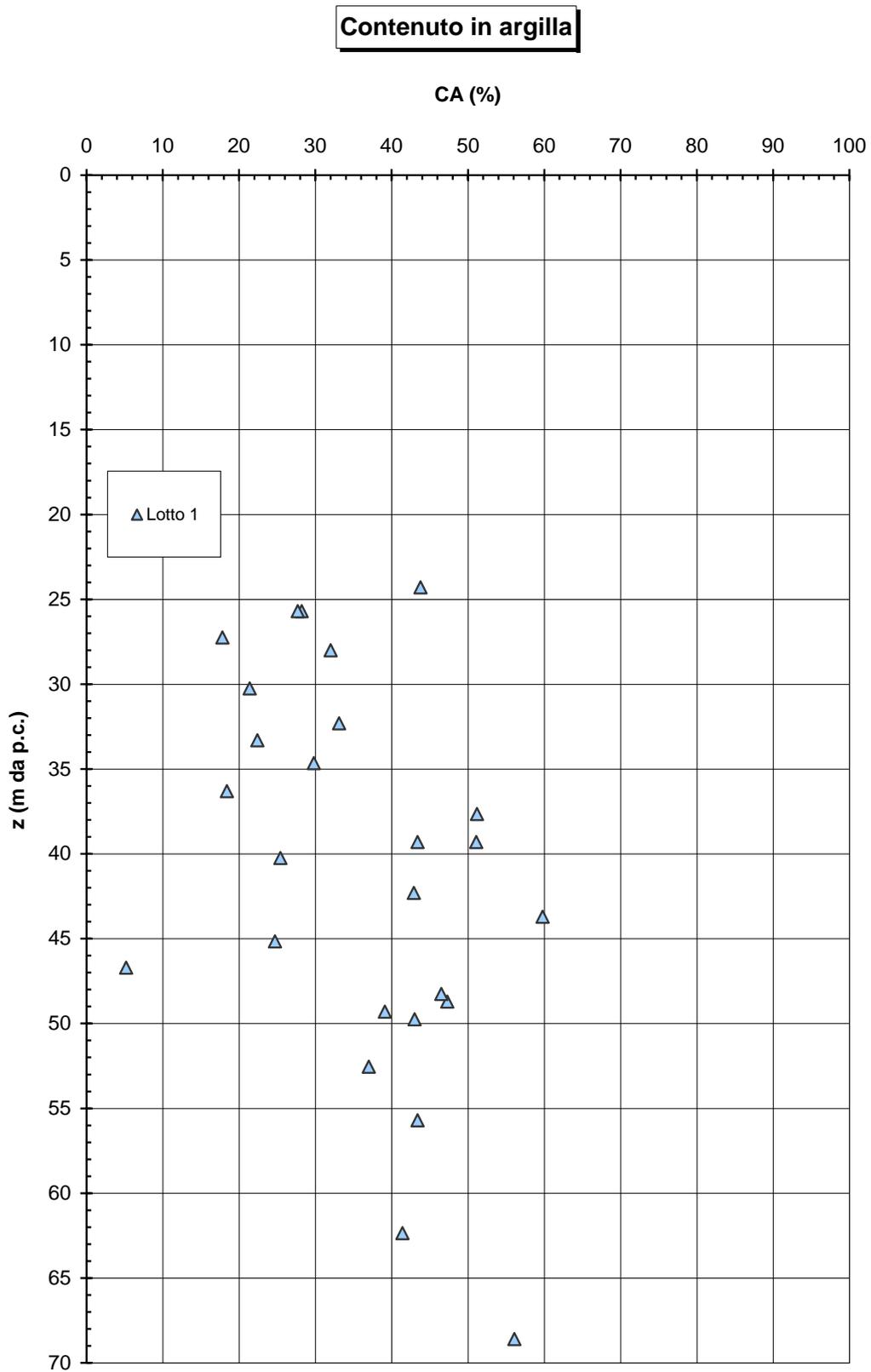


Figura 10.18: Lotto 1 - Materiale A1 - Contenuto in argilla

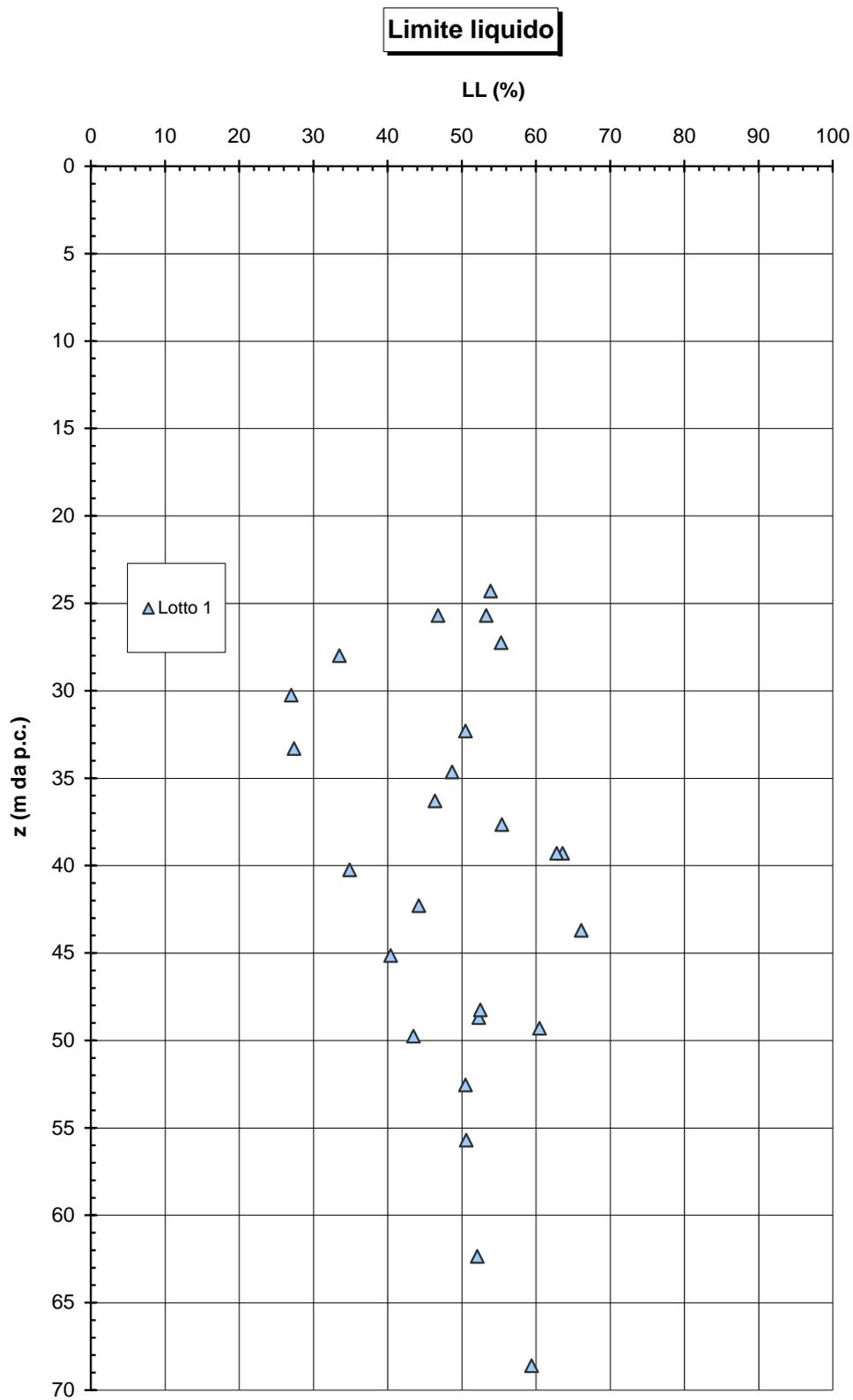


Figura 10.19: Lotto 1 - Materiale A1 - Limite liquido LL

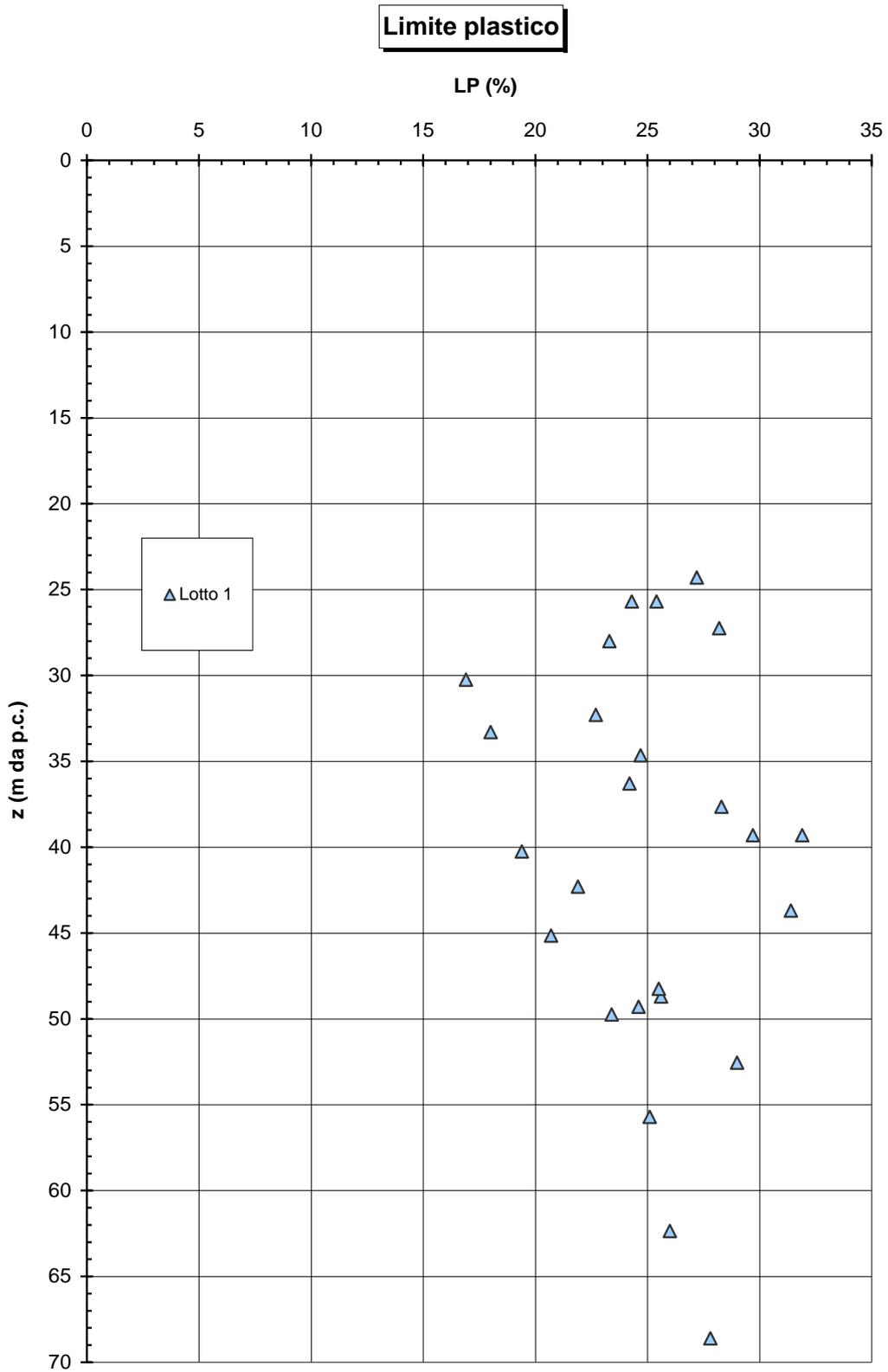


Figura 10.20: Lotto 1 - Materiale A1 - Limite plastico LP

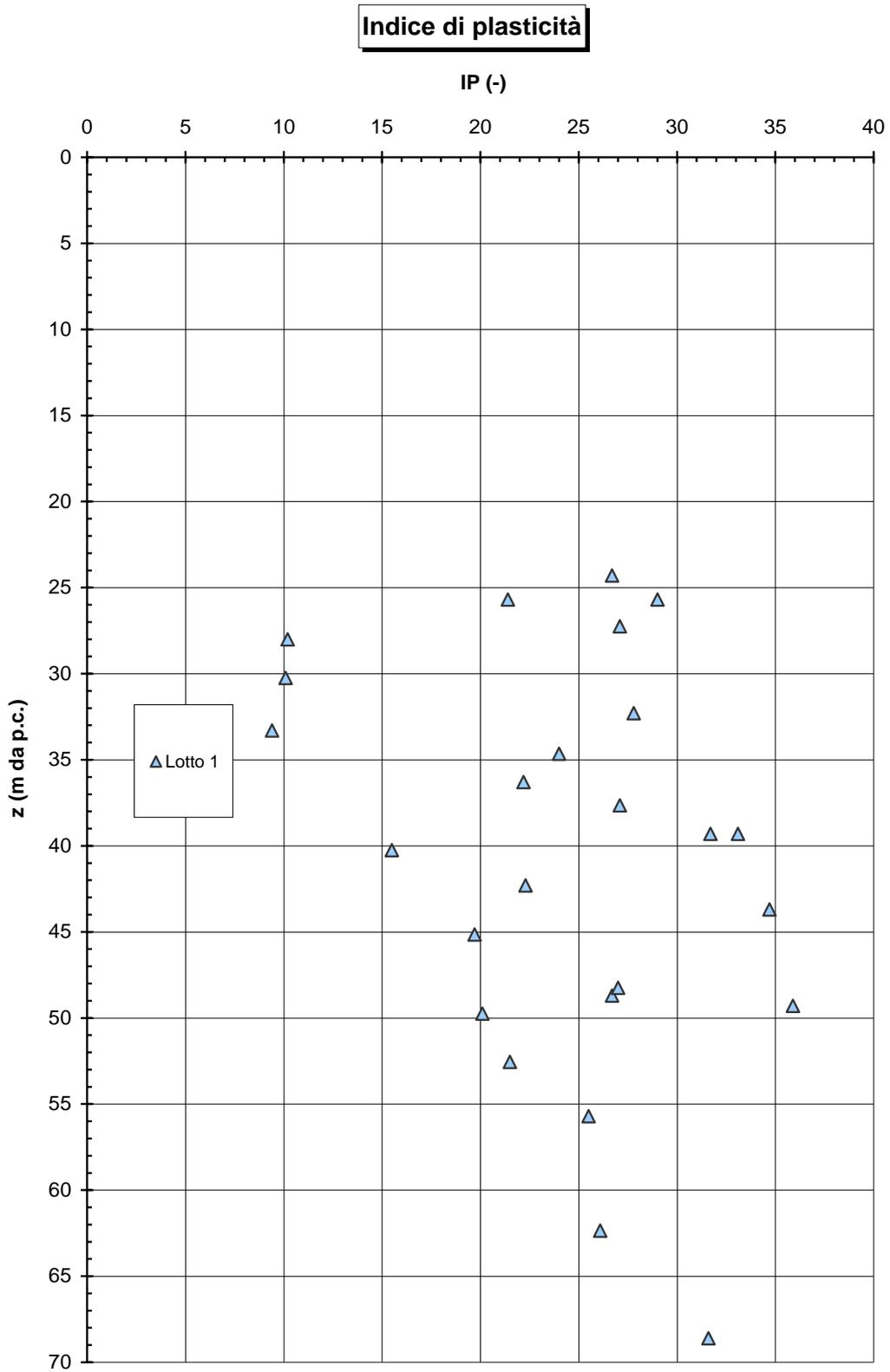


Figura 10.21: Lotto 1 - Materiale A1 – Indice di plasticità IP

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

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

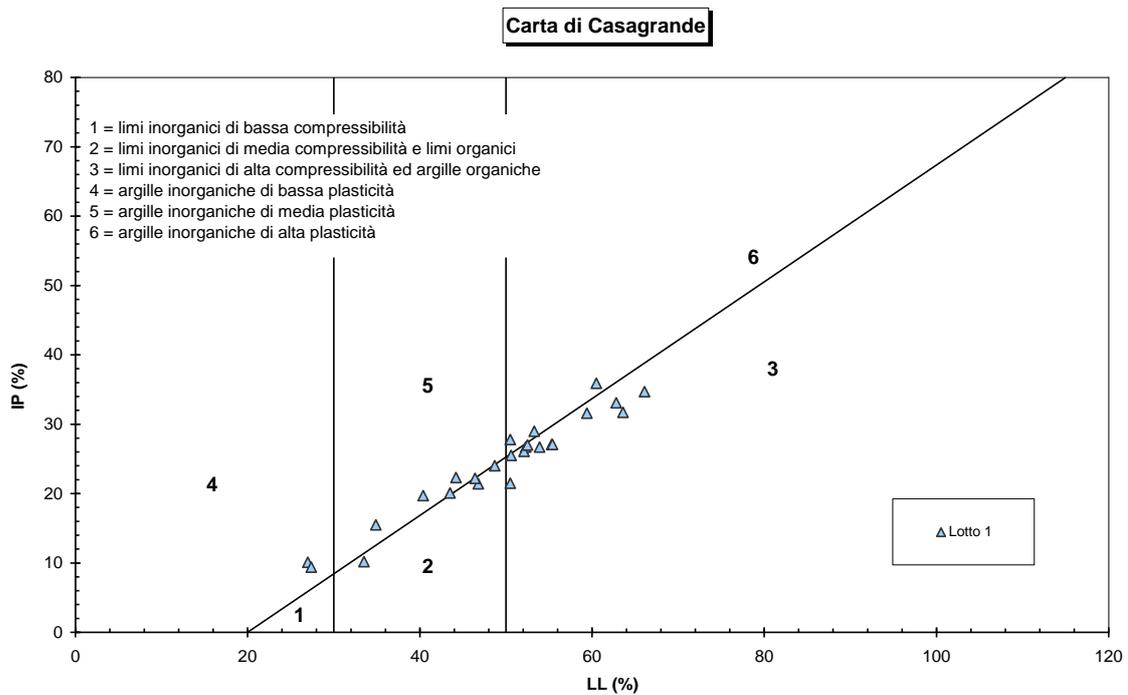


Figura 10.22: Lotto 1 - Materiale A1 – Carta di plasticità di Casagrande

Il peso di volume naturale ( $\gamma_n$ ) risulta compreso tra 17.0 e 19.0 kN/m<sup>3</sup> (cfr la Figura 10.23).

Il peso specifico dei grani  $G_s$  è tra 2.6 e 2.8 g/cm<sup>3</sup> (cfr. la Figura 10.24).

Il contenuto d'acqua naturale ( $w_n$ ) risulta generalmente compreso tra 25% e 45% (cfr. la Figura 11.25).

L'indice dei vuoti iniziale ( $e_0$ ) risulta dell'ordine di 0.8÷1.2 (cfr. la Figura 11.26).

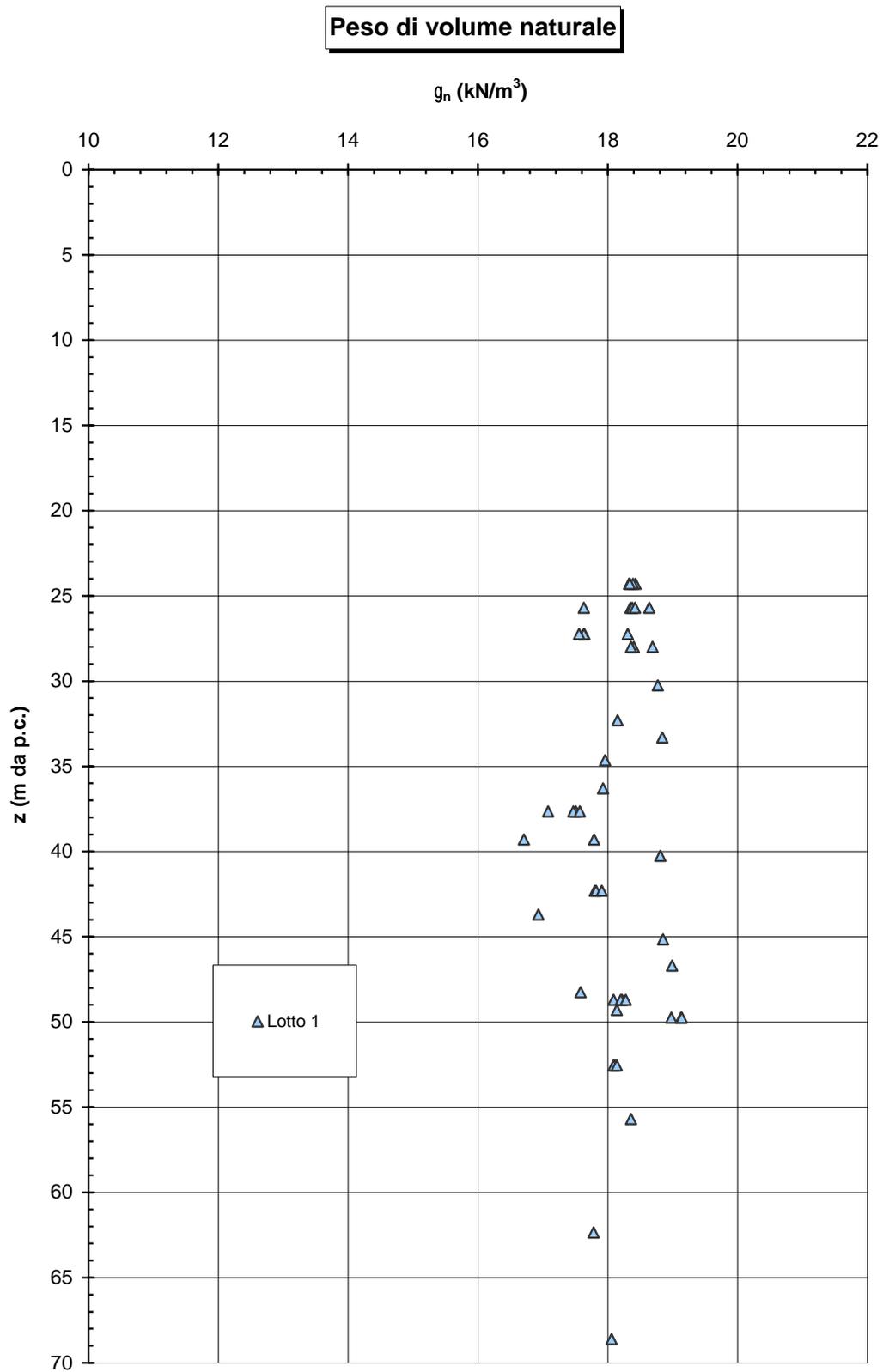


Figura 10.23: Lotto 1 - Materiale A1 – Peso di volume naturale

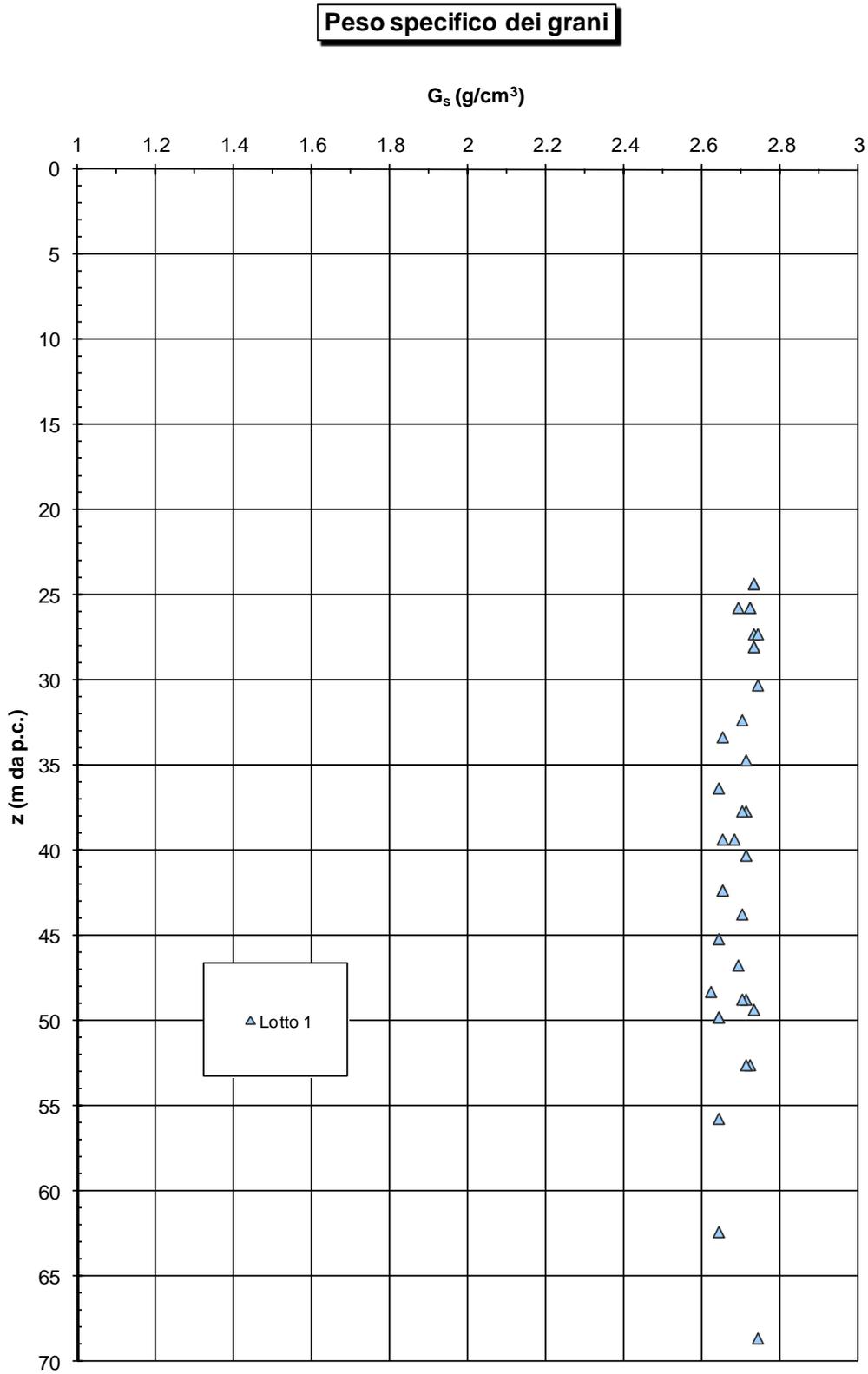


Figura 10.24: Lotto 1 - Materiale A1 – Peso specifico dei grani

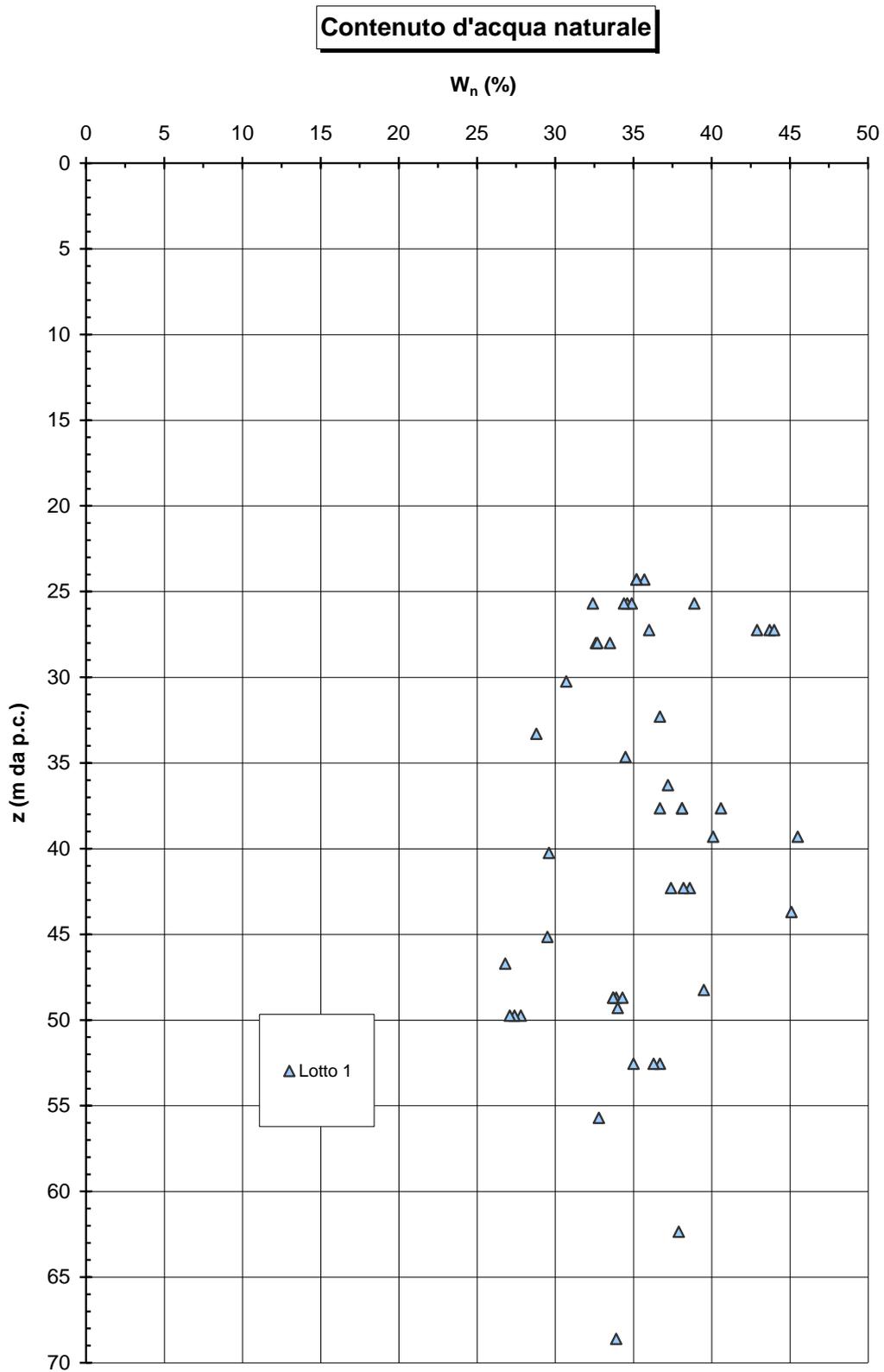
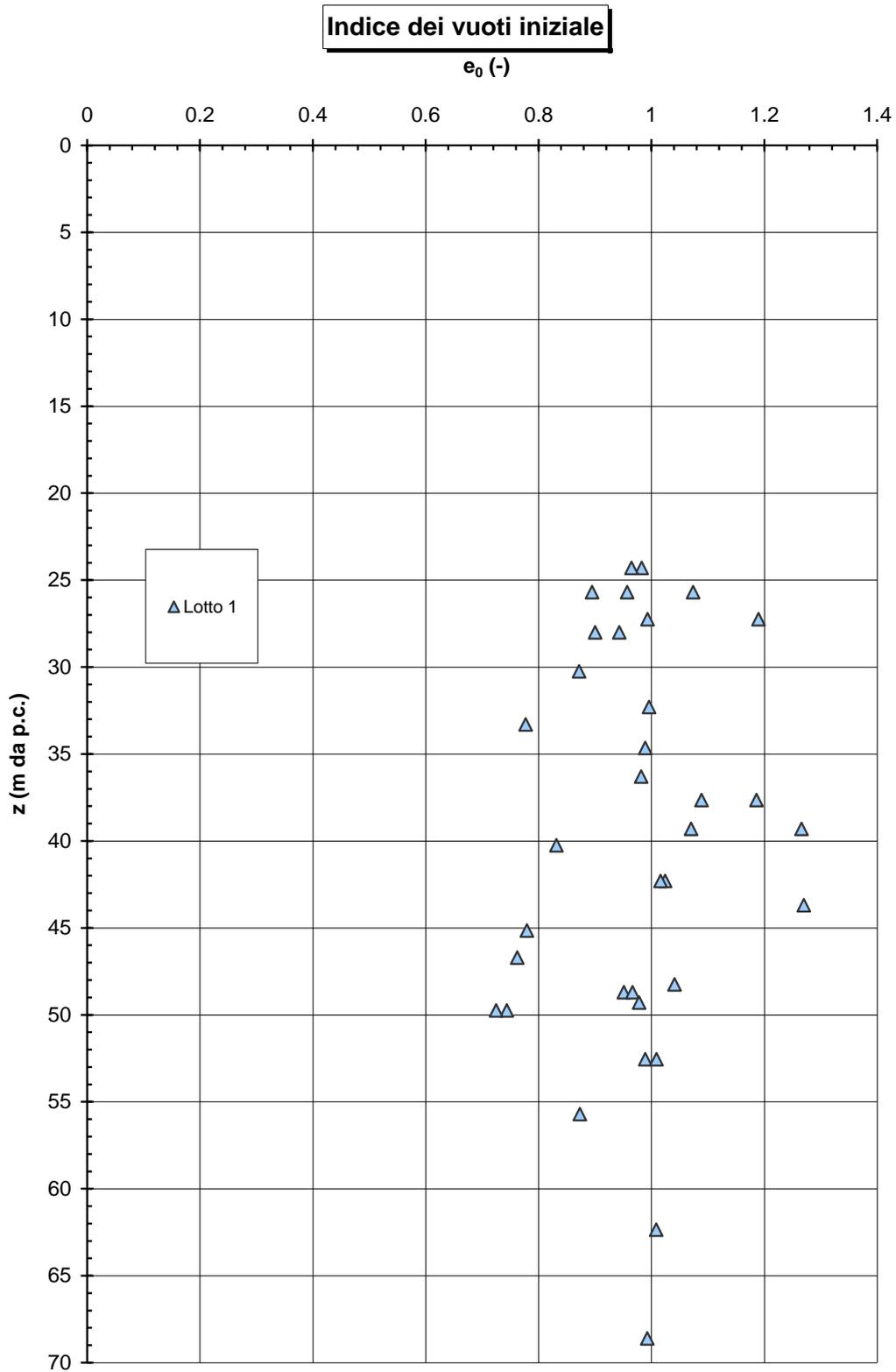


Figura 10.25: Lotto 1 - Materiale A1 – Contenuto d'acqua



### 10.3.2 Stato iniziale e pressioni di preconsolidazione

Nella Figura seguente 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  $ICL_{Oed}$ .

I materiali in esame si collocano al di sopra della linea di compressibilità intrinseca  $ICL_{Oed}$ ; si ritiene pertanto che essi possano essere trattati come materiali normalmente consolidati oppure sottoconsolidati. Nella Figura 10.28 sono riportati gli andamenti delle prove edometriche e delle caratteristiche iniziali dei campioni nel piano di Burland, che confermano in linea di massima l'indicazione precedente.

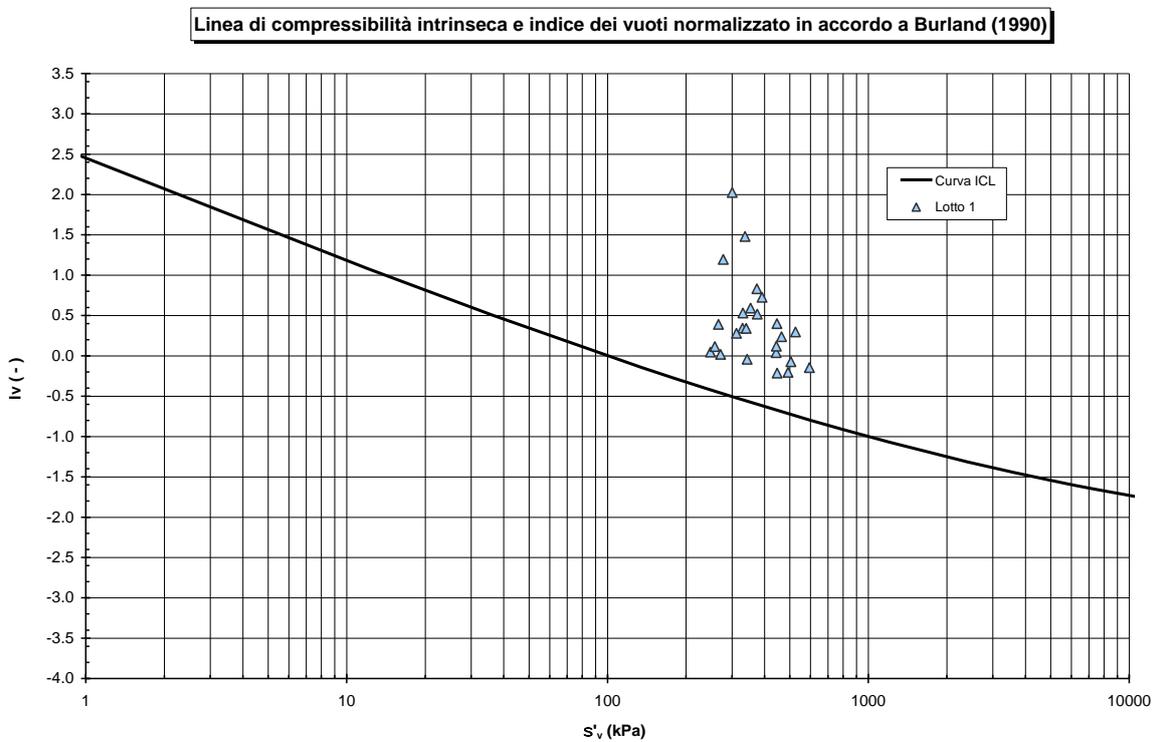


Figura 10.27: Lotto 1 - Materiale A1 – Diagramma di stato

**Curva di compressibilità intrinseca e curve edometriche nel piano di Burland (1990)**

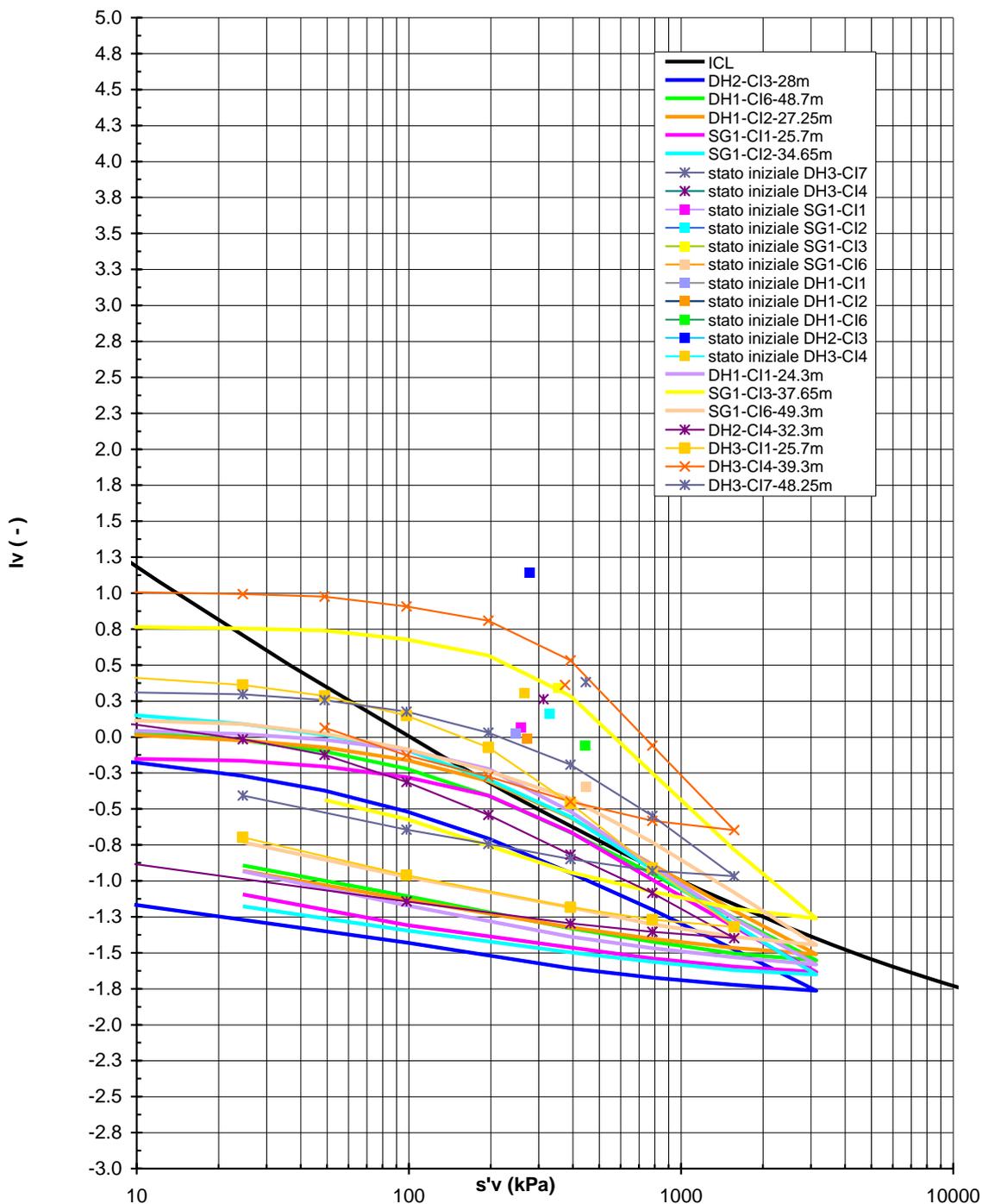


Figura 10.28: Lotto 1 - Materiale A1 – Curve edometriche nel piano di Burland

Nelle Figure seguenti (Figura 10.29 e Figura 10.30) sono riportati i valori della pressione e del grado di sovraconsolidazione GSC (definito convenzionalmente come  $\sigma_{vp}'/\sigma_{vo}'$ ), determinato a partire dalle prove edometriche. Dato il non trascurabile disturbo di buona parte dei provini testati (le deformazioni assiali in corrispondenza della pressione verticale efficace geostatica sono spesso superiori al 5% con punte sino al 10% e oltre (14%), si vedano in merito le Tabelle riassuntive con i risultati delle prove di laboratorio relative al Lotto 1, riportate nell'Allegato 1, in cui sono indicati i valori di S.Q.D. - *specimen quality designation*), i valori di  $\sigma_{vp}'$  sono stati considerati validi soltanto nel caso dei campioni di qualità accettabile. Sono stati infatti trascurati i campioni che non sono in grado di fornire informazioni precise sul livello di preconsolidazione per via del disturbo significativo.

**Pressione massima di preconsolidazione da prove edometriche**

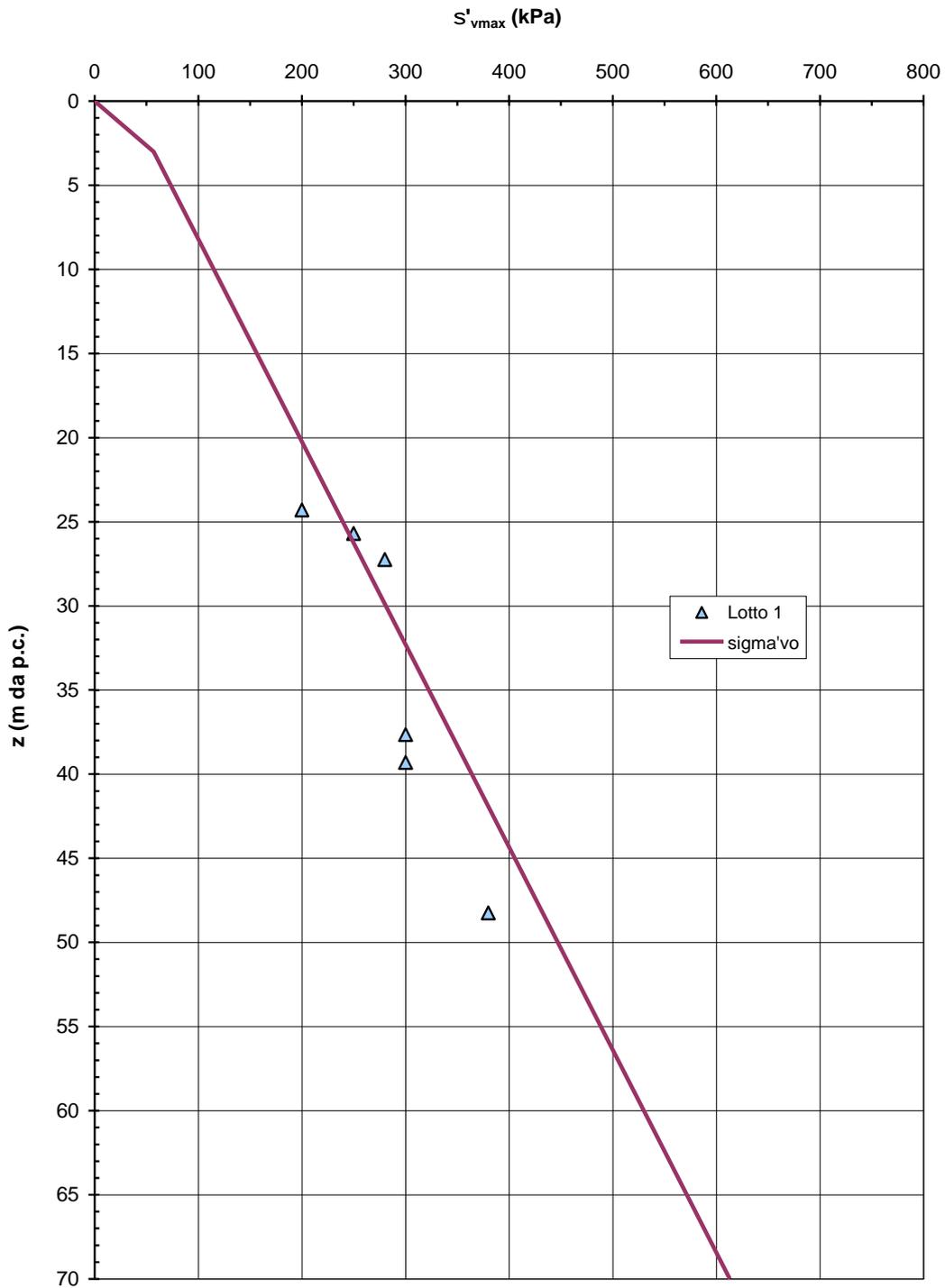


Figura 10.29: Lotto 1 - Materiale A1 – Pressione di preconsolidazione

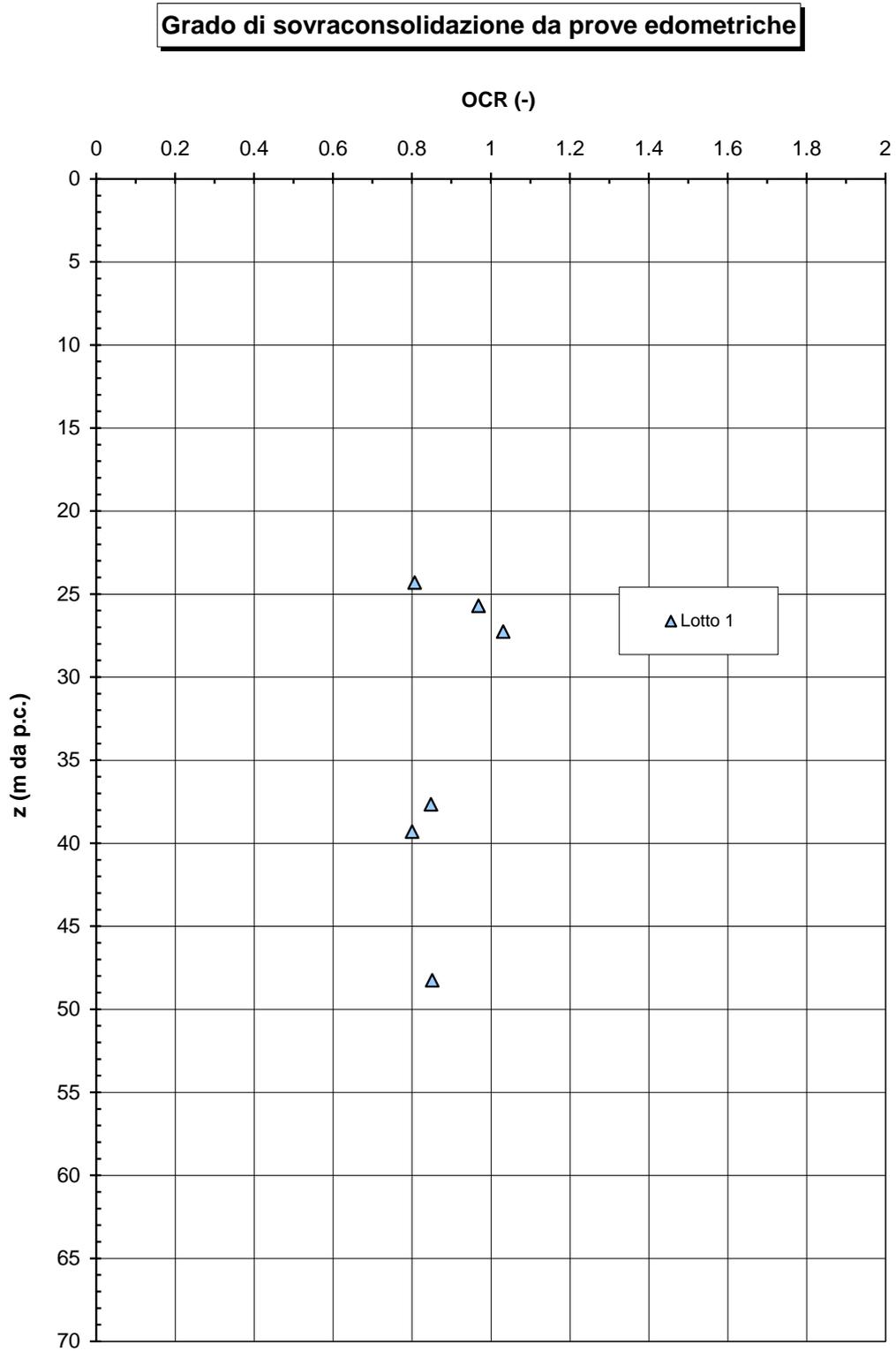


Figura 10.30: Lotto 1 - Materiale A1 – Grado di sovraconsolidazione

Nelle Figure seguenti sono diagrammati i valori delle pressioni di preconsolidazione e del GSC in funzione della profondità, determinati sulla base dei risultati delle prove penetrometriche CPTU, in accordo alla procedura descritta al paragrafo 9. Si fa presente che, in sede di caratterizzazione del materiale coesivo A1, non compaiono i grafici relativi alle prove CPTU2 e CPTU3, in quanto queste verticali non raggiungono la profondità di questo strado, fermandosi all'interno delle sabbie della formazione A2.

*A commento di quanto risulta dall'interpretazione delle CPTU si richiama quanto già indicato al par. 9.3, secondo cui le prove in sito inducono fenomeni di rottura del materiale, il quale essendo strutturato tende a modificare le sue caratteristiche, con conseguente minor affidabilità dei risultati ai fini interpretativi.*

*In alcuni casi i risultati derivanti dall'interpretazione delle CPTU pertanto sono stati considerati soltanto come parametri-indice, in quanto porterebbero ad una sottostima significativa delle caratteristiche del materiale, e sono stati comunque sempre confrontati con le prove di laboratorio.*

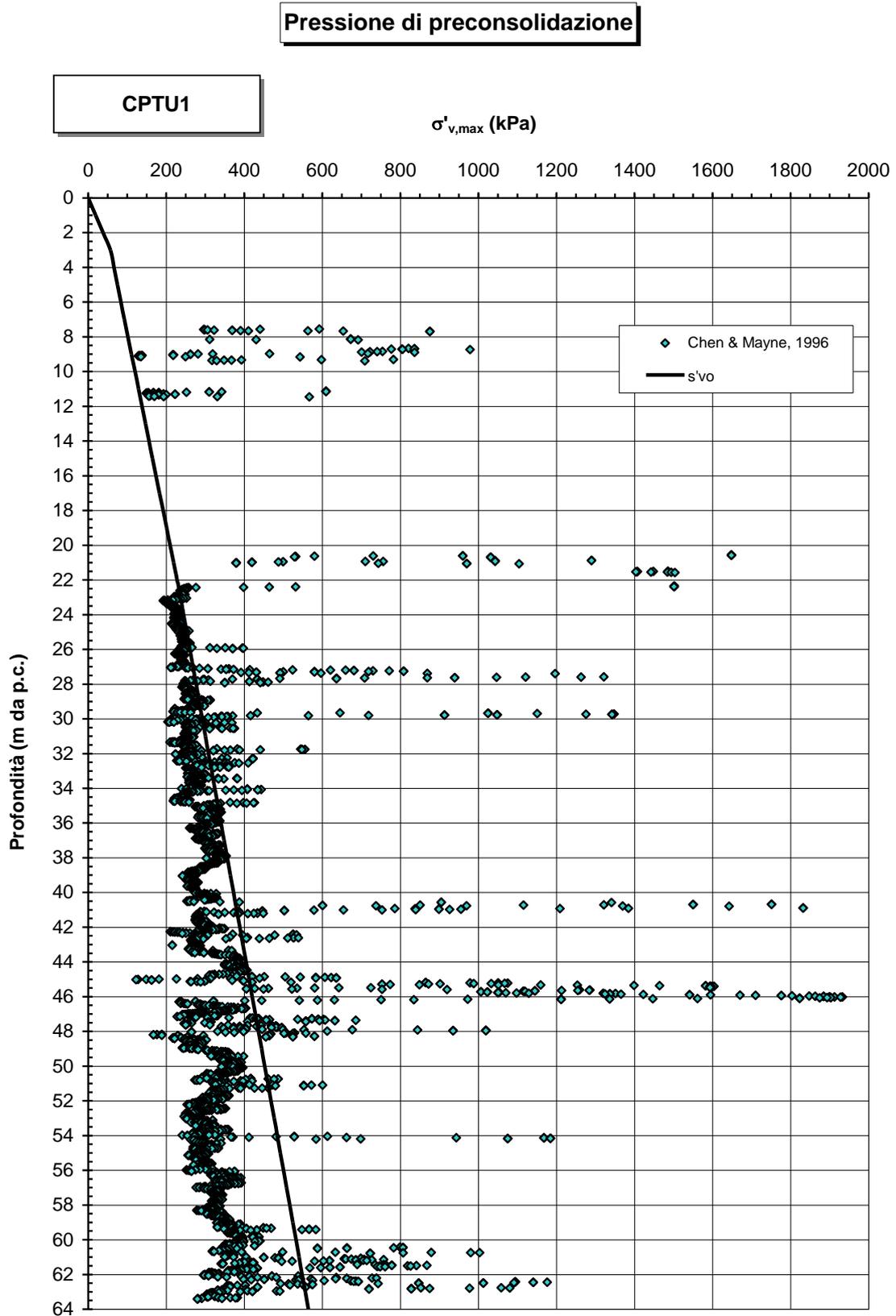


Figura 10.31: CPTU1 - Pressione di preconsolidazione

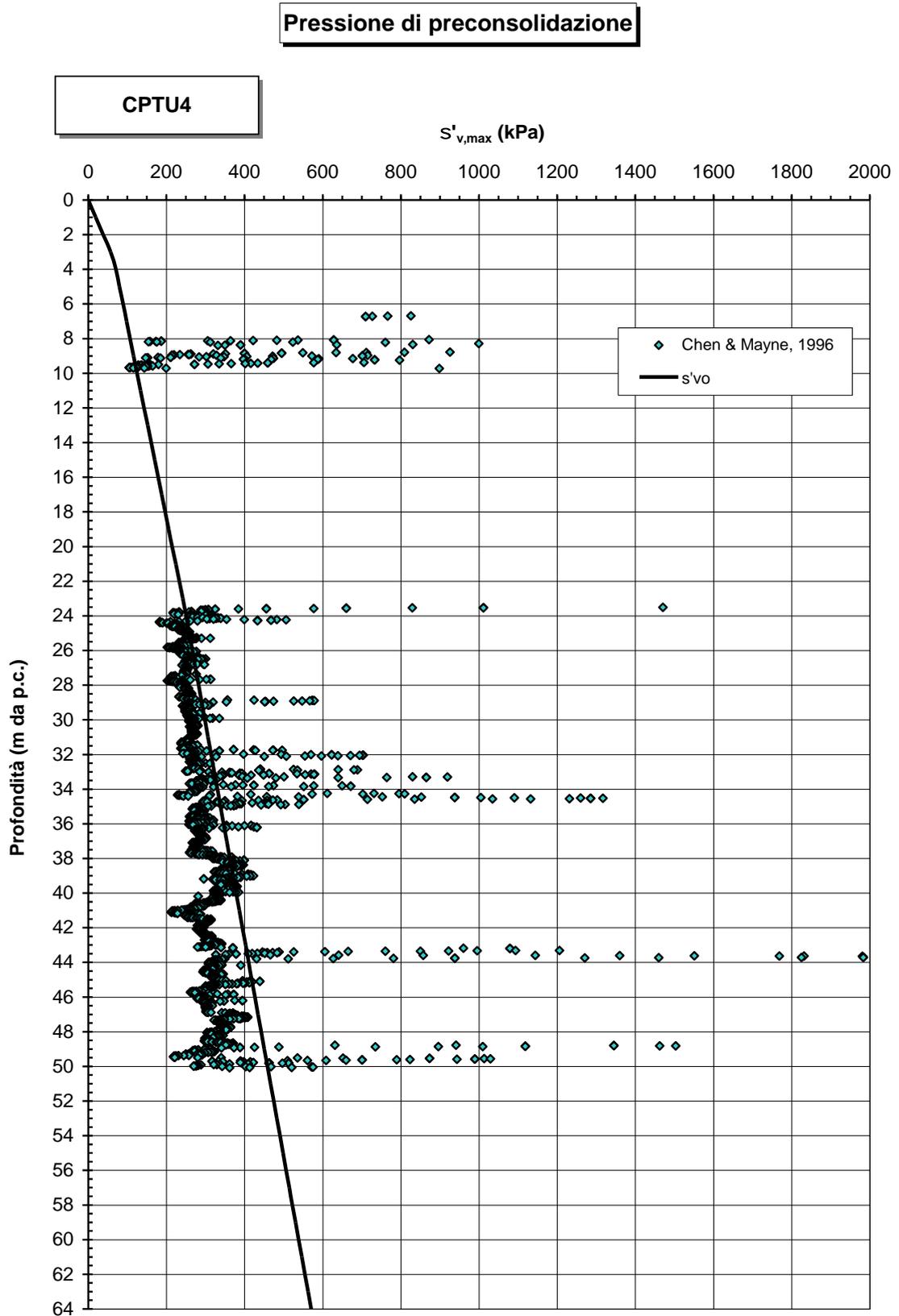


Figura 10.32: CPTU4 - Pressione di preconsolidazione

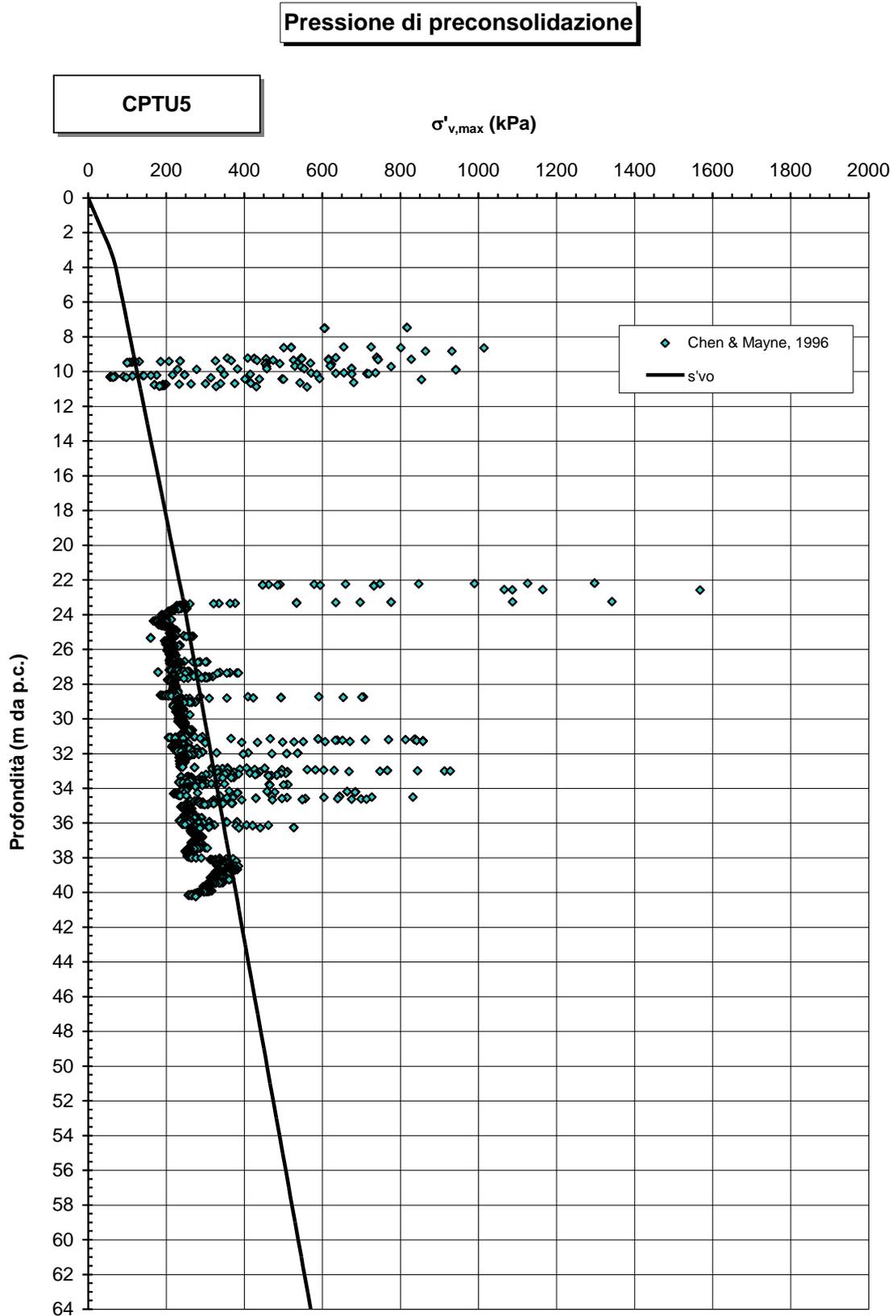


Figura 10.33: CPTU5 - Pressione di preconsolidazione

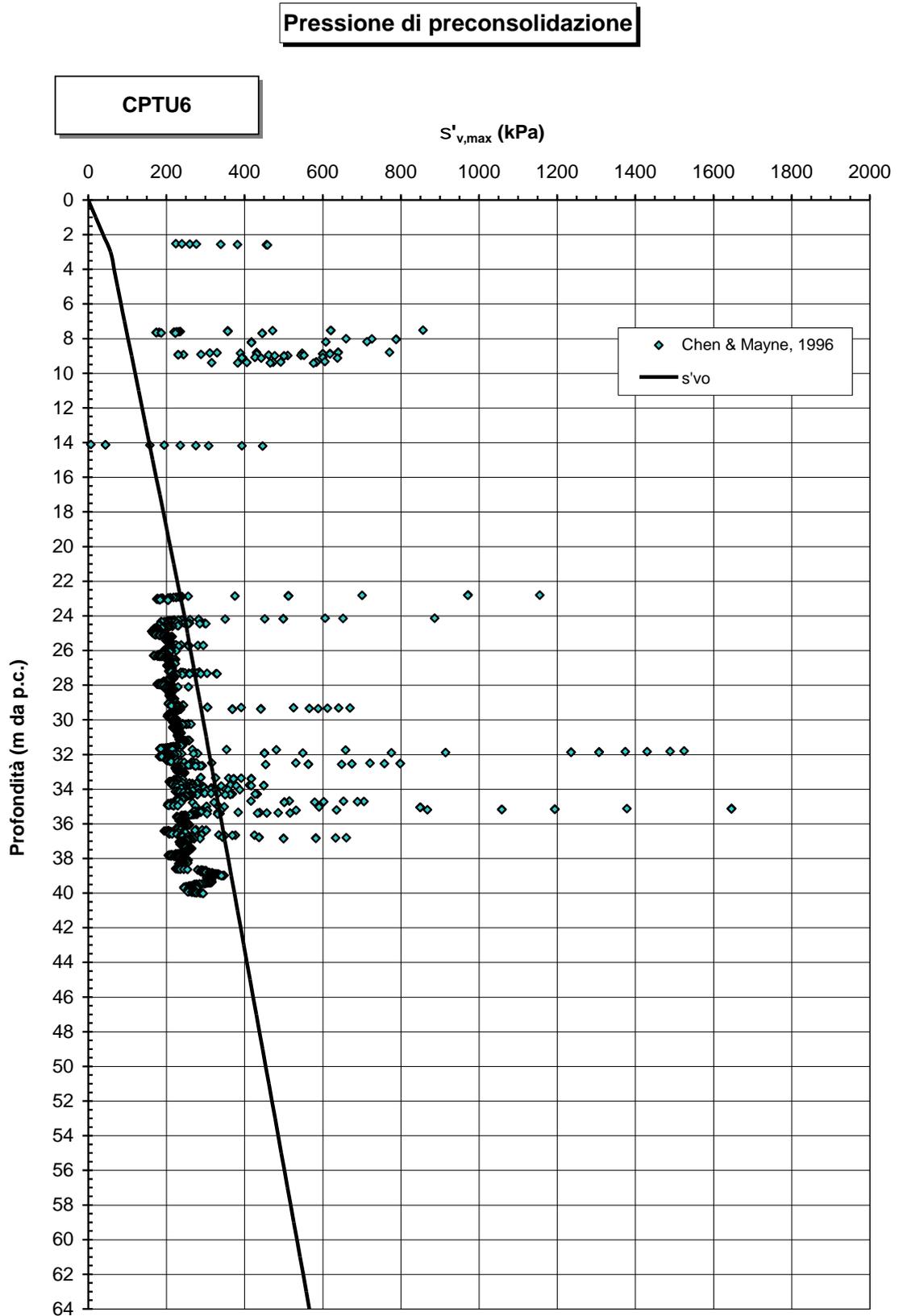


Figura 10.34: CPTU6 - Pressione di preconsolidazione

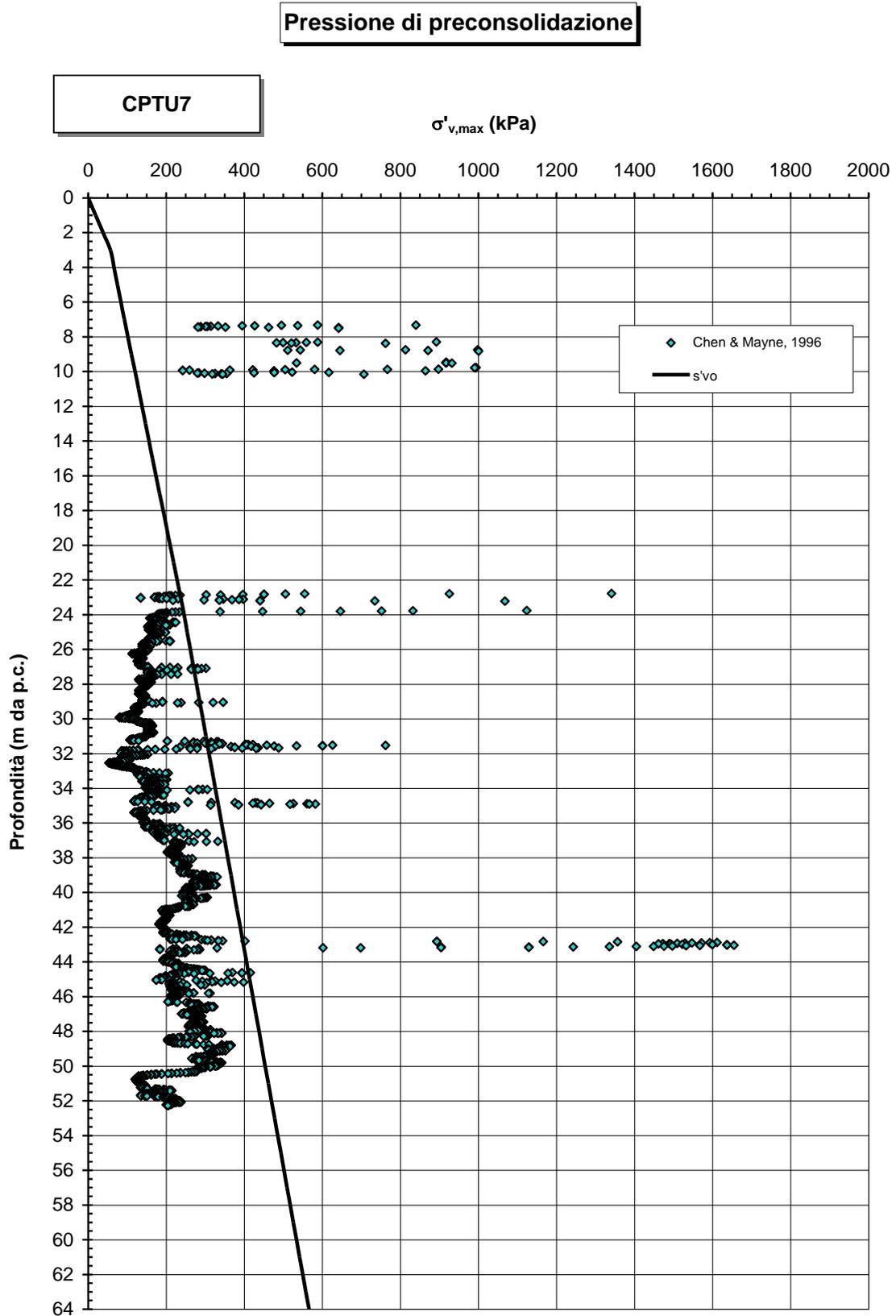


Figura 10.35: CPTU7 - Pressione di preconsolidazione

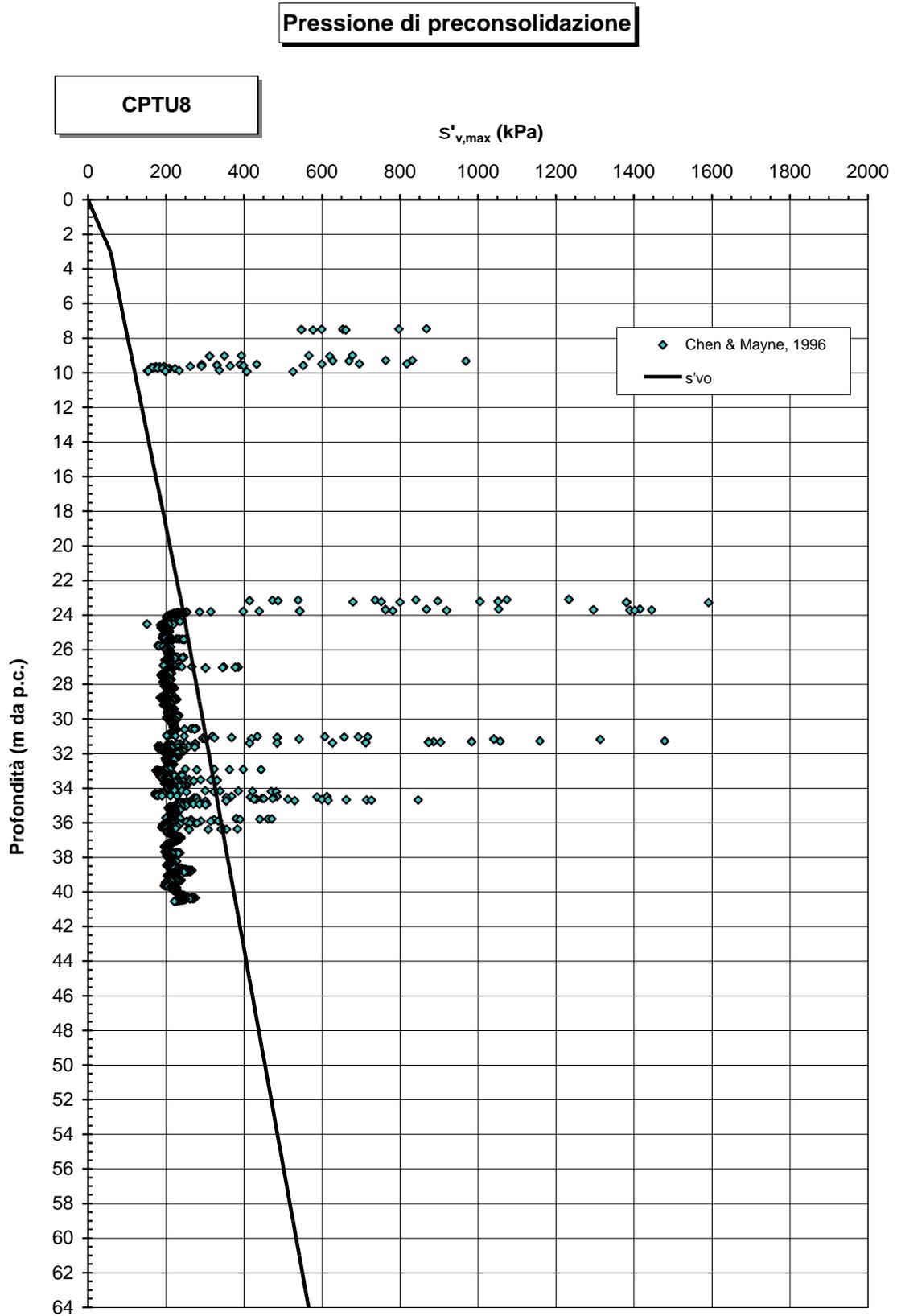


Figura 10.36: CPTU8 - Pressione di preconsolidazione

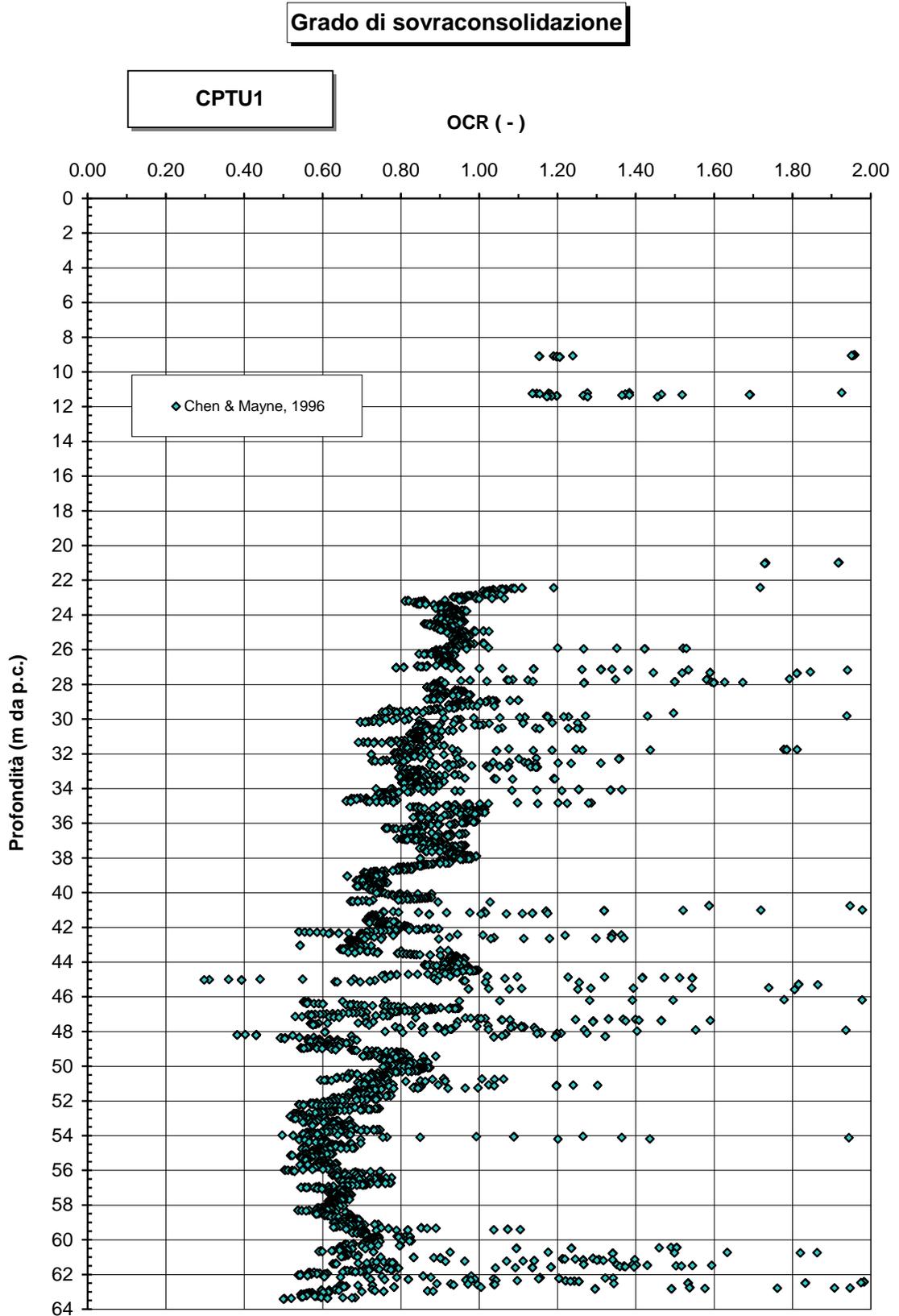


Figura 10.37: CPTU1 - Grado di sovra consolidazione

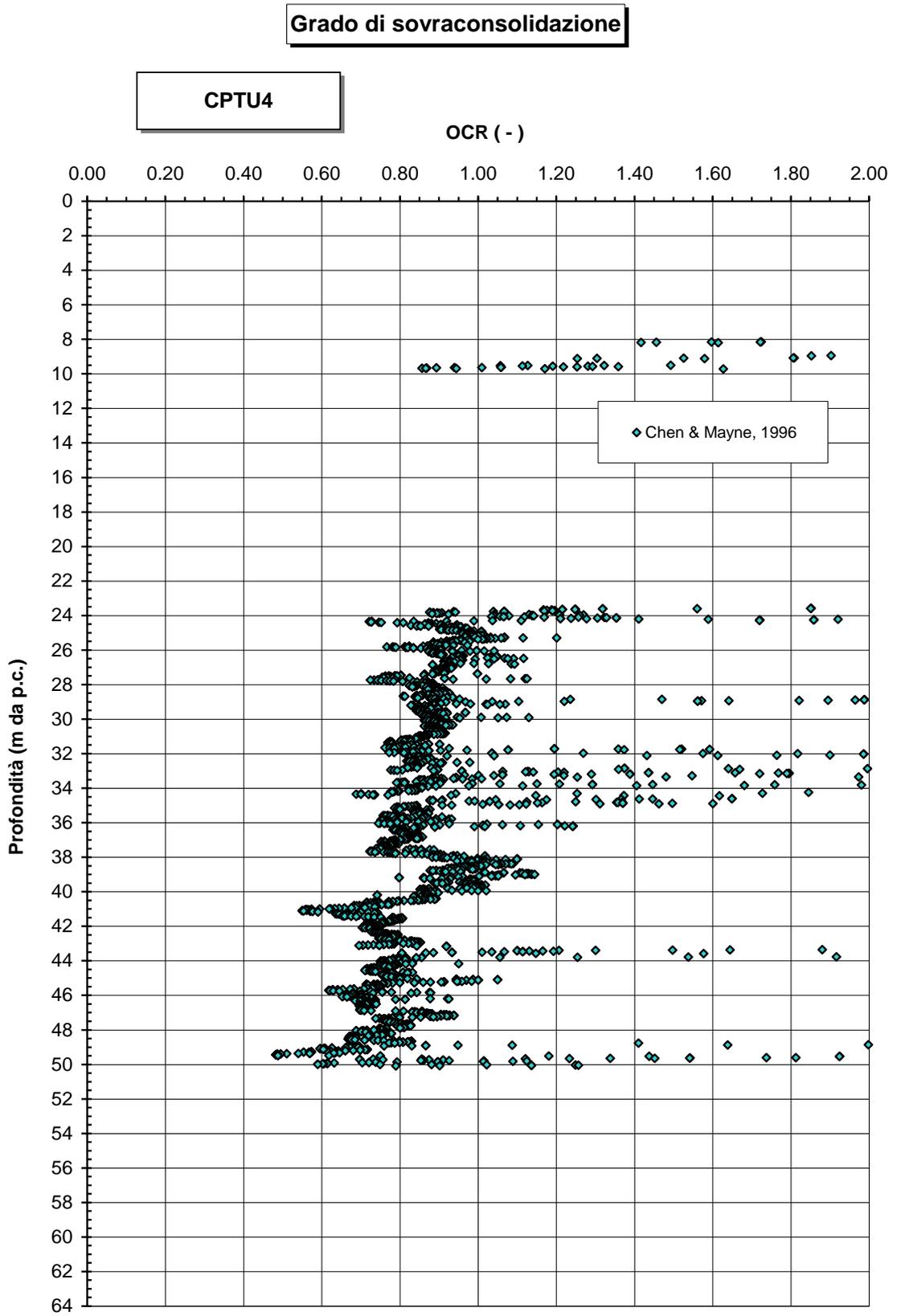


Figura 10.38: CPTU4 - Grado di sovraconsolidazione

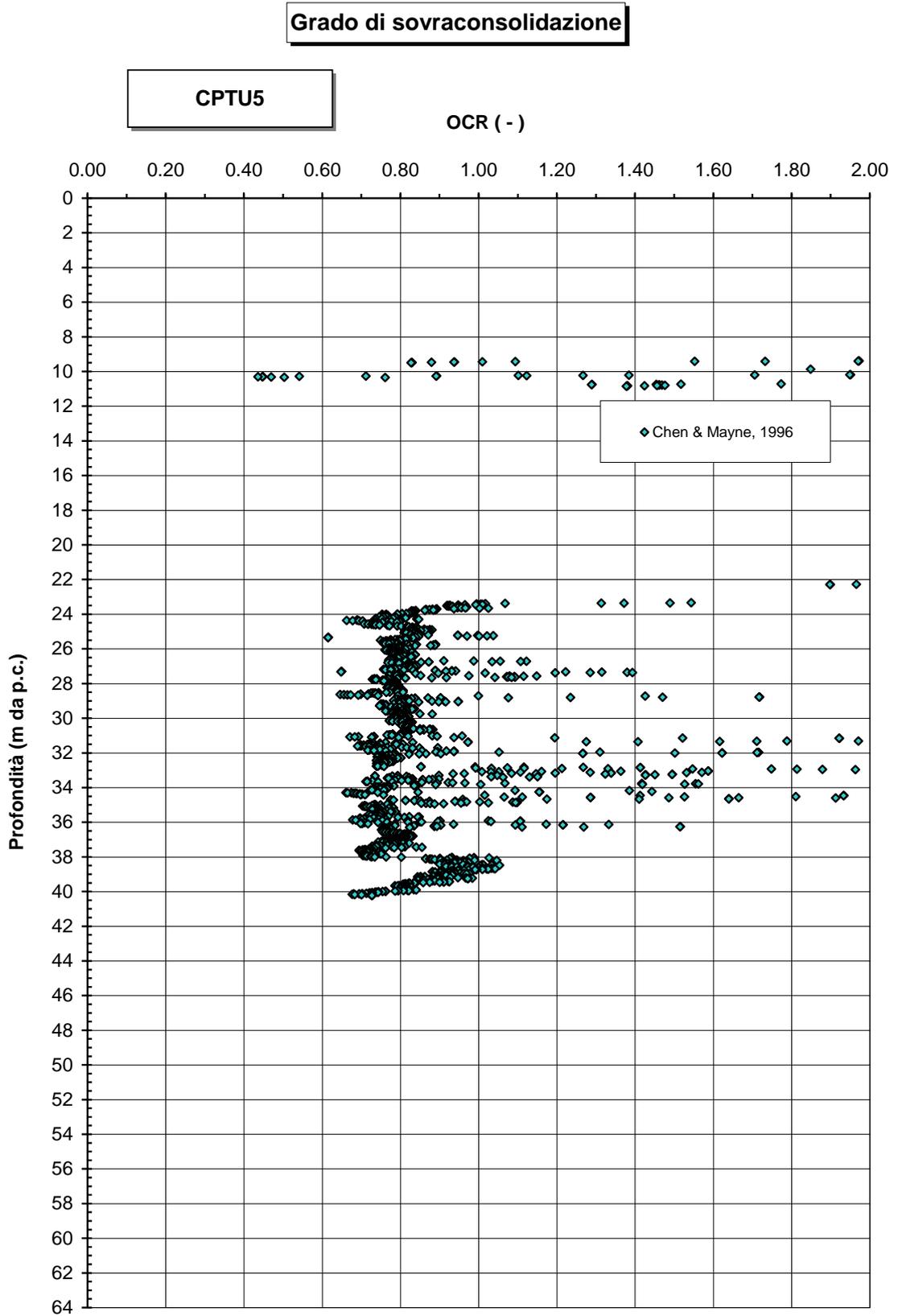


Figura 10.39: CPTU5 - Grado di sovraconsolidazione

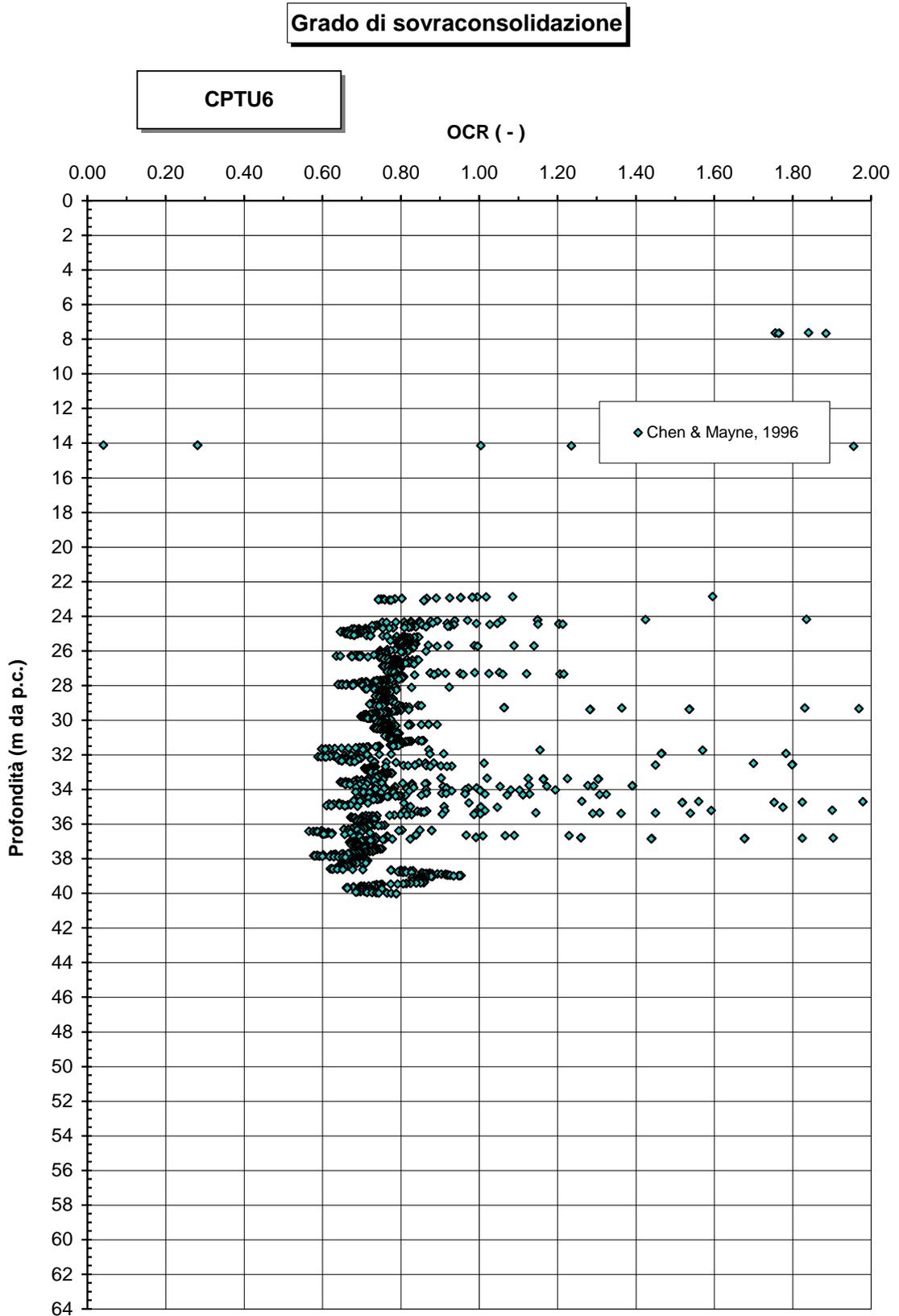


Figura 10.40: CPTU6 - Grado di sovraconsolidazione

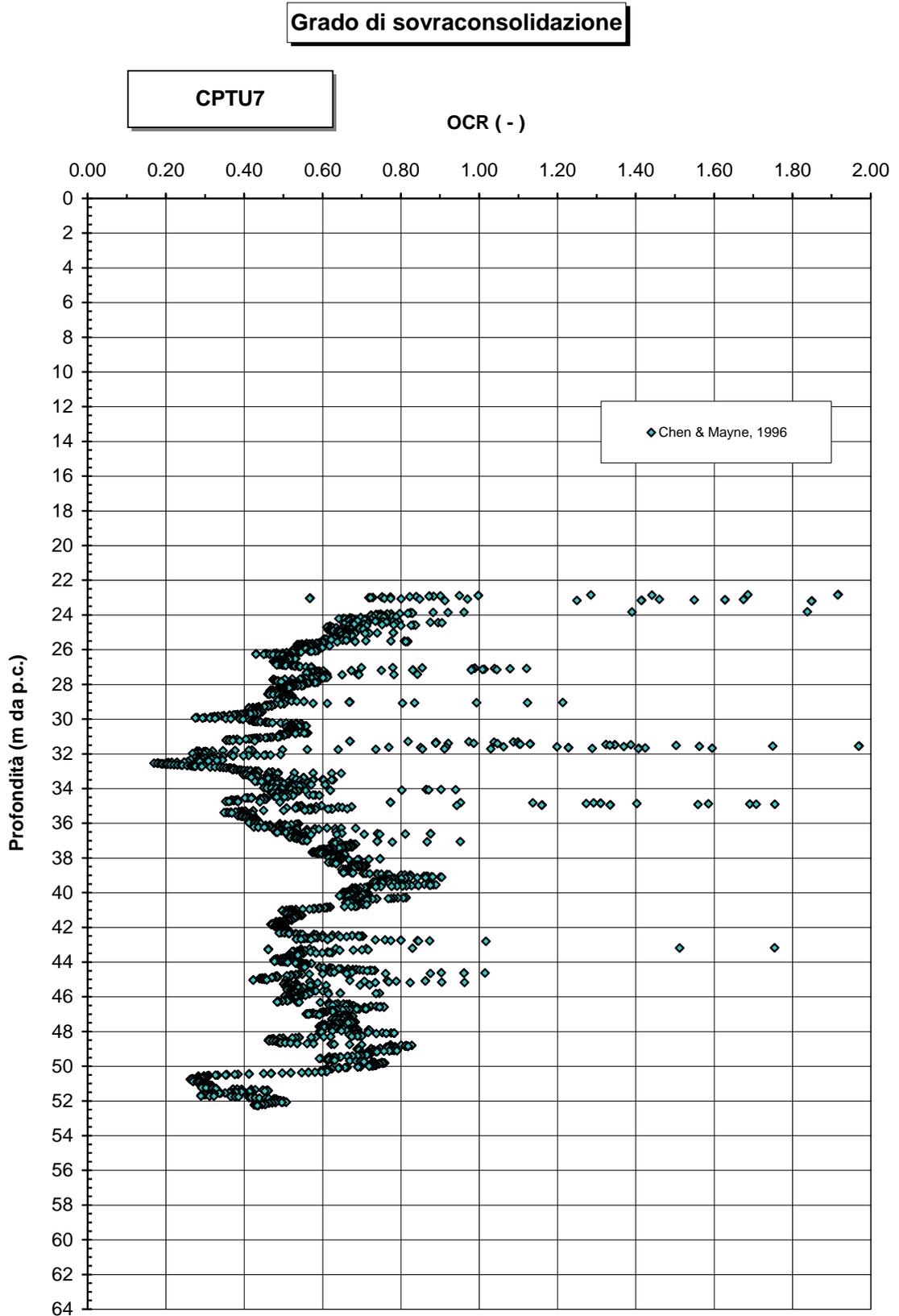


Figura 10.41: CPTU7 - Grado di sovraconsolidazione

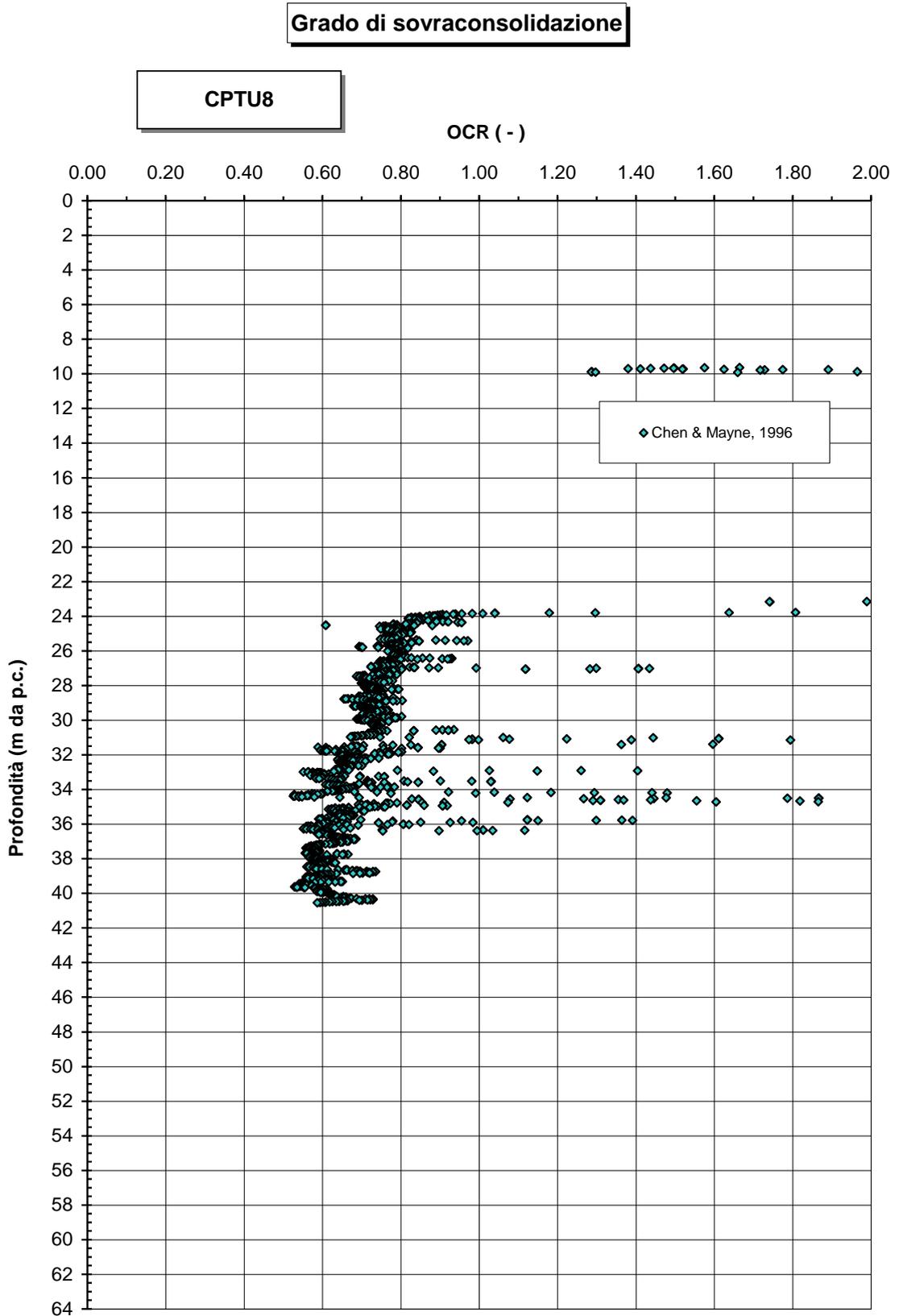


Figura 10.42: CPTU8 - Grado di sovraconsolidazione

Sia le prove di laboratorio che i risultati dell'interpretazione delle prove CPTU mostrano in generale la presenza di un materiale normalmente consolidato oppure sottoconsolidato. In particolare, al di sotto dei 40 m di profondità, risulta evidente la presenza di valori del GSC sensibilmente inferiori all'unità, soprattutto nel tratto terminale del Lotto (prove CPTU6, CPTU7 e CPTU8).

Al coefficiente di spinta del terreno a riposo  $k_0$  possono essere attribuiti valori pari a:

$$k_0 = 1 - \sin \phi' = (0.62 \div 0.50)$$

### **10.3.3 Resistenza al taglio non drenata**

La resistenza al taglio non drenata ( $c_u$ ) ottenuta dalle prove TX-UU e dall'interpretazione delle prove CPTU, è stata riportata nelle Figure seguenti:

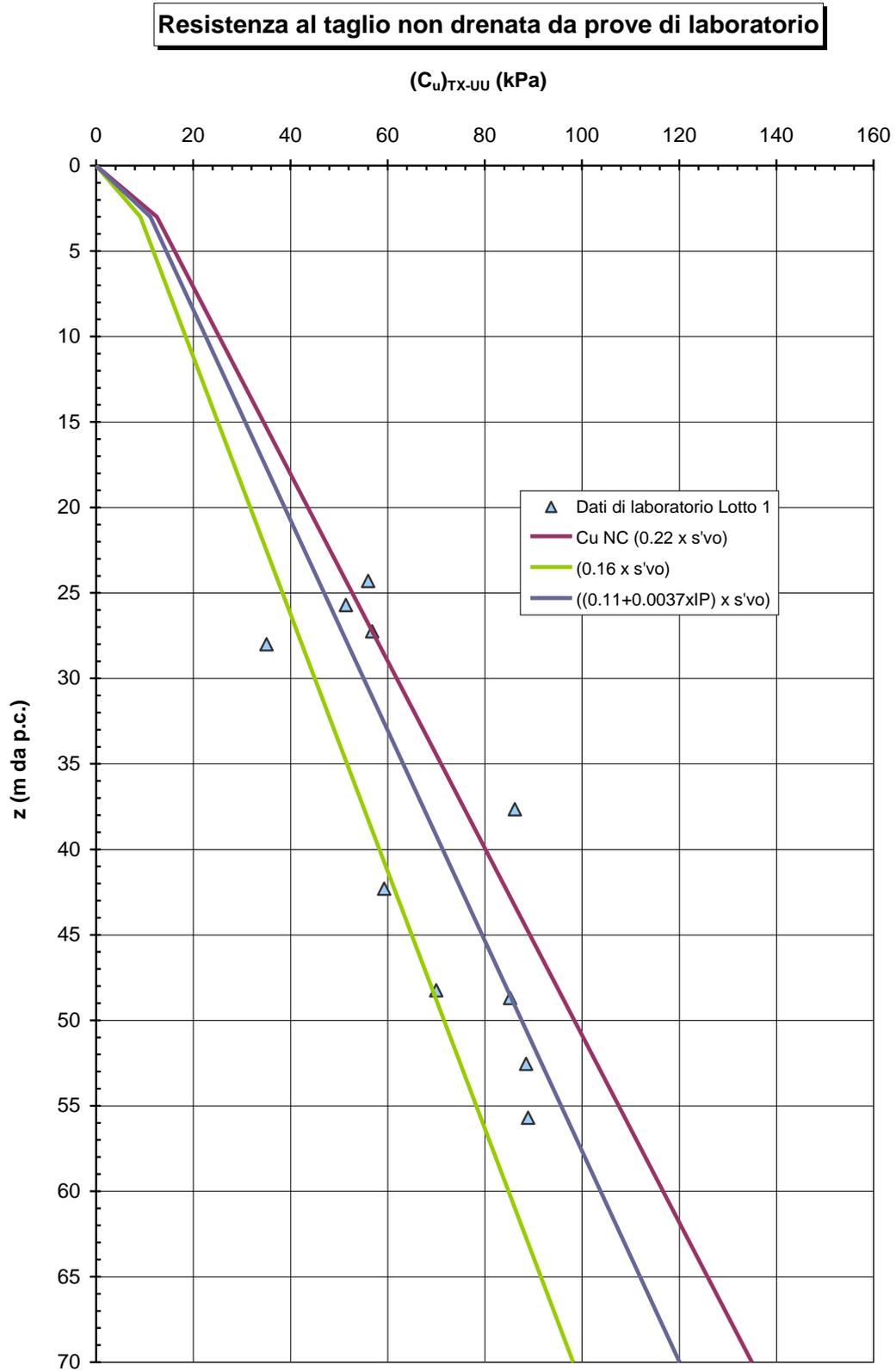


Figura 10.43: Lotto 1 – Materiale A1 – Resistenza al taglio non drenata

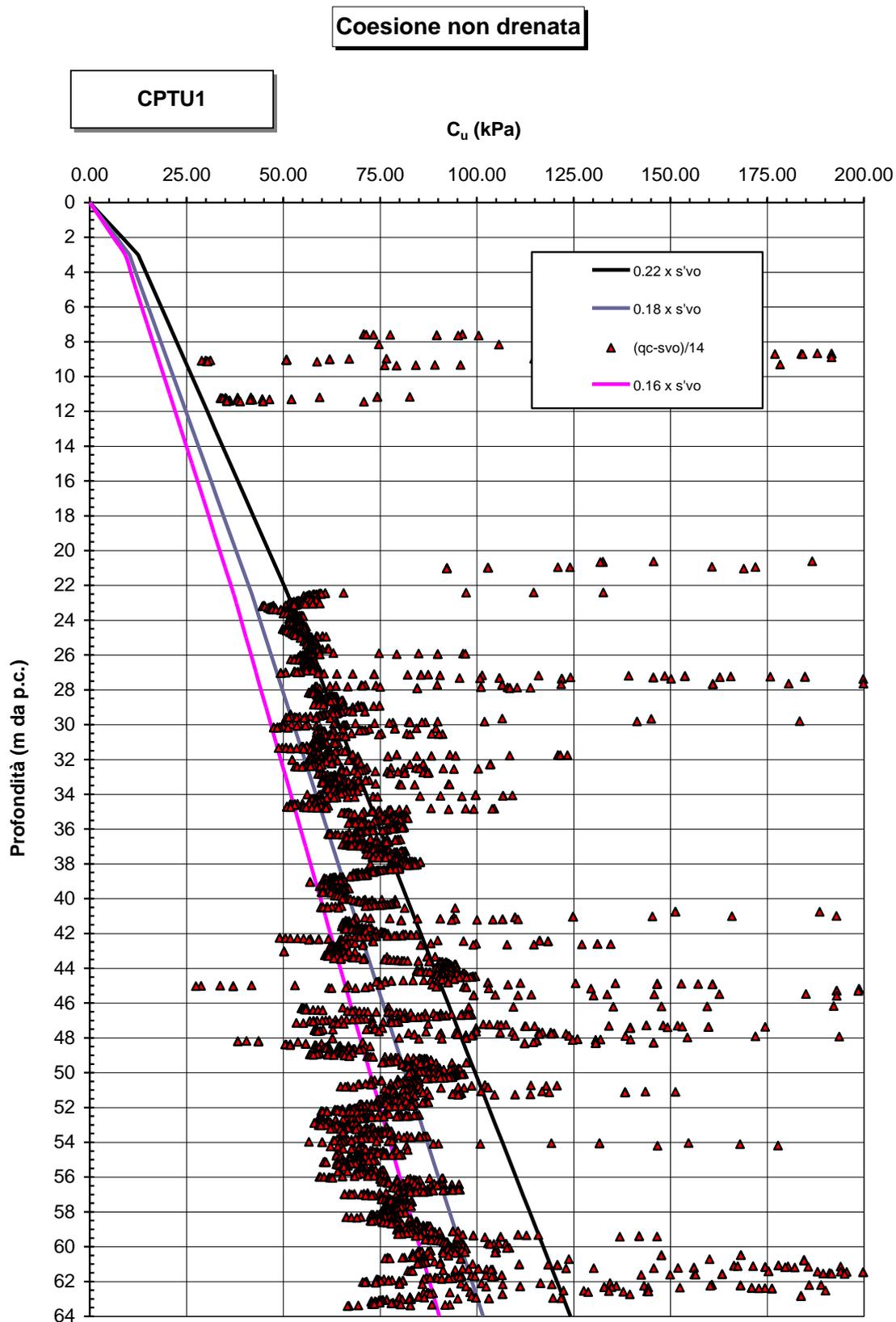


Figura 10.44: CPTU1 – Resistenza al taglio non drenata

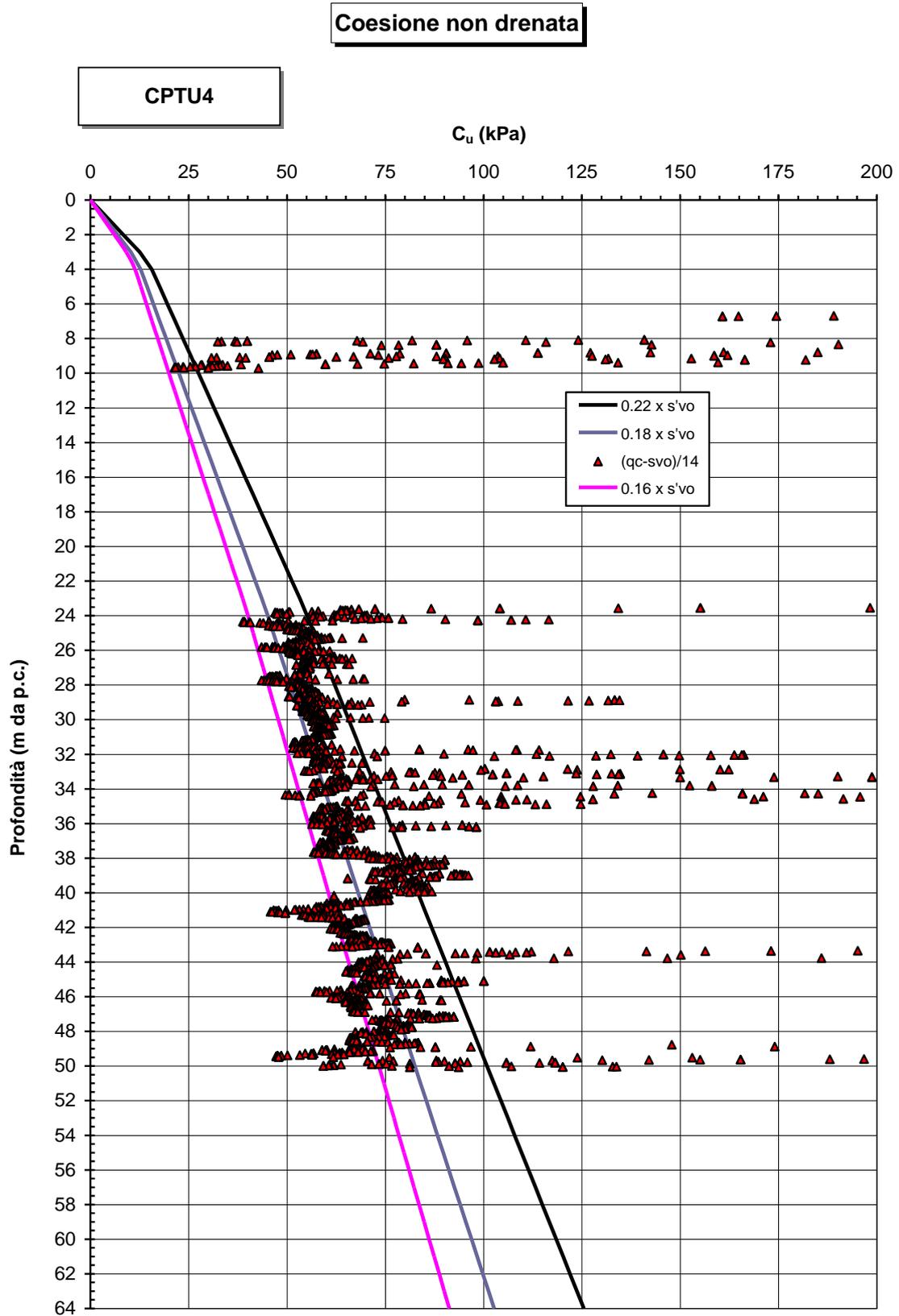


Figura 10.45: CPTU4 – Resistenza al taglio non drenata

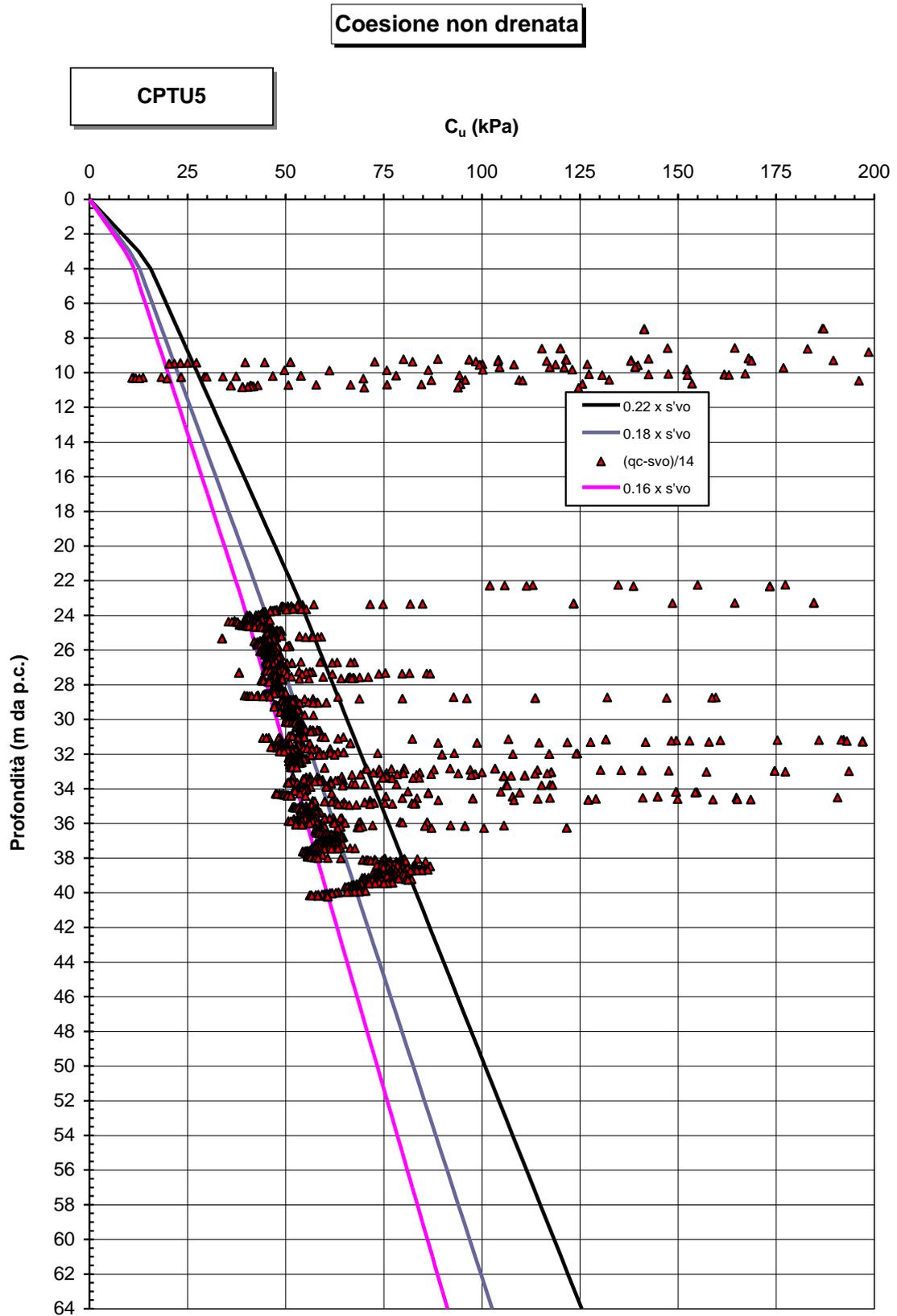


Figura 10.46: CPTU5 – Resistenza al taglio non drenata

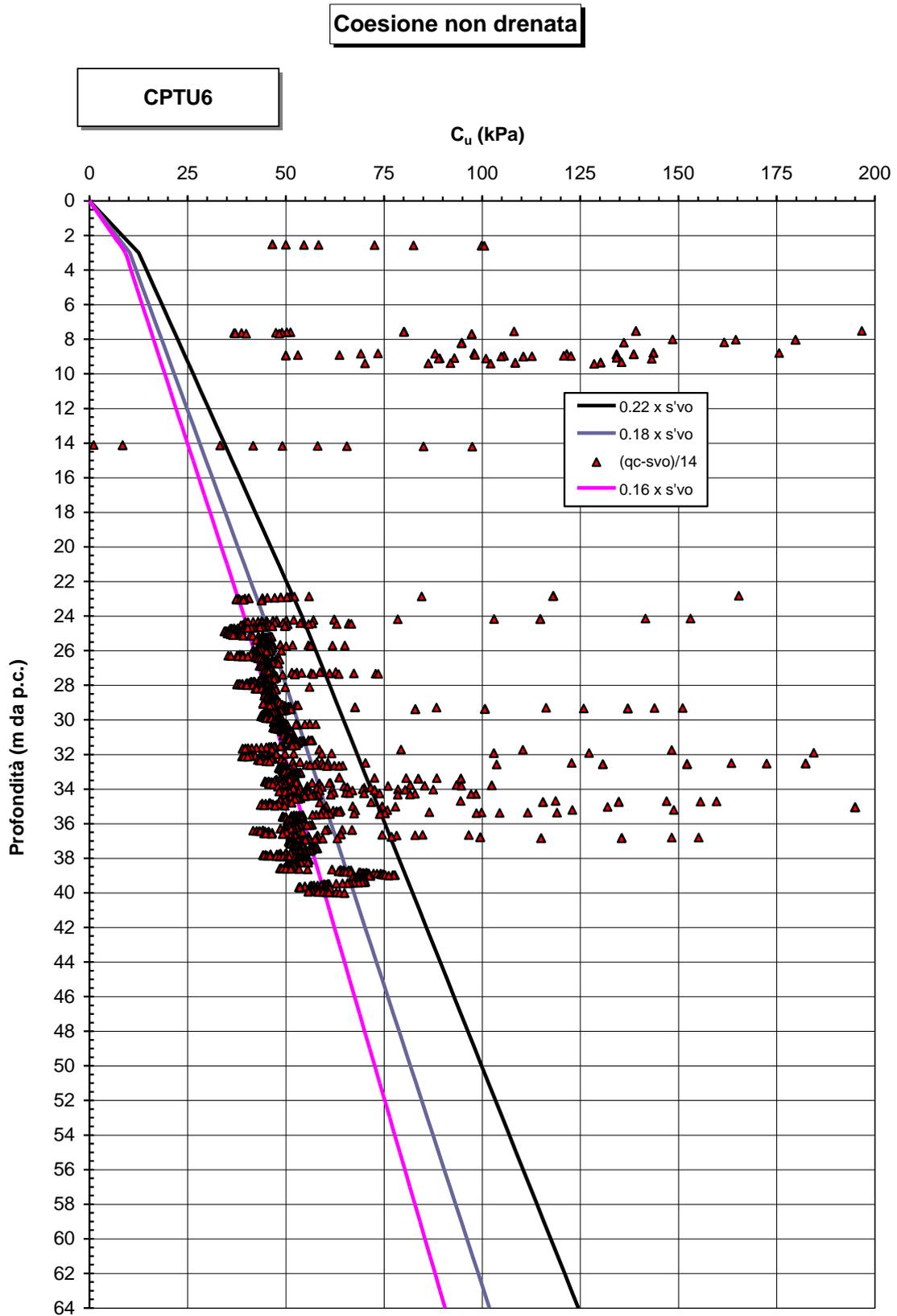


Figura 10.47: CPTU6 – Resistenza al taglio non drenata

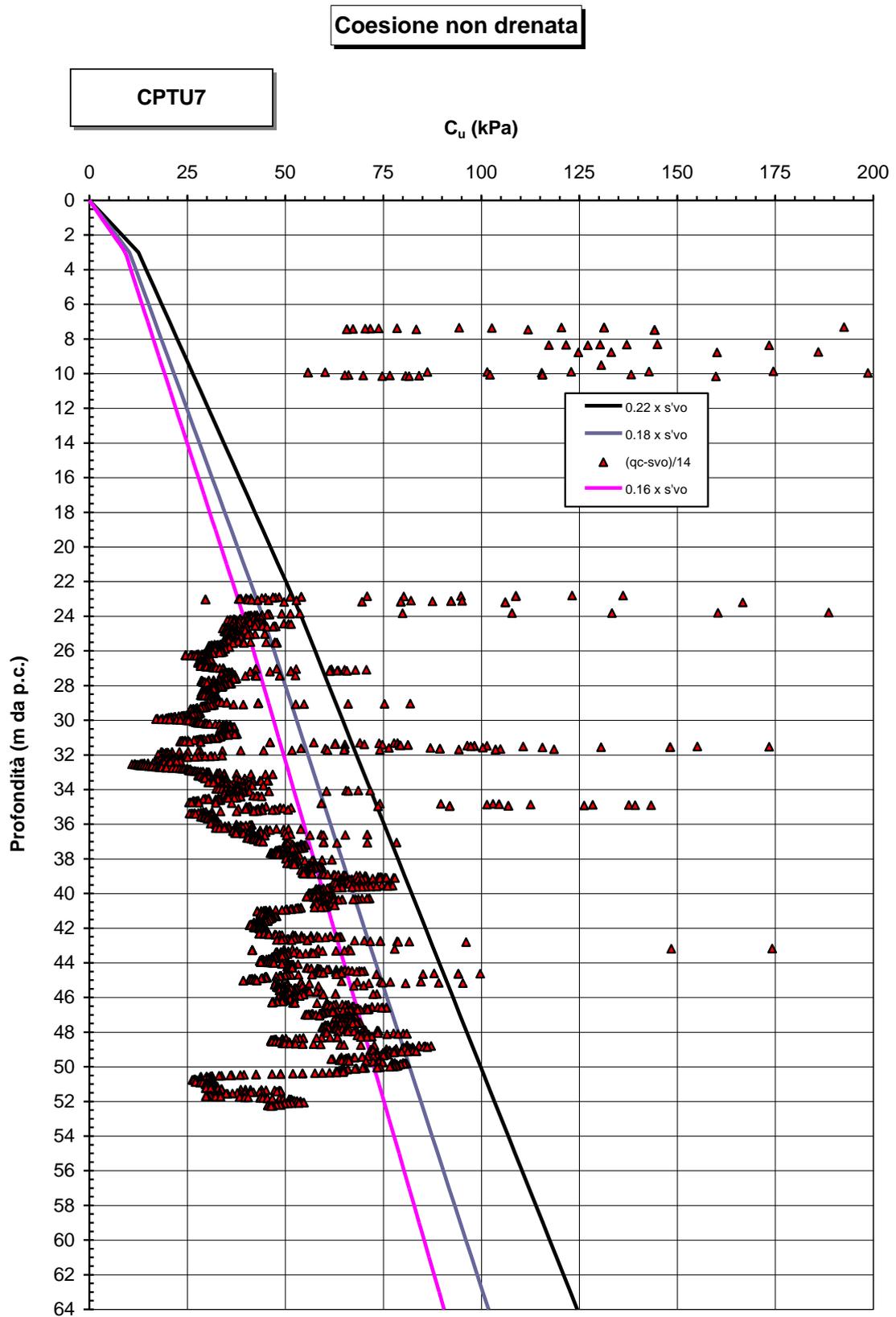


Figura 10.48: CPTU7 – Resistenza al taglio non drenata

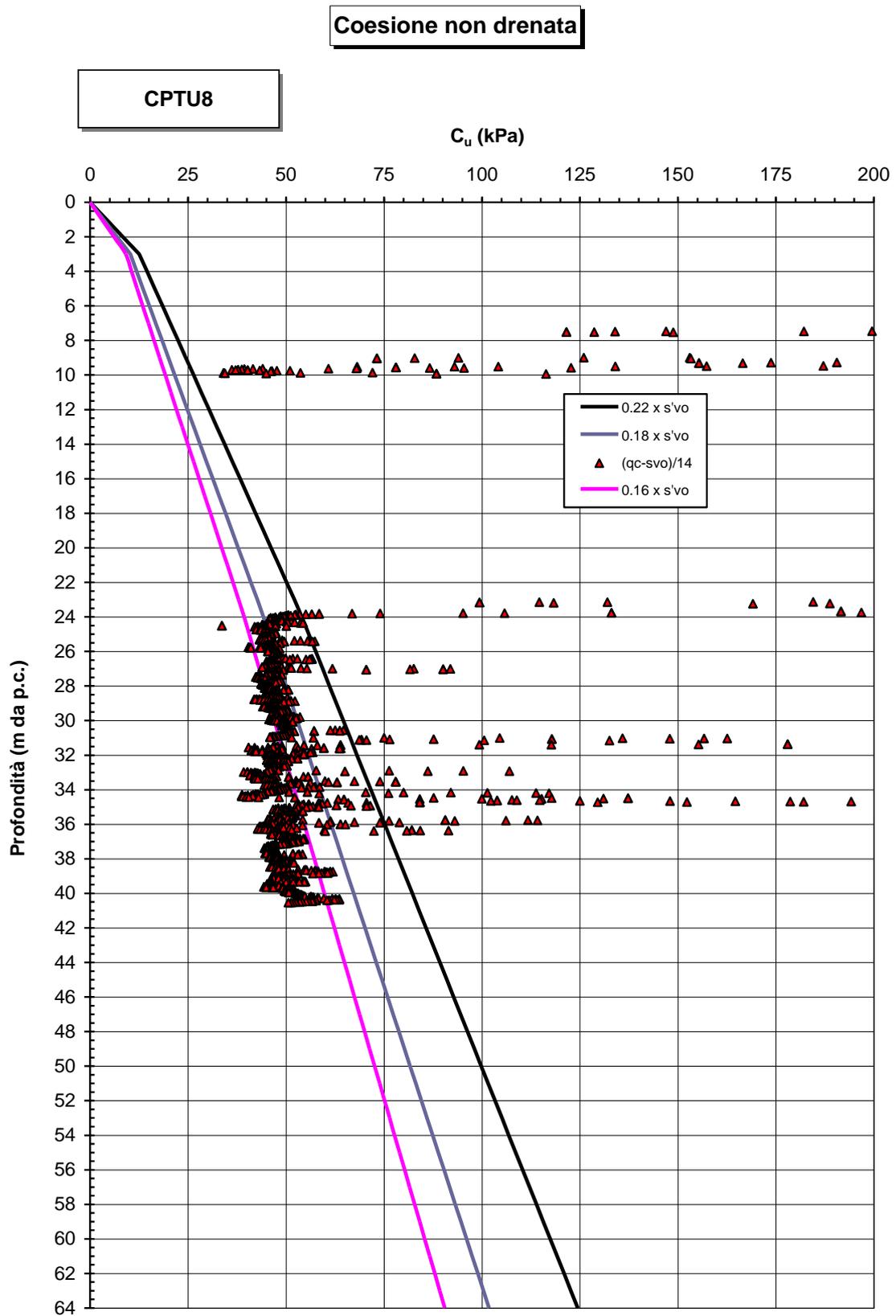


Figura 10.49: CPTU8 – Resistenza al taglio non drenata

I valori della resistenza al taglio non drenata risultano piuttosto bassi, in relazione alla profondità ed alle tensioni geostatiche. Essi sono in ogni caso congruenti con la condizione di normalconsolidazione oppure sottoconsolidazione del materiale, come evidenziata al par. precedente.

In termini generali i valori di  $c_u$  oscillano tra 35 e 75 kPa.

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

I parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci sono stati desunti a partire da dati bibliografici relativi a materiali granulometricamente e deposizionalmente analoghi presenti nell'area dell'Aeroporto, non essendo disponibili prove di laboratorio (cfr. l'articolo [37]).

#### **10.3.5 Deformabilità e consolidazione in condizioni edometriche**

Nelle Figure seguenti sono riportati i parametri di deformabilità e consolidazione in condizioni edometriche ottenuti dalla prove di laboratorio disponibili, in particolare:

- RR rapporto di ricompressione (0.02÷0.04)
- CR rapporto di compressione (0.15÷0.30)
- $C_c$  indice di compressione (0.30÷0.65)
- $c_v$  coefficiente di consolidazione in direzione verticale <sup>(1)</sup> ( $1.0 \times 10^{-8}$ ÷ $4.0 \times 10^{-8}$ )
- $c_{\alpha}$  coefficiente di consolidazione secondaria <sup>(1)</sup> (0.004÷0.010)

<sup>(1)</sup> valutati nell'intorno superiore della tensione geostatica in sito

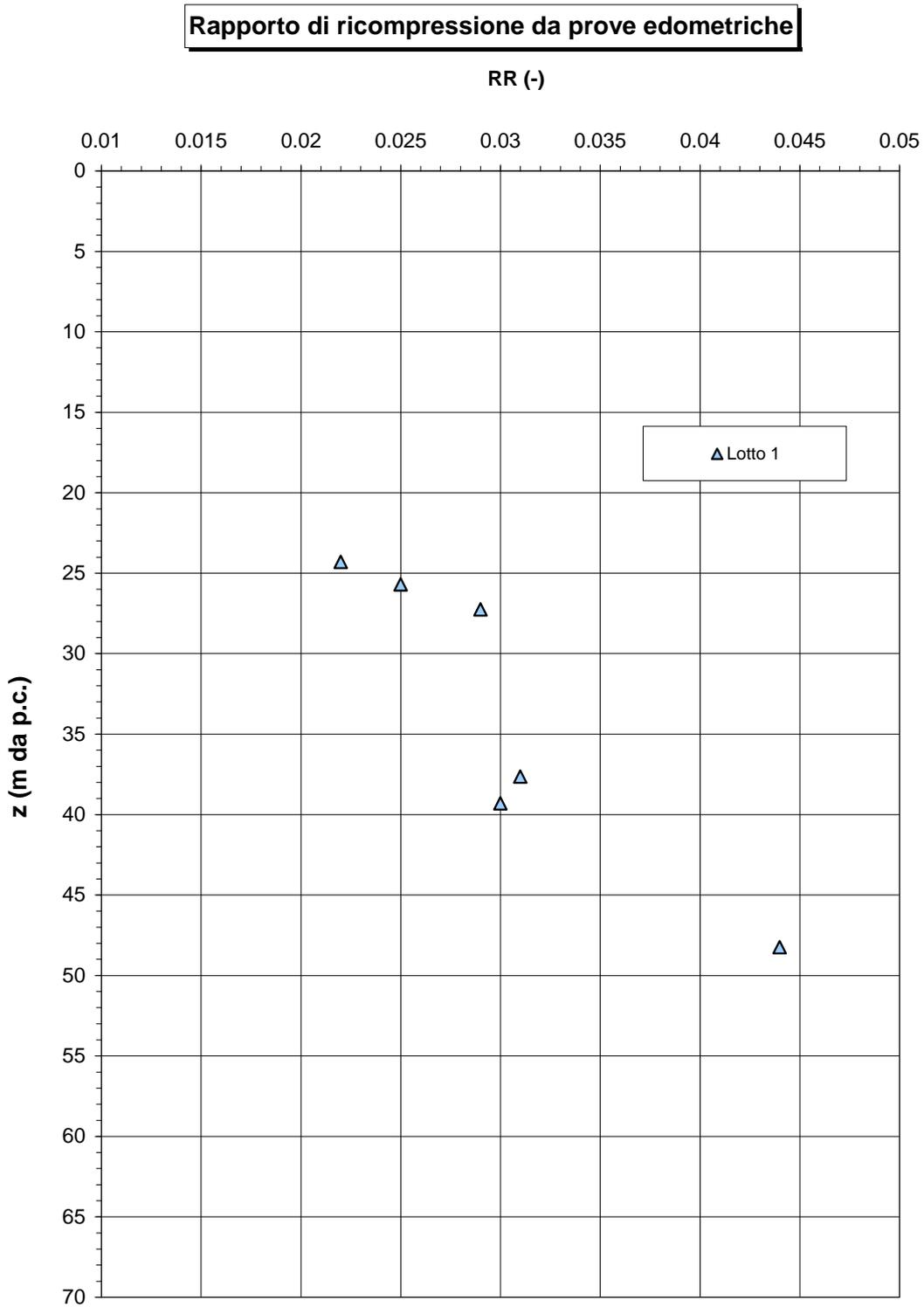


Figura 10.50: Lotto 1 – Materiale A1 – Rapporto di ricompressione

**Rapporto di compressione da prove edometriche**

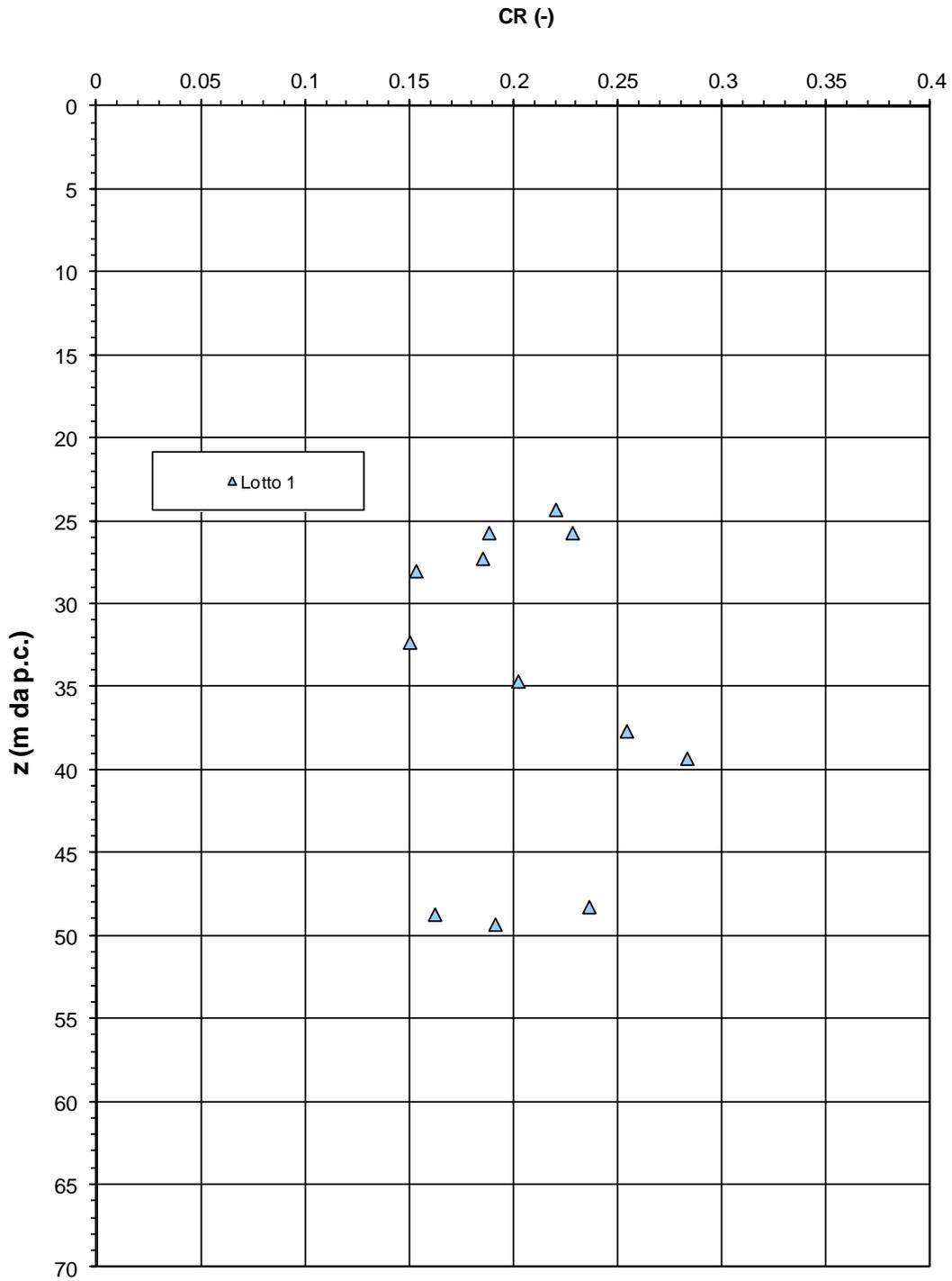


Figura 10.51: Lotto 1 – Materiale A1 – Rapporto di compressione

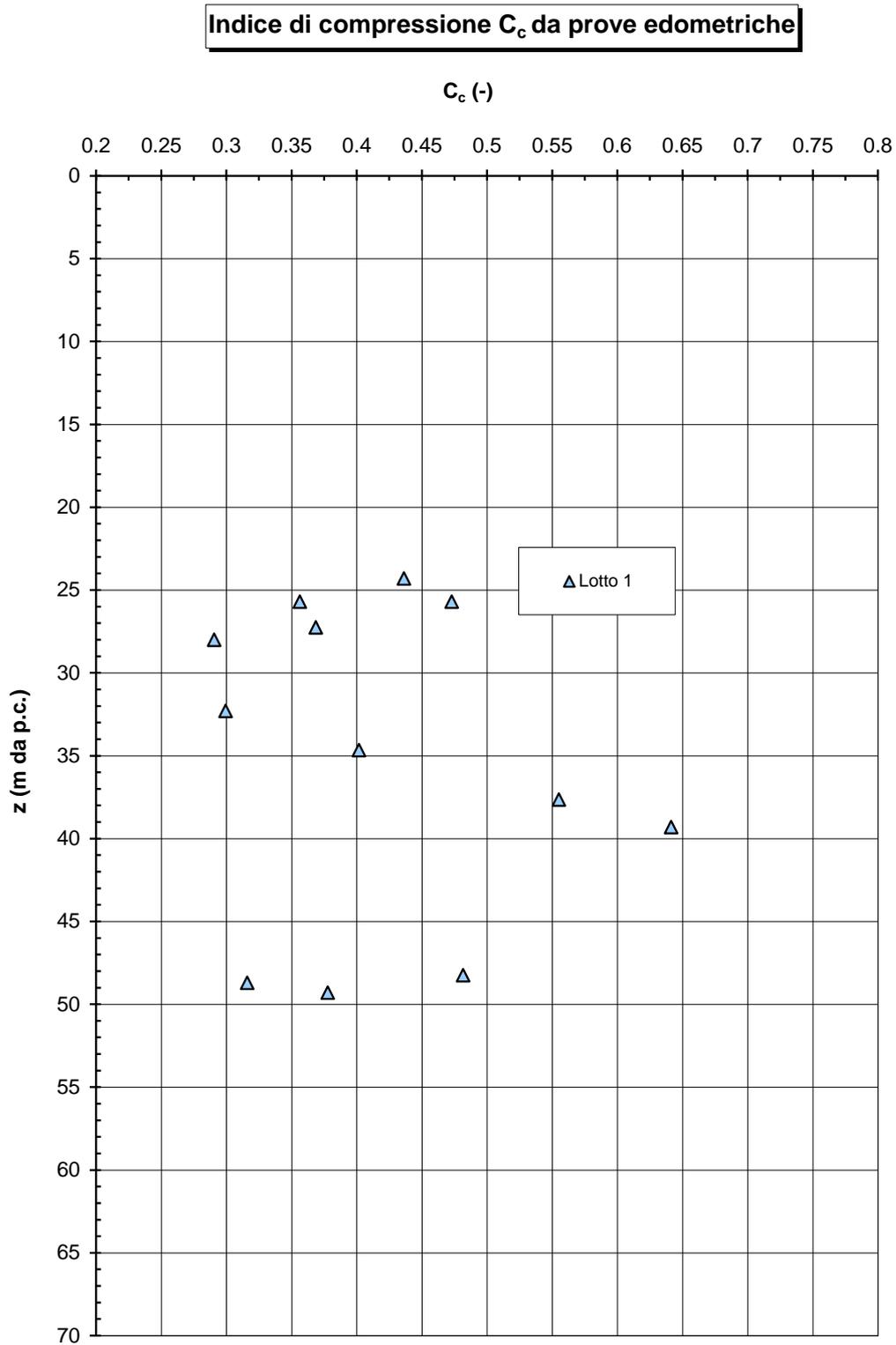


Figura 10.52: Lotto 1 – Materiale A1 – Indice di compressione

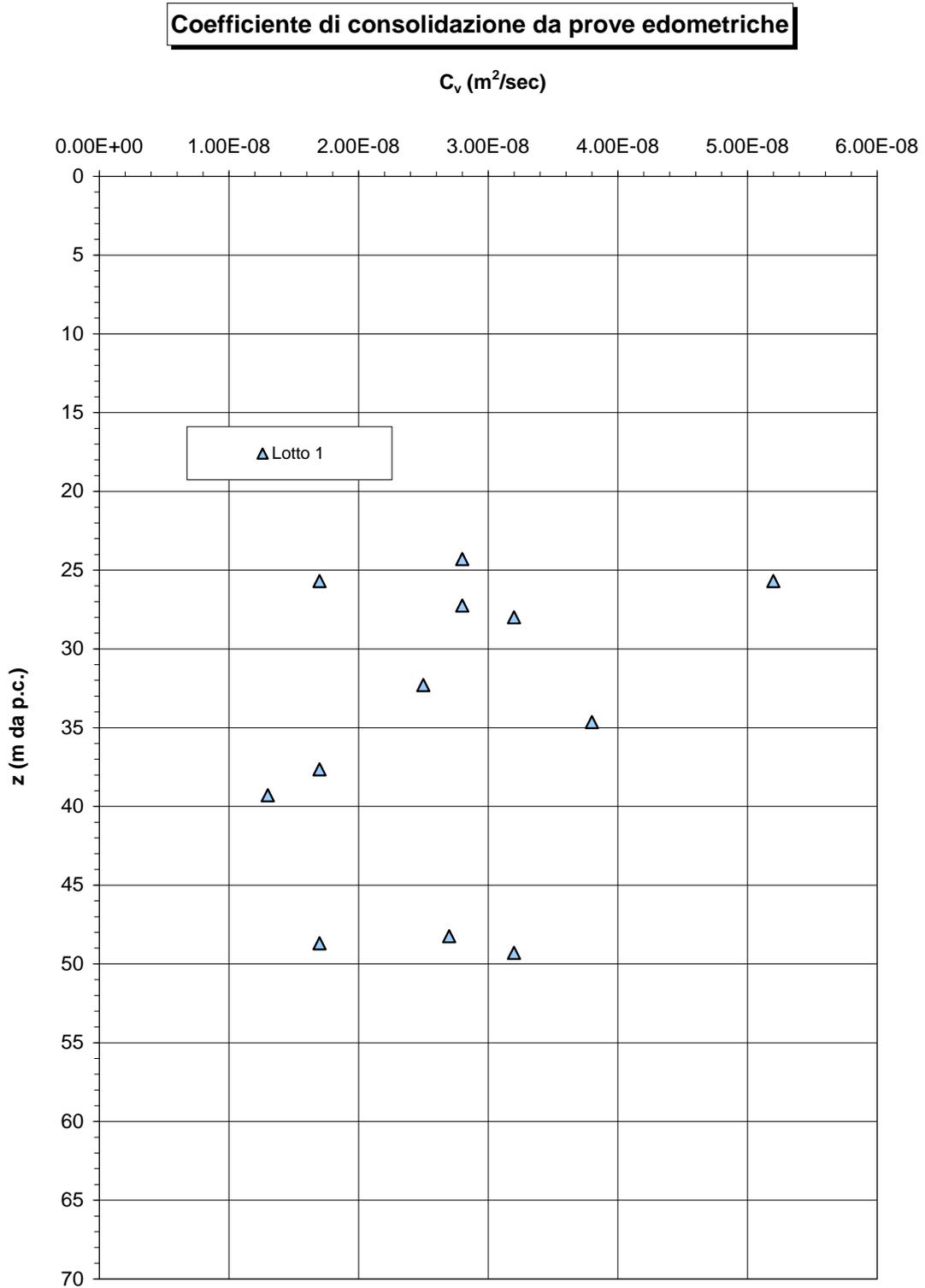


Figura 10.53: Lotto 1 – Materiale A1 – Coefficiente di consolidazione

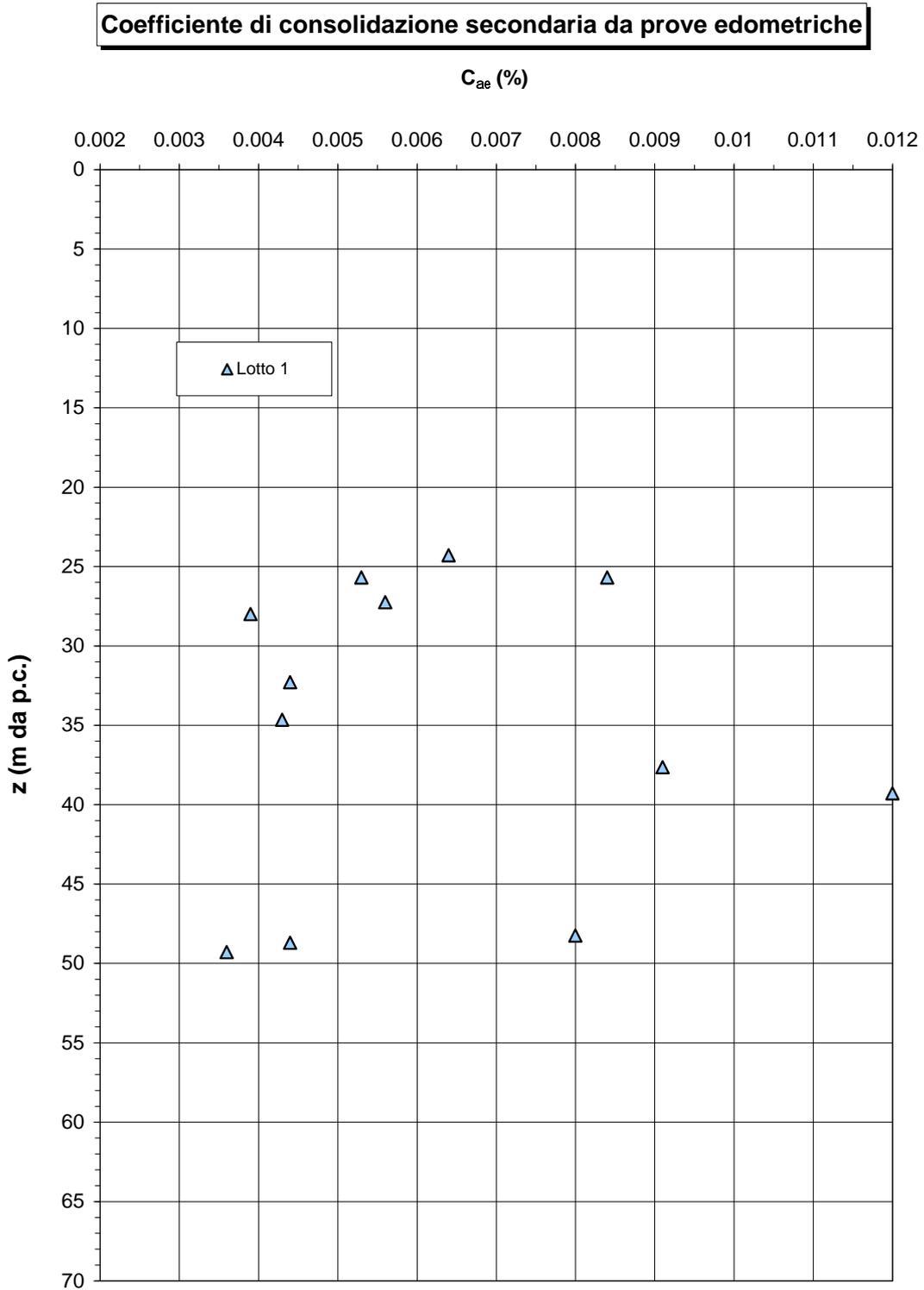


Figura 10.54: Lotto 1 – Materiale A1 – Coefficiente di consolidazione secondaria

### **10.3.6 Modulo di taglio a piccole deformazioni**

#### ***10.3.6.1 Velocità delle onde di taglio***

Le misure delle velocità delle onde di taglio  $V_s$  eseguite mediante cono sismico, ove disponibili, sono state confrontate con quelle derivate dall'interpretazione delle prove CPTU. I risultati, mostrati nelle Figure seguenti, dove sono stati riportati anche i valori di velocità dedotti dalle misure in colonna risonante, evidenziano una certa discrepanza tra i diversi metodi di analisi, ove i valori ricavati dalle prove CPTU risultano inferiori a quelli da misura diretta.

In via cautelativa, si è ritenuto corretto fare riferimento ai valori desunti da prove CPTU, opportunamente fittati mediante una legge di variazione in funzione della profondità  $z$ :

$$V_s = 135 + 1.4 \times z \text{ (m/s)}$$

**Velocità onde sismiche in materiale coesivo Vs**

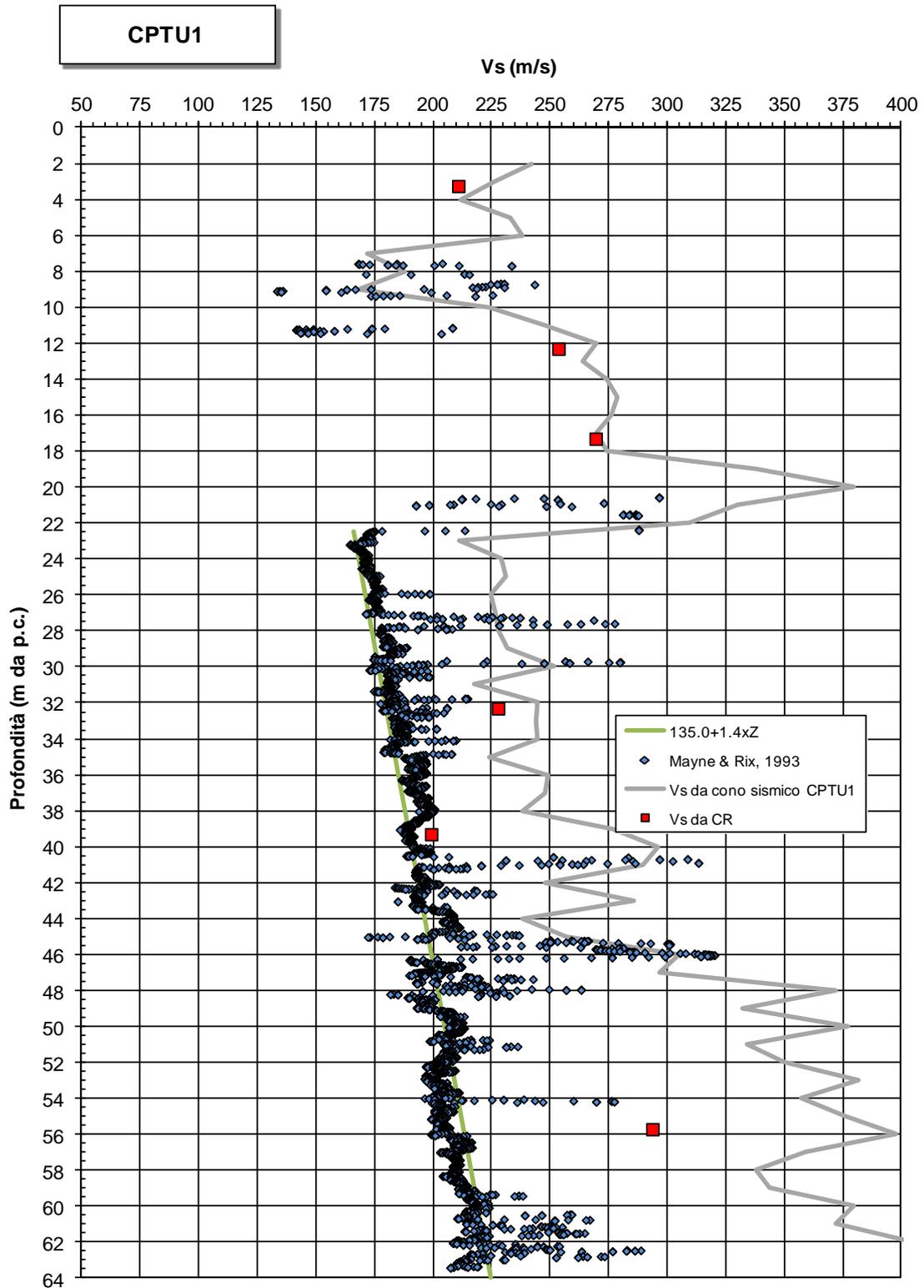


Figura 10.55: CPTU1 – Velocità onde di taglio

**Velocità onde sismiche in materiale coesivo Vs**

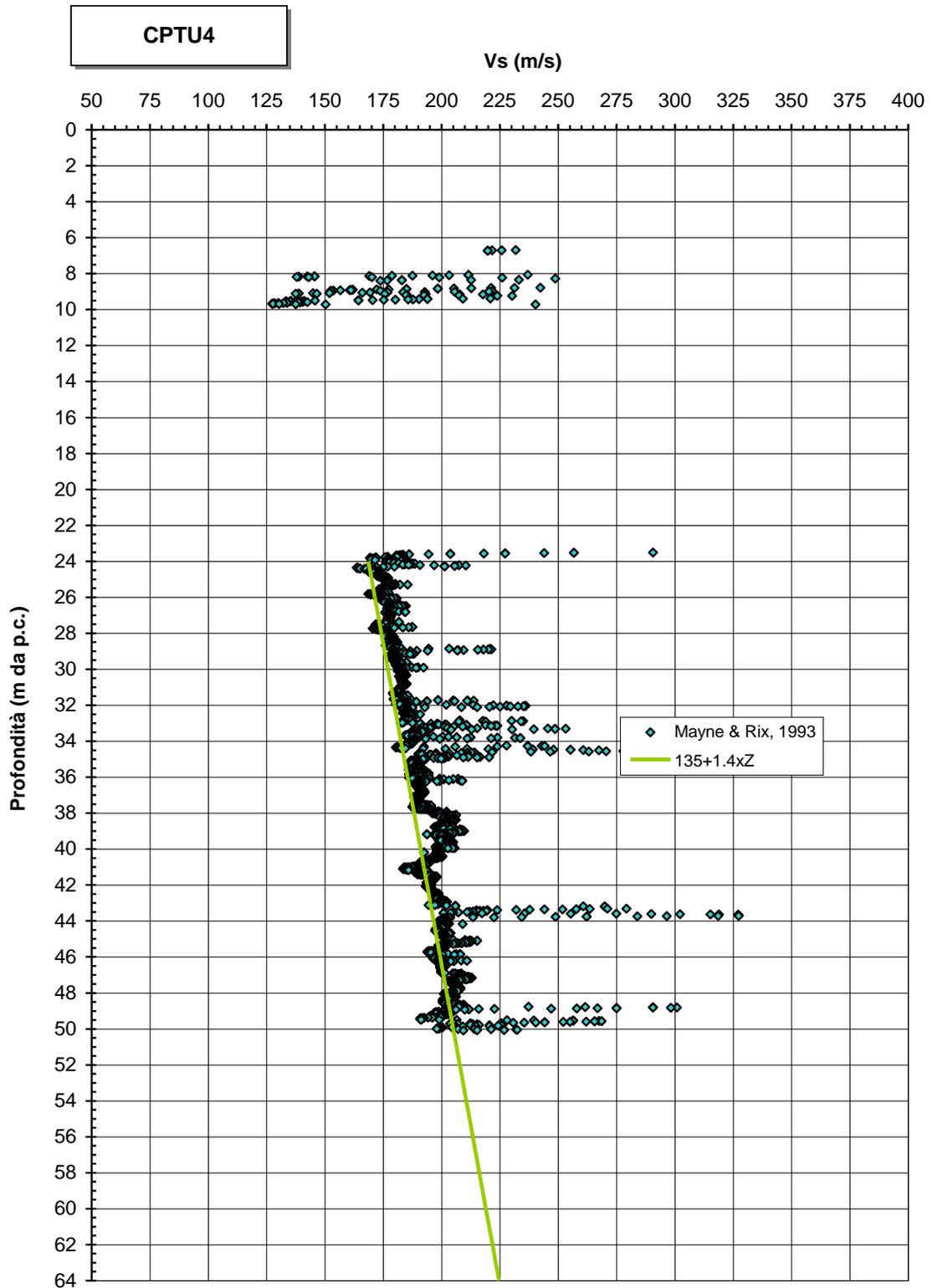


Figura 10.56: CPTU4 – Velocità onde di taglio

**Velocità onde sismiche in materiale coesivo Vs**

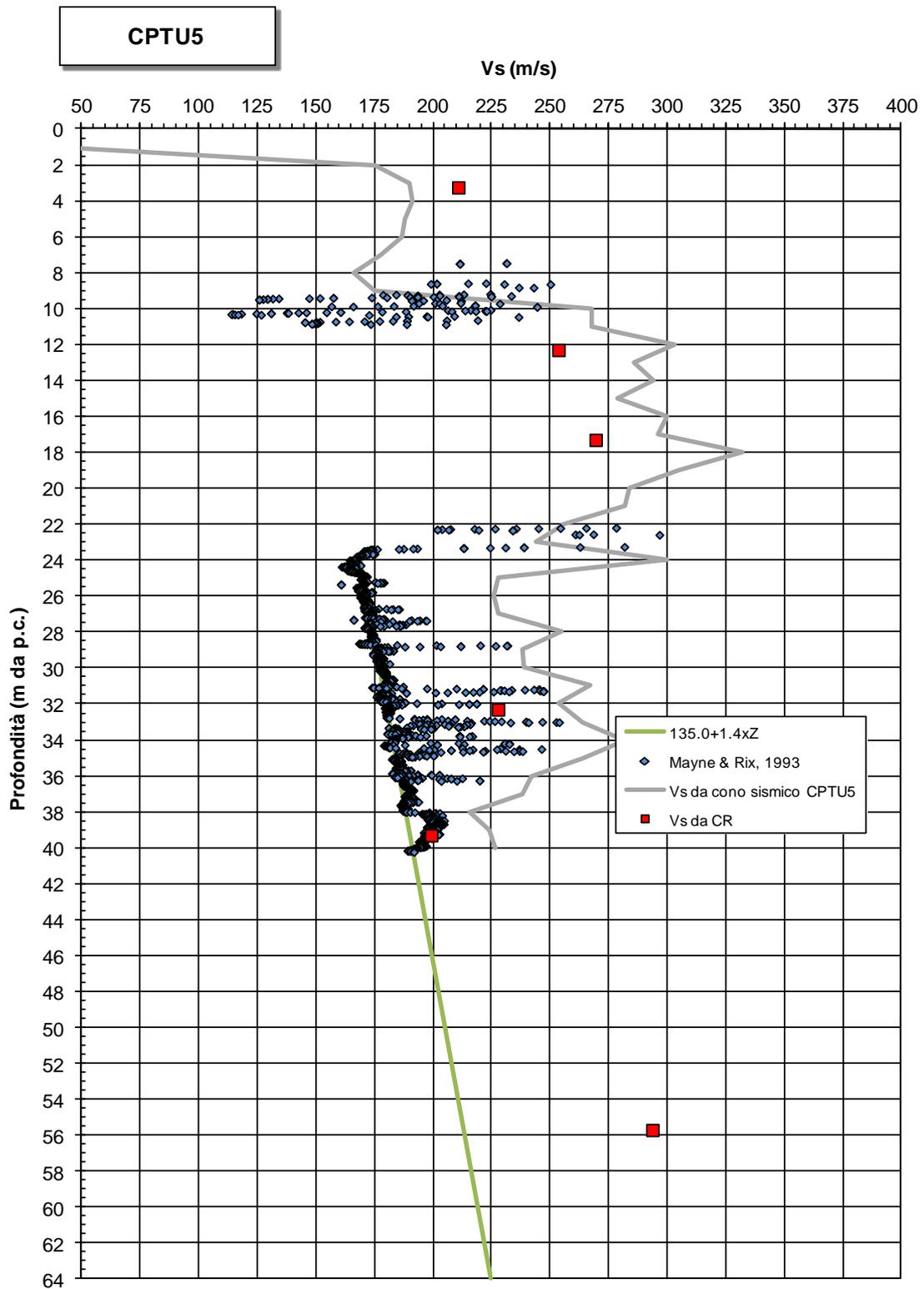


Figura 10.57: CPTU5 – Velocità onde di taglio

**Velocità onde sismiche in materiale coesivo Vs**

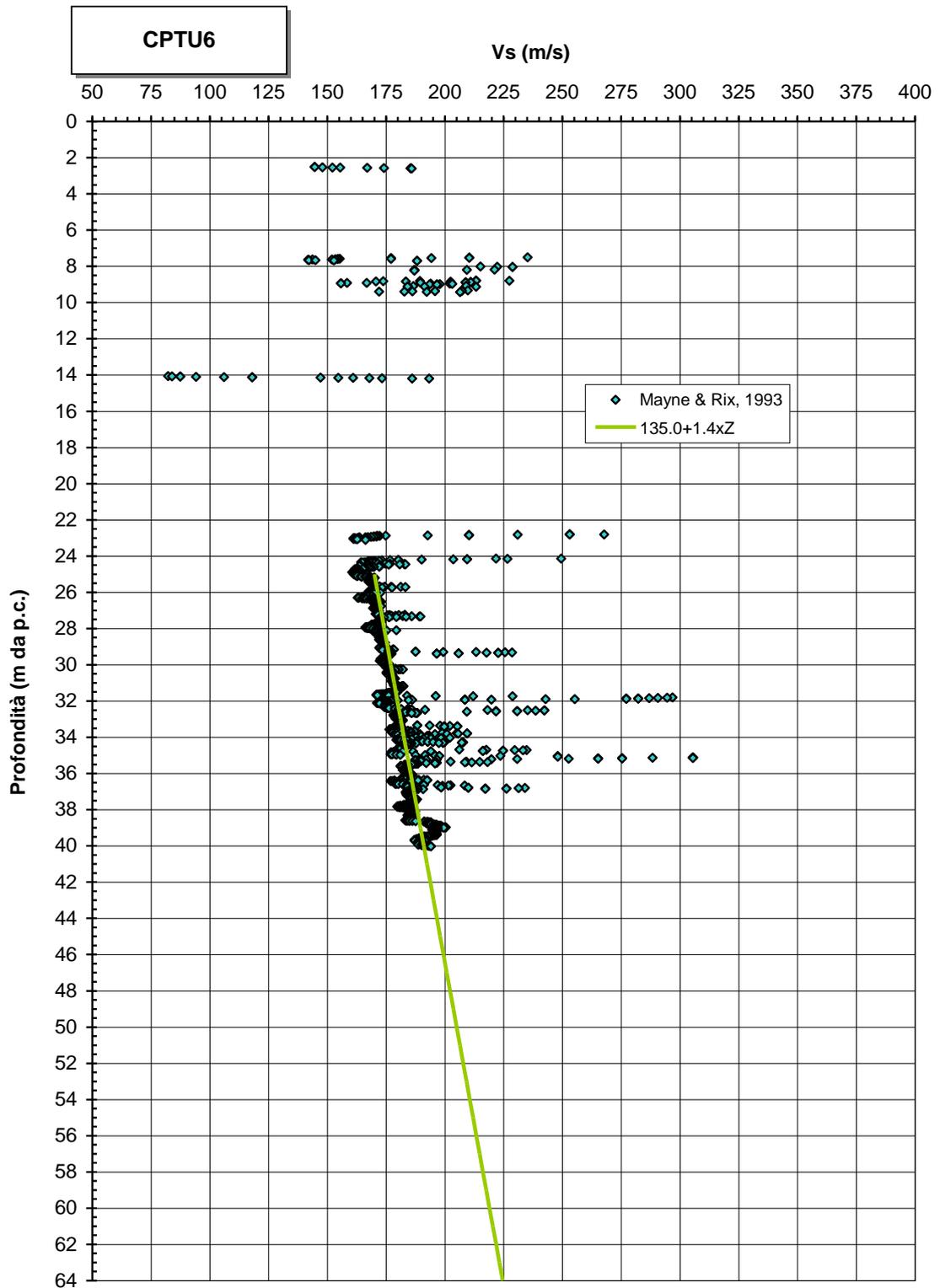


Figura 10.58: CPTU6 – Velocità onde di taglio

**Velocità onde sismiche in materiale coesivo Vs**

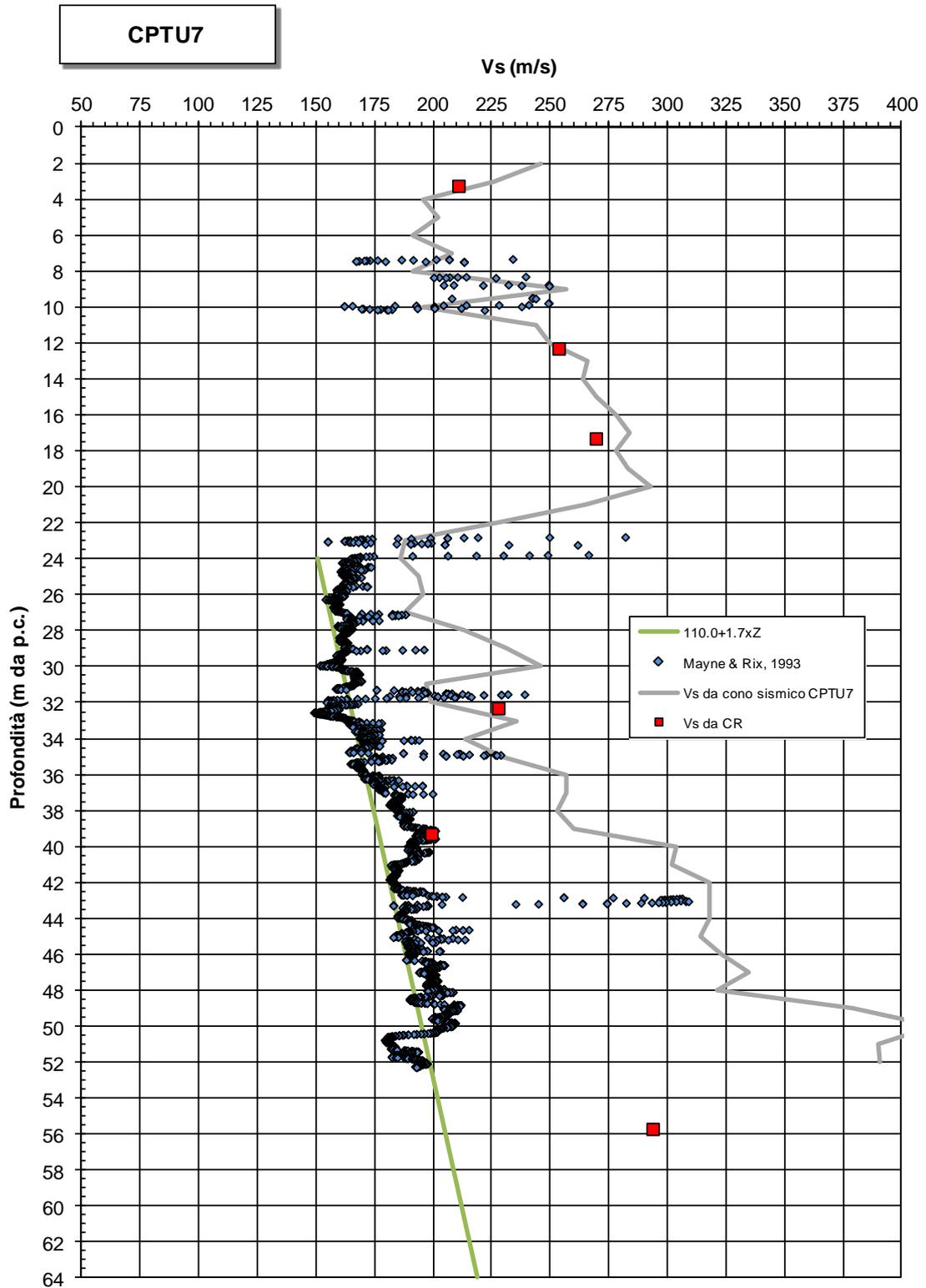


Figura 10.59: CPTU7 – Velocità onde di taglio

**Velocità onde sismiche in materiale coesivo Vs**

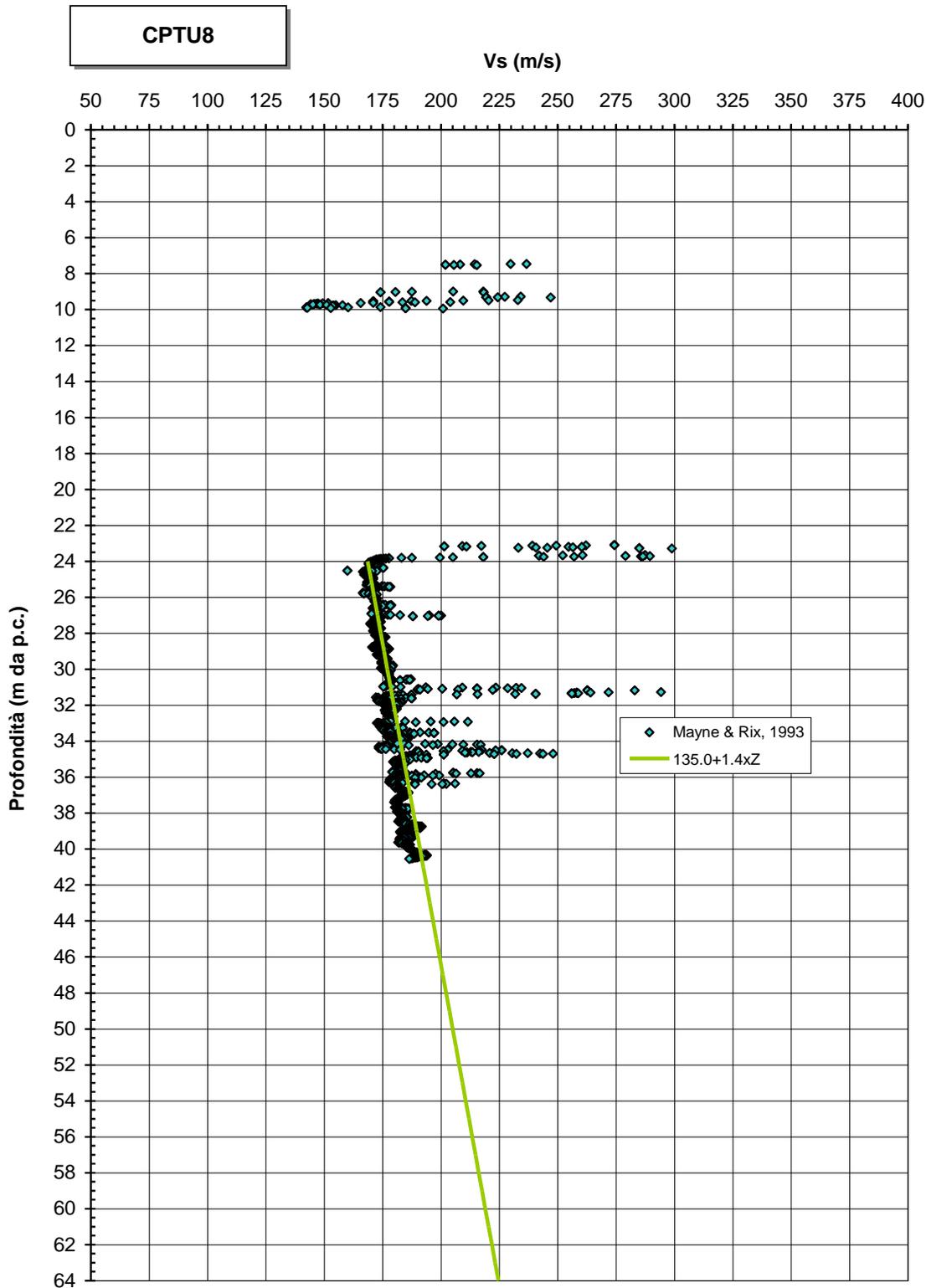


Figura 10.60: CPTU8 – Velocità onde di taglio

### ***10.3.6.2 Modulo di taglio iniziale***

A partire dai valori delle  $V_s$  desunte dalle prove CPTU sono stati ricavati i valori del modulo di taglio iniziale  $G_0$ . Nelle Figure seguenti sono riportati i risultati ottenuti, unitamente alle misure ricavate in laboratorio nelle prove in colonna risonante (valori rappresentati nei grafici delle CPTU già interessate da prove con cono sismico).

**Modulo di taglio a piccole deformazioni - materiali coesivi**

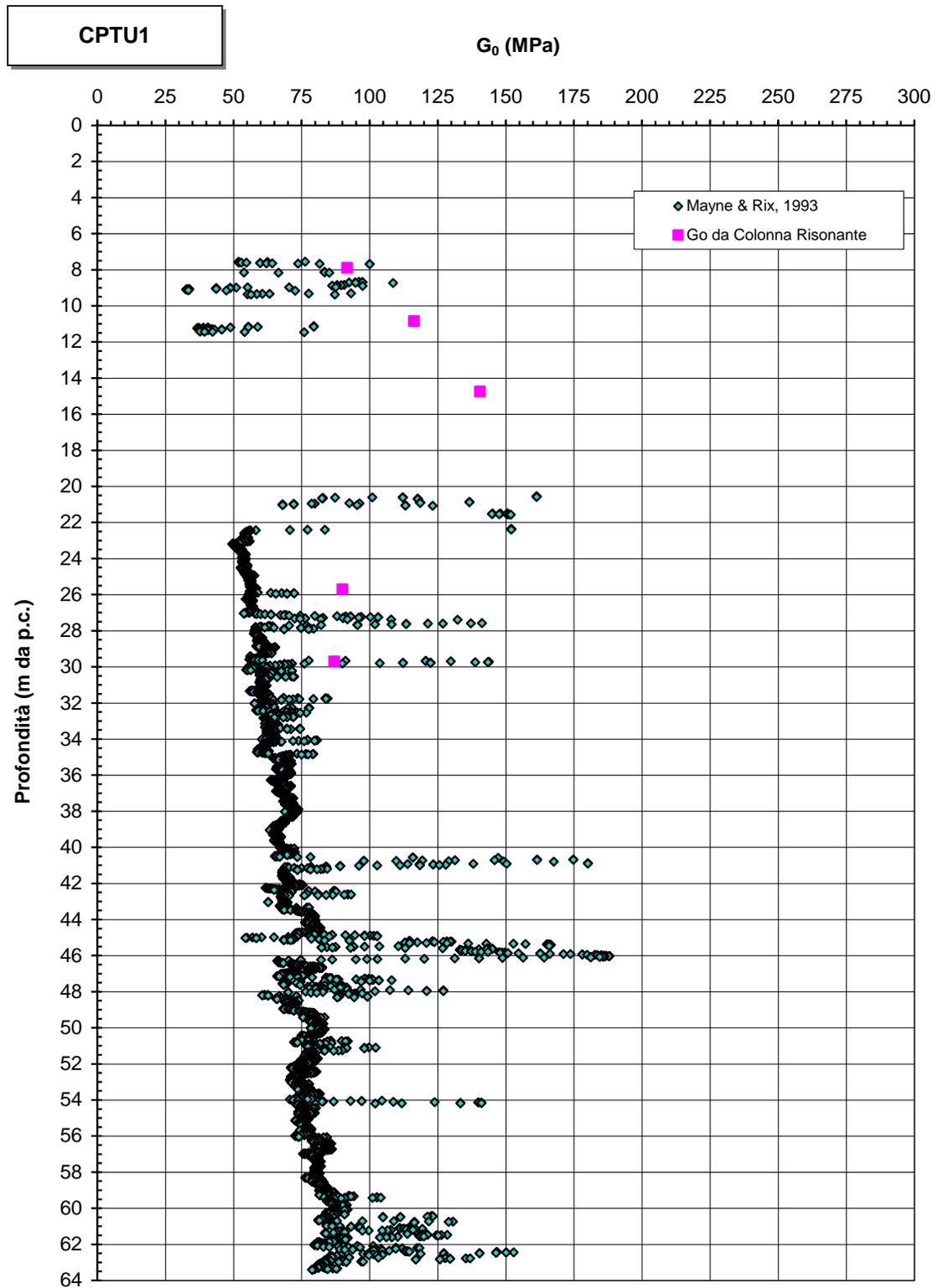


Figura 10.61: CPTU1 – Modulo di taglio iniziale

**Modulo di taglio a piccole deformazioni - materiali coesivi**

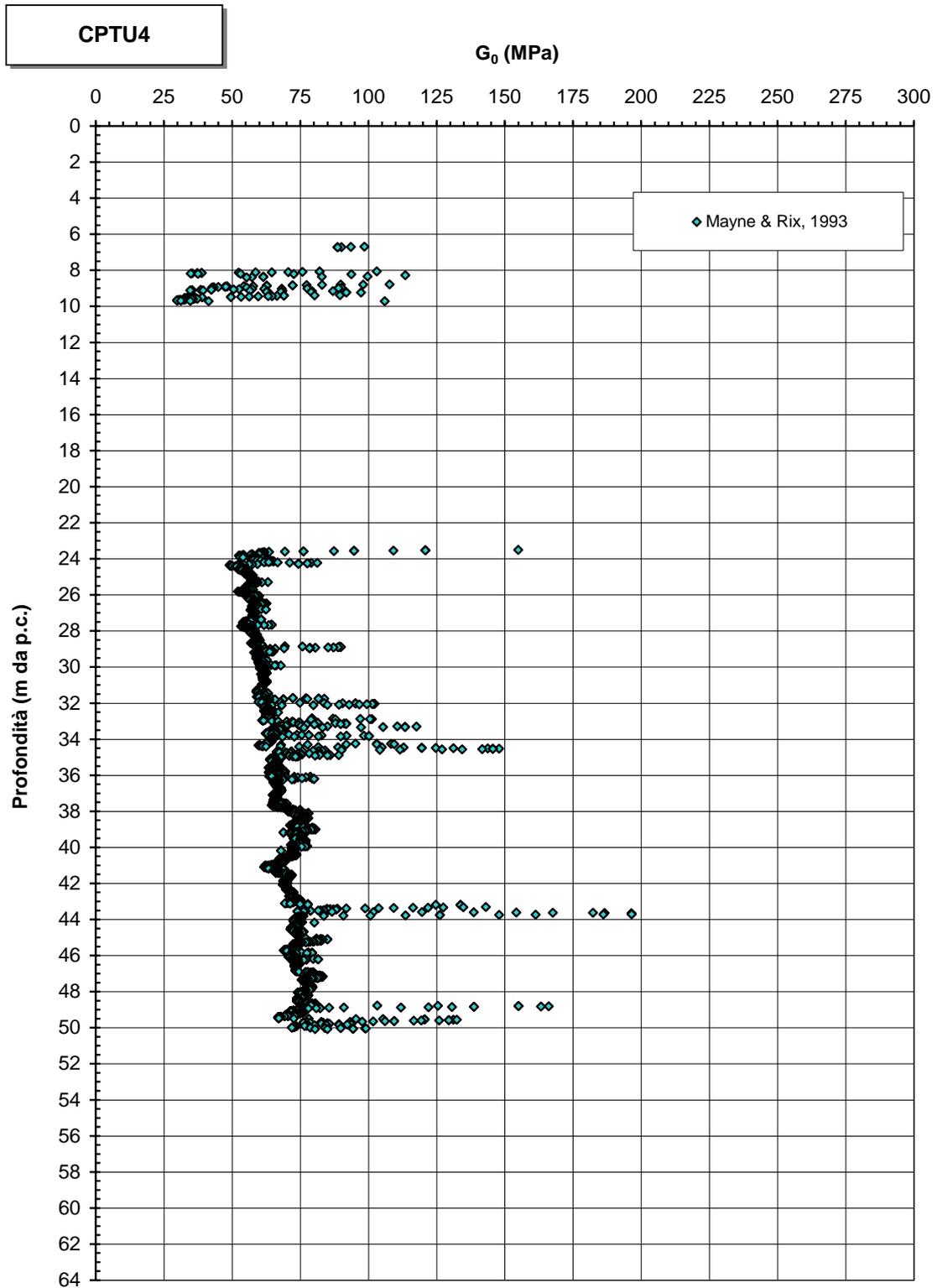


Figura 10.62: CPTU4 – Modulo di taglio iniziale

**Modulo di taglio a piccole deformazioni - materiali coesivi**

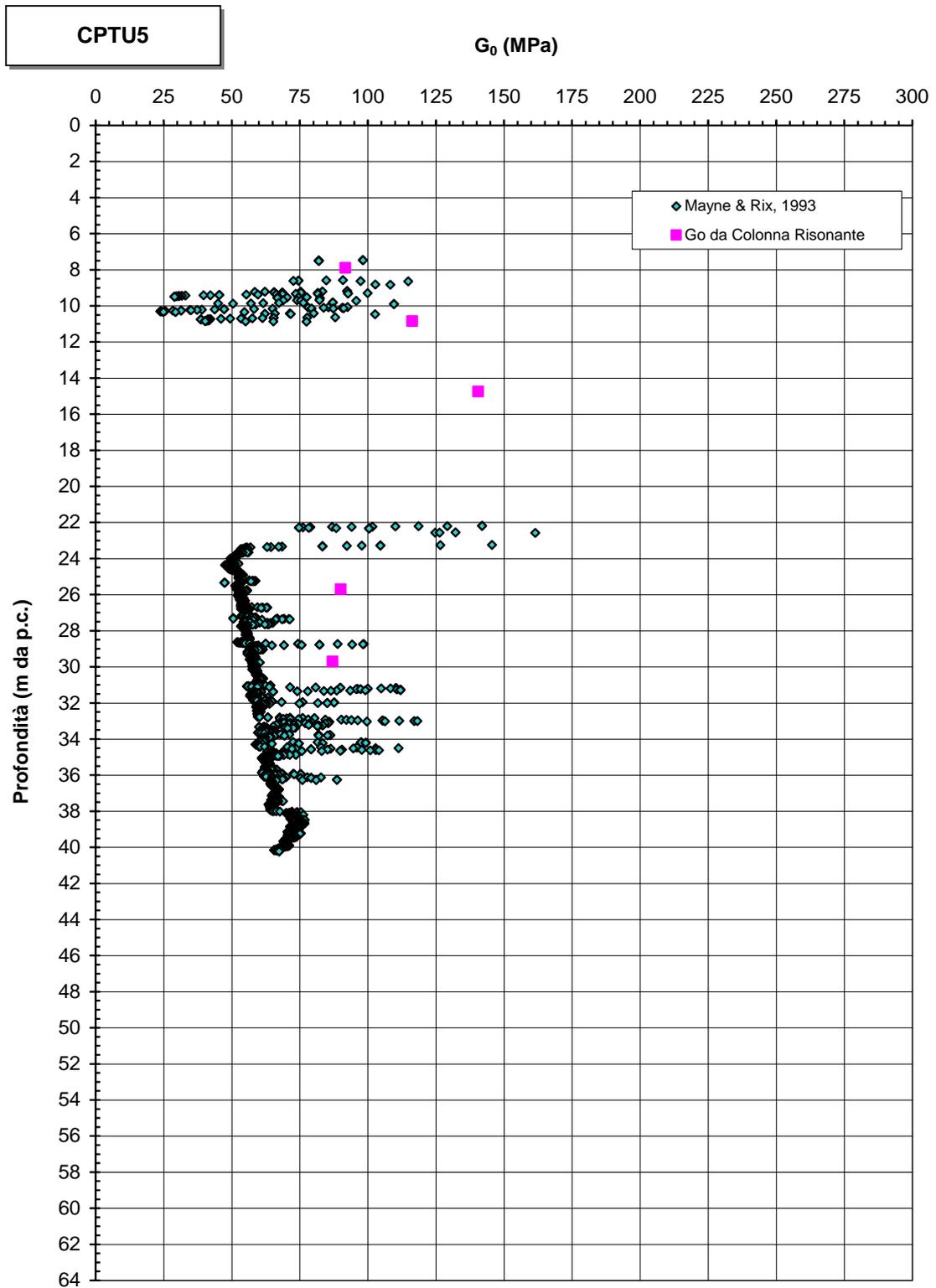


Figura 10.63: CPTU5 – Modulo di taglio iniziale

**Modulo di taglio a piccole deformazioni - materiali coesivi**

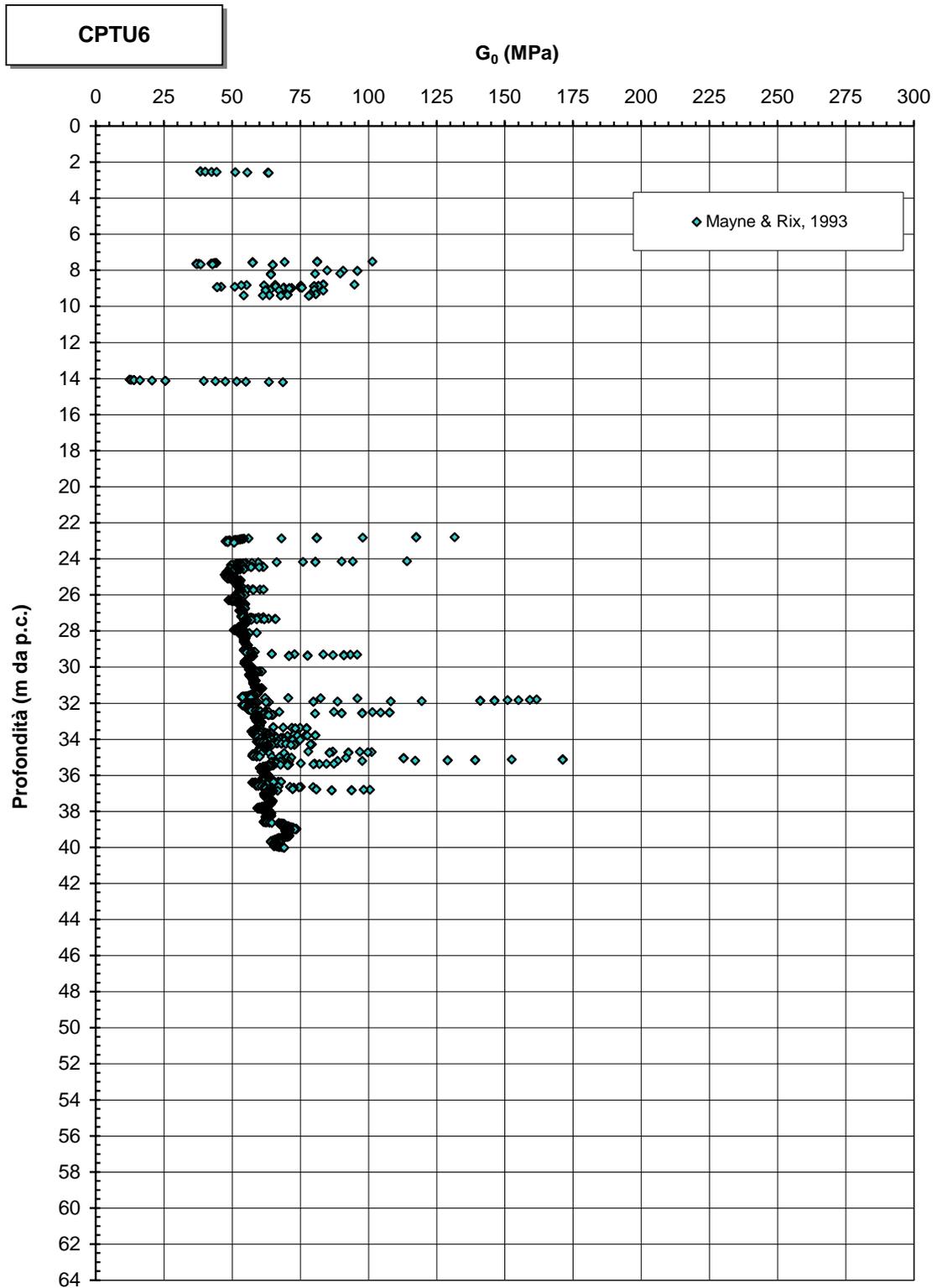


Figura 10.64: CPTU6 – Modulo di taglio iniziale

**Modulo di taglio a piccole deformazioni - materiali coesivi**

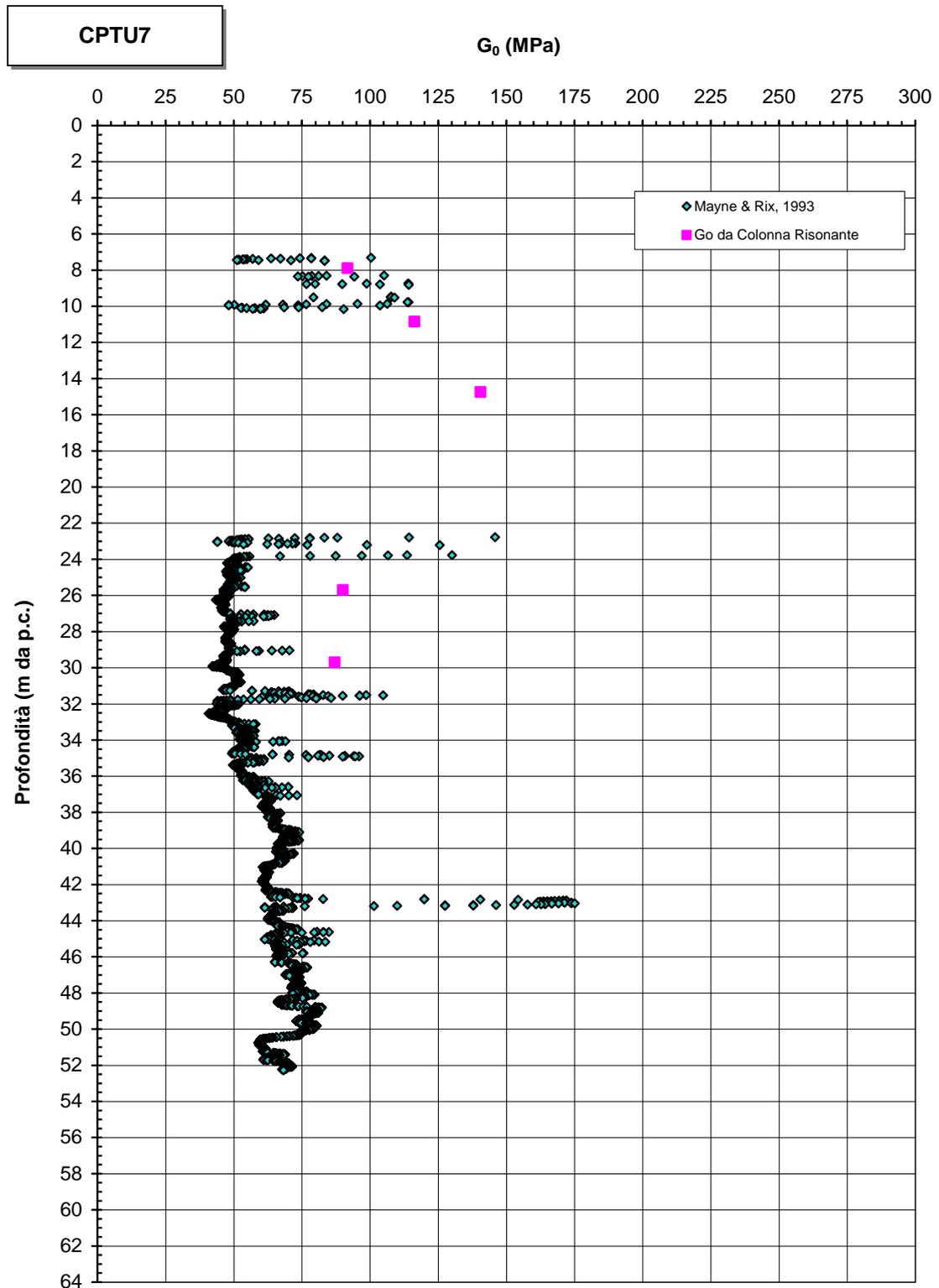


Figura 10.65: CPTU7 – Modulo di taglio iniziale

**Modulo di taglio a piccole deformazioni - materiali coesivi**

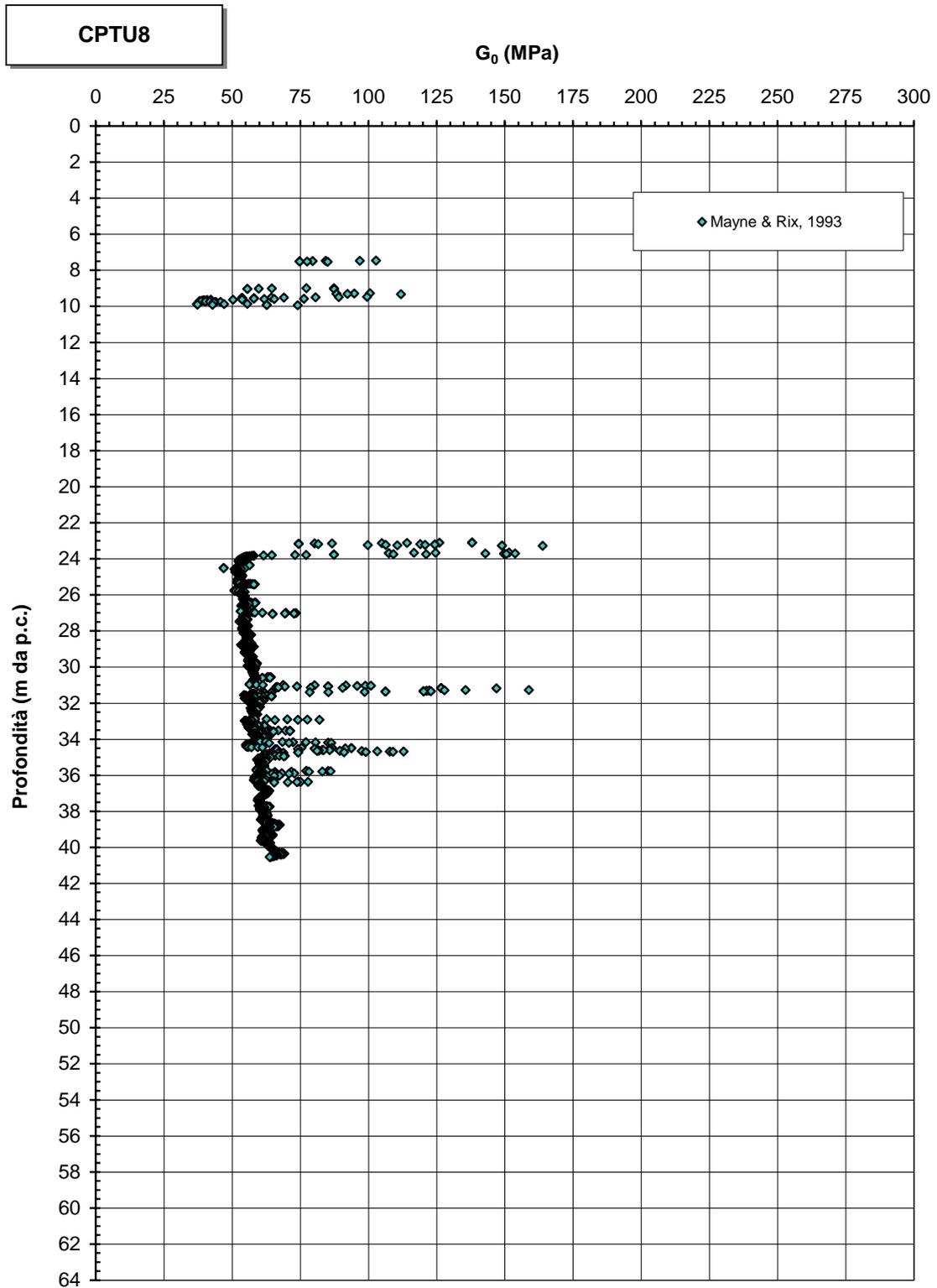


Figura 10.66: CPTU8 – Modulo di taglio iniziale

### 10.3.7 Coefficienti di permeabilità

Nella Figura seguente si riportano i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dalle prove edometriche.

Sulla base di quanto sopra si potrà assumere:

$$k_v = 1.0 \times 10^{-11} \div 1.0 \times 10^{-10} \text{ m/s} \quad \text{coefficiente di permeabilità in direzione verticale}$$

Date le caratteristiche granulometriche dei materiali in esame si ritiene ragionevole adottare valori di  $k_h/k_v$  compresi tra 3 e 7 (coefficiente di permeabilità in direzione orizzontale).

**Coefficiente di permeabilità**

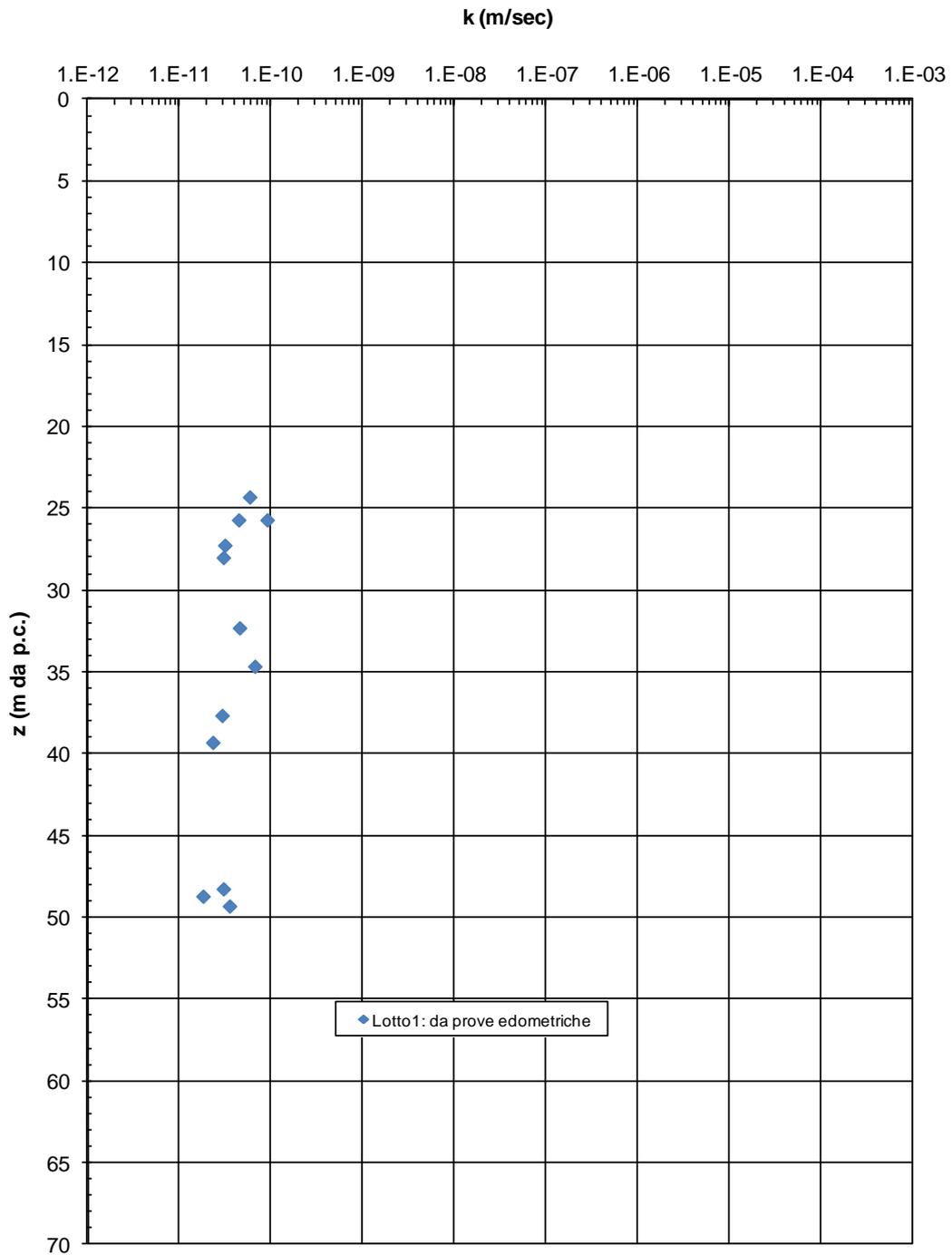


Figura 10.67: Lotto 1 - Materiale A1 – Coefficiente di permeabilità

### **10.3.8 Tabelle riassuntive di caratterizzazione geotecnica**

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nelle Tabelle seguenti vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali coesivi della formazione A1, con riferimento ai siti del Lotto 1.

Tabella 10.1: LOTTO 1 - Area Imbarchi A / piazzali - Formazione A1 – Parametri geotecnici medi caratteristici

Indagini di riferimento	CPTU1-CPTU2-CPTU3 SAMB1-PZ1-PZ2-POZ1-SG1
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	17.0 ÷ 19.0
$q_c$ (MPa)	1.0 ÷ 2.0
$c_u$ (kPa)	0.18÷0.22 x $\sigma'_{vo}$ per $z < 40$ m $\approx 0.16$ x $\sigma'_{vo}$ per $z \geq 40$ m
$c'$ (kPa)	0.00 <sup>(1)</sup>
$\varphi'$ (°)	22 ÷ 30 <sup>(1)</sup>
$GSC = \sigma_{vp}'/\sigma_{vo}'$ (-)	0.8 < GSC ≤ 1.0 per $z < 40$ m GSC ≈ 0.8 per $z \geq 40$ m
$k_o$ (-)	(0.62÷0.50)
$e_o$ (-)	0.80 ÷ 1.20
$C_c$ (-)	0.30 ÷ 0.65
RR (-)	0.02 ÷ 0.04
CR (-)	0.15 ÷ 0.30
$c_{\alpha\epsilon}$ (%)	0.004 ÷ 0.010 <sup>(2)</sup>
$c_v$ (m <sup>2</sup> /s)	1.0x10 <sup>-8</sup> ÷ 4.0x10 <sup>-8</sup> <sup>(2)</sup>
$c_h$ (m <sup>2</sup> /s)	(3÷7) x $c_v$
$k_v$ (m/s)	1.0x10 <sup>-11</sup> ÷ 1.0x10 <sup>-10</sup>
$k_h$ (m/s)	(3÷7) x $k_v$
$V_s$ (m/s)	135.0 + 1.4 x z
$G_o$ (MPa)	$\frac{1}{1000} \cdot \frac{\gamma_n}{g} \cdot (135.0 + 1.4 \cdot z)^2$
<sup>(1)</sup> = valore desunto dalla bibliografia (Manassero, Dominijanni, 2010)	
<sup>(2)</sup> = valore applicabile al tratto caratterizzato da pressioni superiori a $\sigma_{vp}'$	

Tabella 10.2: LOTTO 1 - Collegamento T1/AIA - Formazione A1 – Parametri geotecnici medi caratteristici

Indagini di riferimento	CPTU4-CPTU5 DH2-PZ3
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	17.0 ÷ 19.0
$q_c$ (MPa)	1.0 ÷ 2.0
$c_u$ (kPa)	0.16÷0.18 x $\sigma'_{vo}$
$c'$ (kPa)	0.00 <sup>(1)</sup>
$\phi'$ (°)	22 ÷ 30 <sup>(1)</sup>
<b>GSC = <math>\sigma_{vp}'/\sigma_{vo}'</math> (-)</b>	<b>0.7 &lt; GSC ≤ 0.9÷1.0</b>
$k_o$ (-)	(0.62÷0.50)
$e_o$ (-)	0.80 ÷ 1.20
$C_c$ (-)	0.30 ÷ 0.65
RR (-)	0.02 ÷ 0.04
CR (-)	0.15 ÷ 0.30
$c_{\alpha\epsilon}$ (%)	0.004 ÷ 0.010 <sup>(2)</sup>
$c_v$ (m <sup>2</sup> /s)	1.0x10 <sup>-8</sup> ÷ 4.0x10 <sup>-8</sup> <sup>(2)</sup>
$c_h$ (m <sup>2</sup> /s)	(3÷7) x $c_v$
$k_v$ (m/s)	1.0x10 <sup>-11</sup> ÷ 1.0x10 <sup>-10</sup>
$k_h$ (m/s)	(3÷7) x $k_v$
$V_s$ (m/s)	135.0 + 1.4 x z
$G_o$ (MPa)	$\frac{1}{1000} \cdot \frac{\gamma_n}{g} \cdot (135.0 + 1.4 \cdot z)^2$
<sup>(1)</sup> = valore desunto dalla bibliografia (Manassero, Dominijanni, 2010)	
<sup>(2)</sup> = valore applicabile al tratto caratterizzato da pressioni superiori a $\sigma_{vp}'$	

Tabella 10.3: LOTTO 1 - Nuovo Avancorpo - Formazione A1 – Parametri geotecnici medi caratteristici

Indagini di riferimento	CPTU6-CPTU7-CPTU8 DH3-SAMB3-SAMB4-SAMB5-POZ2
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	17.0 ÷ 19.0
$q_c$ (MPa)	1.0 ÷ 2.0
$c_u$ (kPa)	0.16 x $\sigma'_{vo}$ <sup>(3)</sup>
$c'$ (kPa)	0.00 <sup>(1)</sup>
$\varphi'$ (°)	22 ÷ 30 <sup>(1)</sup>
<b>GSC = <math>\sigma_{vp}'/\sigma_{vo}'</math> (-)</b>	≈ 0.8
$k_o$ (-)	(0.62÷0.50)
$e_o$ (-)	0.80 ÷ 1.20
$C_c$ (-)	0.30 ÷ 0.65
RR (-)	0.02 ÷ 0.04
CR (-)	0.15 ÷ 0.30
$c_{\alpha\alpha}$ (%)	0.004 ÷ 0.010 <sup>(2)</sup>
$c_v$ (m <sup>2</sup> /s)	1.0x10 <sup>-8</sup> ÷ 4.0x10 <sup>-8</sup> <sup>(2)</sup>
$c_h$ (m <sup>2</sup> /s)	(3÷7) x $c_v$
$k_v$ (m/s)	1.0x10 <sup>-11</sup> ÷ 1.0x10 <sup>-10</sup>
$k_h$ (m/s)	(3÷7) x $k_v$
$V_s$ (m/s)	135.0 + 1.4 x z <sup>(4)</sup>
$G_o$ (MPa)	$\frac{1}{1000} \cdot \frac{\gamma_n}{g} \cdot (135.0 + 1.4 \cdot z)^2$

(1) = valore desunto dalla bibliografia (Manassero, Dominijanni, 2010)

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

(3) = da segnalare valori molto bassi in CPTU7 (25 <  $c_u$  ≤ 50 kPa per z < 40 m; 50 <  $c_u$  ≤ 75 kPa per z ≥ 40 m)

(4) = da segnalare valori più bassi in CPTU7 (110.0 + 1.7 x z) in m/s

Tabella 10.4: **LOTTO 1 - Generale**

**Passaggi coesivi all'interno delle sabbie A2** – Parametri geotecnici medi caratteristici

Indagini di riferimento	<i>CPTU1-CPTU2-CPTU3 SAMB1-PZ1-PZ2-POZ1-SG1-CPTU4-CPTU5 DH2-PZ3- CPTU6-CPTU7-CPTU8 DH3-SAMB3-SAMB4-SAMB5-POZ2</i>
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	17.0 ÷ 19.0
$q_c$ (MPa)	0.5 ÷ 1.0 (profondità circa 7.50-10.0 m)
$c_u$ (kPa)	0.22 x $\sigma'_{vo}$
$c'$ (kPa)	0.00 <sup>(1)</sup>
$\varphi'$ (°)	22 ÷ 30 <sup>(1)</sup>
$GSC = \sigma_{vp}' / \sigma_{vo}'$ (-)	1.0
$k_o$ (-)	(0.62 ÷ 0.50)
RR (-)	0.02 ÷ 0.04
CR (-)	0.15 ÷ 0.30
<sup>(1)</sup> = valore desunto dalla bibliografia (Manassero, Dominijanni, 2010)	

### Simbologia

$\gamma_n$  = peso di volume naturale;

GSC = grado di sovraconsolidazione;

$c_u$  = resistenza al taglio non drenata;

$c'$  = intercetta di coesione in termini di tensioni efficaci;

$\varphi'$  = angolo di attrito in termini di tensioni efficaci;

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

$e_o$  = indice dei vuoti iniziale;

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

RR = rapporto di ricomprensione edometrico per pressioni comprese tra  $\sigma_{vo}'$  e  $\sigma_{vp}'$ ;

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

$c_{\alpha e}$  = coefficiente di consolidazione secondaria;

$c_v$  = coefficiente di consolidazione primaria verticale;

$c_h$  = coefficiente di consolidazione primaria orizzontale;

$k_v$  = coefficiente di permeabilità in direzione verticale;

$k_h$  = coefficiente di permeabilità in direzione orizzontale;

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

$G_o$  = modulo di taglio a piccole deformazioni;

$z$  = profondità dal p.c. in metri;

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

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

#### **10.4 FORMAZIONE A2**

I livelli di sabbia, sabbia limosa e limo con sabbia facenti parte dei depositi dunari e costieri A2 in esame mostrano valori di resistenza di punta ( $q_c$ ) che sono generalmente compresi tra un minimo di circa 3 ÷ 5 MPa ed un massimo di circa 15 MPa (con anche punte a 20 MPa) - per la formazione A2a - e tra un minimo di 7.5 MPa ed un massimo di 15 MPa - per la formazione A2b (cfr. le Figura 10.1÷Figura 10.8).

I valori SPT misurati all'interno dei fori di sondaggio (cfr. la Figura seguente), risultano viceversa normalmente compresi tra 20 colpi/30cm e 45 colpi/30cm.

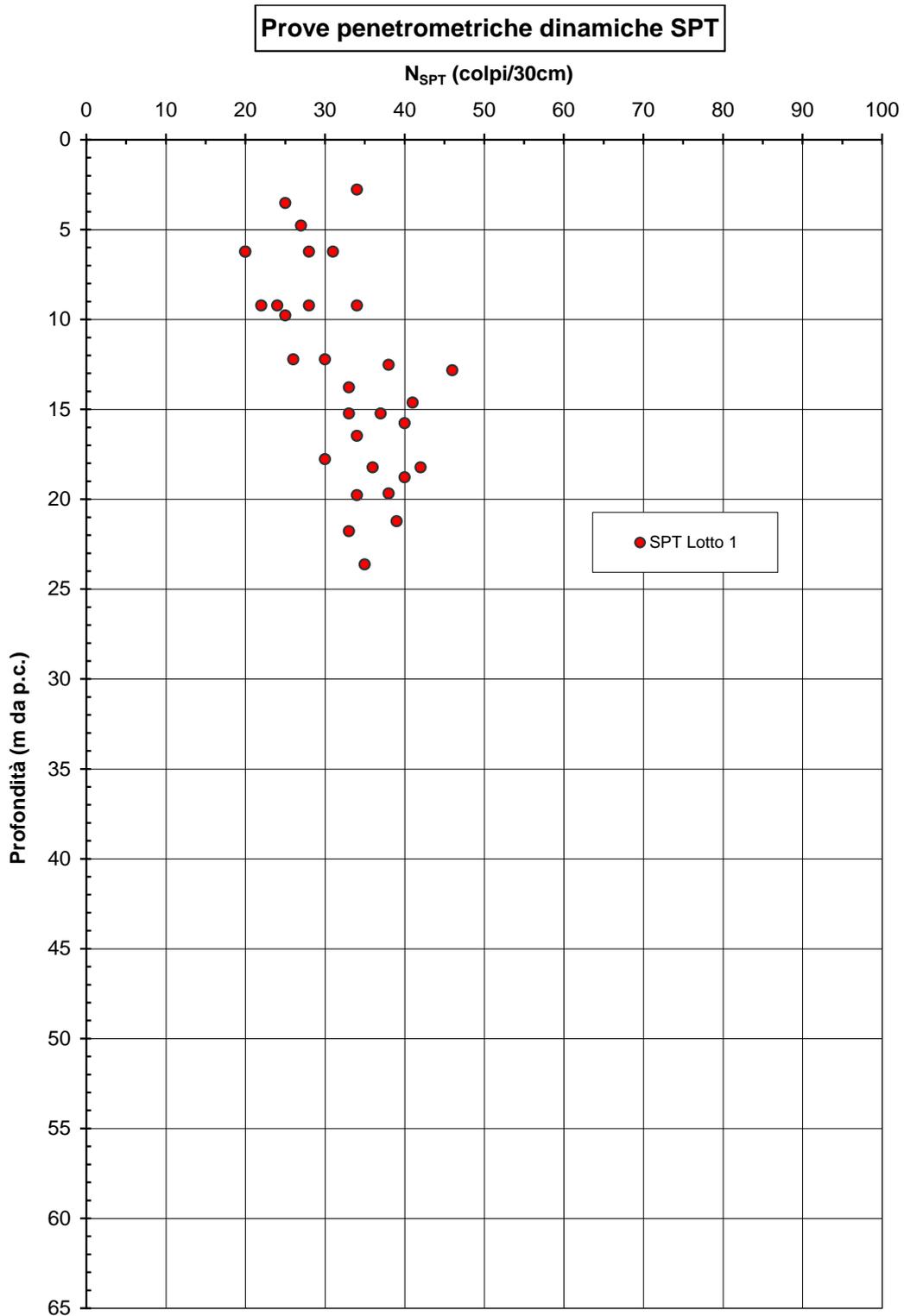


Figura 10.68: Lotto 1 – Prove SPT - Valori di N<sub>spt</sub>

#### **10.4.1 Caratteristiche fisiche e densità relativa**

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

argilla + limo = 10% ÷ 30%

sabbia = 70% ÷ 100%

ghiaia = 0%

**Distribuzione delle classi granulometriche con la profondità**

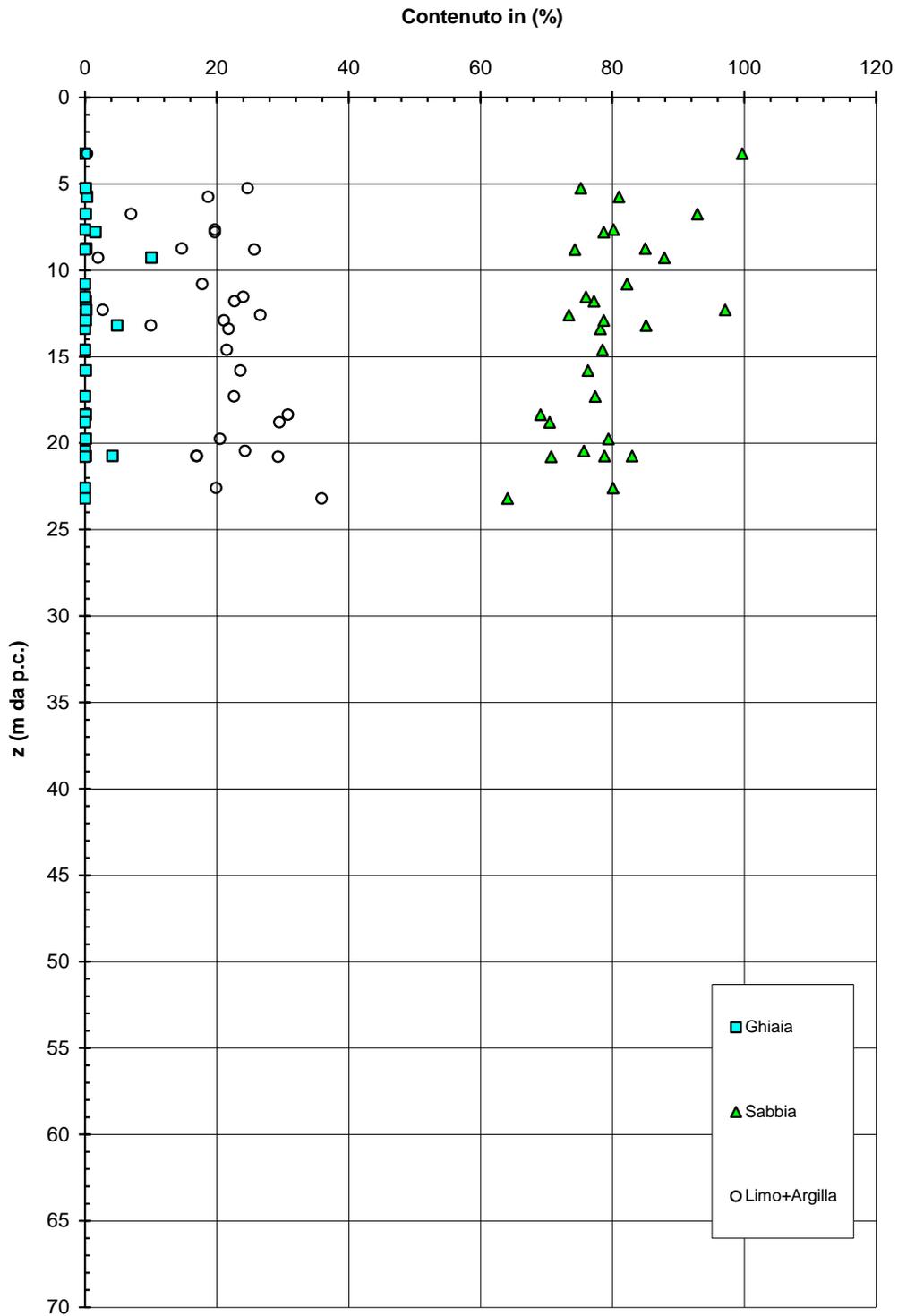


Figura 10.69: Lotto 1 – Materiale A2 - Classi granulometriche

Il peso di volume naturale ( $\gamma_n$ ) può essere assunto pari a  $\gamma_n = 18 \div 20 \text{ kN/m}^3$  (cfr. dati bibliografici – articolo [37]).

Il peso specifico dei grani è risultato variabile da 2.6 a 2.8  $\text{g/cm}^3$  (cfr. la Figura seguente):

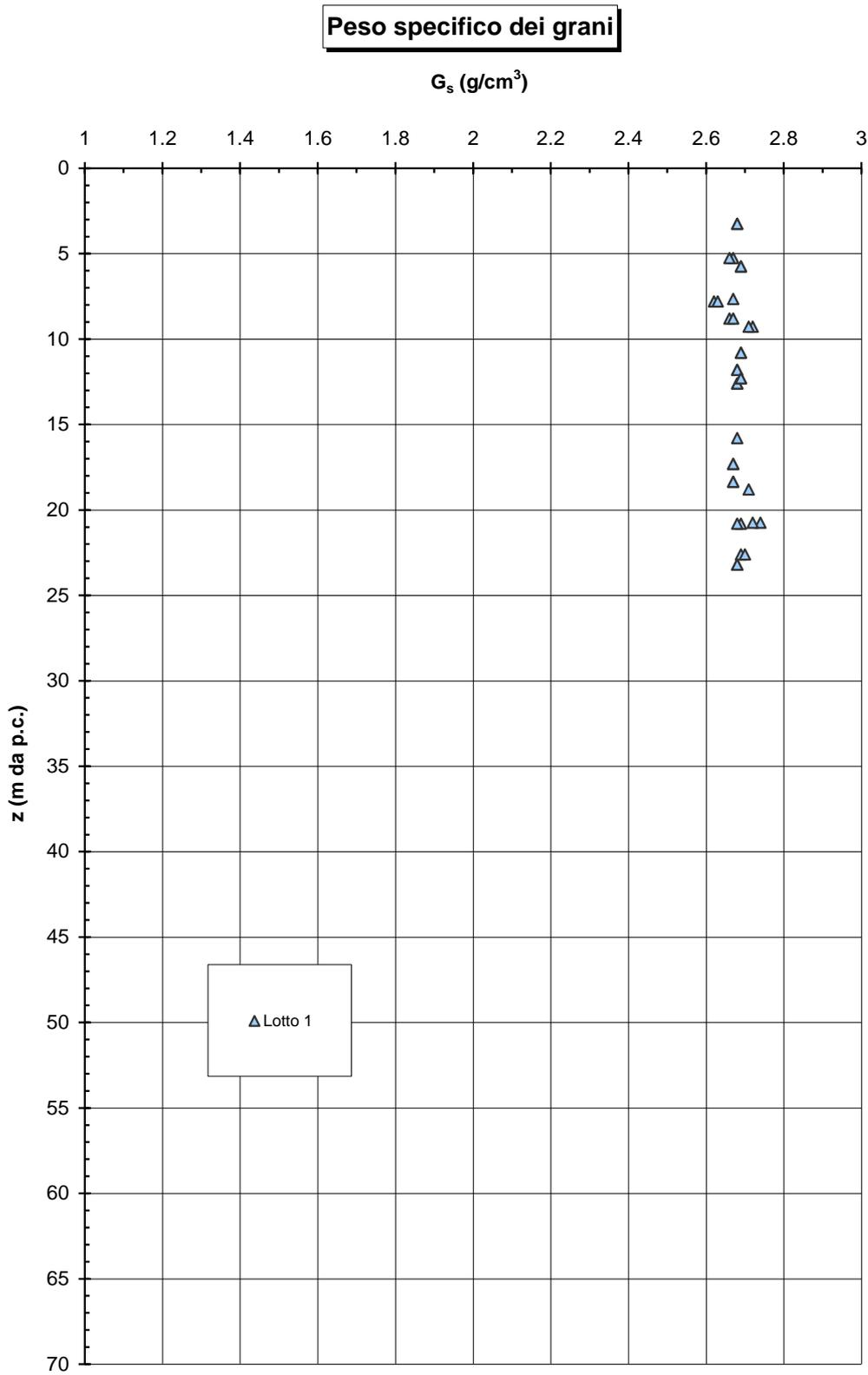


Figura 10.70: Lotto 1 – Materiale A2 - Peso specifico dei grani

La densità relativa ( $D_r$ ), determinata sulla base dell'interpretazione delle prove CPTU risulta generalmente compresa tra valori dell'ordine di  $D_r=40\%-60\%$  (cfr. le Figure seguenti). L'interpretazione delle prove SPT (cfr. la Figura 10.79) porterebbe a valori più elevati, che si ritengono in ogni caso meno rappresentativi delle condizioni del sito.

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.

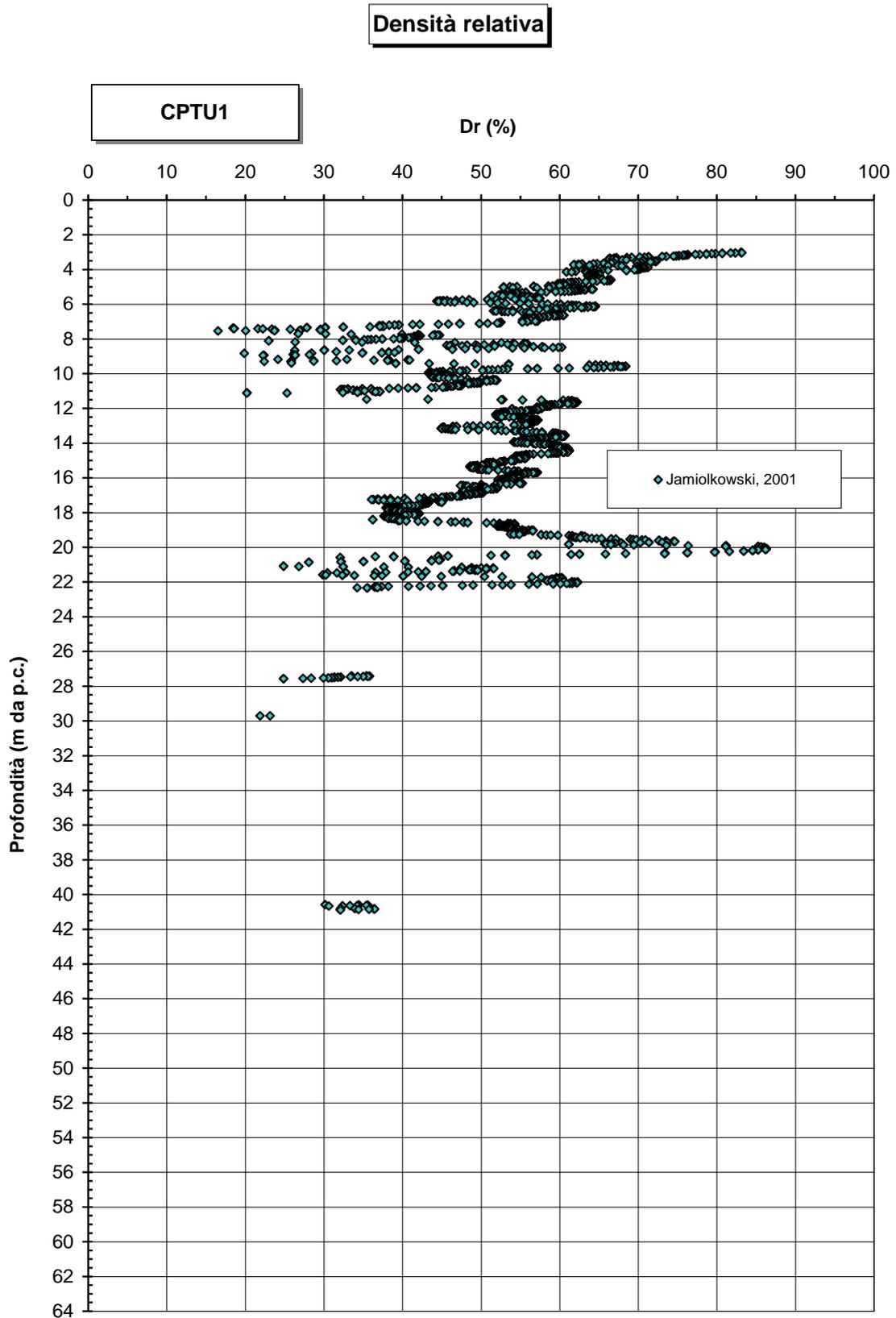


Figura 10.71: CPTU1 - Densità relativa



Figura 10.72: CPTU2 - Densità relativa

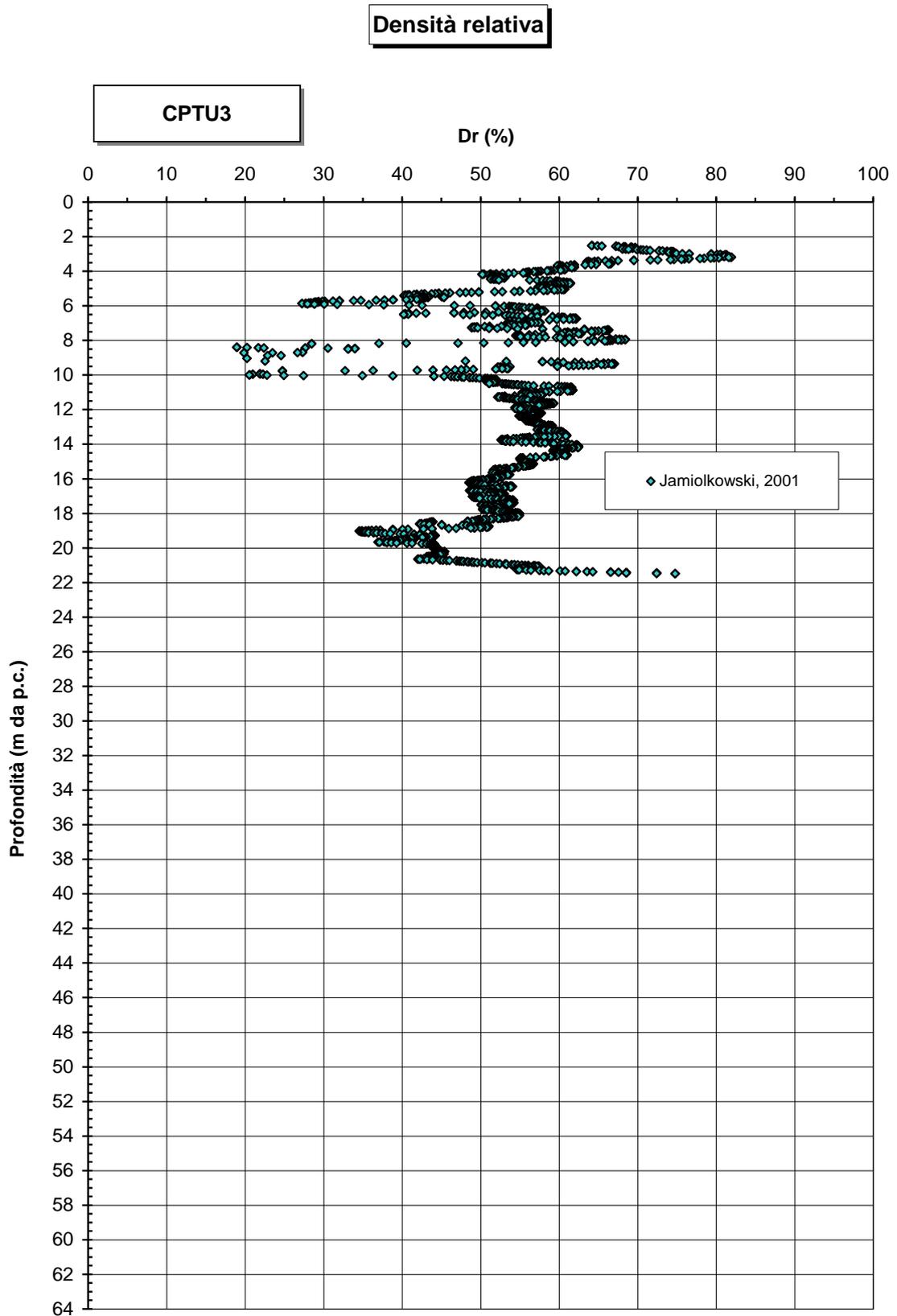


Figura 10.73: CPTU3 - Densità relativa

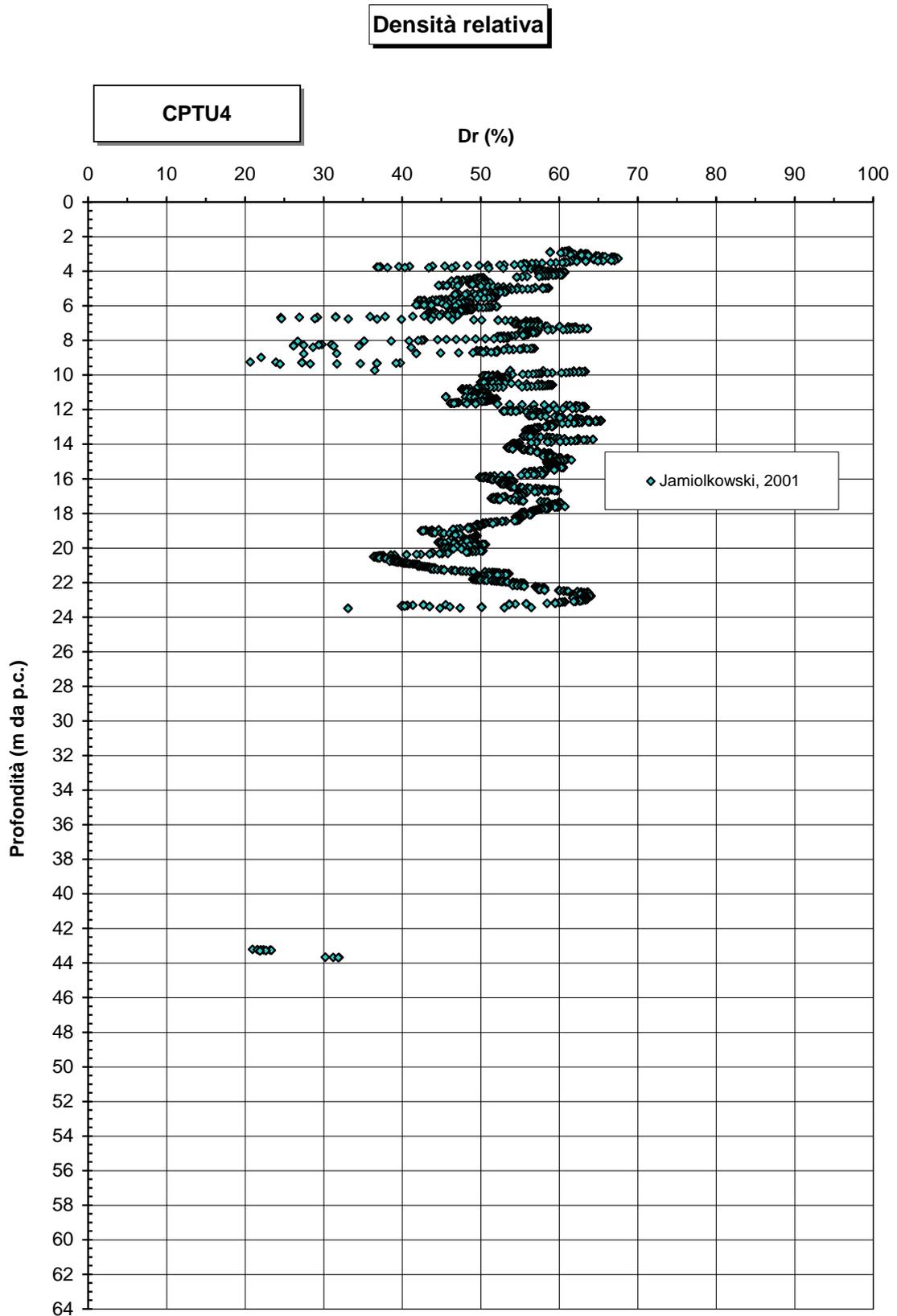


Figura 10.74: CPTU4 - Densità relativa

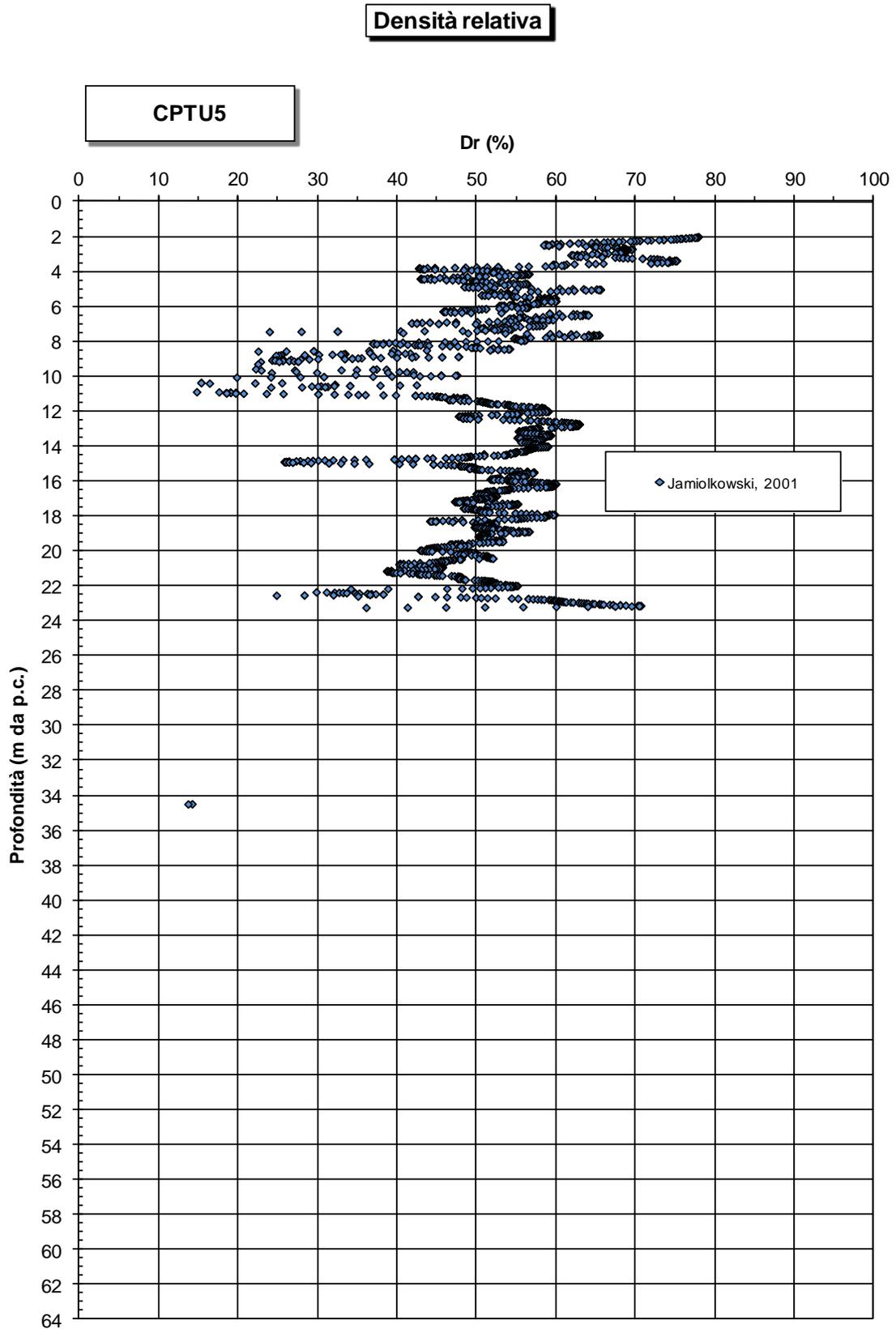


Figura 10.75: CPTU5 - Densità relativa

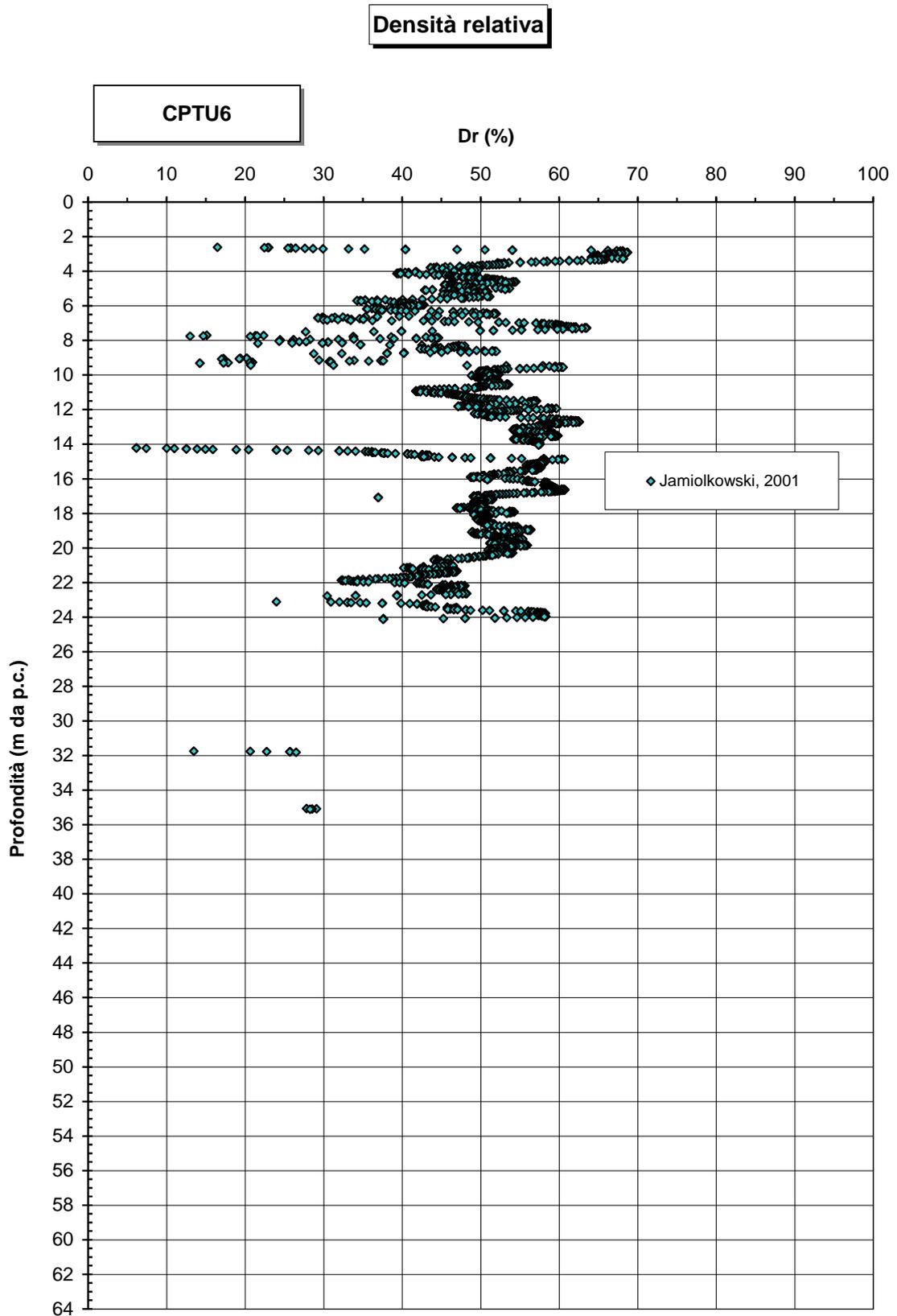


Figura 10.76: CPTU6 - Densità relativa

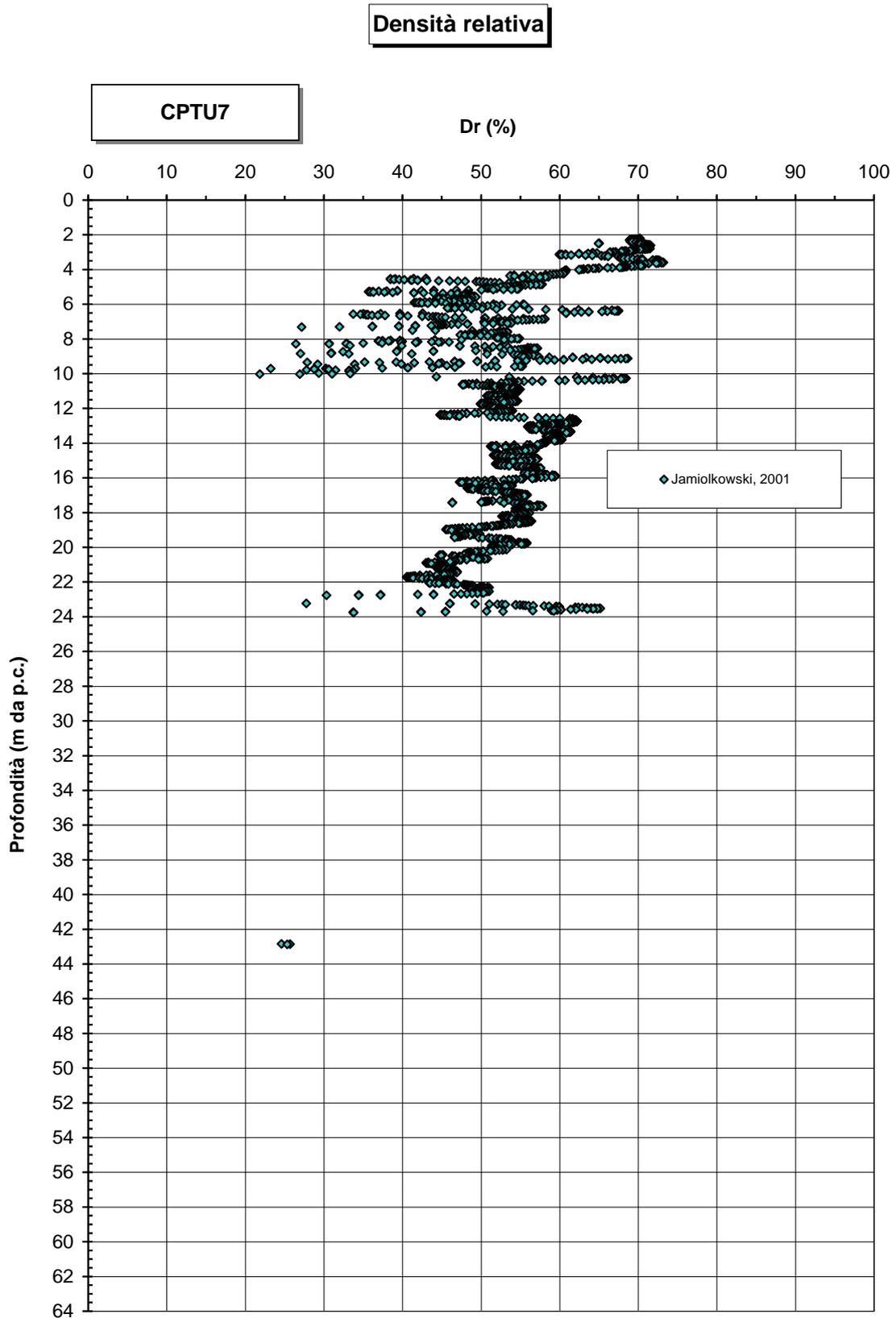


Figura 10.77: CPTU7 - Densità relativa



Figura 10.78: CPTU8 - Densità relativa

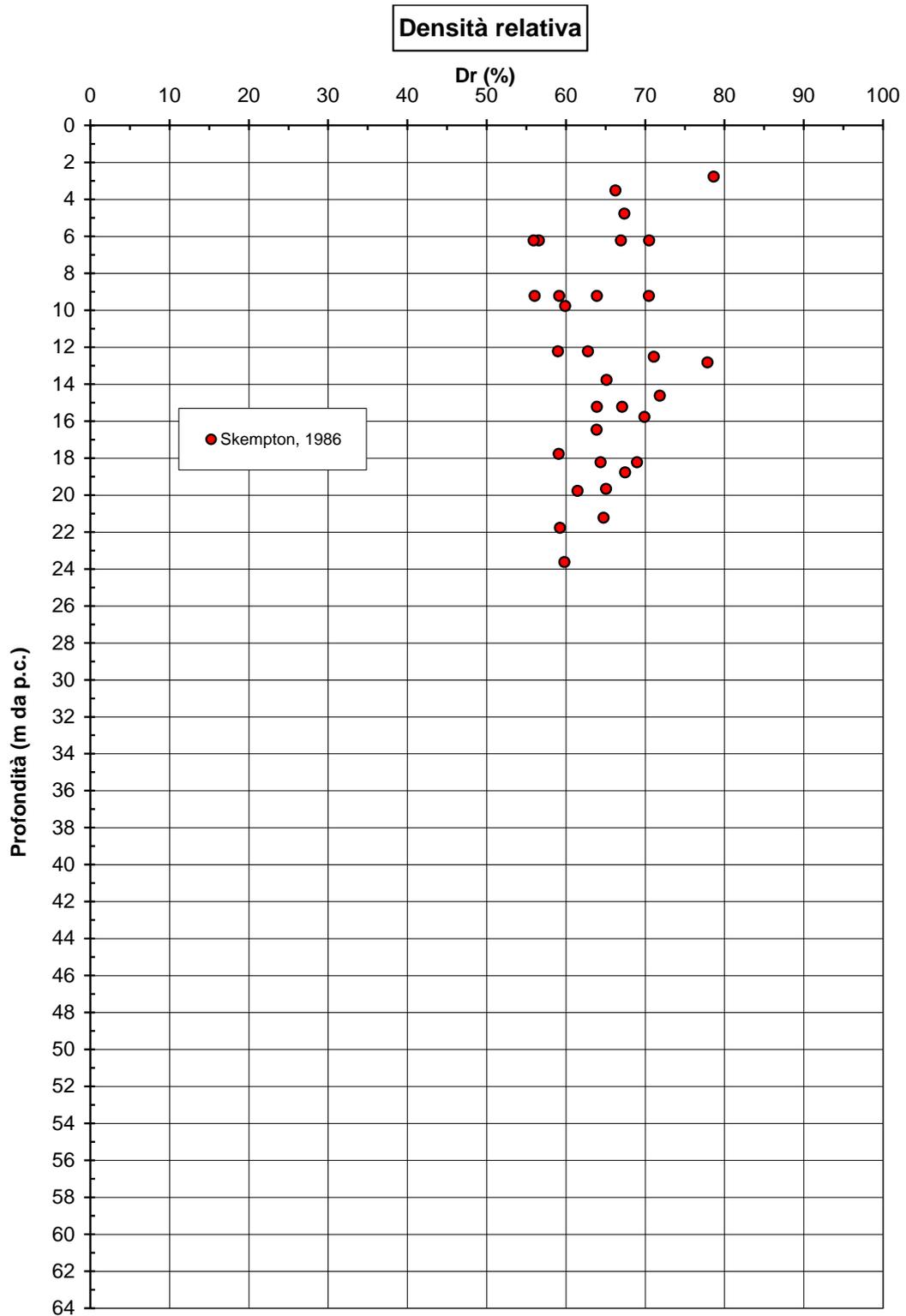


Figura 10.79: Lotto 1 - Prove SPT - Densità relativa

#### **10.4.2 Caratteristiche di resistenza al taglio**

I parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci sono stati valutati a partire dai risultati delle prove CPTU e delle prove SPT.

Dalle Figure allegate la resistenza al taglio in termini di angolo di attrito ( $\varphi'$ ) può essere assunta pari a  $\varphi' = 33^\circ \div 37^\circ$ , come risulta dall'interpretazione delle prove penetrometriche statiche. Minor peso è stato infatti attribuito ai risultati delle prove SPT, dato il loro numero ridotto (cfr. la Figura 10.88:  $\varphi' = 36^\circ \div 38^\circ$ ).

Sono stati inoltre trascurati, in quanto ritenuti non pienamente rappresentativi, i risultati delle prove di taglio diretto eseguite su campioni di materiale ricostituito (cfr. la Figura 10.89).

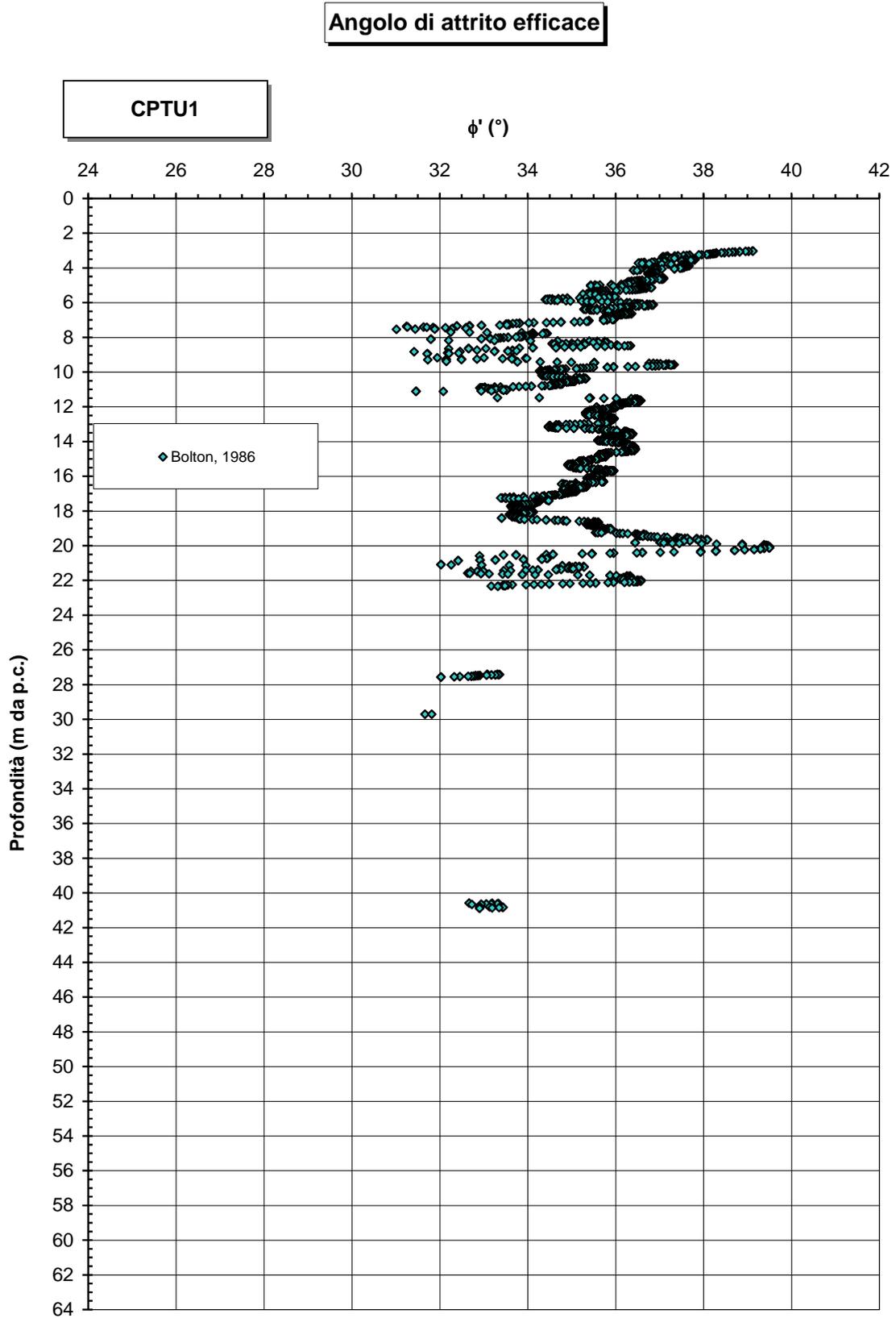


Figura 10.80: CPTU1 - Angolo d'attrito efficace

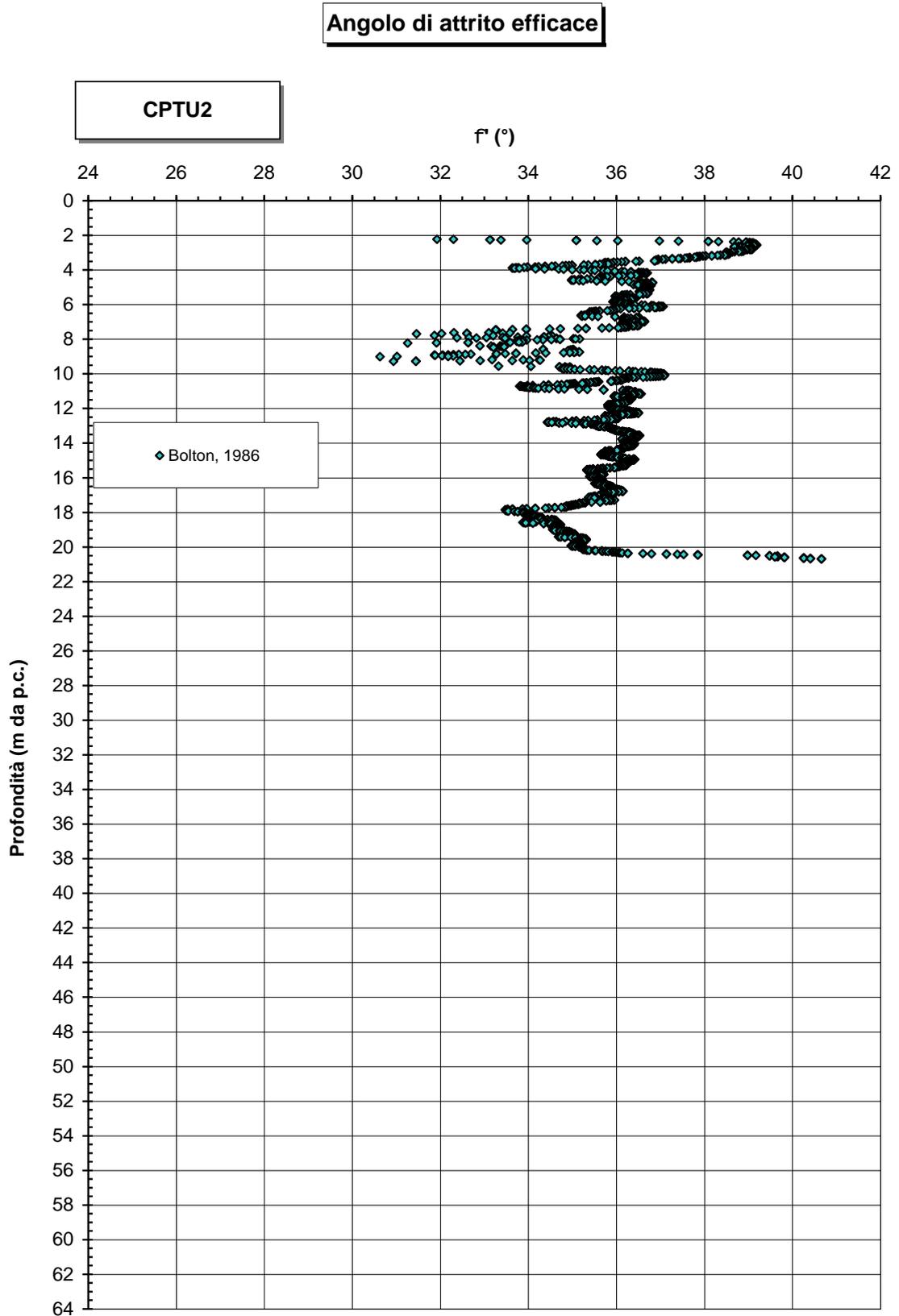


Figura 10.81: CPTU2 - Angolo d'attrito efficace

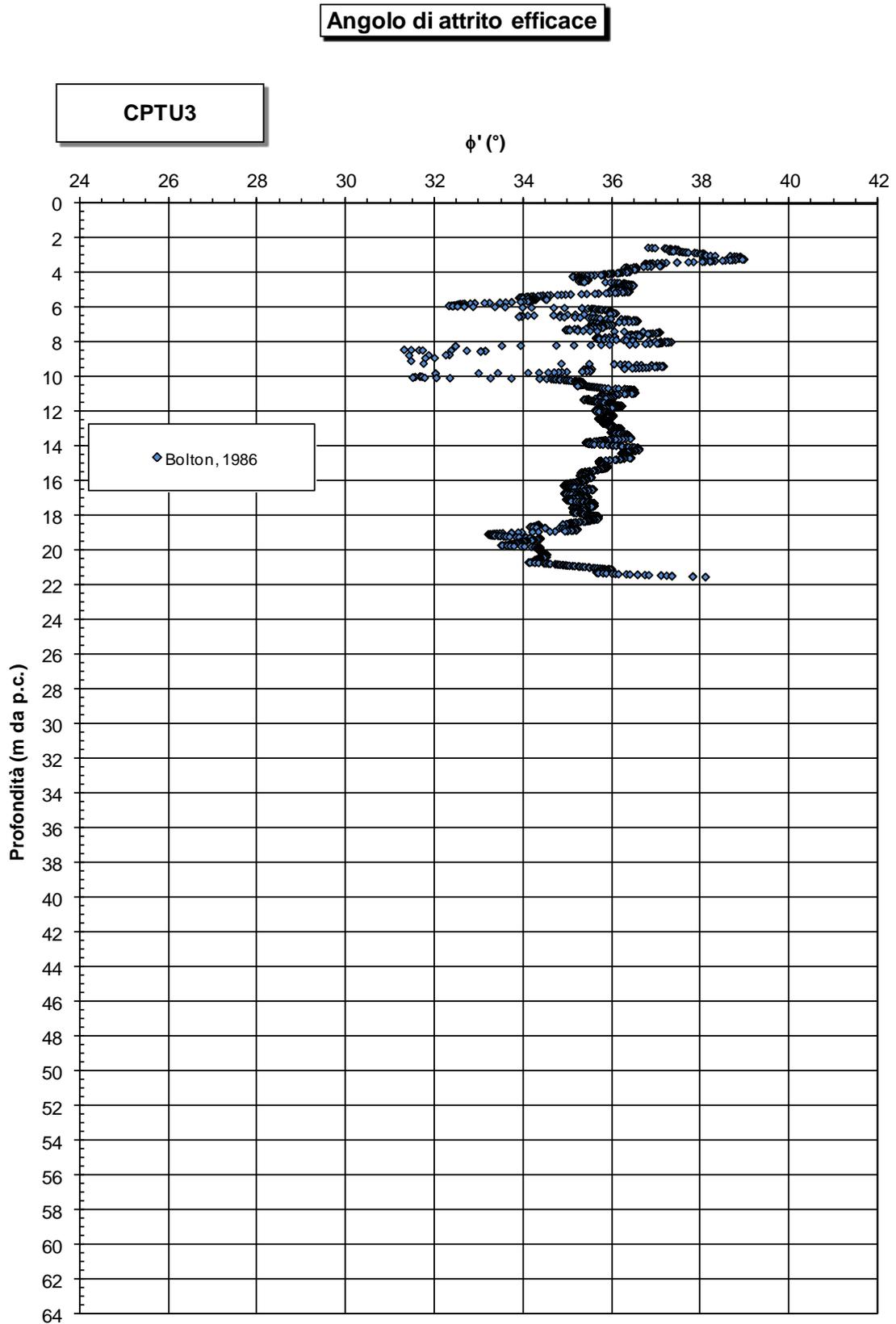


Figura 10.82: CPTU3 - Angolo d'attrito efficace

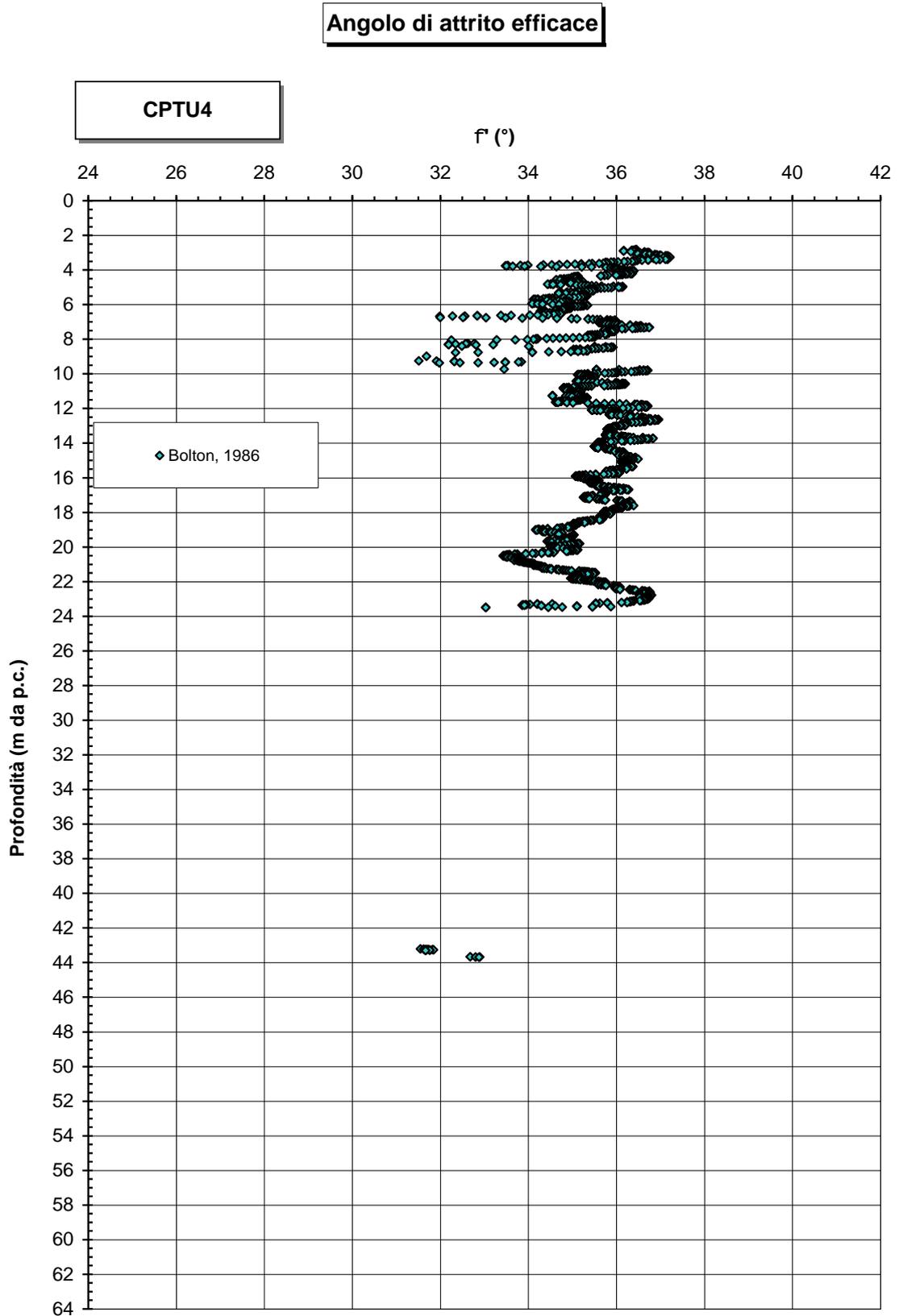


Figura 10.83: CPTU4 - Angolo d'attrito efficace

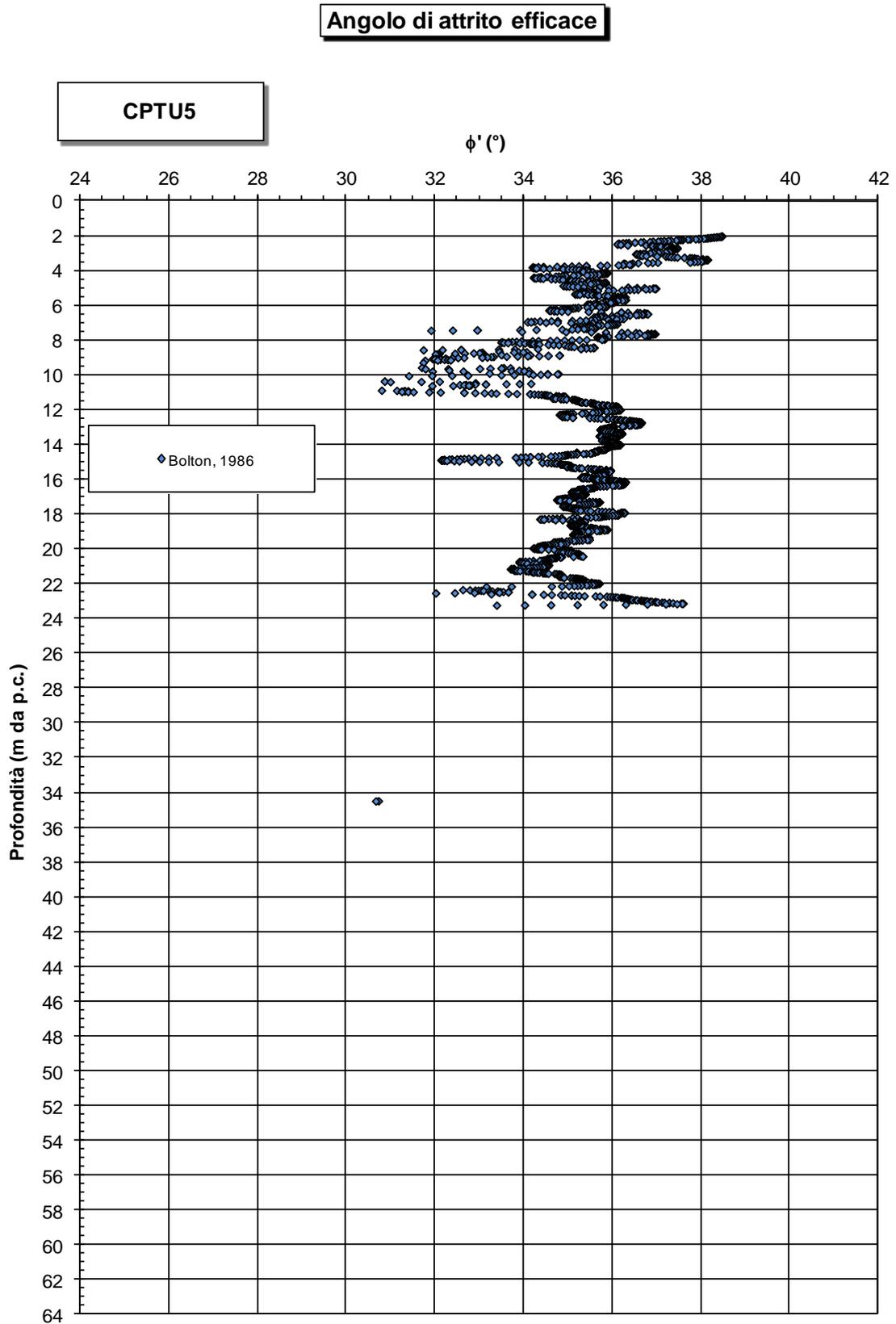


Figura 10.84: CPTU5 - Angolo d'attrito efficace

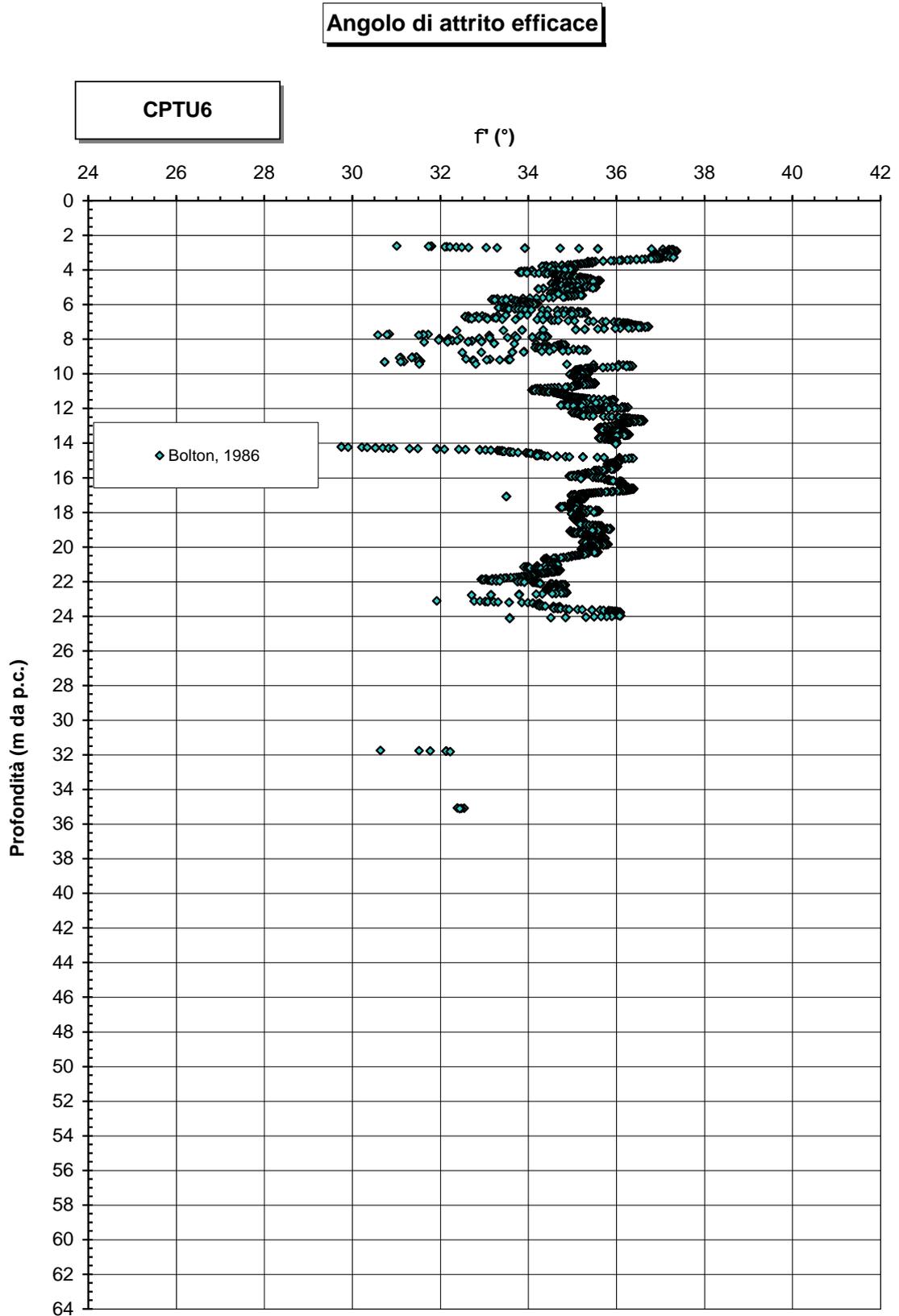


Figura 10.85: CPTU6 - Angolo d'attrito efficace

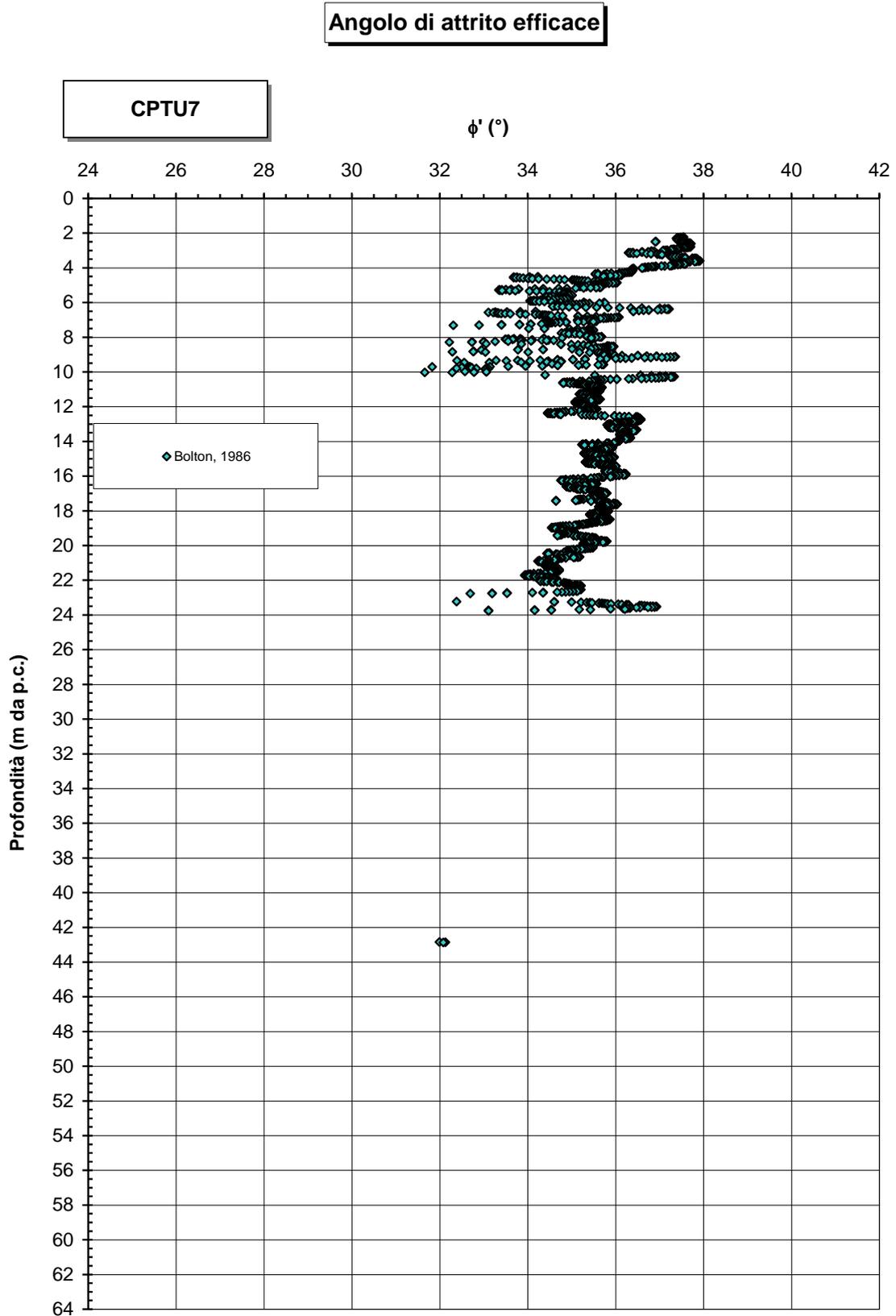


Figura 10.86: CPTU7 - Angolo d'attrito efficace

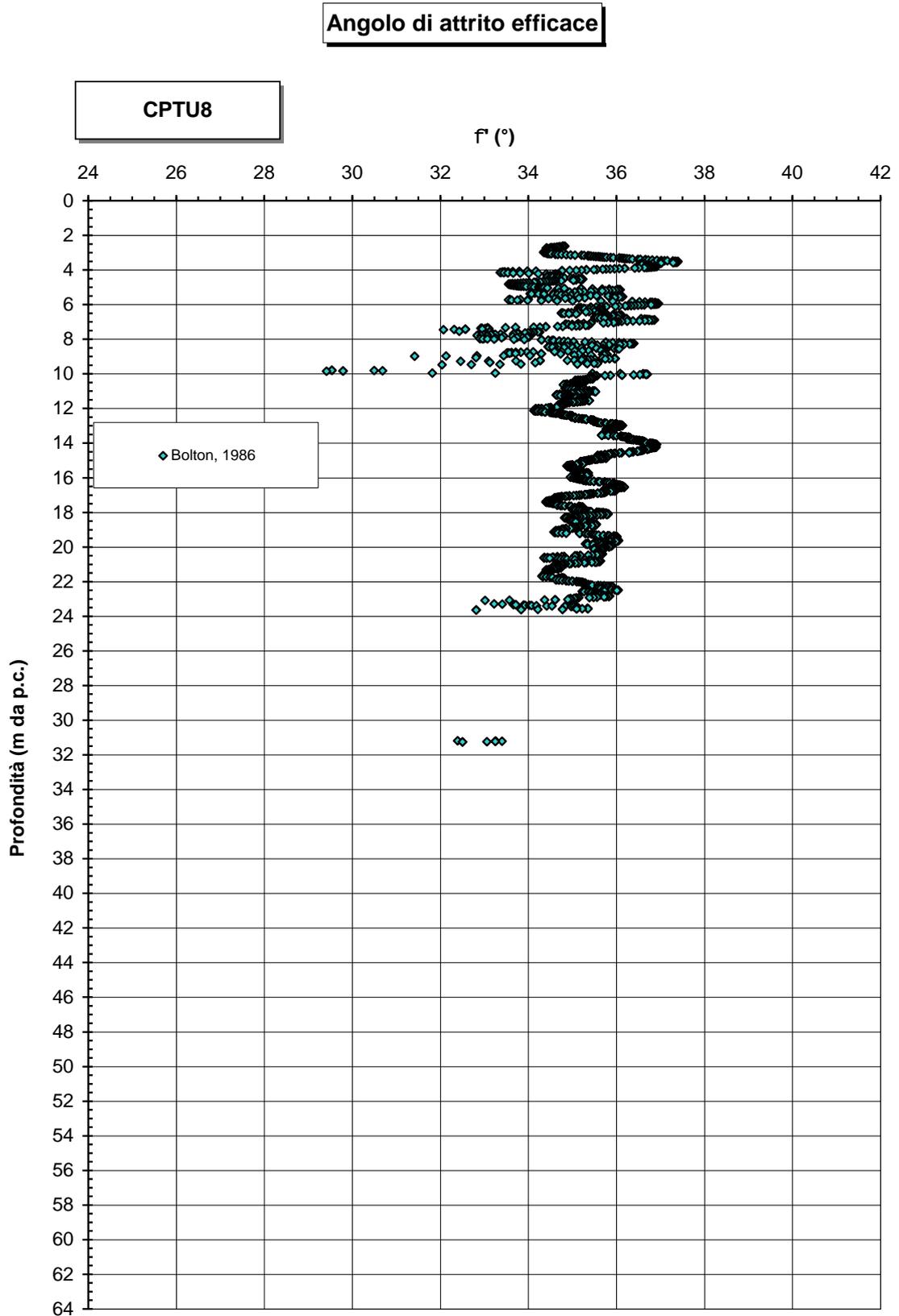


Figura 10.87: CPTU8 - Angolo d'attrito efficace

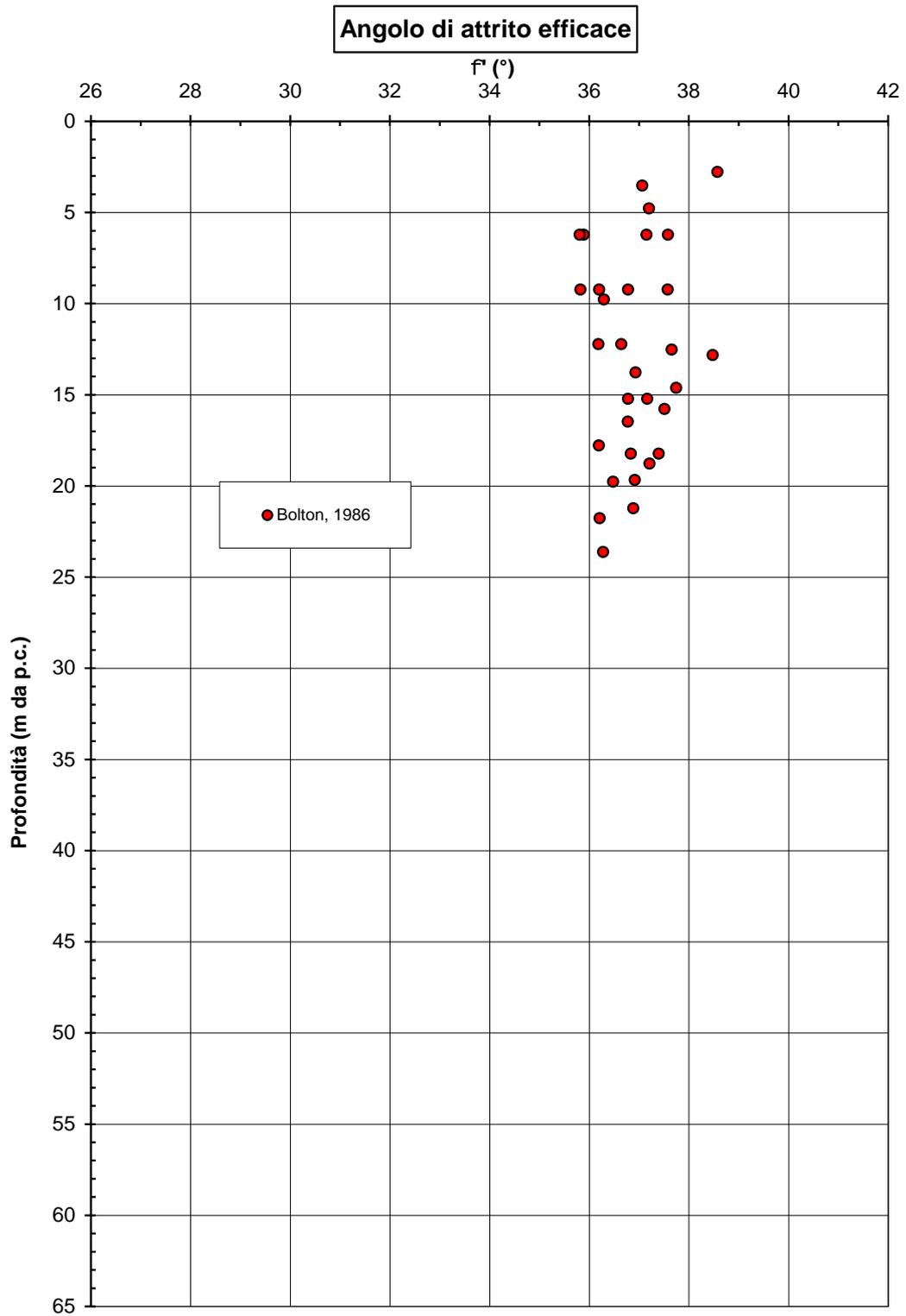


Figura 10.88: Lotto 1 - Prove SPT - Angolo d'attrito efficace

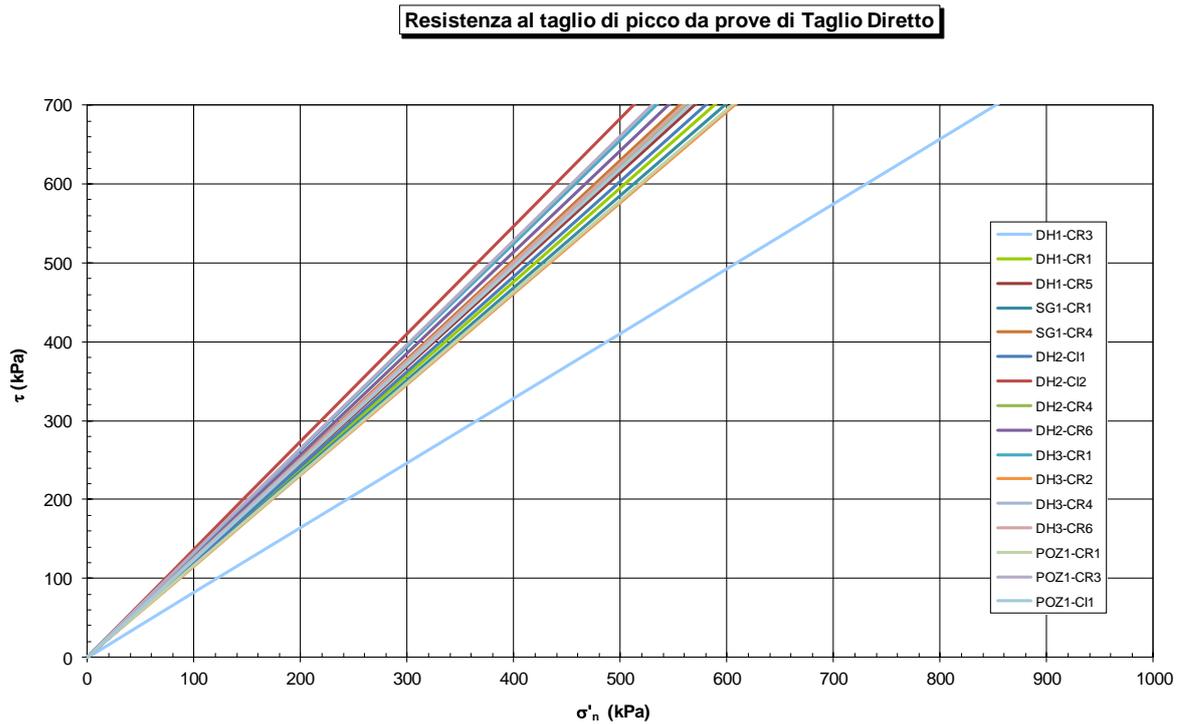


Figura 10.89: Lotto 1 - Materiale A2 - Risultati prove di taglio diretto (TD)

### 10.4.3 Caratteristiche di deformabilità

#### 10.4.3.1 Velocità delle onde di taglio

I valori della  $V_s$  sono stati stimati a partire dai risultati delle prove CPTU e delle prove SPT e sono stati confrontati con le misure effettuate con cono sismico e con i dati da colonna risonante.

L'andamento delle velocità (cfr. le Figure seguenti), seppure con delle differenze, risulta simile per i diversi approcci considerati ed è stato fittato mediante una legge di variazione lineare a tratti con la profondità  $z$ :

$$V_s = 160 + 5.0 \times z \text{ (m/s)} \quad z < 10.0 \text{ m}$$

$$V_s = 175 + 3.5 \times z \text{ (m/s)} \quad z \geq 1.0 \text{ m}$$

**Velocità onde sismiche in materiale granulare Vs**

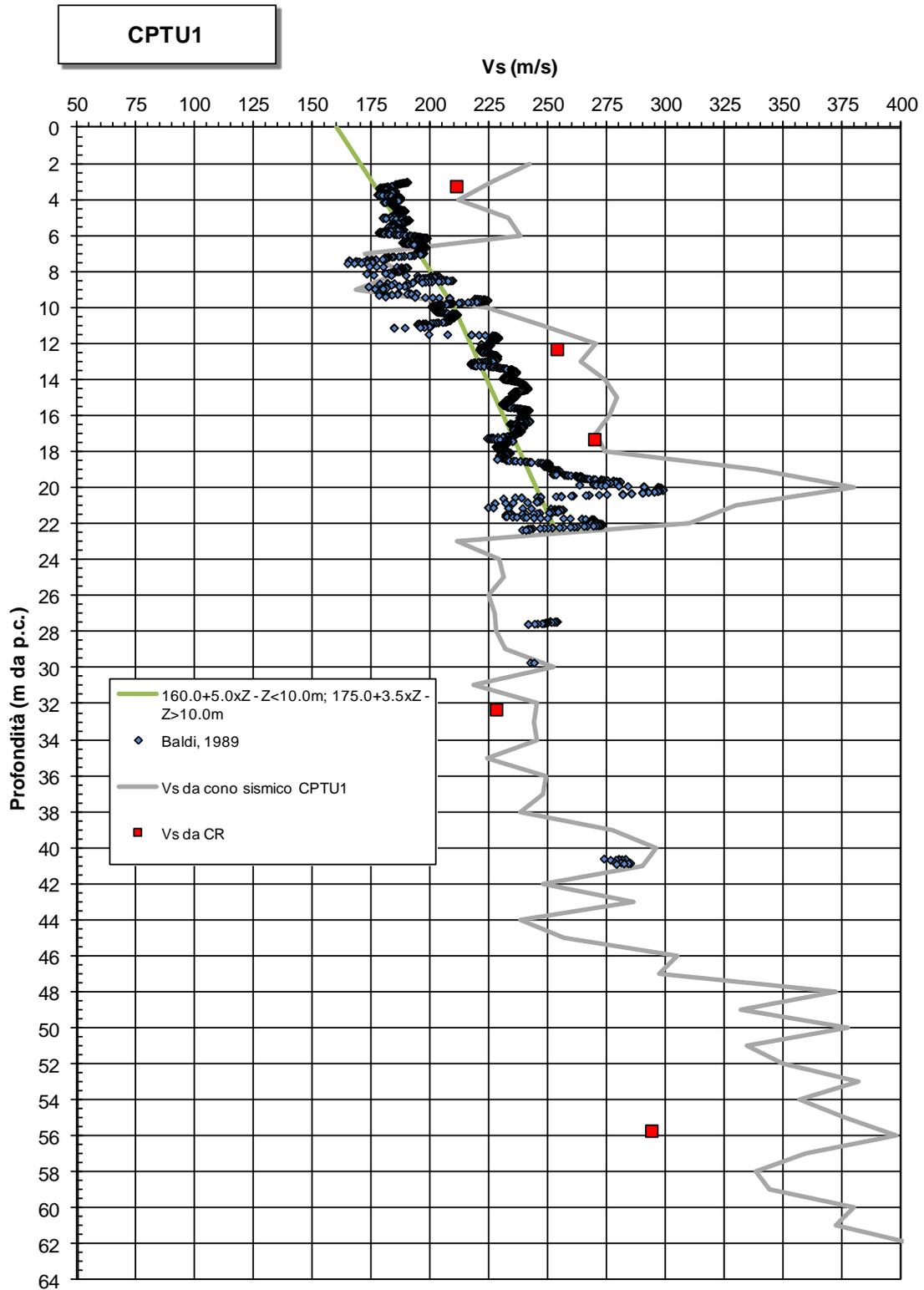


Figura 10.90: CPTU1 - Velocità onde di taglio

**Velocità onde sismiche in materiale granulare Vs**

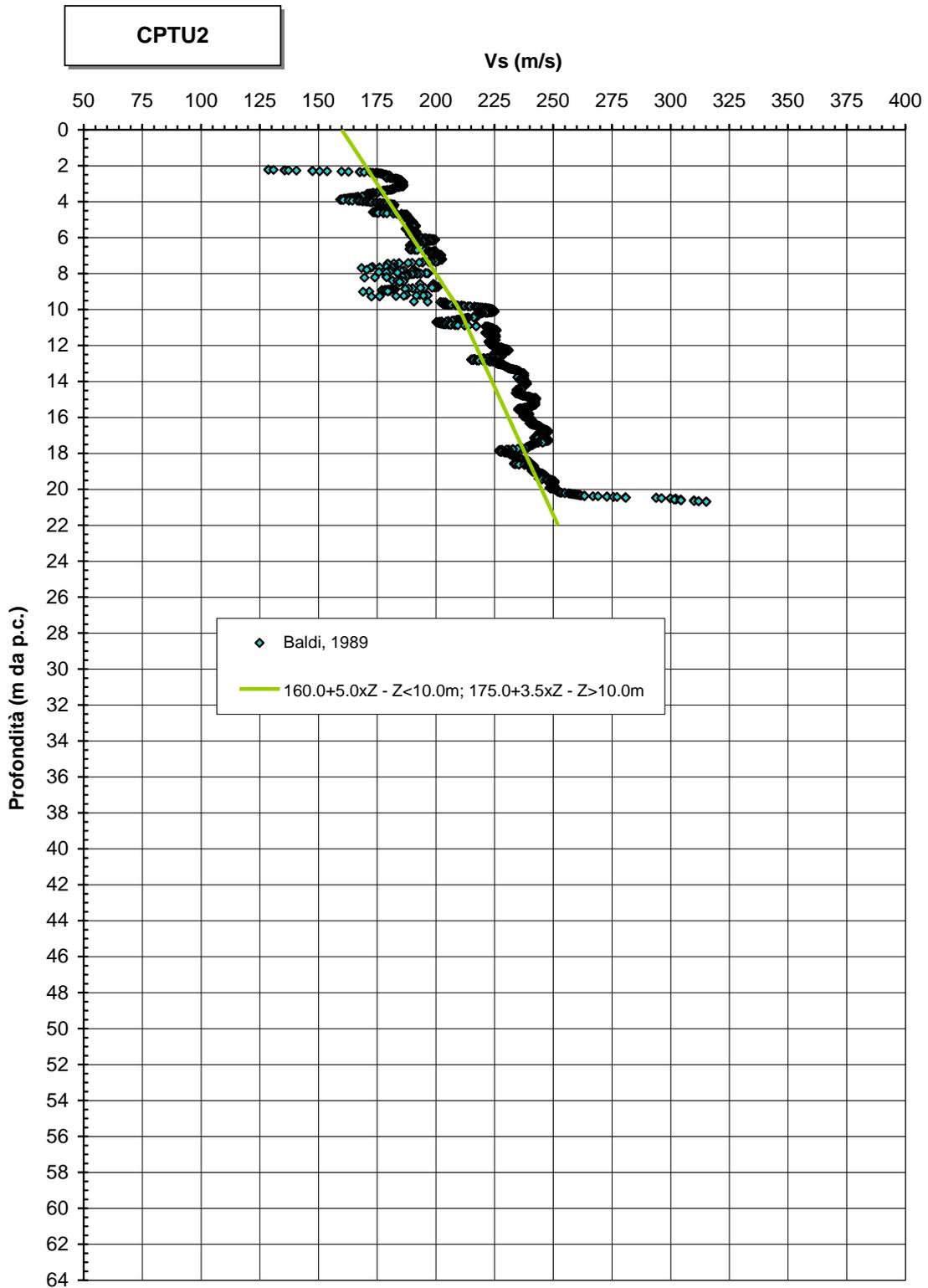


Figura 10.91: CPTU2 - Velocità onde di taglio

**Velocità onde sismiche in materiale granulare Vs**

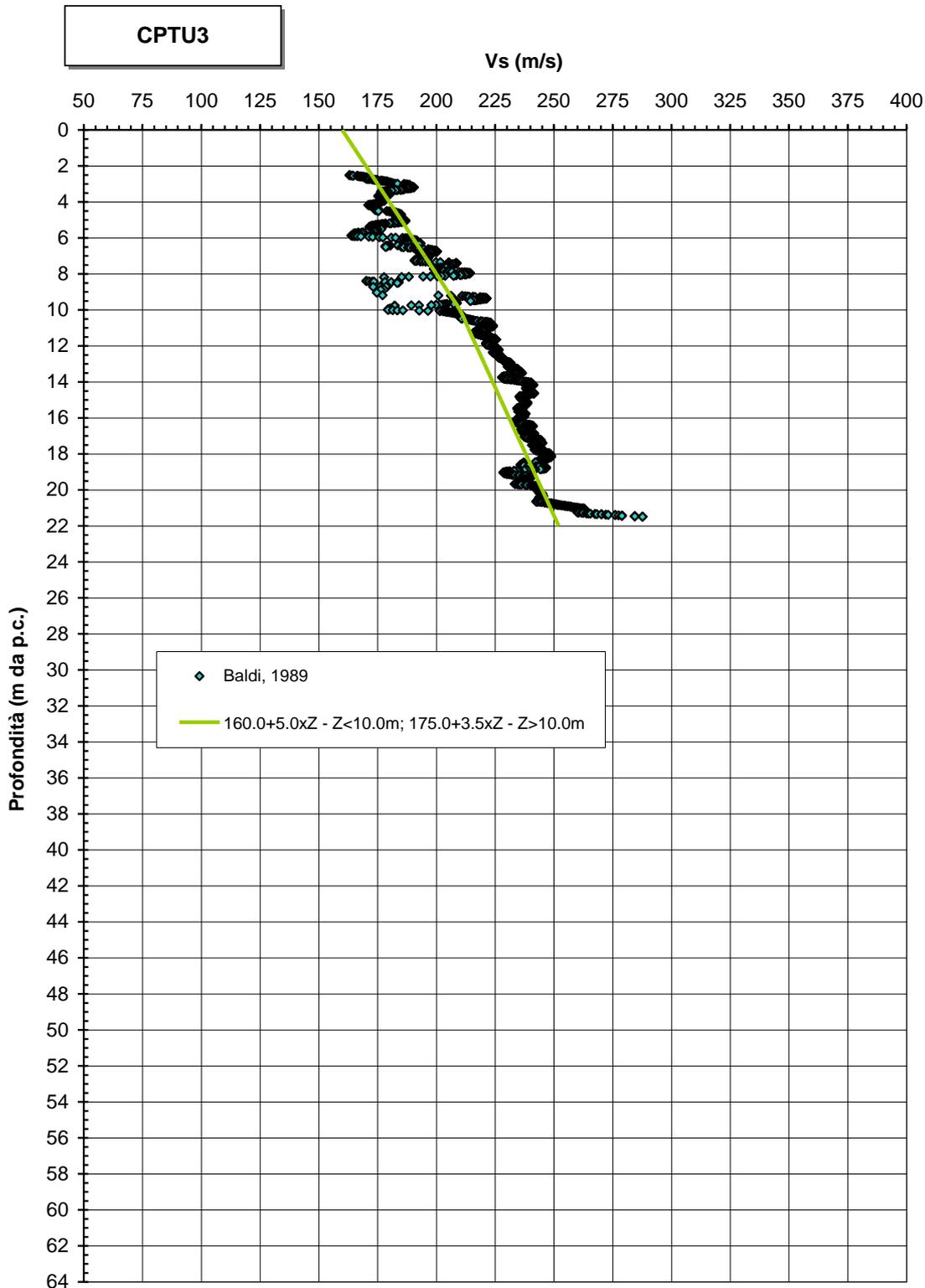


Figura 10.92: CPTU3 - Velocità onde di taglio

**Velocità onde sismiche in materiale granulare Vs**

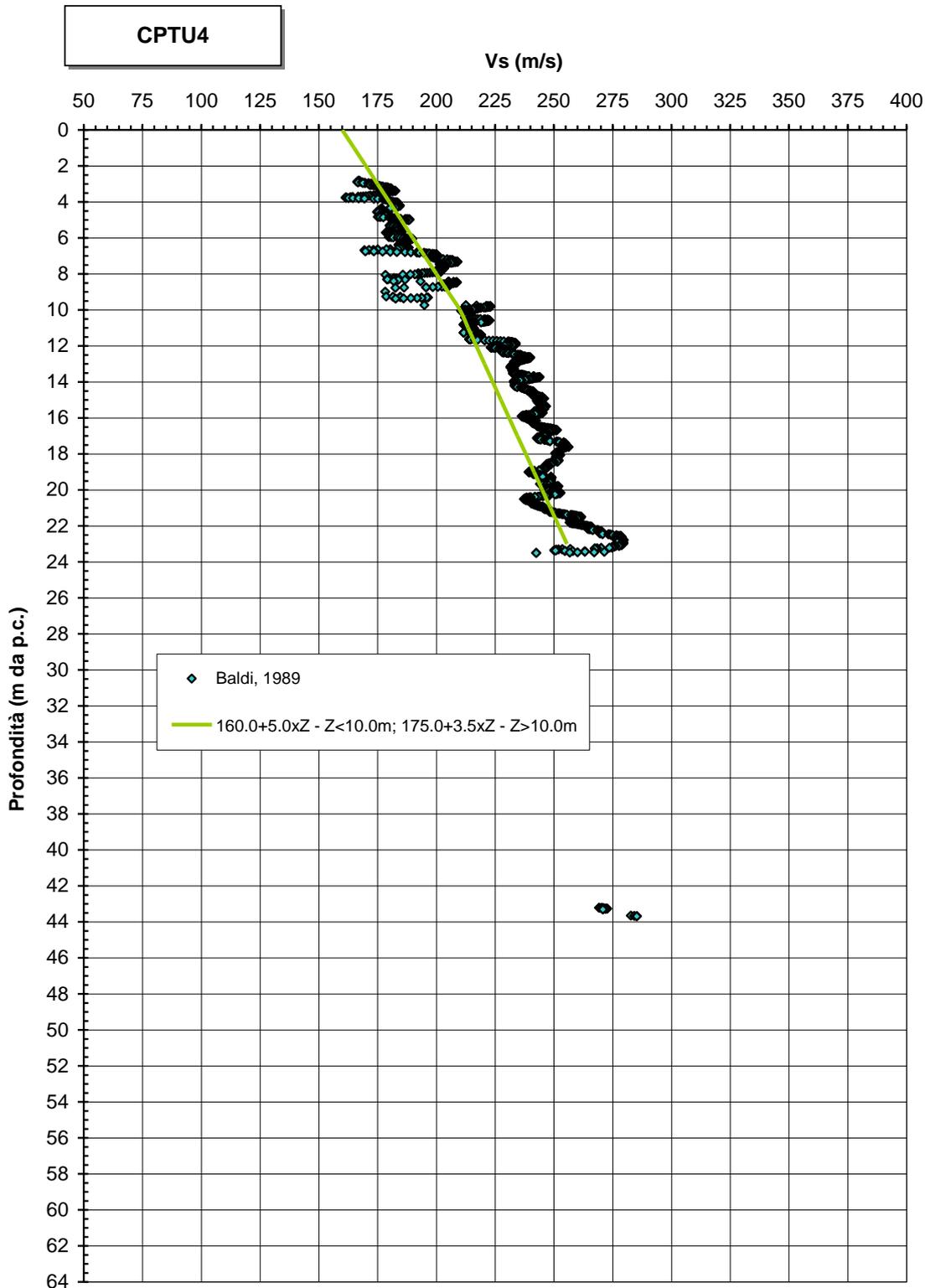


Figura 10.93: CPTU4 - Velocità onde di taglio

**Velocità onde sismiche in materiale granulare Vs**

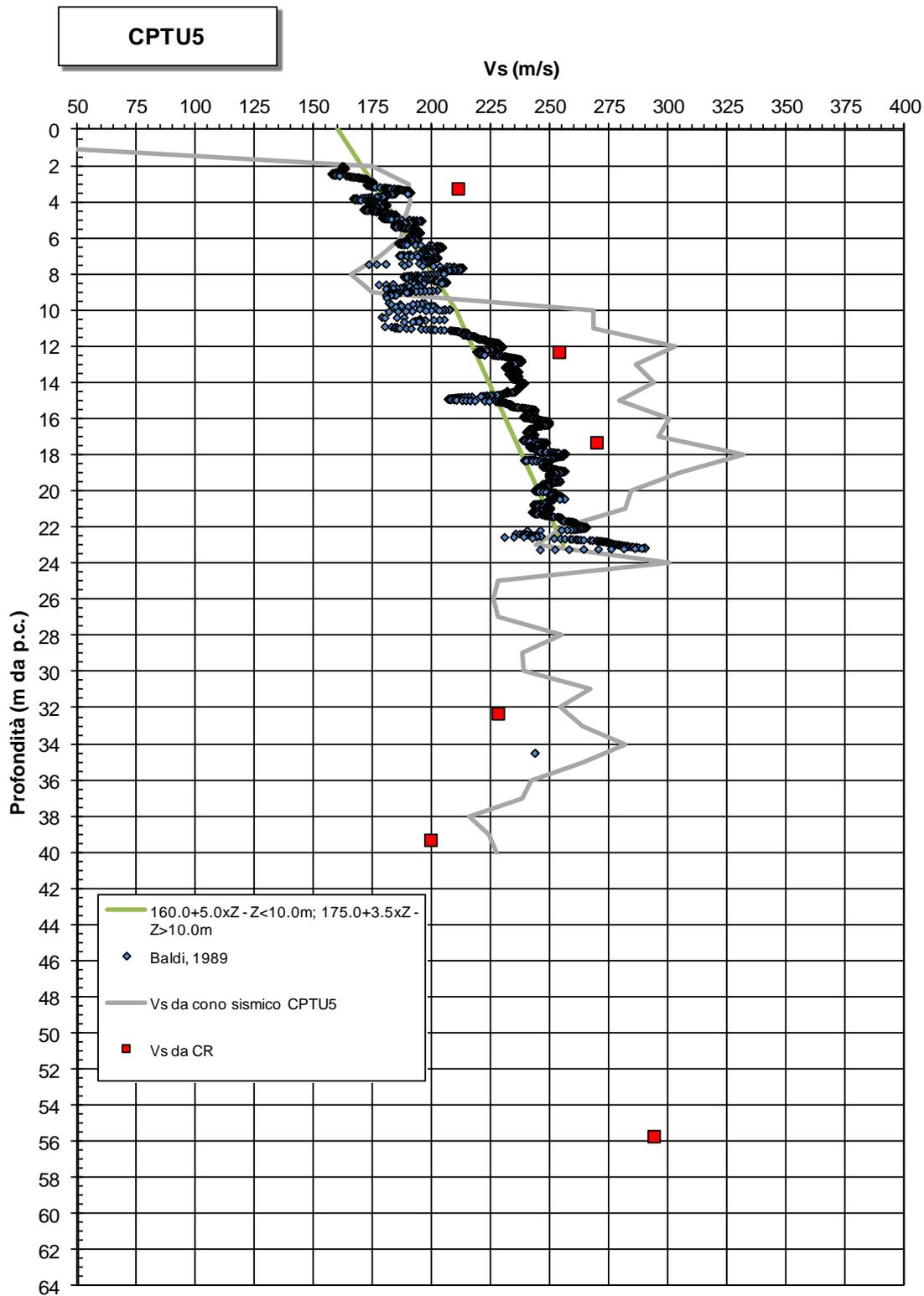


Figura 10.94: CPTU5 - Velocità onde di taglio

**Velocità onde sismiche in materiale granulare Vs**

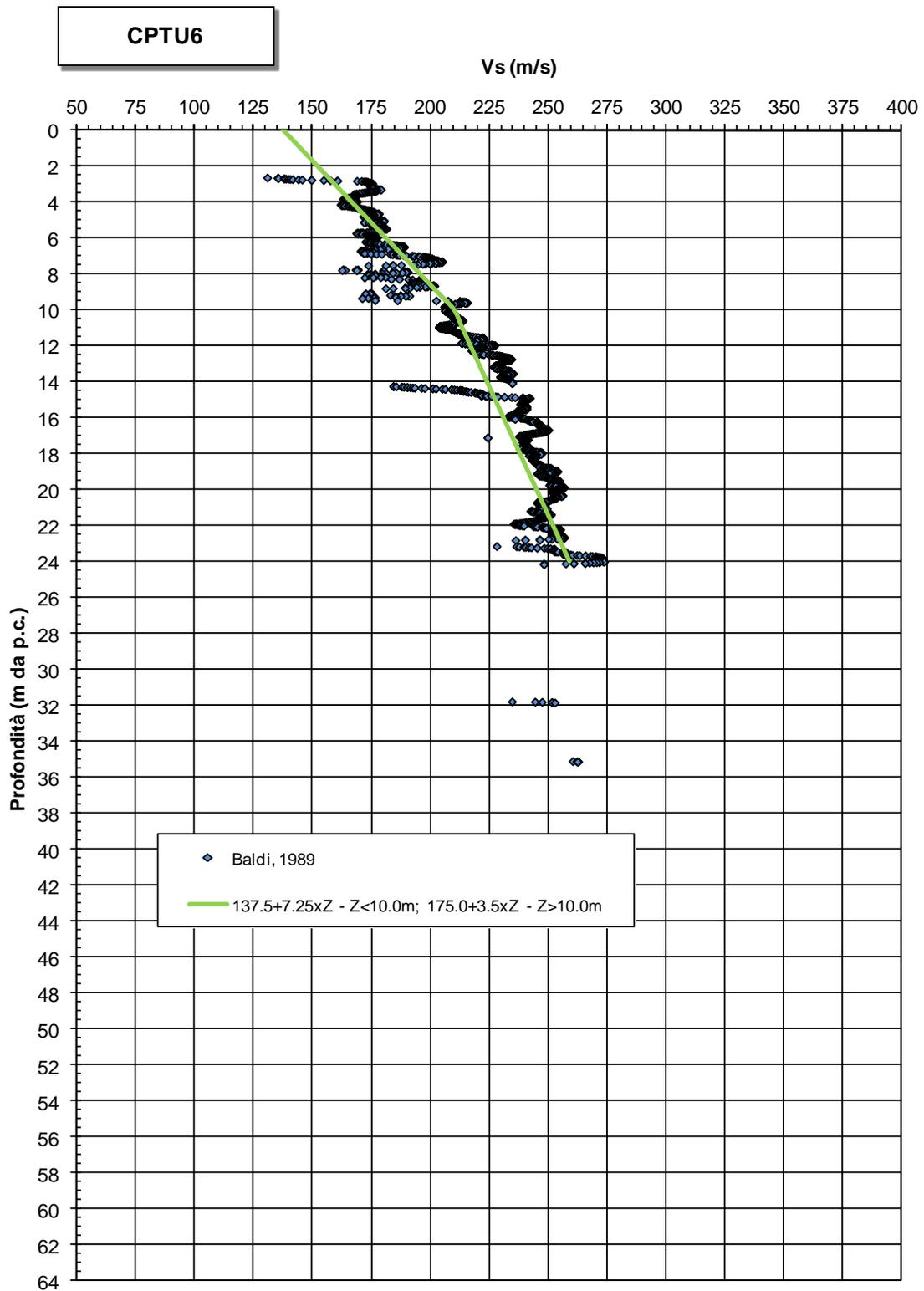


Figura 10.95: CPTU6 - Velocità onde di taglio

**Velocità onde sismiche in materiale granulare Vs**

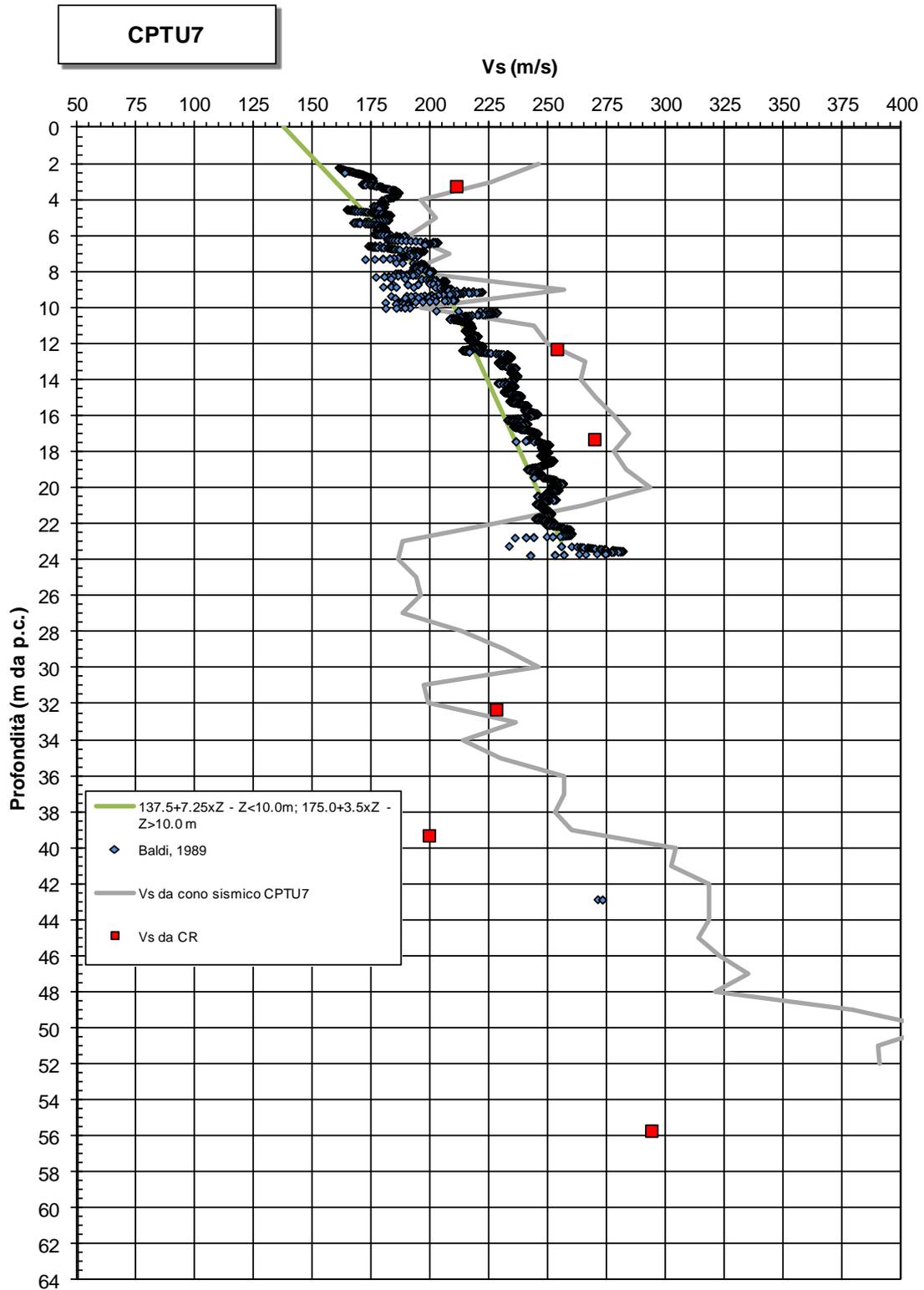


Figura 10.96: CPTU7 - Velocità onde di taglio

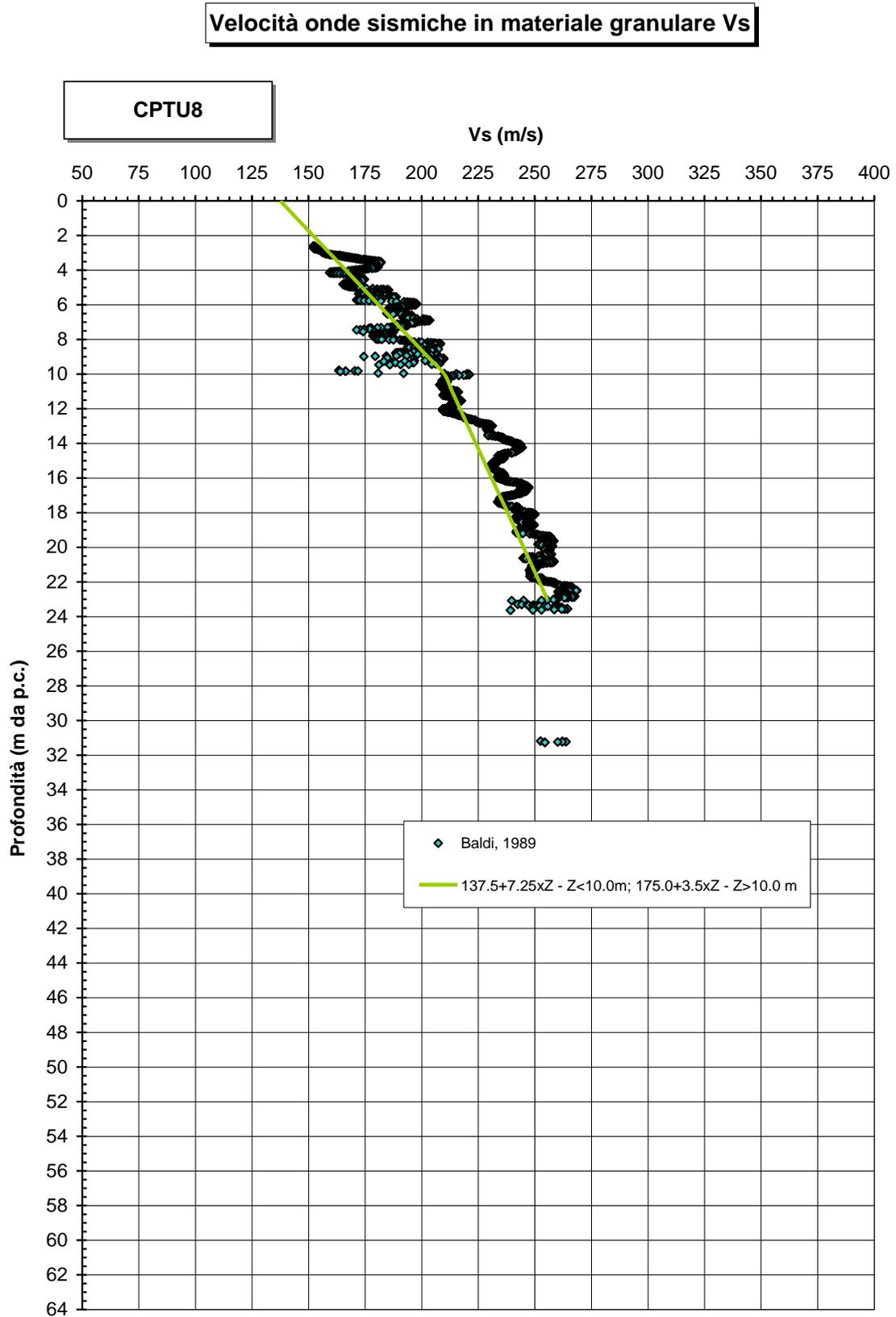


Figura 10.97: CPTU8 - Velocità onde di taglio

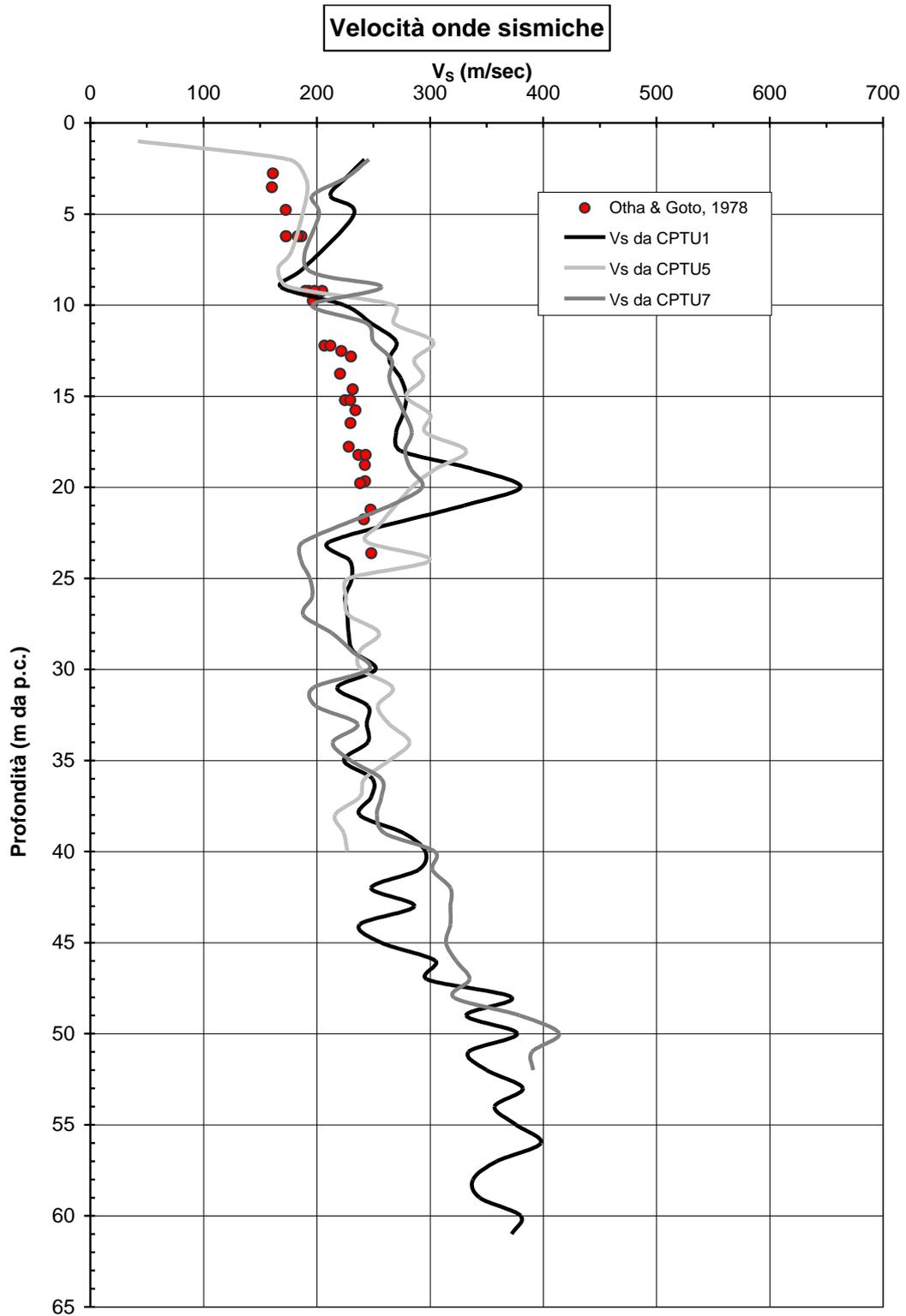


Figura 10.98: Lotto 1 - Prove SPT - Velocità onde di taglio

#### **10.4.3.2 Modulo di taglio iniziale**

I moduli di taglio elastici iniziali  $G_0$ , ottenuti sia a partire dalle  $V_s$  precedentemente stimate, sia con specifiche correlazioni a partire direttamente dalla  $q_c$  e dagli  $N_{SPT}$  (Otha & Goto, 1978), mostrano un sostanziale buon accordo (cfr. le Figure seguenti). Nei grafici sono stati sovrapposti anche i valori ottenuti dalle prove in colonna risonante (nelle verticali già interessate da misure con cono sismico).

**Modulo di taglio a piccole deformazioni - materiali granulari**

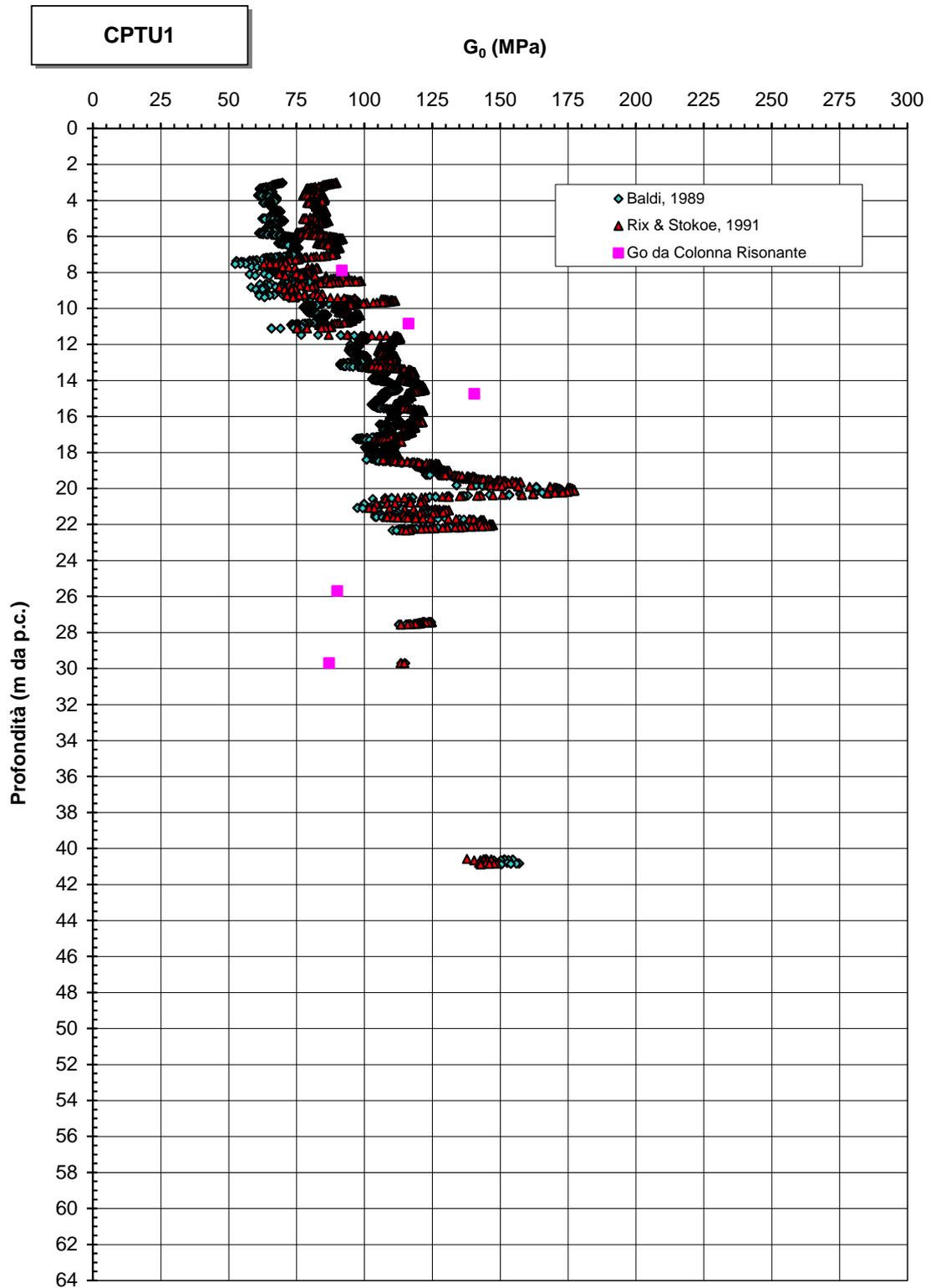


Figura 10.99: CPTU1 - Modulo di taglio iniziale

**Modulo di taglio a piccole deformazioni - materiali granulari**

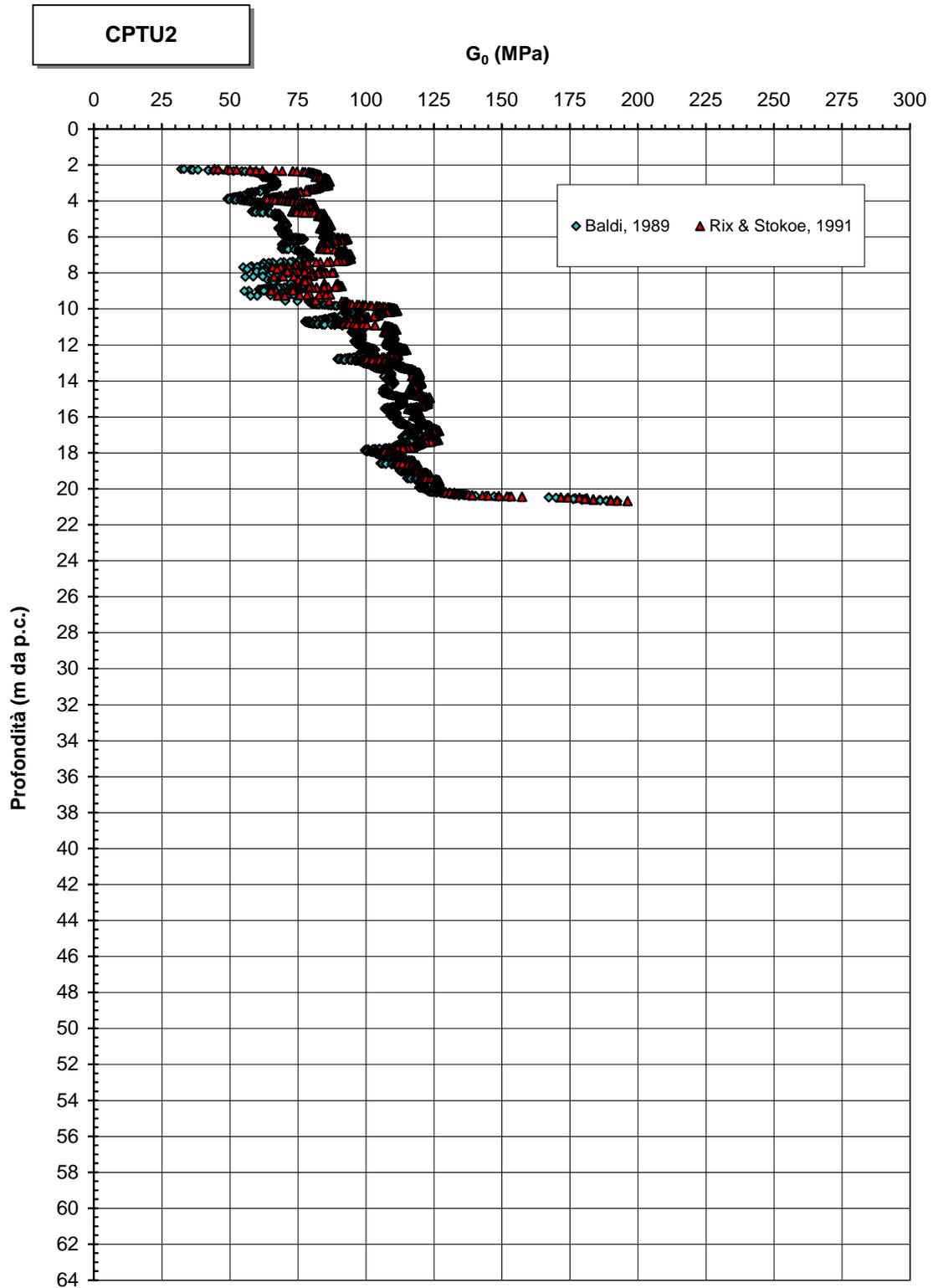


Figura 10.100: CPTU2 - Modulo di taglio iniziale

**Modulo di taglio a piccole deformazioni - materiali granulari**

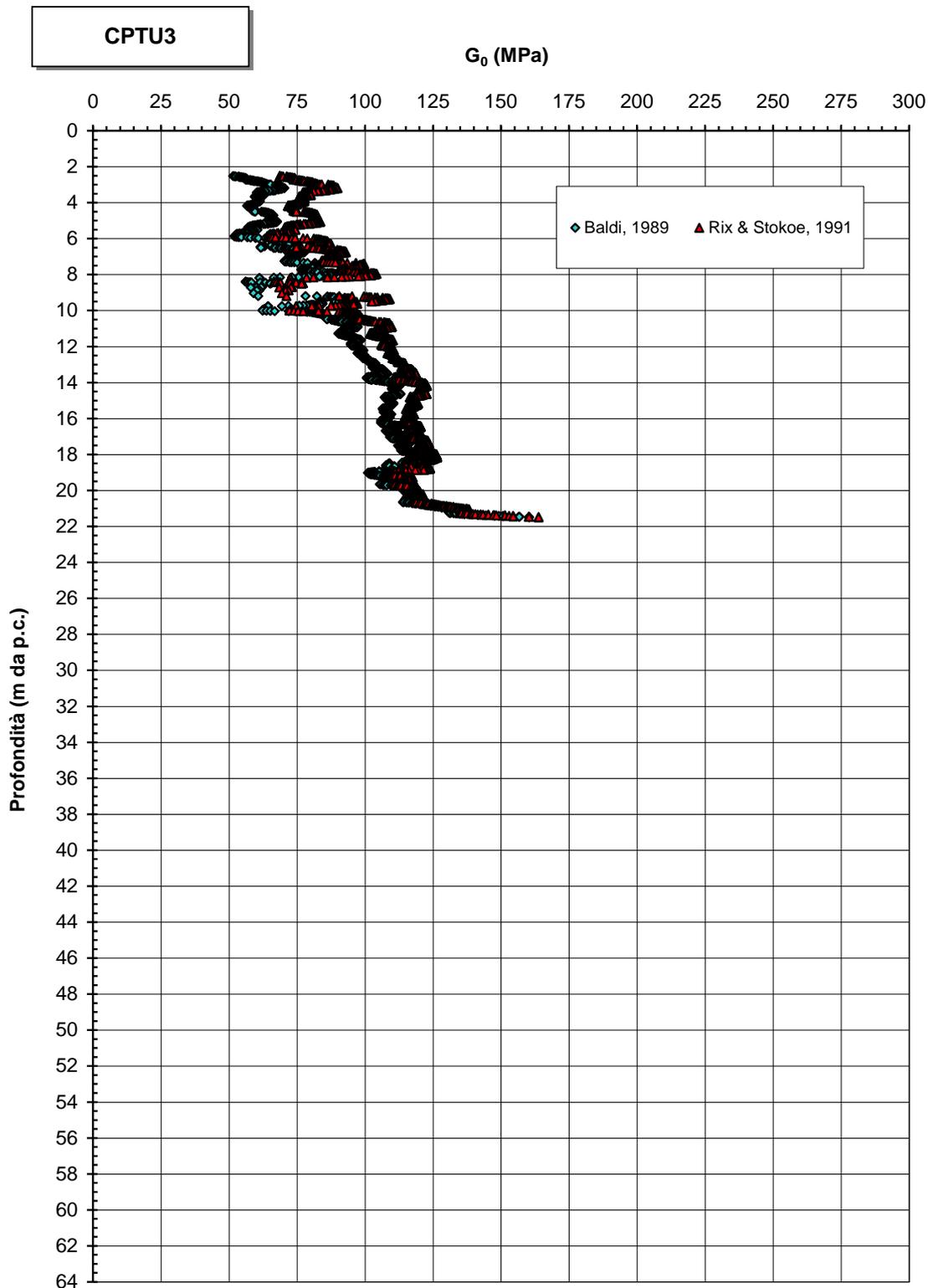


Figura 10.101: CPTU3 - Modulo di taglio iniziale



**Modulo di taglio a piccole deformazioni - materiali granulari**

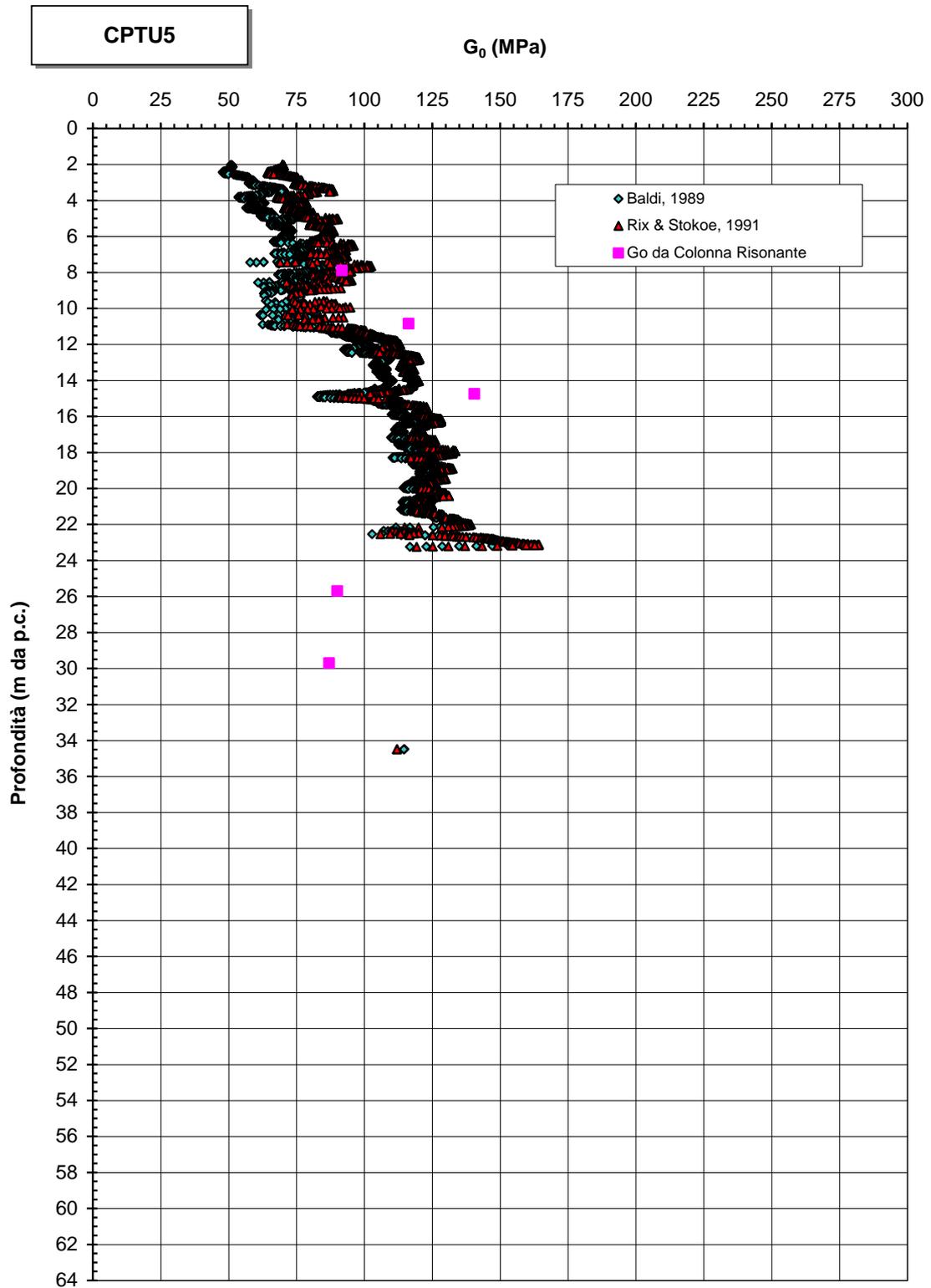


Figura 10.103: CPTU5 - Modulo di taglio iniziale

**Modulo di taglio a piccole deformazioni - materiali granulari**

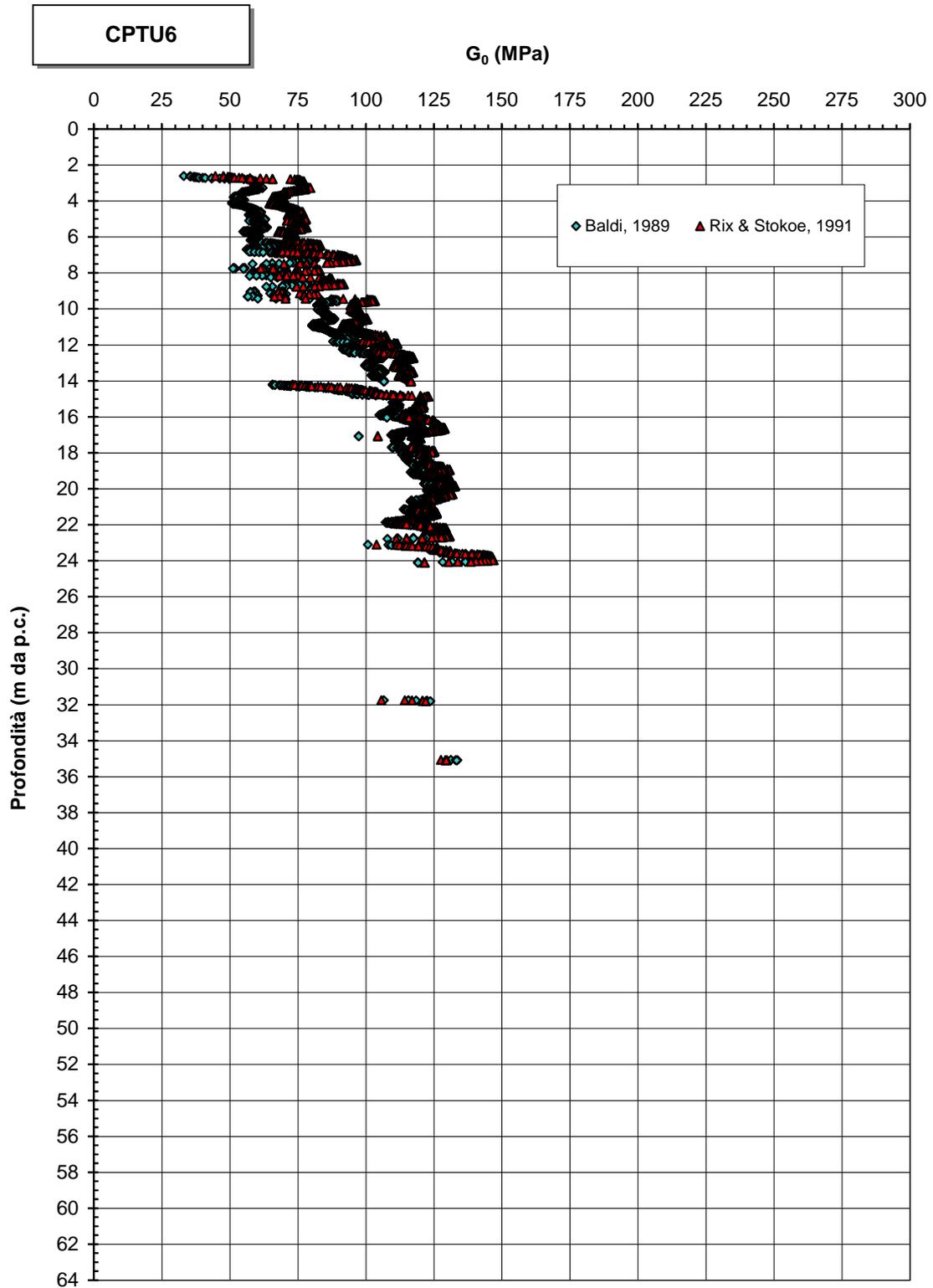


Figura 10.104: CPTU6 - Modulo di taglio iniziale

**Modulo di taglio a piccole deformazioni - materiali granulari**

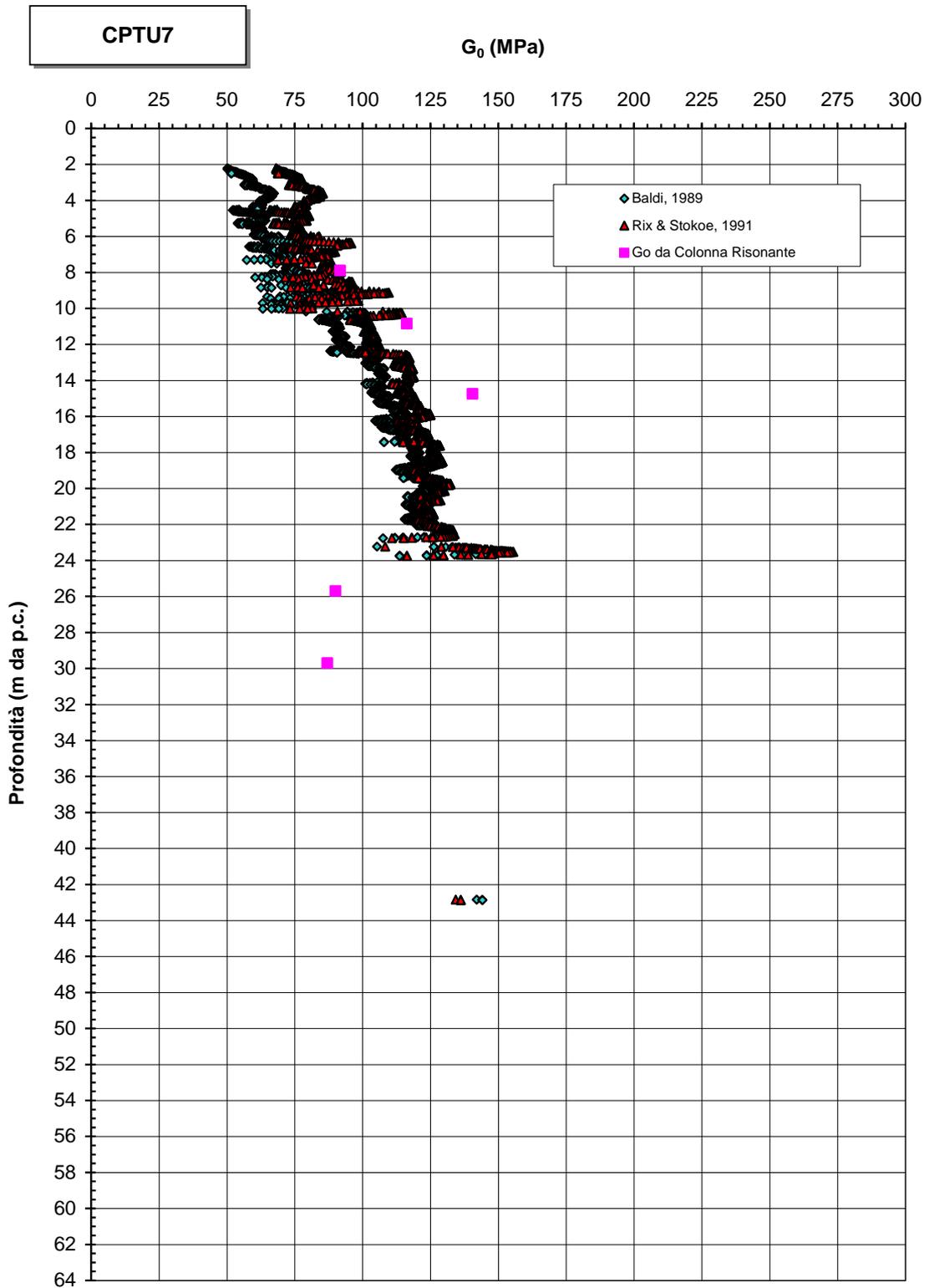


Figura 10.105: CPTU7 - Modulo di taglio iniziale

**Modulo di taglio a piccole deformazioni - materiali granulari**

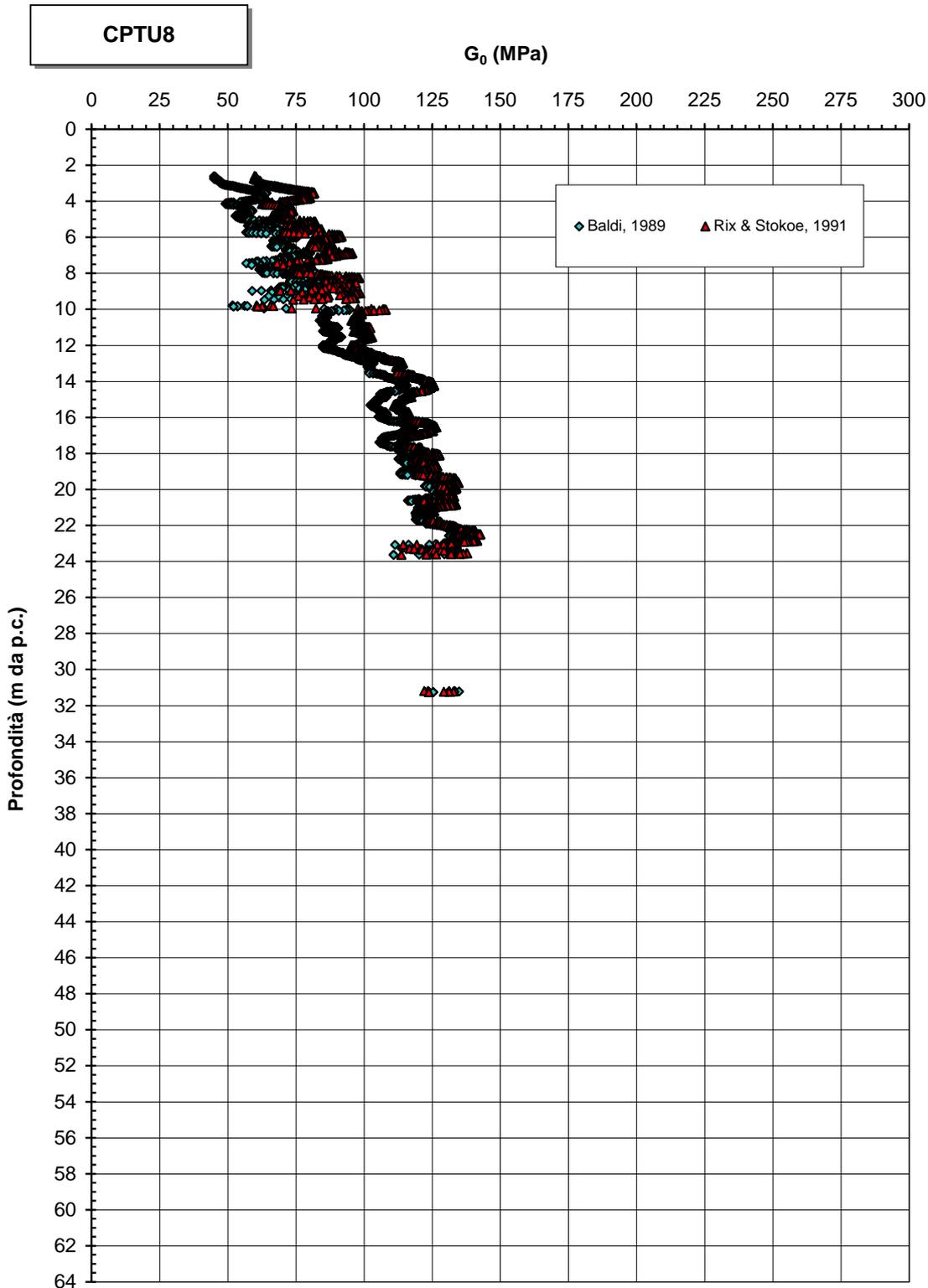


Figura 10.106: CPTU8 - Modulo di taglio iniziale

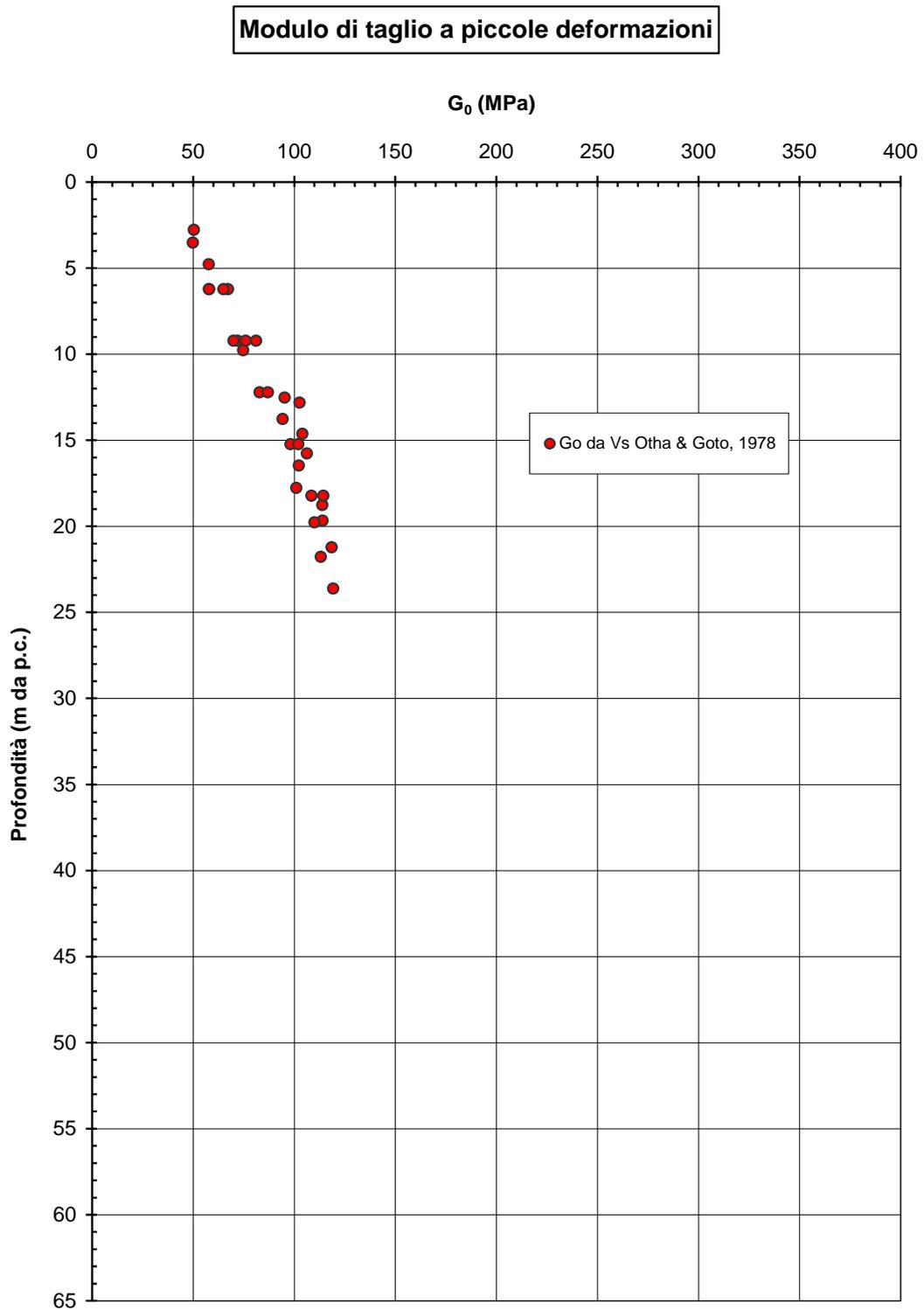


Figura 10.107: Lotto 1 - Prove SPT - Modulo di taglio iniziale

### **10.4.3.3 Modulo elastico iniziale**

I valori del modulo elastico iniziale a piccole deformazioni sono stati desunti a partire da valori di  $G_0$  tramite le note relazioni della teoria dell'elasticità (cfr. le Figure seguenti):

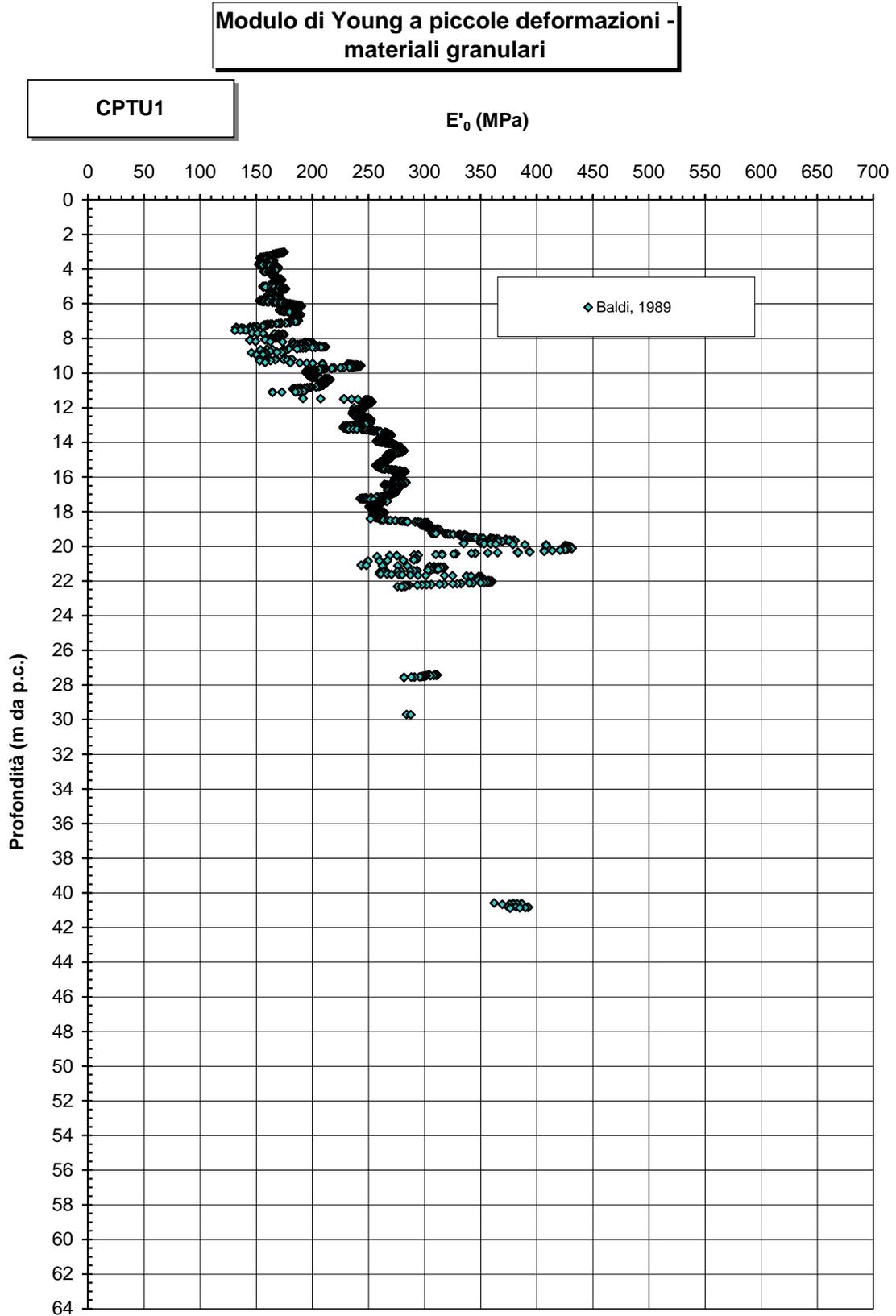


Figura 10.108: CPTU1 - Modulo elastico iniziale

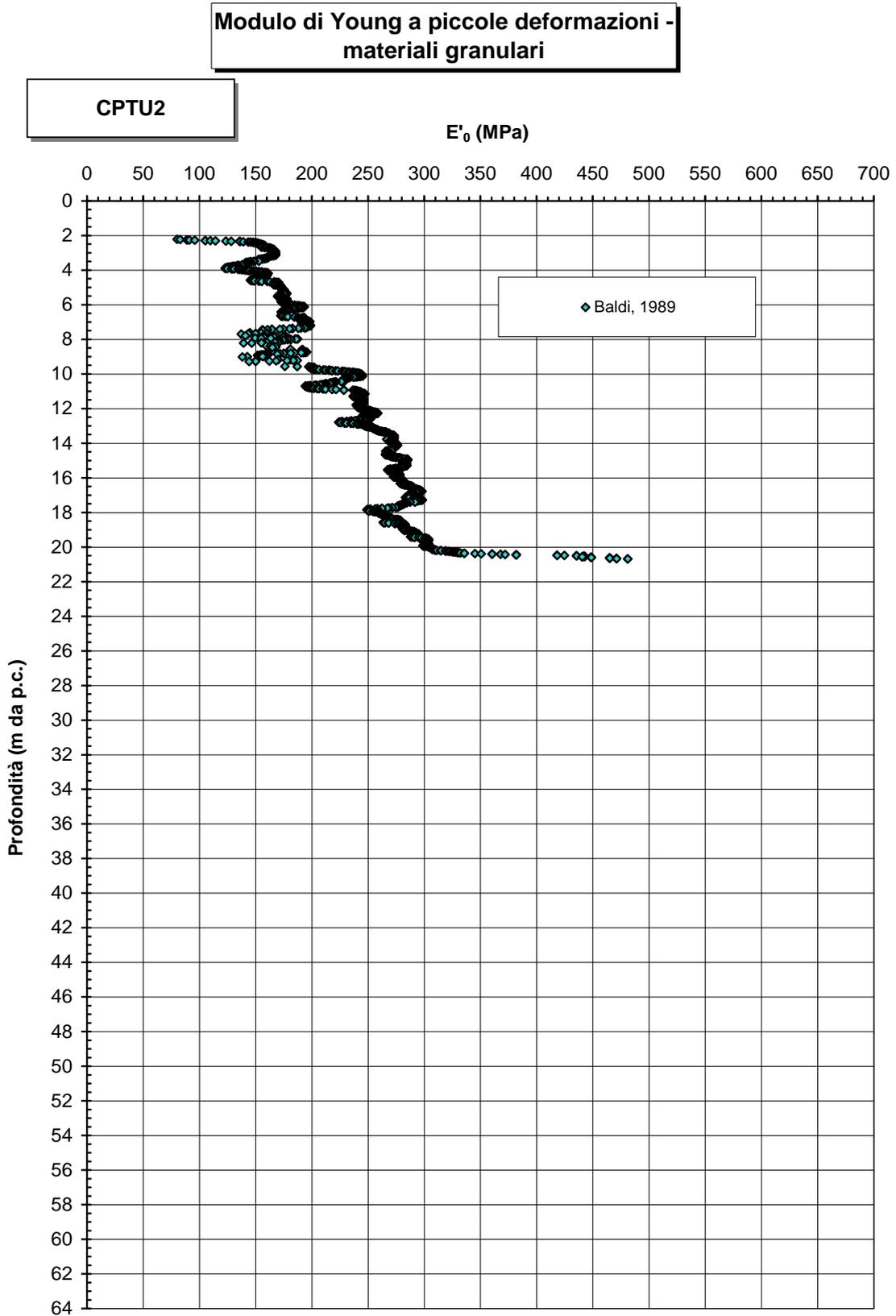


Figura 10.109: CPTU2 - Modulo elastico iniziale

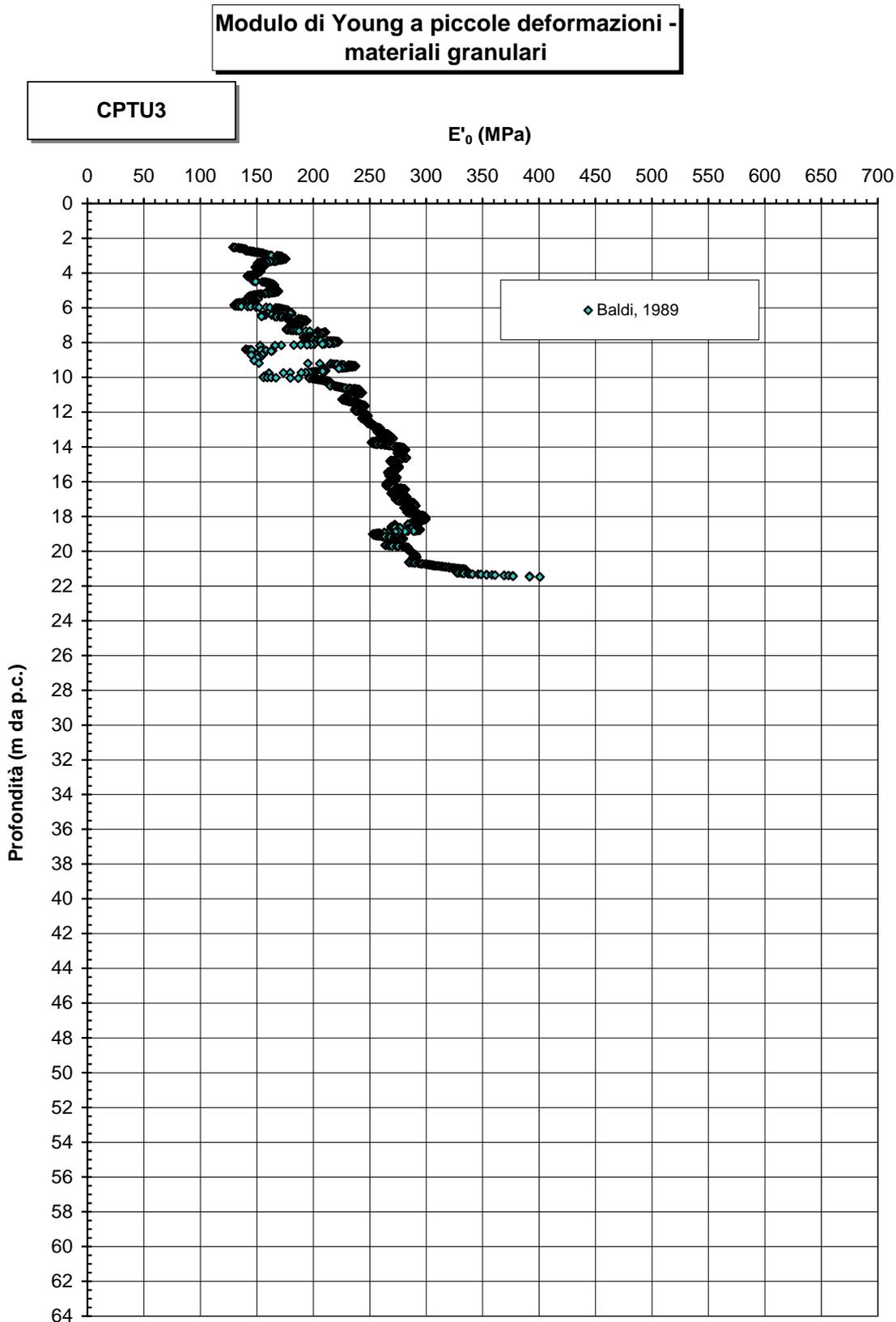


Figura 10.110: CPTU3 - Modulo elastico iniziale

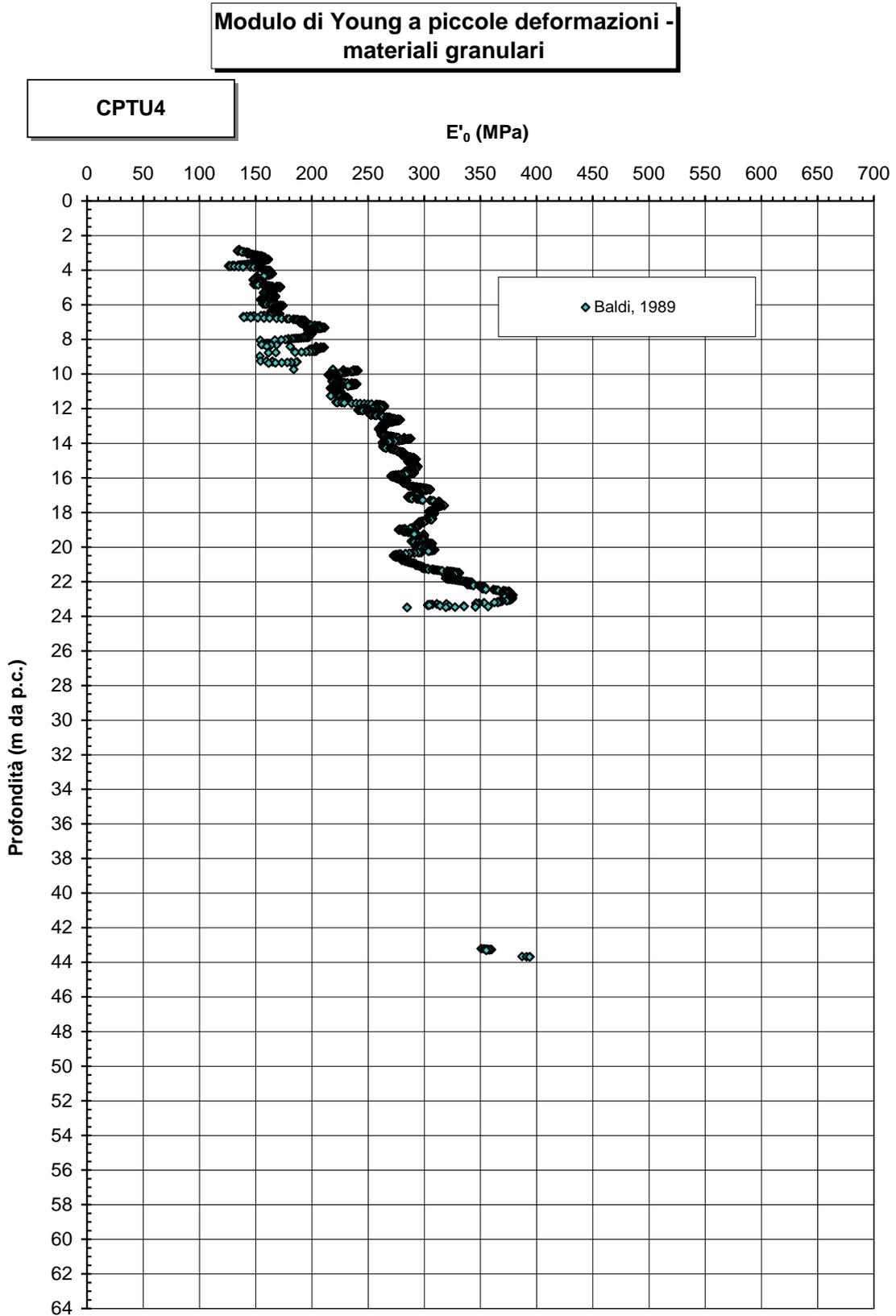


Figura 10.111: CPTU4 - Modulo elastico iniziale

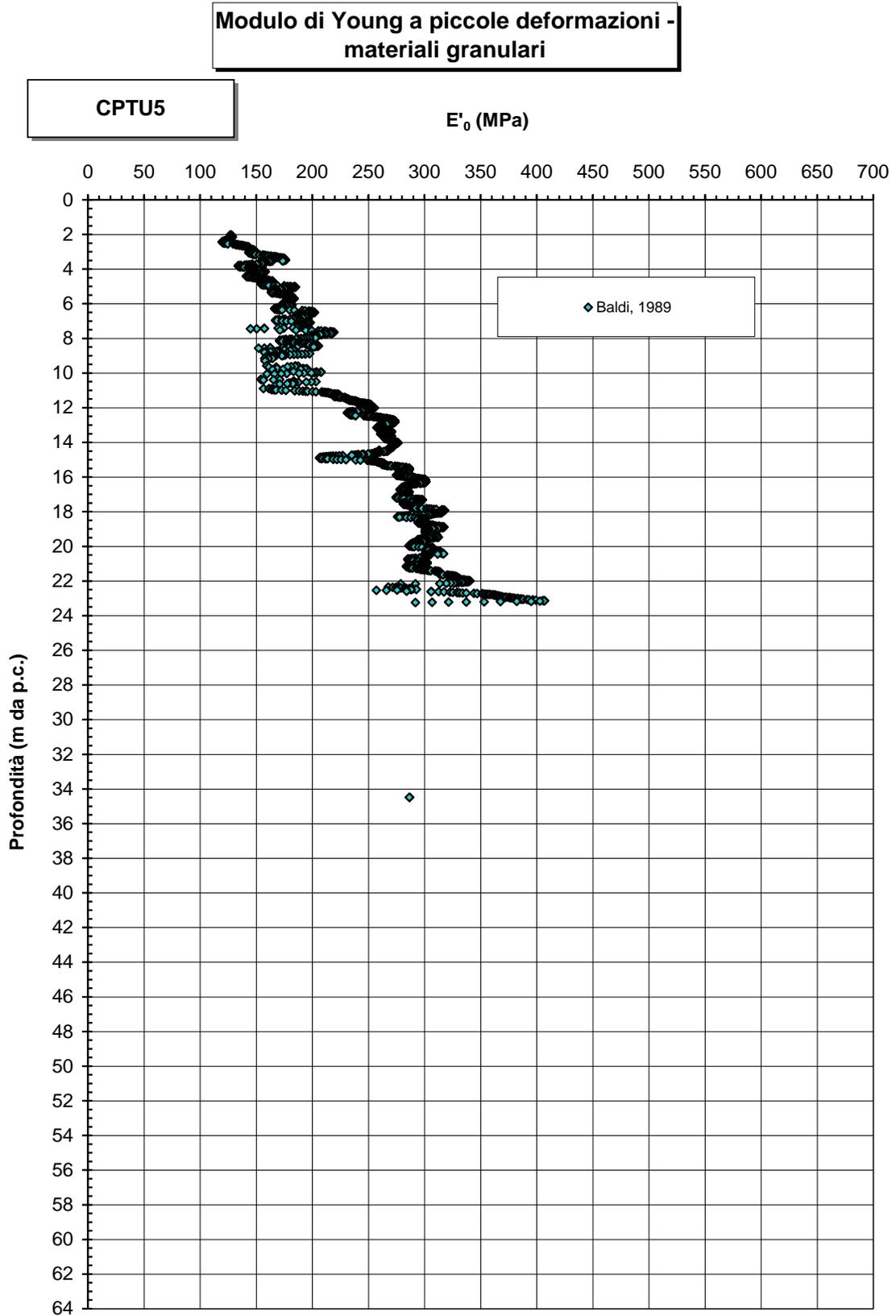


Figura 10.112: CPTU5 - Modulo elastico iniziale

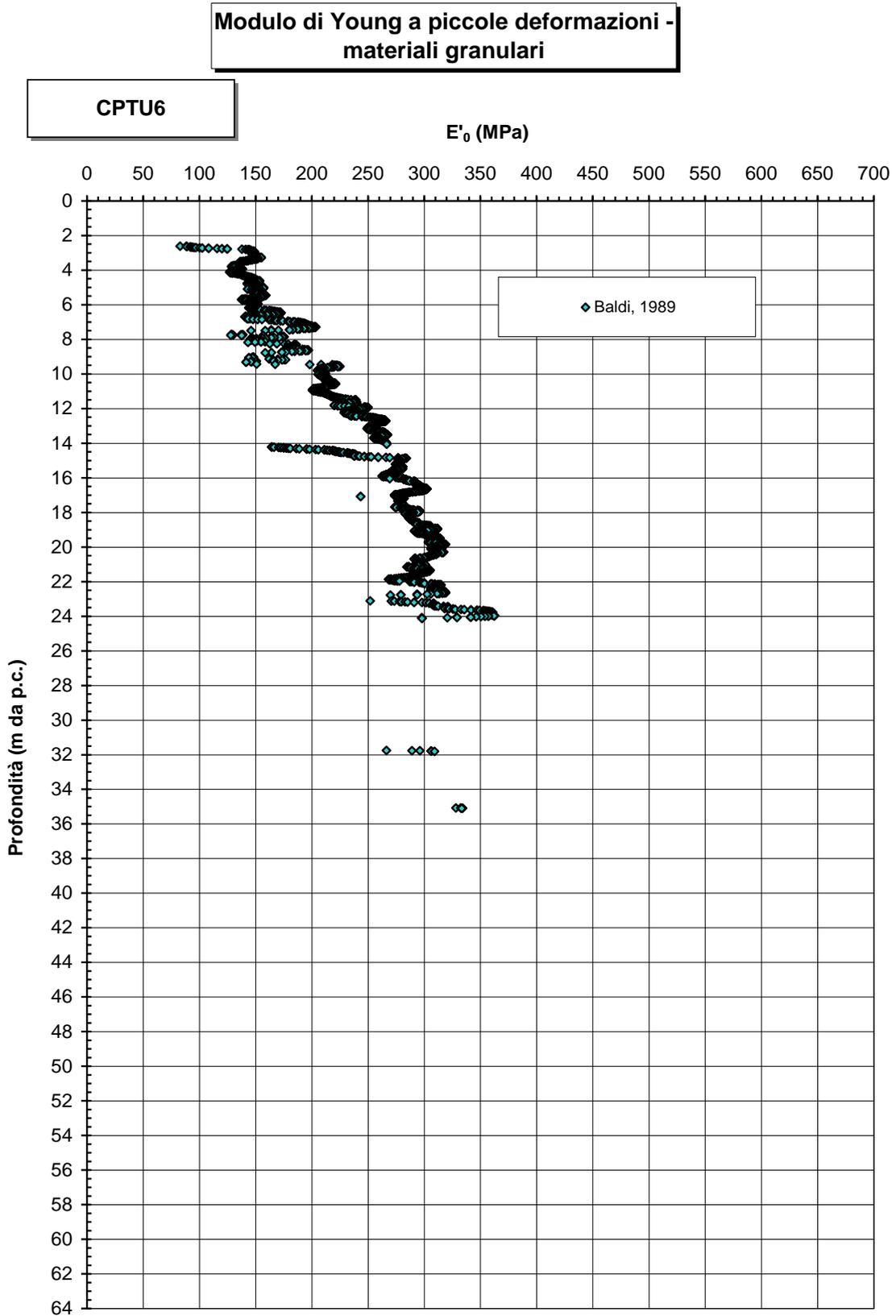


Figura 10.113: CPTU6 - Modulo elastico iniziale

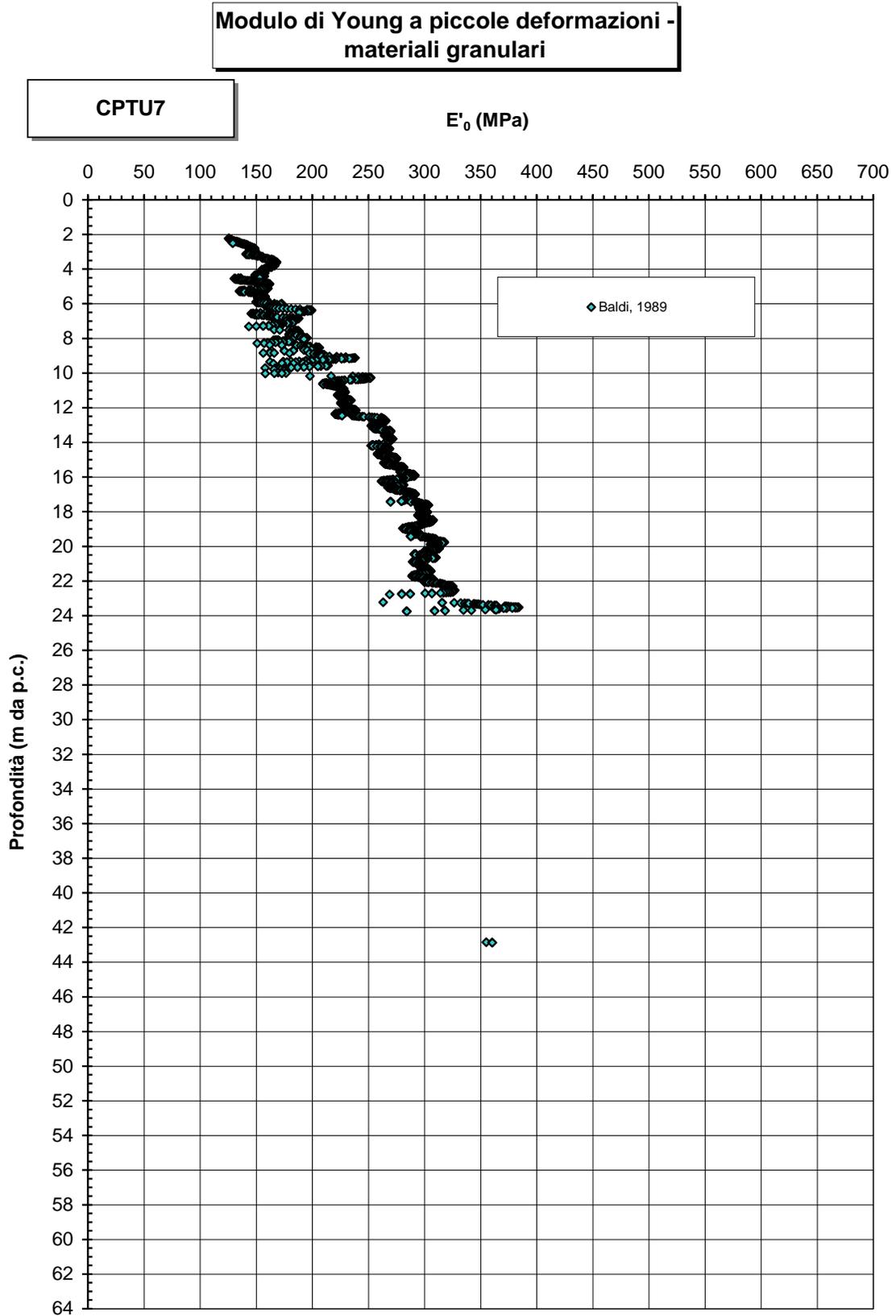


Figura 10.114: CPTU7 - Modulo elastico iniziale

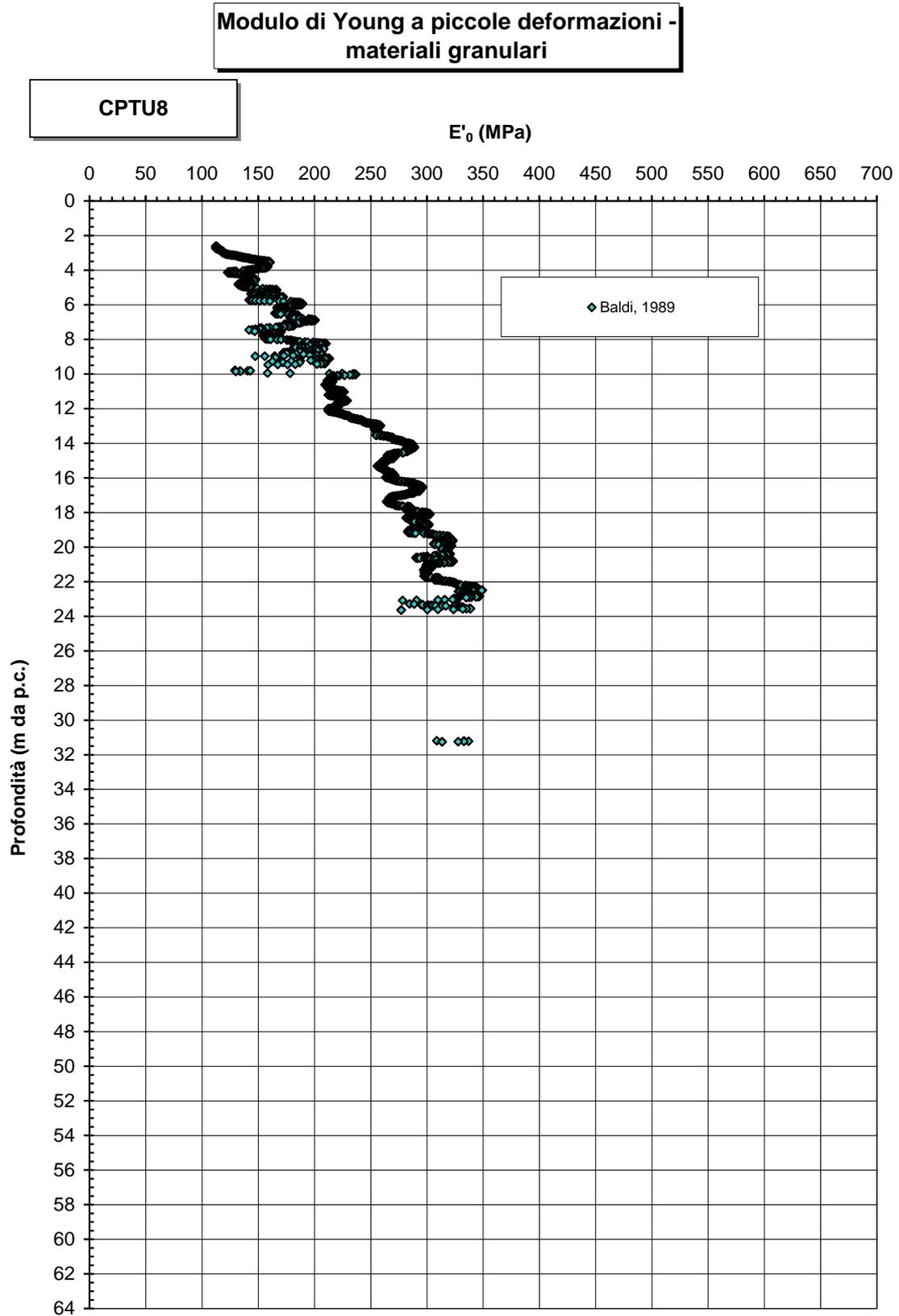


Figura 10.115: CPTU8 - Modulo elastico iniziale

#### **10.4.3.4 Modulo elastico operativo**

I moduli elastici operativi, da utilizzare per il calcolo dei cedimenti e per il calcolo dell'interazione terreno / struttura sono stati derivati dal valore iniziale mediante specifica relazione di decadimento in funzione del livello di deformazione.

E' stata eseguita inoltre una valutazione del modulo elastico  $E'_{25}$ , corrispondente al livello di deformabilità in condizioni di sollecitazione pari al 25% dello sforzo di taglio a rottura, sia a partire dai risultati delle prove CPTU che di quelle SPT. I valori di  $E'_{25}$  appaiono compatibili con gli analoghi valori di  $E'/10$ , come si evince dalle Figure allegate.

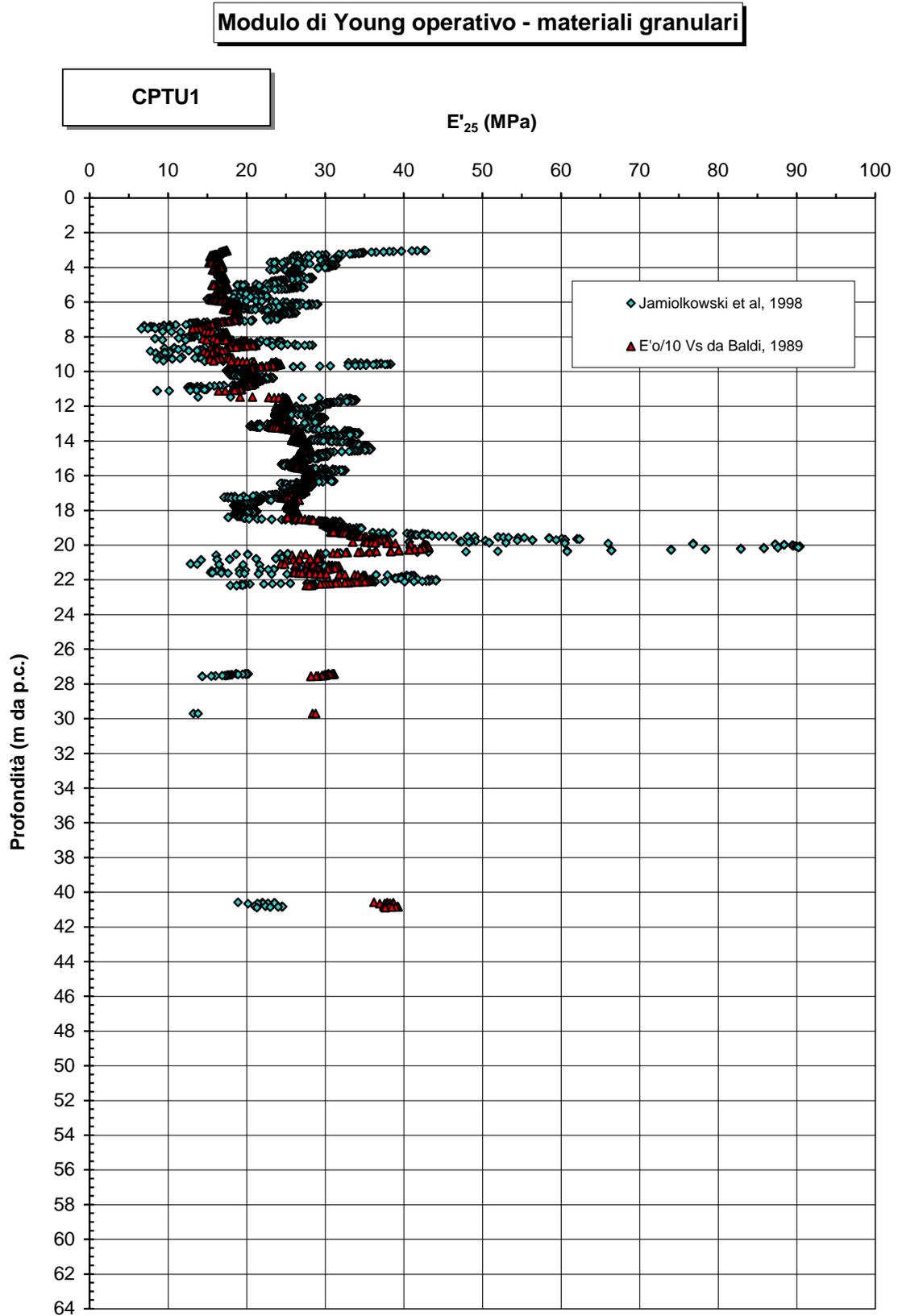


Figura 10.116: CPTU1 - Modulo elastico operativo

**Modulo di Young operativo - materiali granulari**

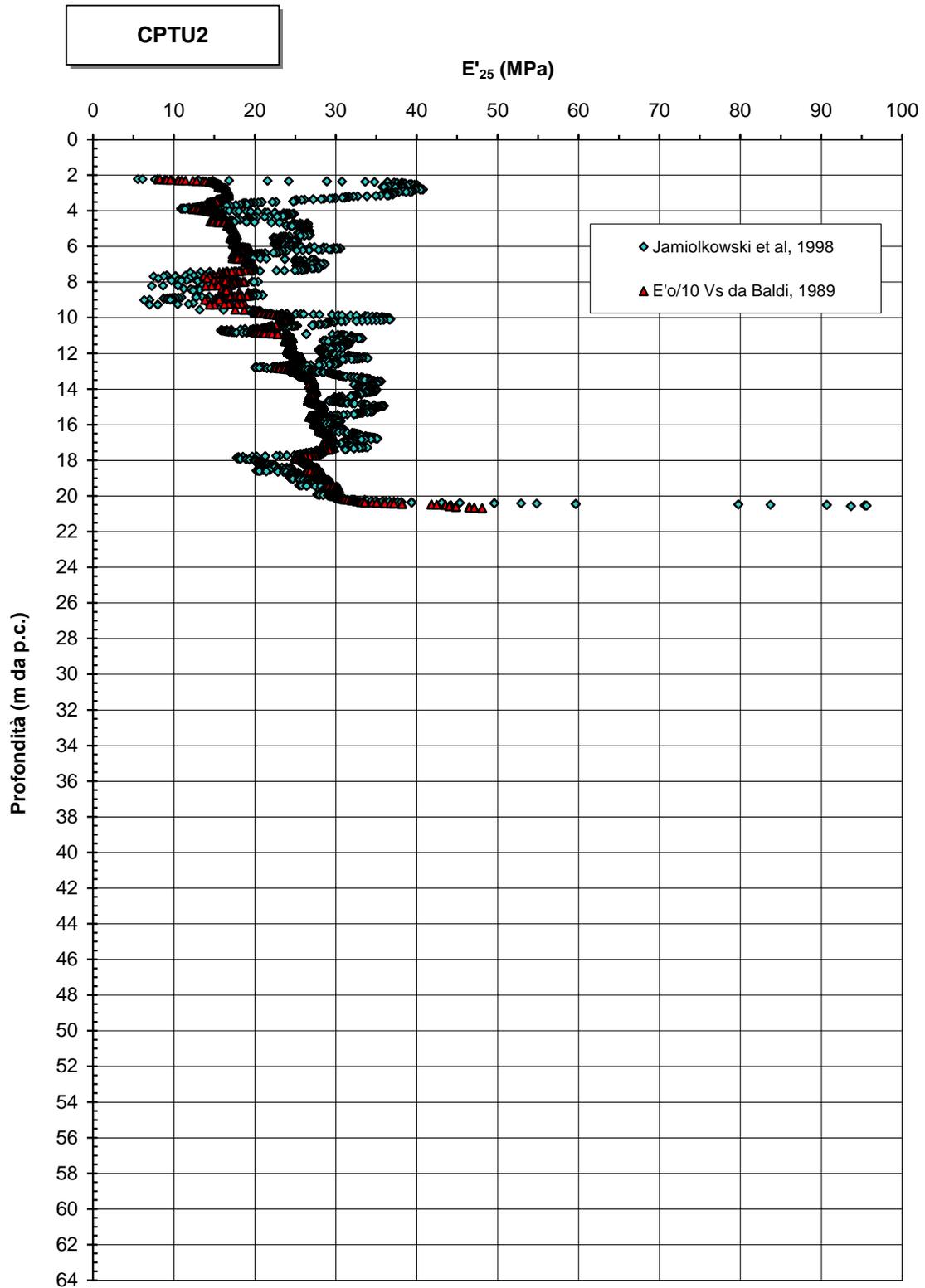


Figura 10.117: CPTU2 - Modulo elastico operativo

**Modulo di Young operativo - materiali granulari**

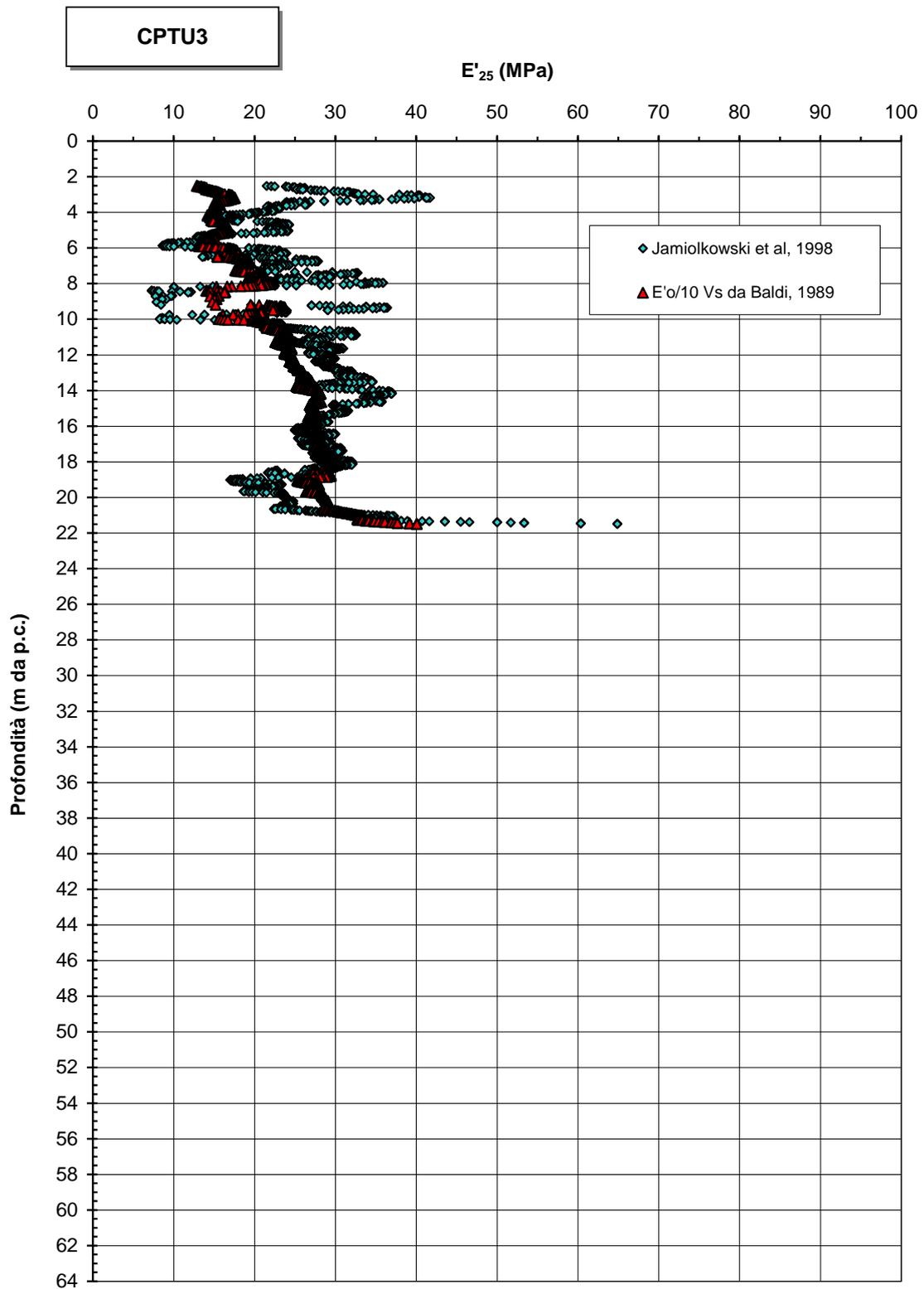


Figura 10.118: CPTU3 - Modulo elastico operativo

**Modulo di Young operativo - materiali granulari**

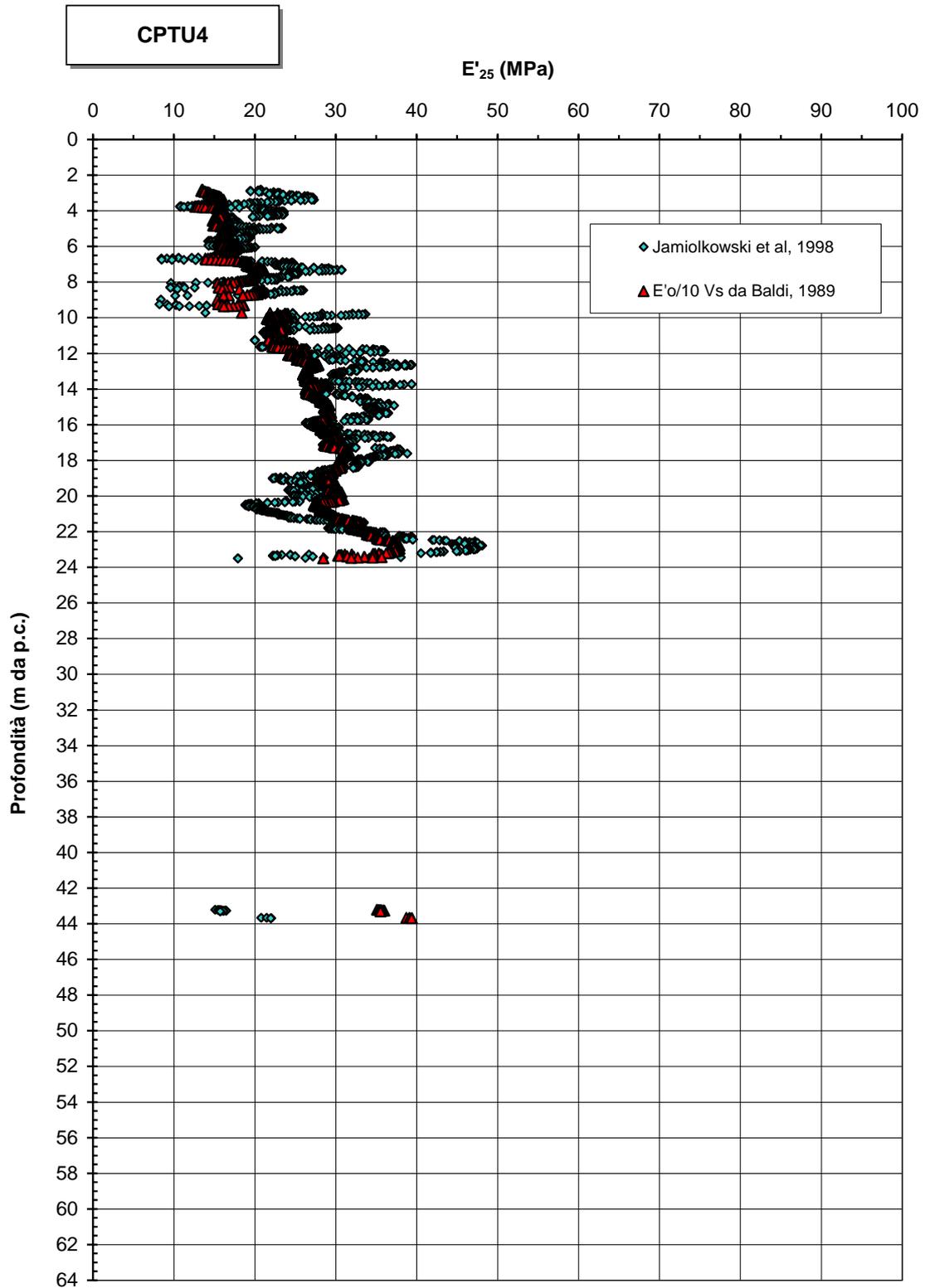


Figura 10.119: CPTU4 - Modulo elastico operativo

**Modulo di Young operativo - materiali granulari**

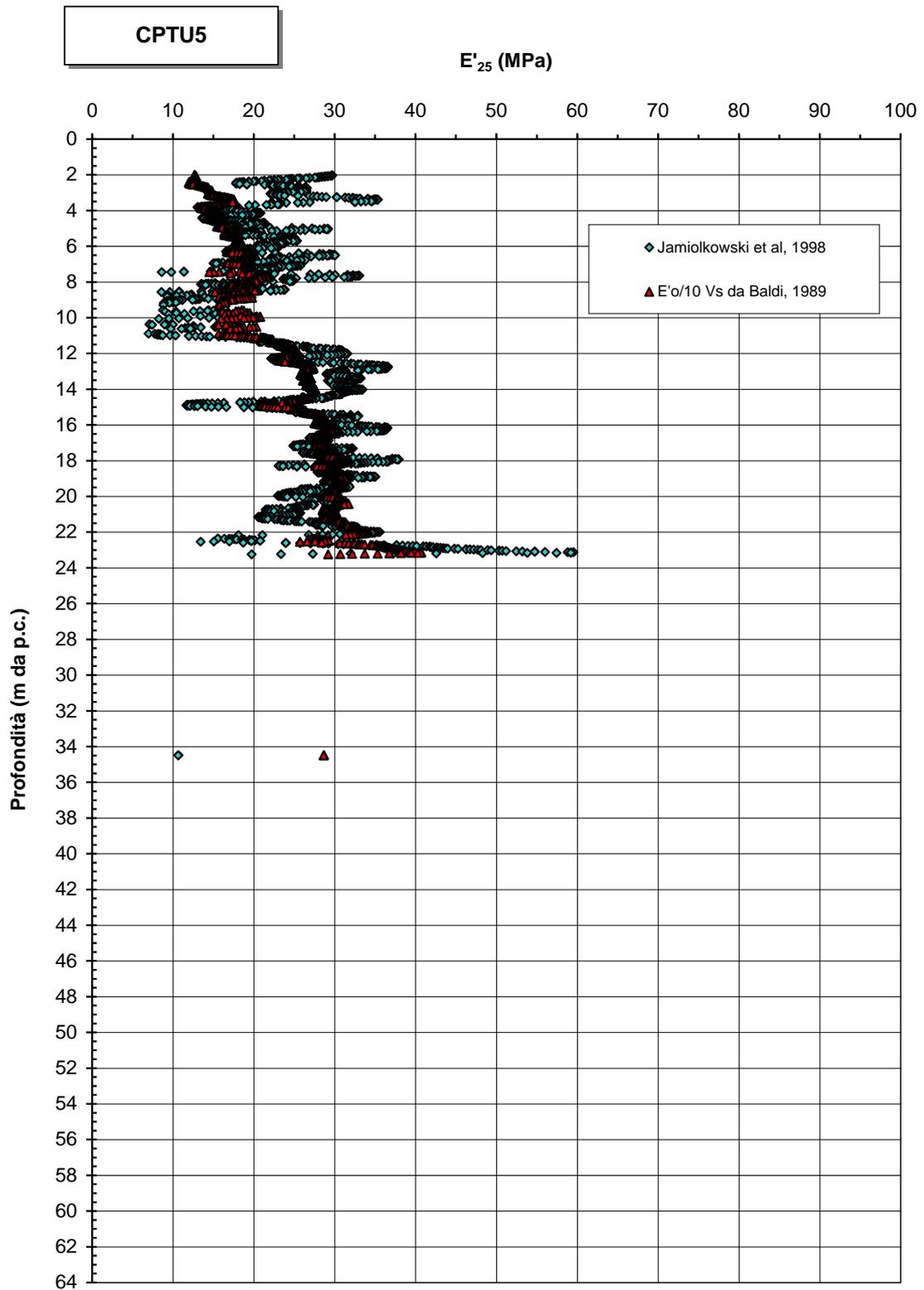


Figura 10.120: CPTU5 - Modulo elastico operativo

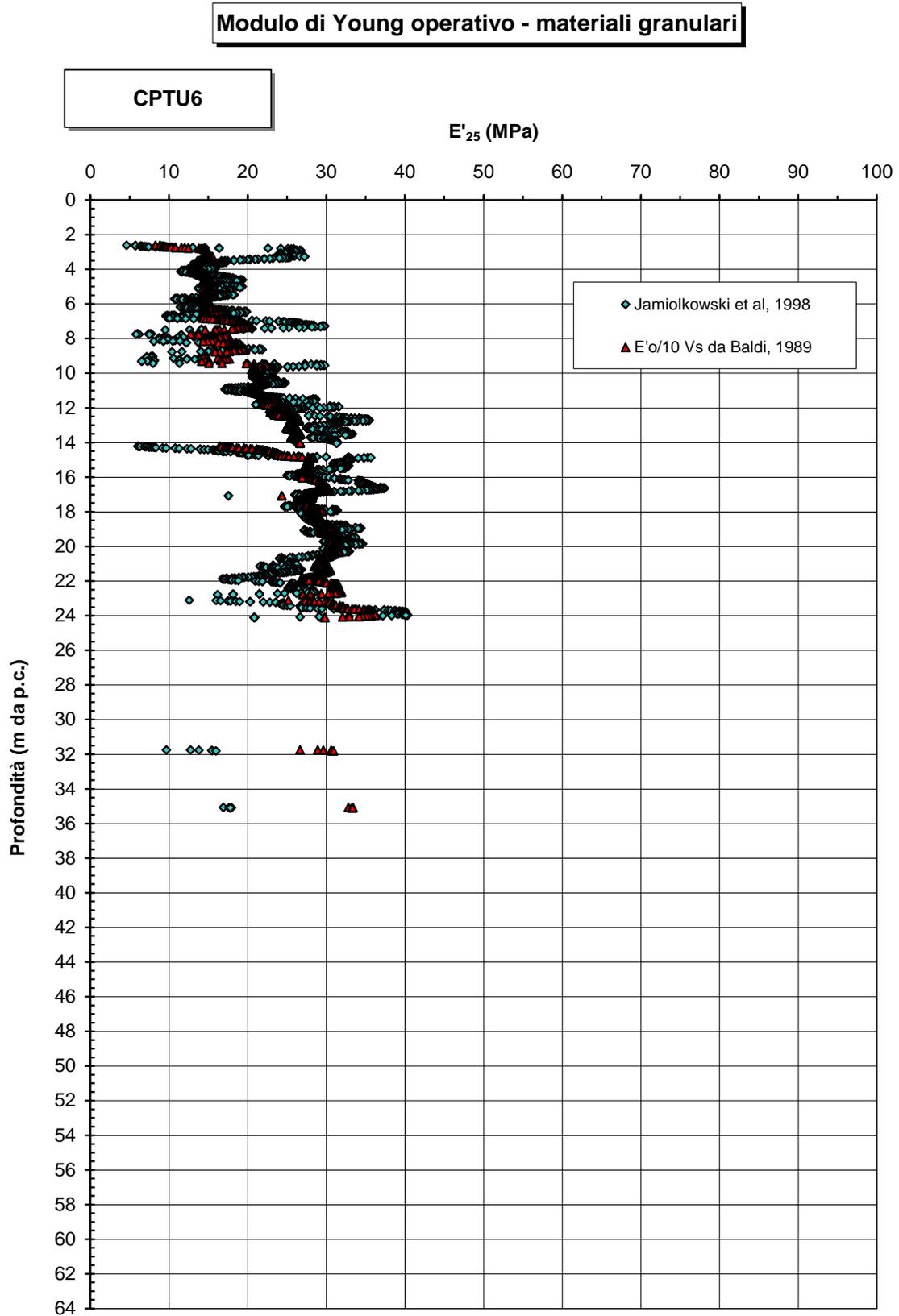


Figura 10.121: CPTU6 - Modulo elastico operativo

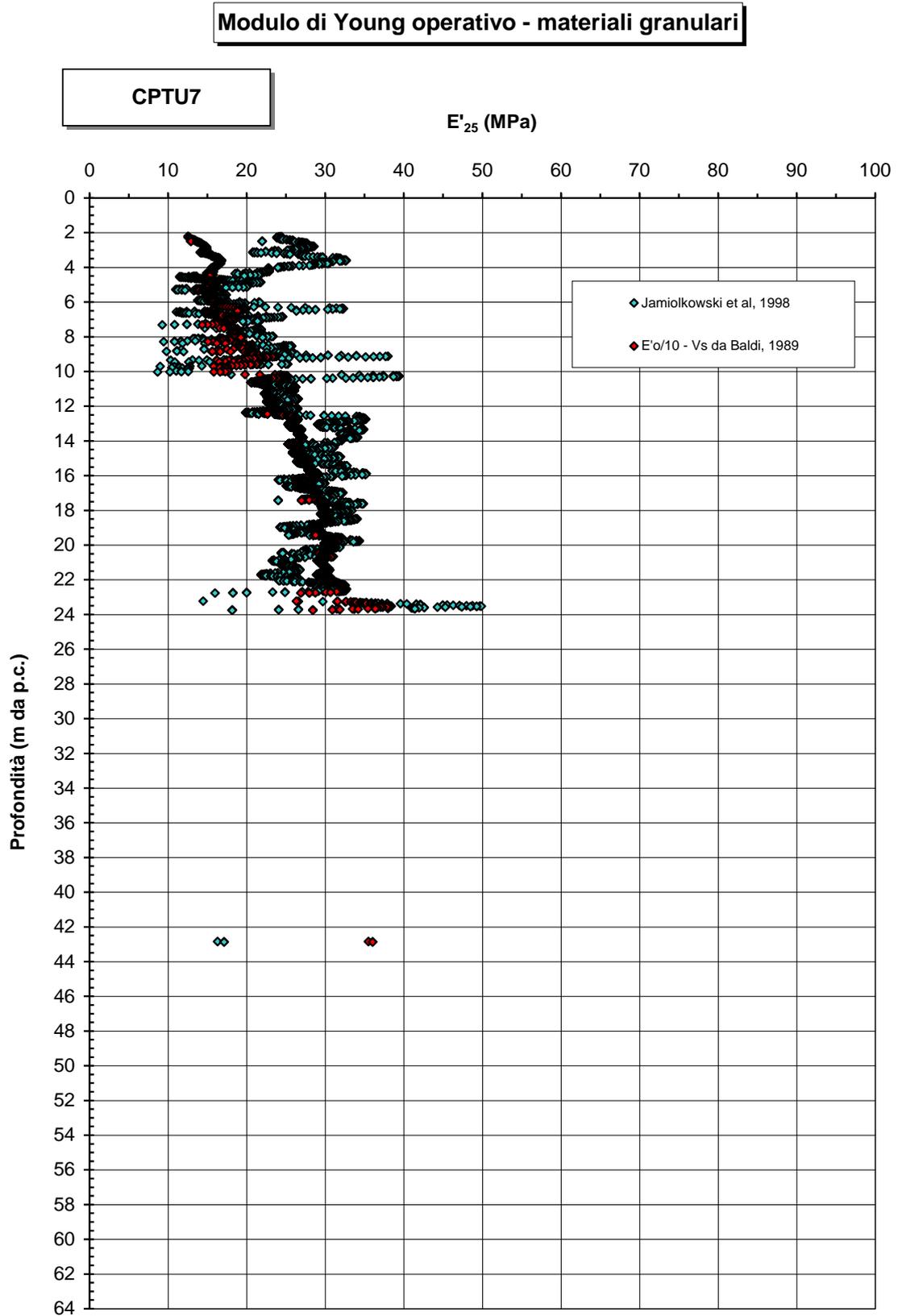


Figura 10.122: CPTU7 - Modulo elastico operativo

**Modulo di Young operativo - materiali granulari**

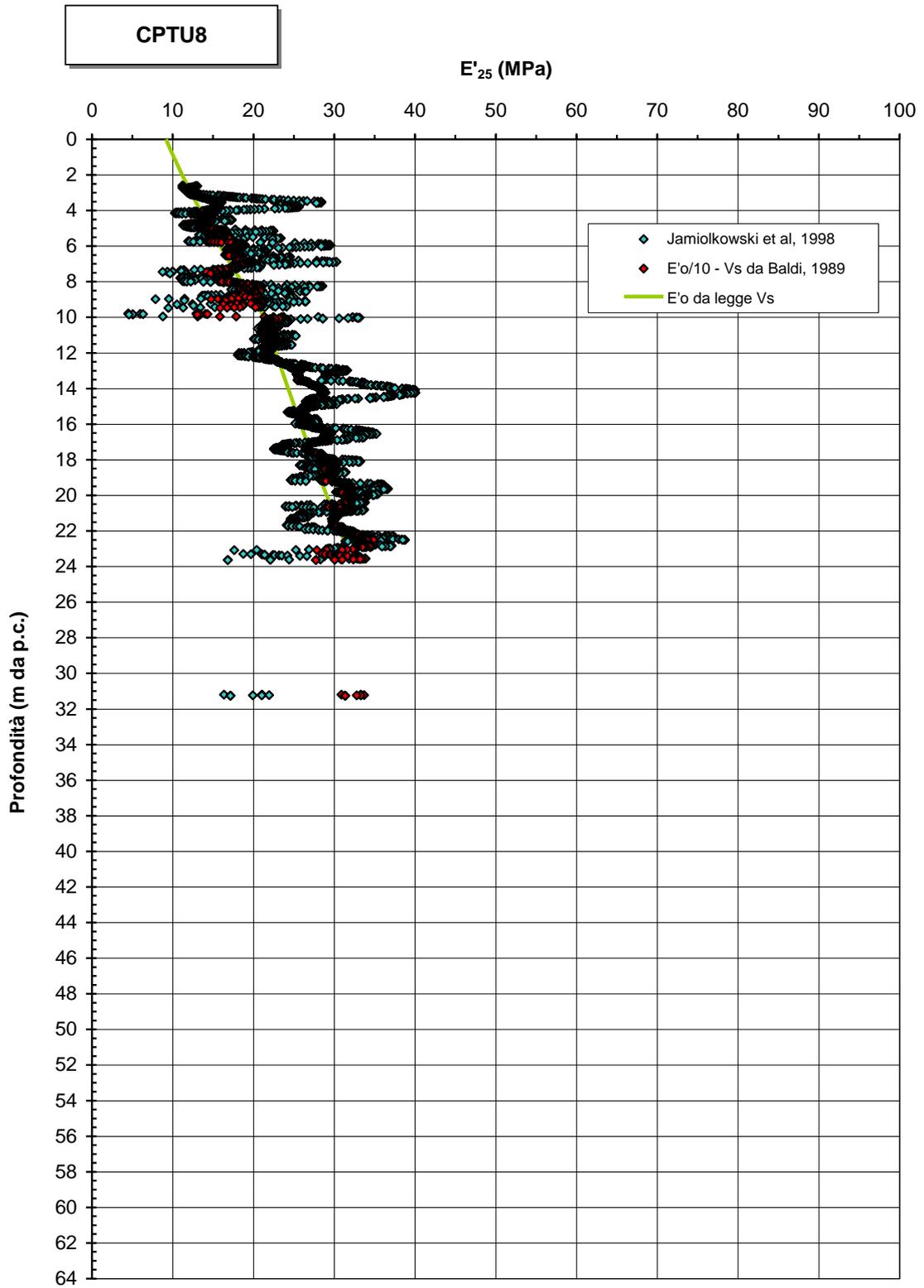


Figura 10.123: CPTU8 - Modulo elastico operativo

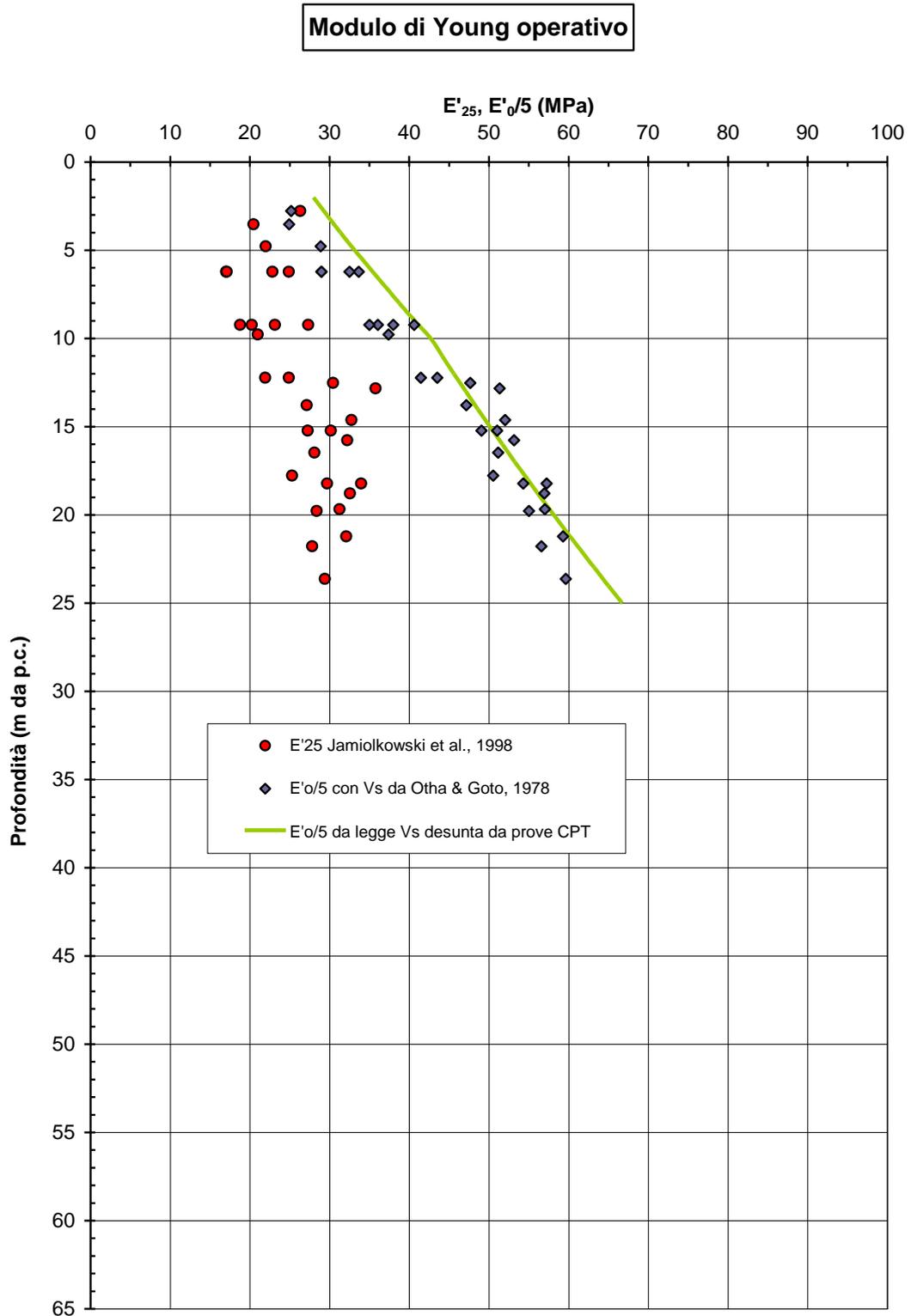


Figura 10.124: Lotto 1 - Prove SPT - Modulo elastico operativo

#### **10.4.4 Coefficienti di permeabilità**

Sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio (cfr. la Tabella 5.12) ai materiali sabbiosi possono essere assegnati coefficienti di permeabilità dell'ordine di  $1.0 \times 10^{-6} \div 2.5 \times 10^{-5}$  m/s, mentre la prova di pompaggio (cfr. il paragrafo 5.5) ha fornito valori di permeabilità più elevati, dell'ordine di  $1.5 \times 10^{-4} \div 6.5 \times 10^{-4}$  m/s.

#### **10.4.5 Tabelle riassuntive di caratterizzazione geotecnica**

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti, nelle Tabelle seguenti vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali sabbiosi A2, con riferimento ai siti del Lotto 1.

Tabella 10.5: Lotto 1 - Area Imbarchi A / piazzali - Formazione A2 – Parametri geotecnici medi caratteristici

Indagini di riferimento	CPTU1-CPTU2-CPTU3 SAMB1-PZ1-PZ2-POZ1-SG1
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	18 ÷ 20 <sup>(1)</sup>
$q_c$ (MPa)	min 3.0 ÷ 5.0 - max 15.0 (punte a 20.0) (formazione A2a) min 7.5 ÷ 10.0 - max 15.0 (formazione A2b)
$D_r$ (%)	40 ÷ 60
$\varphi'$ (°)	34 ÷ 37
GSC	1.0
$k_o$ (-)	0.45 ÷ 0.41
$k_v = k_h$ (m/s)	$1 \cdot 10^{-6} \div 6.5 \cdot 10^{-4}$
$V_s$ (m/s)	160.0 + 5.0 x z per z < 10 m (formazione A2a) 175.0 + 3.5 z per z ≥ 10 m (formazione A2b)
$G_o$ (kPa)	$\frac{1}{1000} \cdot \frac{\gamma_n}{g} \cdot (160.0 + 5.0 \cdot z)^2$ per z < 10 m (formazione A2a) $\frac{1}{1000} \cdot \frac{\gamma_n}{g} \cdot (175.0 + 3.5 \cdot z)^2$ per z ≥ 10 m (formazione A2b)
$E'_o$ (kPa)	2.5 x $G_o$
$E'_{op}$ (kPa)	≈ $E'_{25}$ ≈ $E'_o/10$ per cedimenti rilevati $E'_o/5$ per calcolo fondazioni / opere di sostegno
<sup>(1)</sup> = dati confrontati con valori desunti dalla bibliografia (Manassero, Dominijanni, 2010)	

Tabella 10.6: Lotto 1 - Collegamento T1/AIA - Formazione A2 – Parametri geotecnici medi caratteristici

<b>Indagini di riferimento</b>	<i>CPTU4-CPTU5</i> <i>DH2-PZ3</i>
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	18 ÷ 20 <sup>(1)</sup>
$q_c$ (MPa)	min 3.0 ÷ 5.0 - max 15.0 (punte a 20.0) (formazione A2a) min 7.5 ÷ 10.0 - max 15.0 (formazione A2b)
$D_r$ (%)	40 ÷ 60
$\varphi'$ (°)	34 ÷ 37
<b>GSC</b>	1.0
$k_o$ (-)	0.45 ÷ 0.41
$k_v = k_h$ (m/s)	$1 \cdot 10^{-6} \div 6.5 \cdot 10^{-4}$
$V_s$ (m/s)	160.0 + 5.0 x z per z < 10 m (formazione A2a) 175.0 + 3.5 z per z ≥ 10 m (formazione A2b)
$G_o$ (kPa)	$\frac{1}{1000} \cdot \frac{\gamma_n}{g} \cdot (160.0 + 5.0 \cdot z)^2$ per z < 10 m (formazione A2a) $\frac{1}{1000} \cdot \frac{\gamma_n}{g} \cdot (175.0 + 3.5 \cdot z)^2$ per z ≥ 10 m (formazione A2b)
$E'_o$ (kPa)	2.5 x $G_o$
$E'_{op}$ (kPa)	≈ $E'_{25} \approx E'_o/10$ per cedimenti rilevati $E'_o/5$ per calcolo fondazioni / opere di sostegno
<sup>(1)</sup> = dati confrontati con valori desunti dalla bibliografia (Manassero, Dominijanni, 2010)	

Tabella 10.7: Lotto 1 - Nuovo Avancorpo - Formazione A2 – Parametri geotecnici medi caratteristici

Indagini di riferimento	<i>CPTU6-CPTU7-CPTU8</i> <i>DH3-SAMB3-SAMB4-SAMB5-POZZ</i>
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	18 ÷ 20 <sup>(1)</sup>
$q_c$ (MPa)	min 3.0 ÷ 5.0 - max 15.0 (punte a 20.0) (formazione A2a) min 7.5 ÷ 10.0 - max 15.0 (formazione A2b)
$D_r$ (%)	40 ÷ 60
$\varphi'$ (°)	33 ÷ 36
GSC	1.0
$k_o$ (-)	0.45 ÷ 0.41
$k_v = k_h$ (m/s)	$1 \cdot 10^{-6} \div 6.5 \cdot 10^{-4}$
$V_s$ (m/s)	137.5 + 7.25 x z per z < 10 m (formazione A2a) 175.0 + 3.5 z per z ≥ 10 m (formazione A2b)
$G_o$ (kPa)	$\frac{1}{1000} \cdot \frac{\gamma_n}{g} \cdot (137.5 + 7.25 \cdot z)^2$ per z < 10 m (formazione A2a) $\frac{1}{1000} \cdot \frac{\gamma_n}{g} \cdot (175.0 + 3.5 \cdot z)^2$ per z ≥ 10 m (formazione A2b)
$E'_o$ (kPa)	2.5 x $G_o$
$E'_{op}$ (kPa)	$\approx E'_{25} \approx E'_o/10$ per cedimenti rilevati $E'_o/5$ per calcolo fondazioni / opere di sostegno
<sup>(1)</sup> = dati confrontati con valori desunti dalla bibliografia (Manassero, Dominijanni, 2010)	

Simbologia

$\gamma_n$  = 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;

$k_h$  = coefficiente di permeabilità orizzontale;

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

$G_o$  = modulo di taglio a piccole deformazioni;

$E'_o$  = modulo di Young a piccole deformazioni;

$E'_{op}$  = modulo di Young operativo;

$z$  = profondità dal p.c. in metri;

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

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

## 11 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA LOTTO 2

### 11.1 GENERALITÀ

Il presente capitolo riporta la caratterizzazione geotecnica delle principali formazioni individuate, basata sui risultati:

- degli studi geologici e geomorfologici;
- delle sezioni geotecniche allagate alla presente Relazione;
- dell'interpretazione delle indagini geognostiche eseguite in accordo ai criteri descritti nel capitolo 9, in particolare:
  - delle prove di laboratorio sui campioni rimaneggiati ed indisturbati prelevati dai sondaggi;
  - delle prove penetrometriche dinamiche SPT;
  - delle prove penetrometriche statiche CPTU;
  - delle prove di permeabilità Lefranc.

L'interpretazione delle prove in sito è stata effettuata considerando orientativamente i livelli di falda riportati nella Tabella 5.9.

Sulla base delle condizioni stratigrafiche rilevate, i principali materiali incontrati, con caratteristiche geotecniche relativamente omogenee, sono:

- **sabbie, sabbie da debolmente limose a limose localmente debolmente argillose e ghiaiose** (formazione **A2: A2a e A2b**) appartenenti ai depositi dunari e costieri superficiali;
- **argille, argille da limose a debolmente limose, limi, limi argillosi** (formazione **A1**) appartenenti ai depositi lagunari e/o costieri più profondi.

Nella stesura della presente Relazione si è mantenuta la distinzione fra Lotto 1 e Lotto 2, giustificata dal fatto che, seppure di massima non vi siano differenze importanti degli assetti del sottosuolo, si hanno comunque situazioni locali legate ai diversi siti, che si è ritenuto corretto evidenziare, anche per evitare di avere dei campi di variabilità troppo estesi dei diversi parametri geotecnici in questione.

Solo nella prima parte del Lotto (CPTU9, CPTU10 e CPTU11) è presente una zona con intercalazioni limoso argillose all'interno delle sabbie (cfr. la Tabella 5.5), di cui si ritiene necessario tenere conto in fase progettuale, facendo riferimento ai parametri che saranno indicati.

Si fa presente che i materiali più superficiali dei depositi antropici (riporti, misto granulare stabilizzato, ecc. ....) non sono stati oggetto di caratterizzazione geotecnica. Essi infatti saranno per lo più asportati per la costruzione delle fondazioni delle nuove opere. In ogni caso, qualora un certo spessore di questi terreni dovesse rimanere in posto, si potranno assumere gli stessi parametri definiti per le sabbie della formazione A2a.

## 11.2 CLASSIFICAZIONE DEI MATERIALI

Le Figure seguenti riportano i grafici con valori di resistenza di punta  $q_c$  misurati nel corso delle prove penetrometriche statiche. Risulta evidente quanto segue:

materiale A2a: min 3.0÷5.0 MPa - max 15.0 MPa con punte a 20 MPa

materiale A2b: 7.5÷15.0 MPa

materiale A1: 1.0÷2.0 MPa

intercalazioni di materiale coesivo nei materiali sabbiosi: 0.5÷1.0 MPa

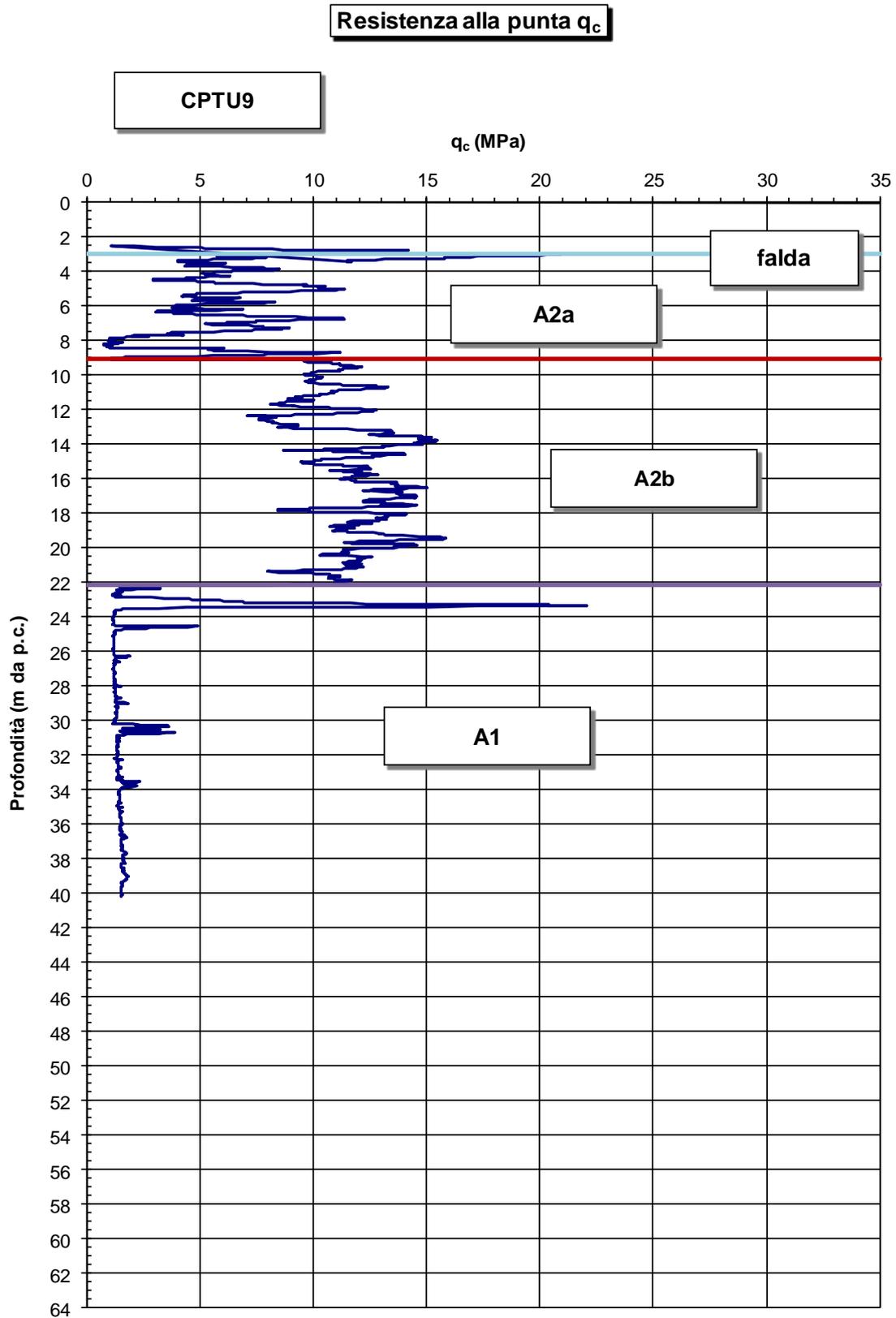


Figura 11.1: CPTU9 - Resistenza di punta  $q_c$

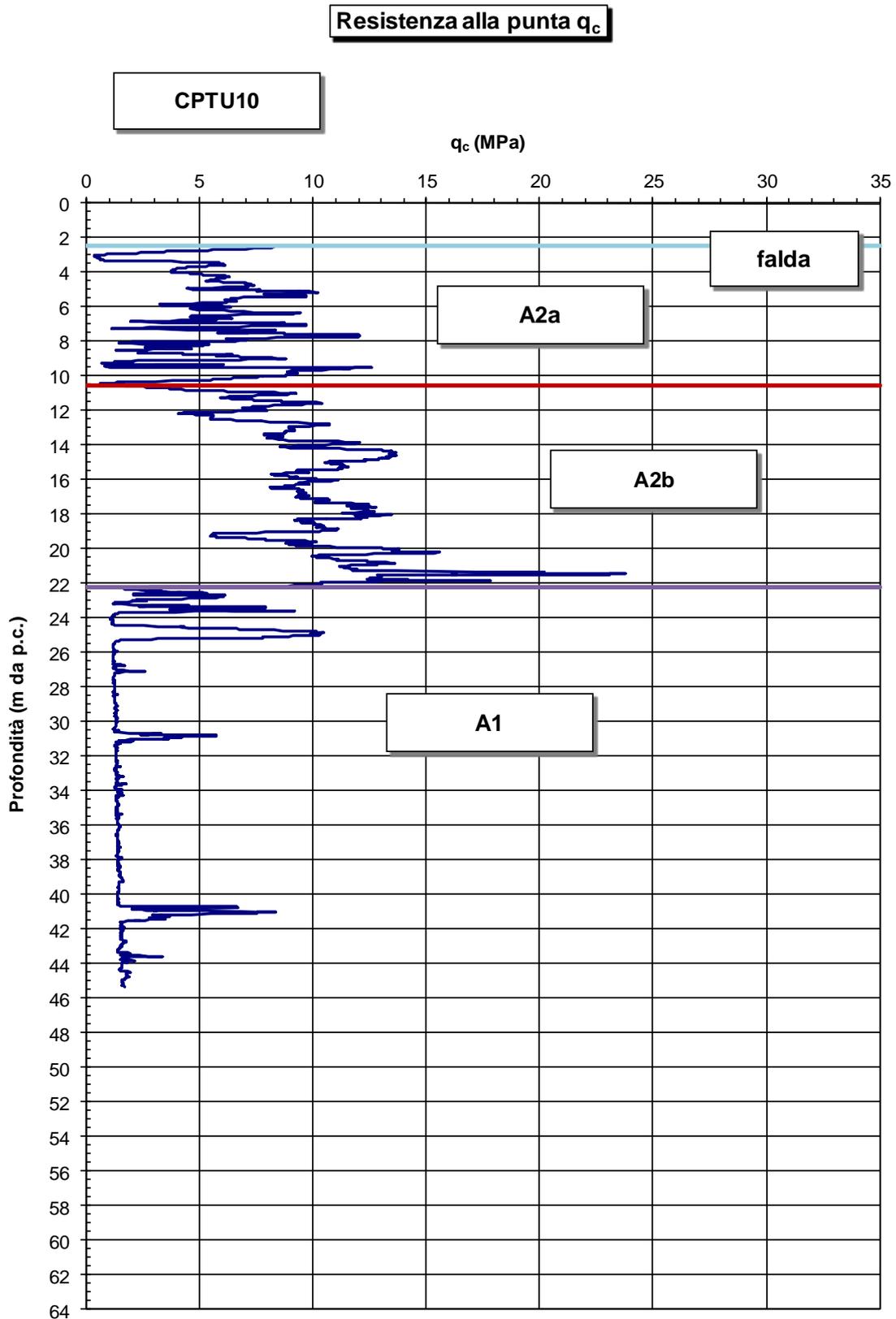


Figura 11.2: CPTU10 - Resistenza di punta  $q_c$

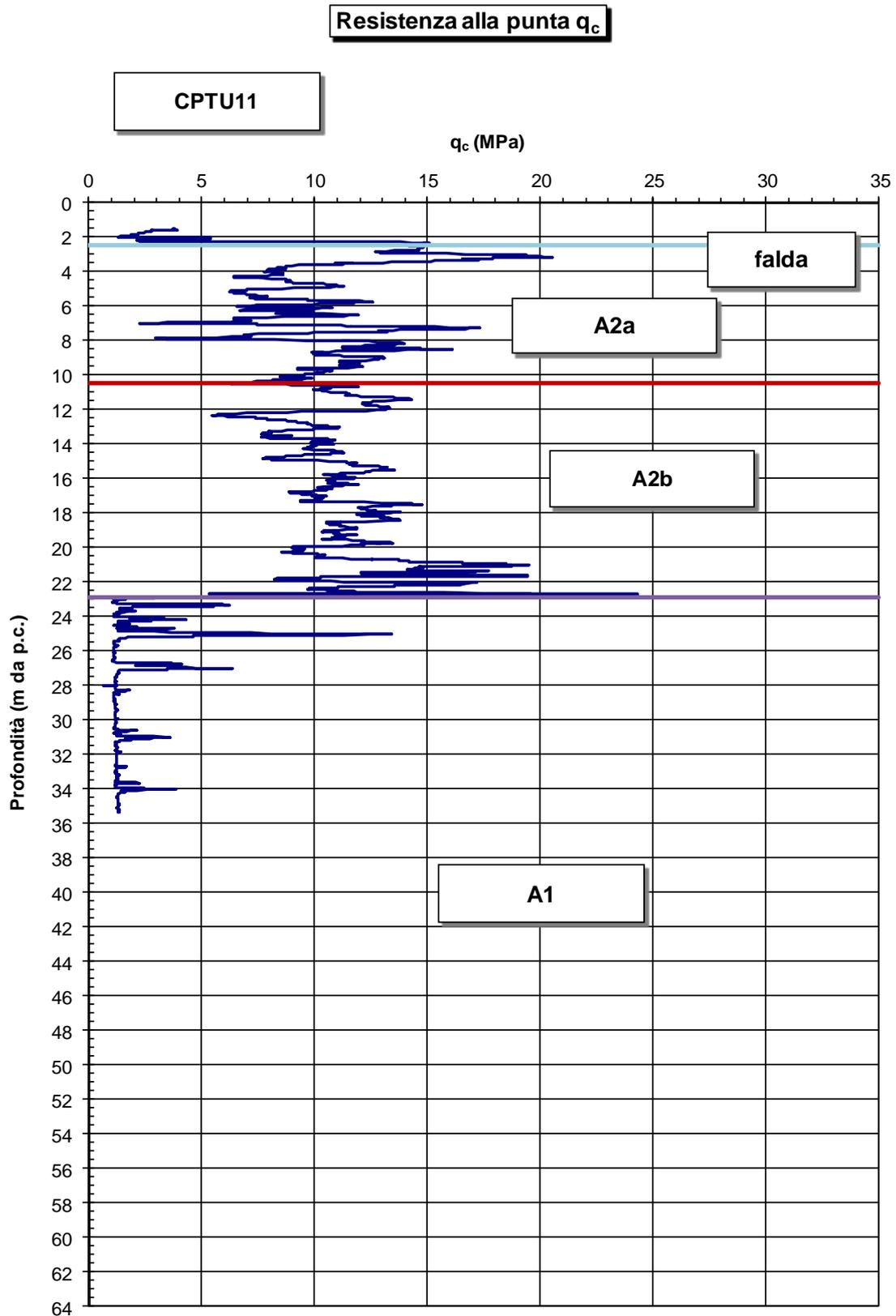


Figura 11.3: CPTU11 - Resistenza di punta  $q_c$

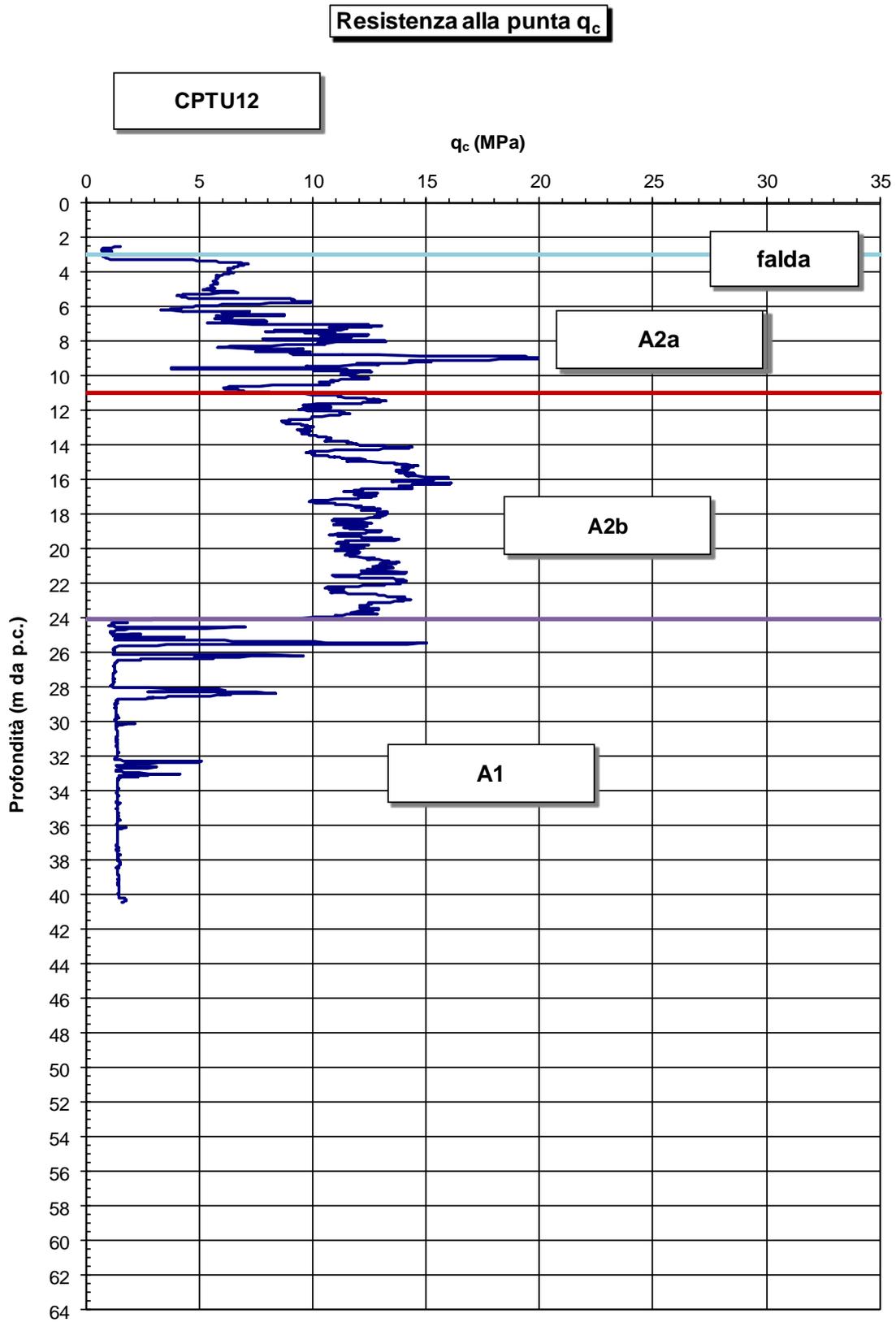


Figura 11.4: CPTU 12 - Resistenza di punta  $q_c$

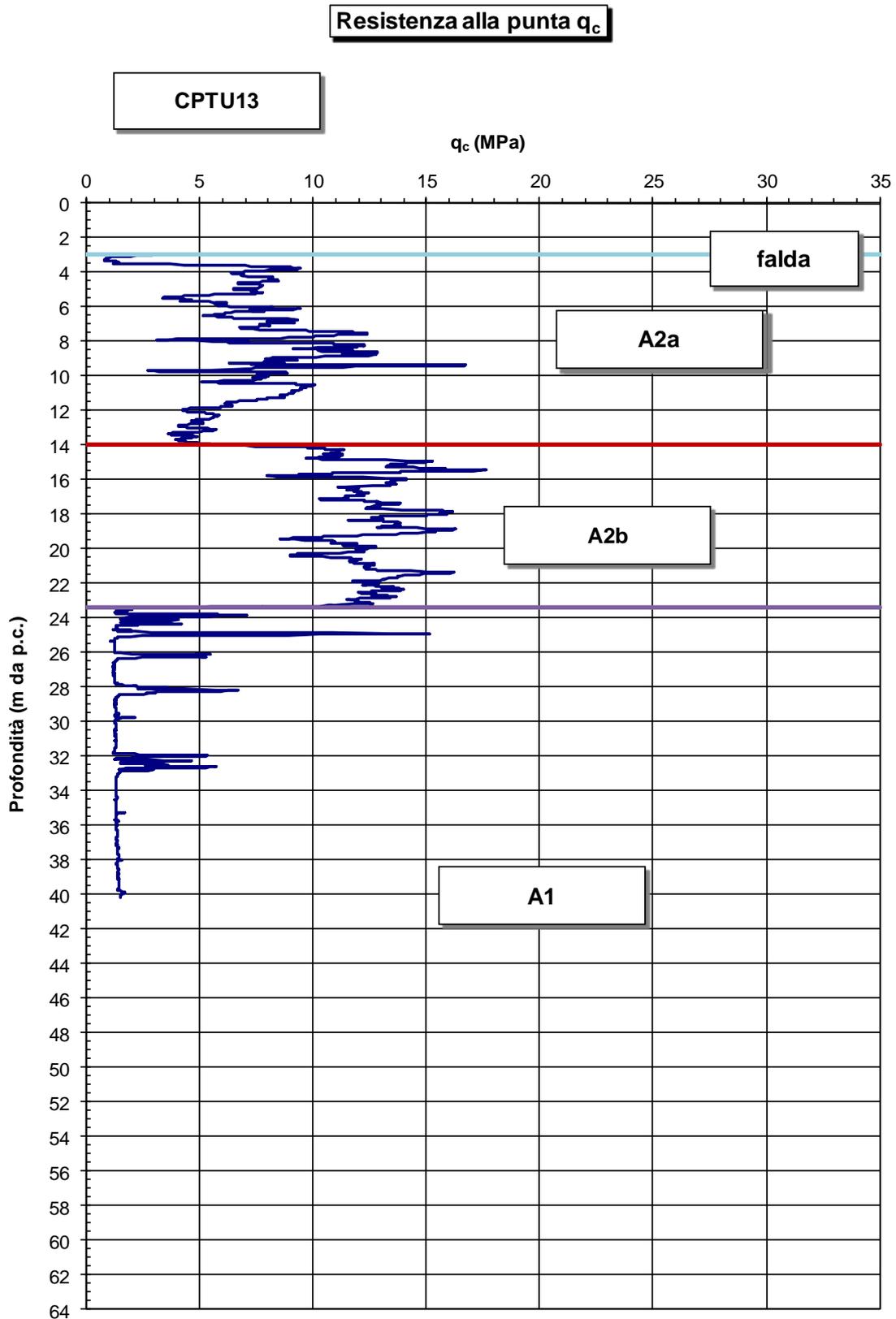


Figura 11.5: CPTU13 - Resistenza di punta  $q_c$

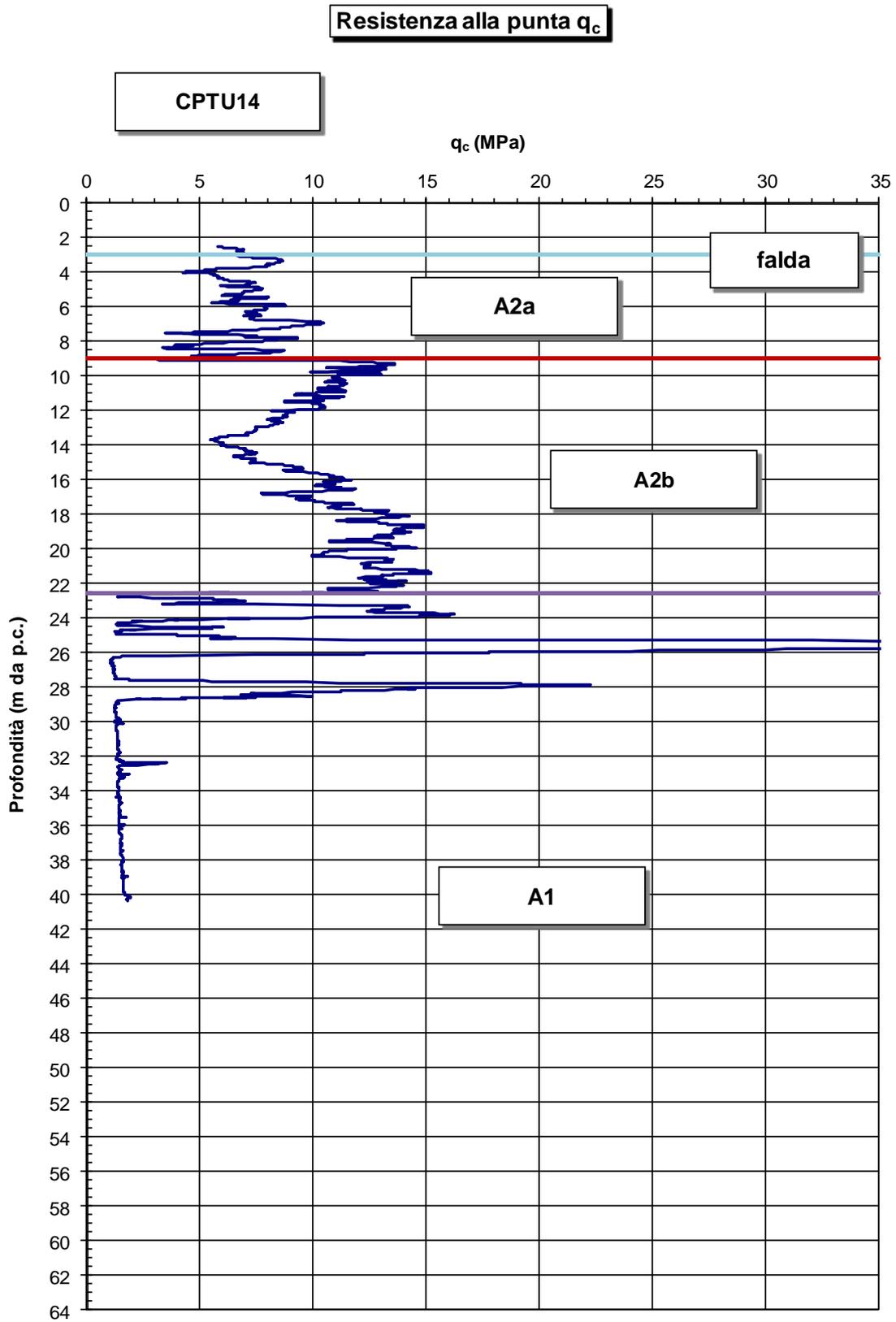


Figura 11.6: CPTU14 - Resistenza di punta  $q_c$

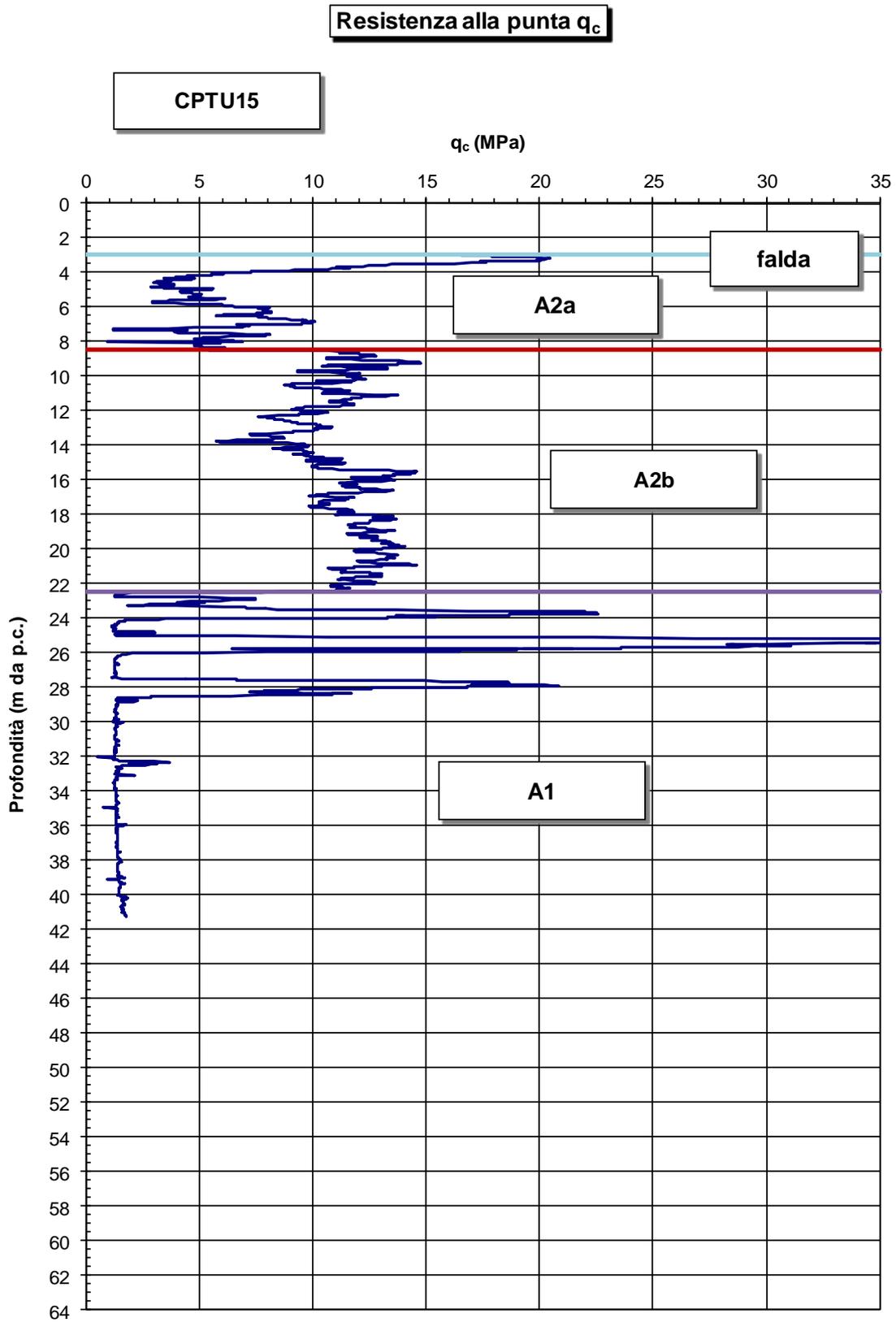


Figura 11.7: CPTU15 . Resistenza di punta  $q_c$

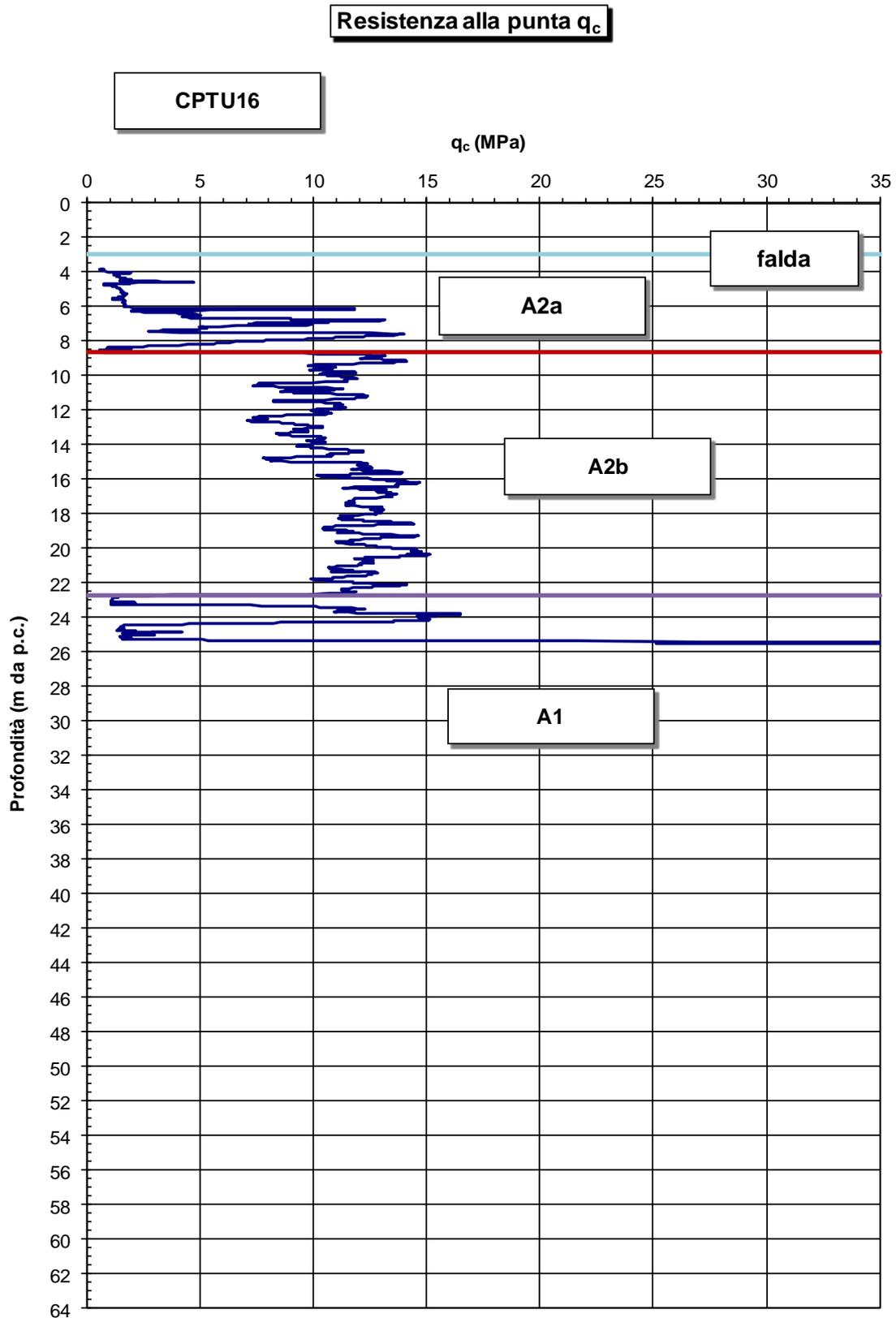
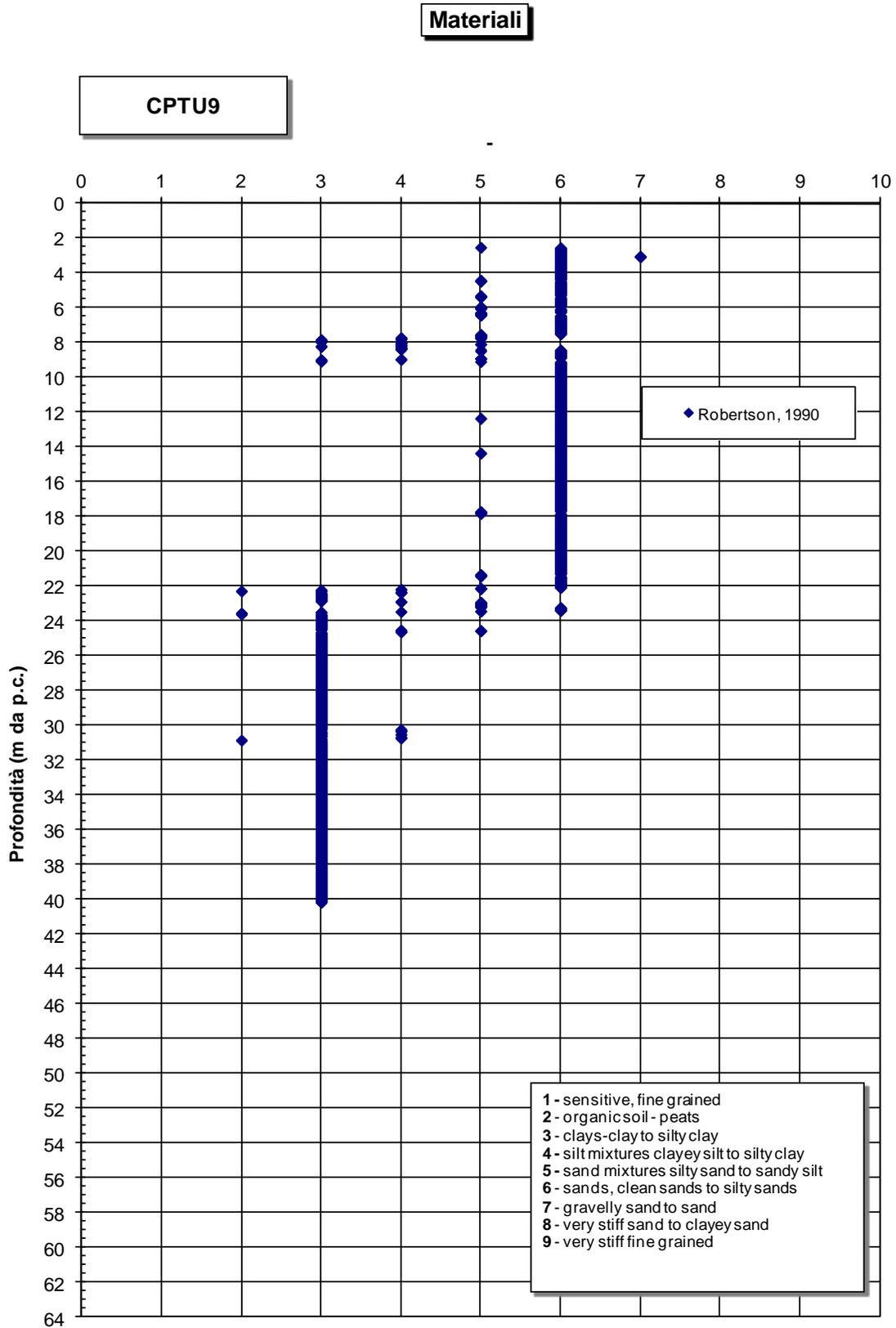


Figura 11.8: CPTU16 - Resistenza di punta  $q_c$

L'identificazione dei materiali sulla base delle prove CPTU, in accordo a Robertson, 1990, ha condotto ai risultati mostrati nelle Figure seguenti:



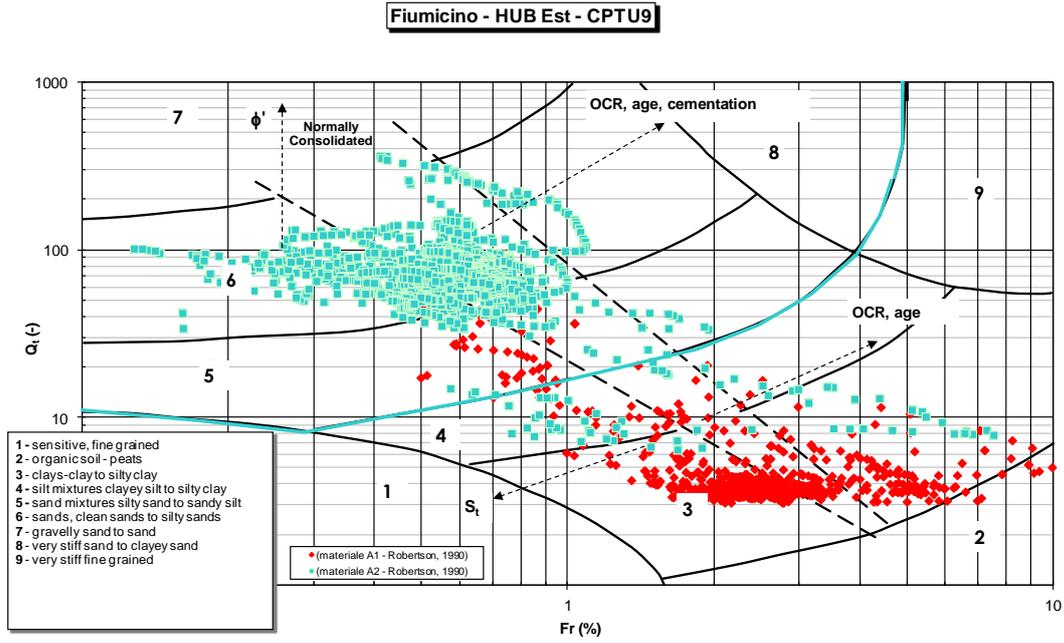
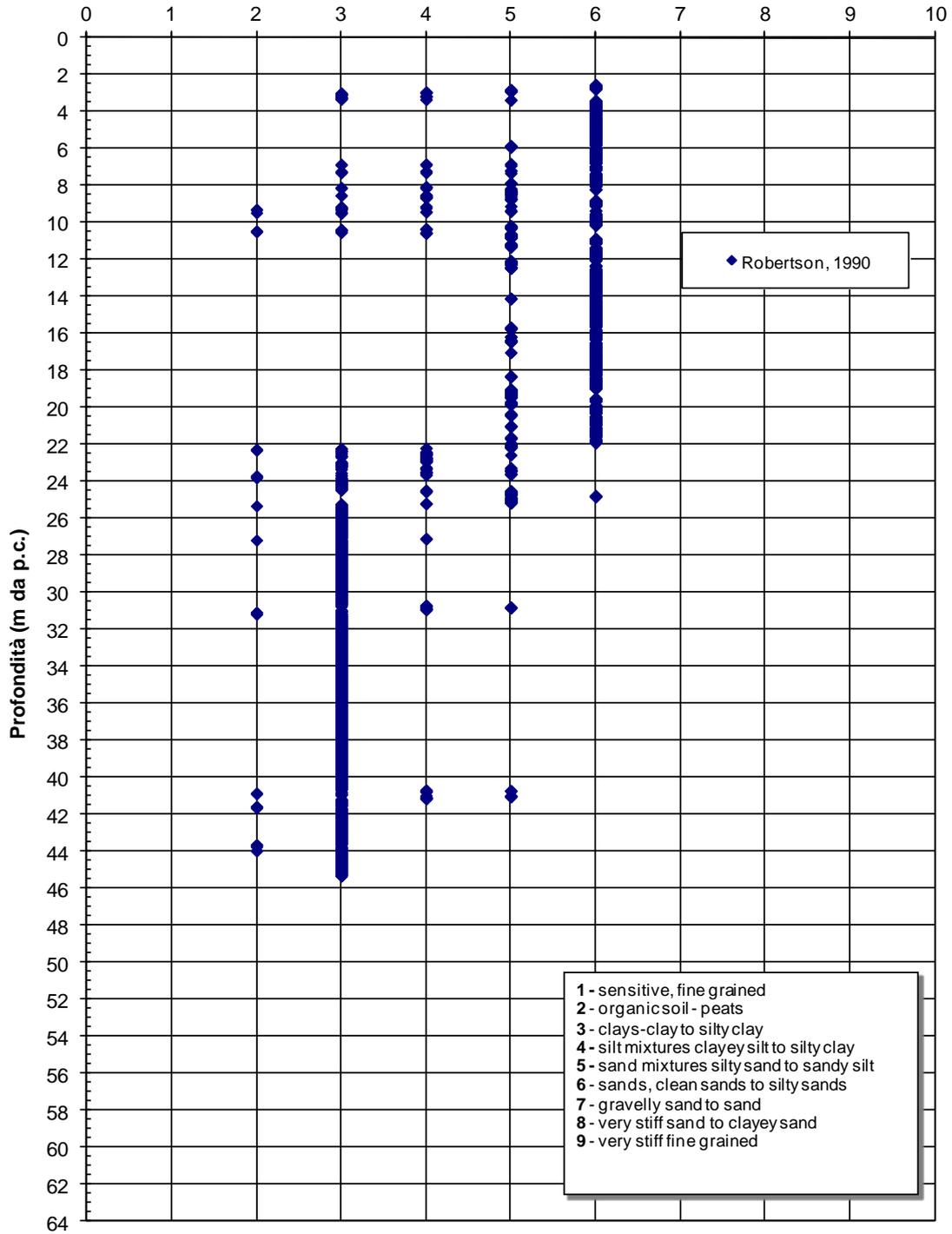


Figura 11.9: CPTU9 - Identificazione materiali secondo Robertson, 1990

**Materiali**

**CPTU10**



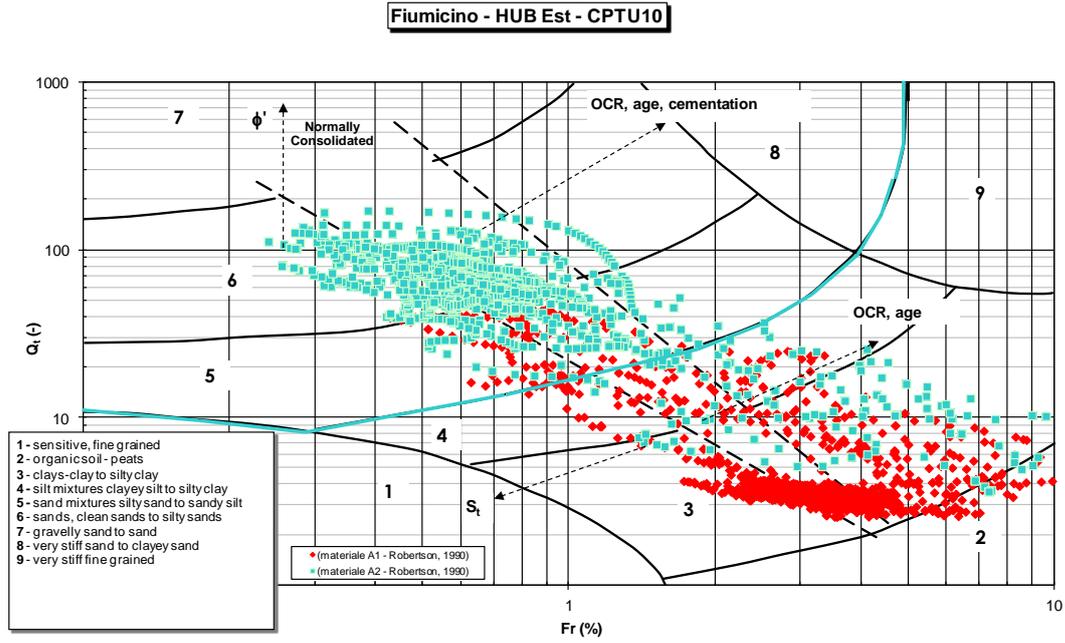
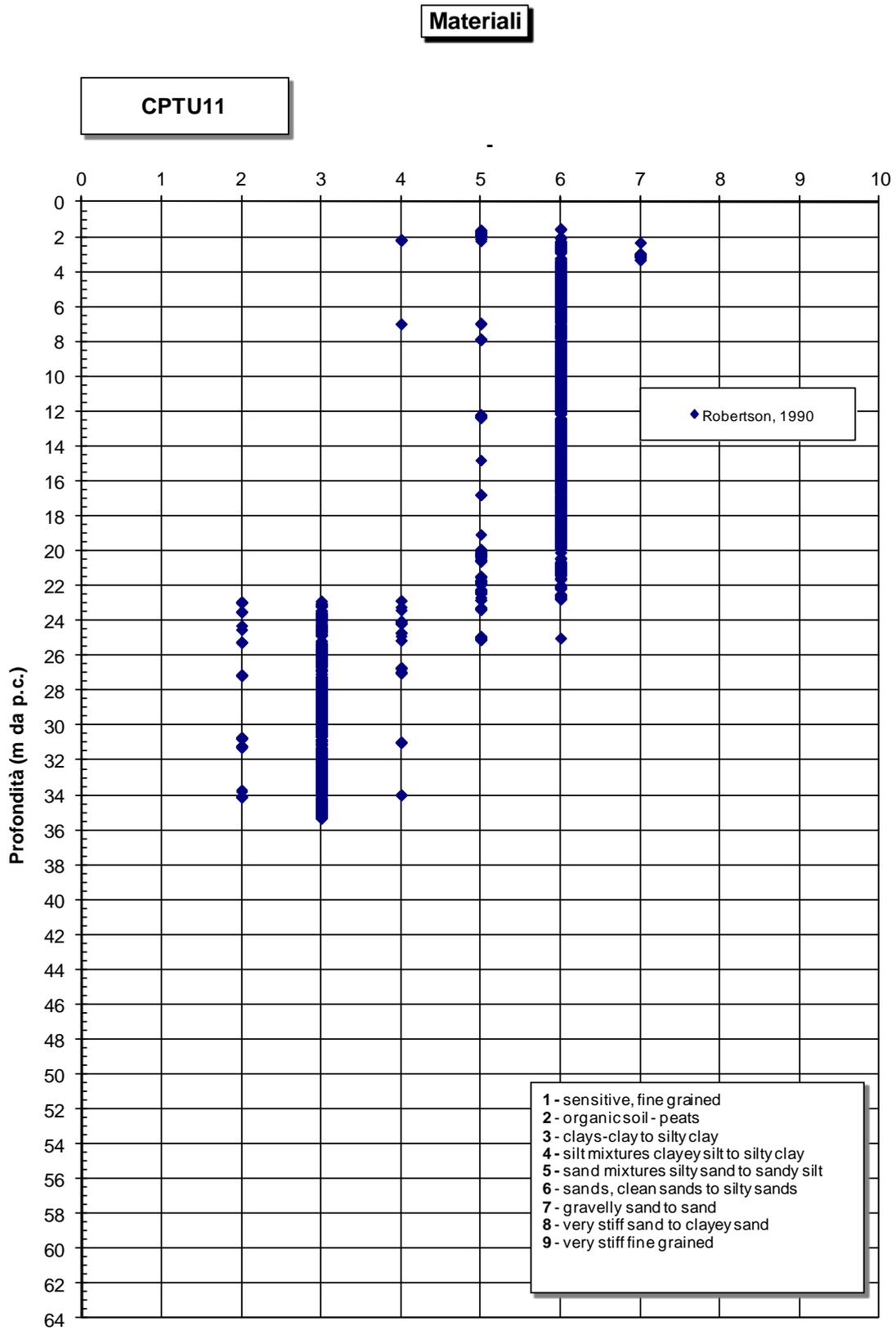


Figura 11.10: CPTU10 - Identificazione materiali secondo Robertson, 1990



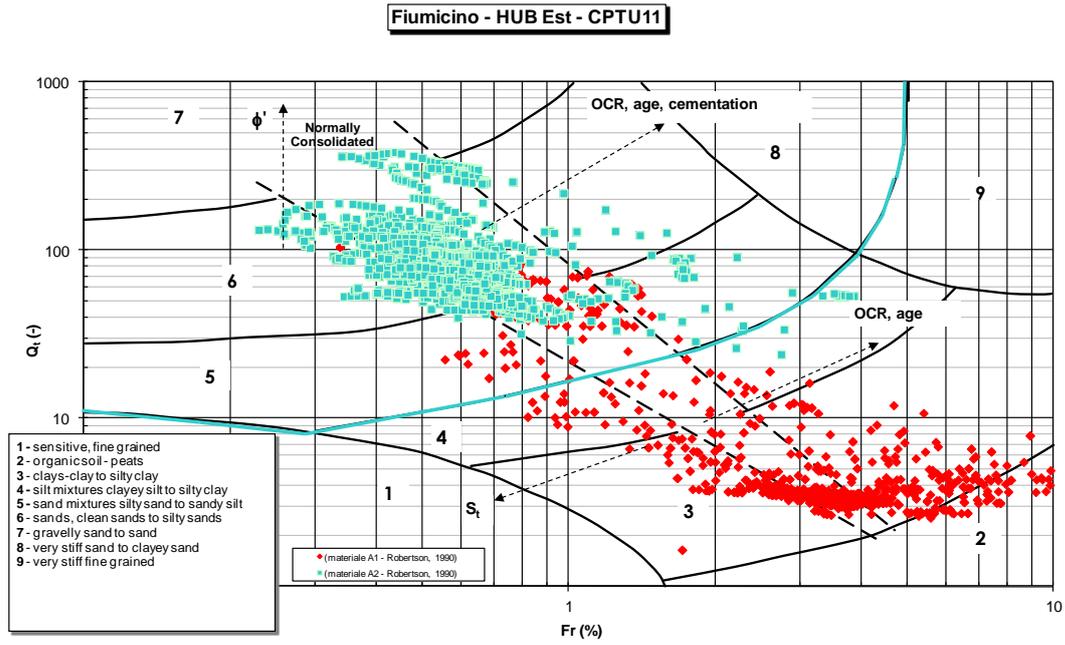
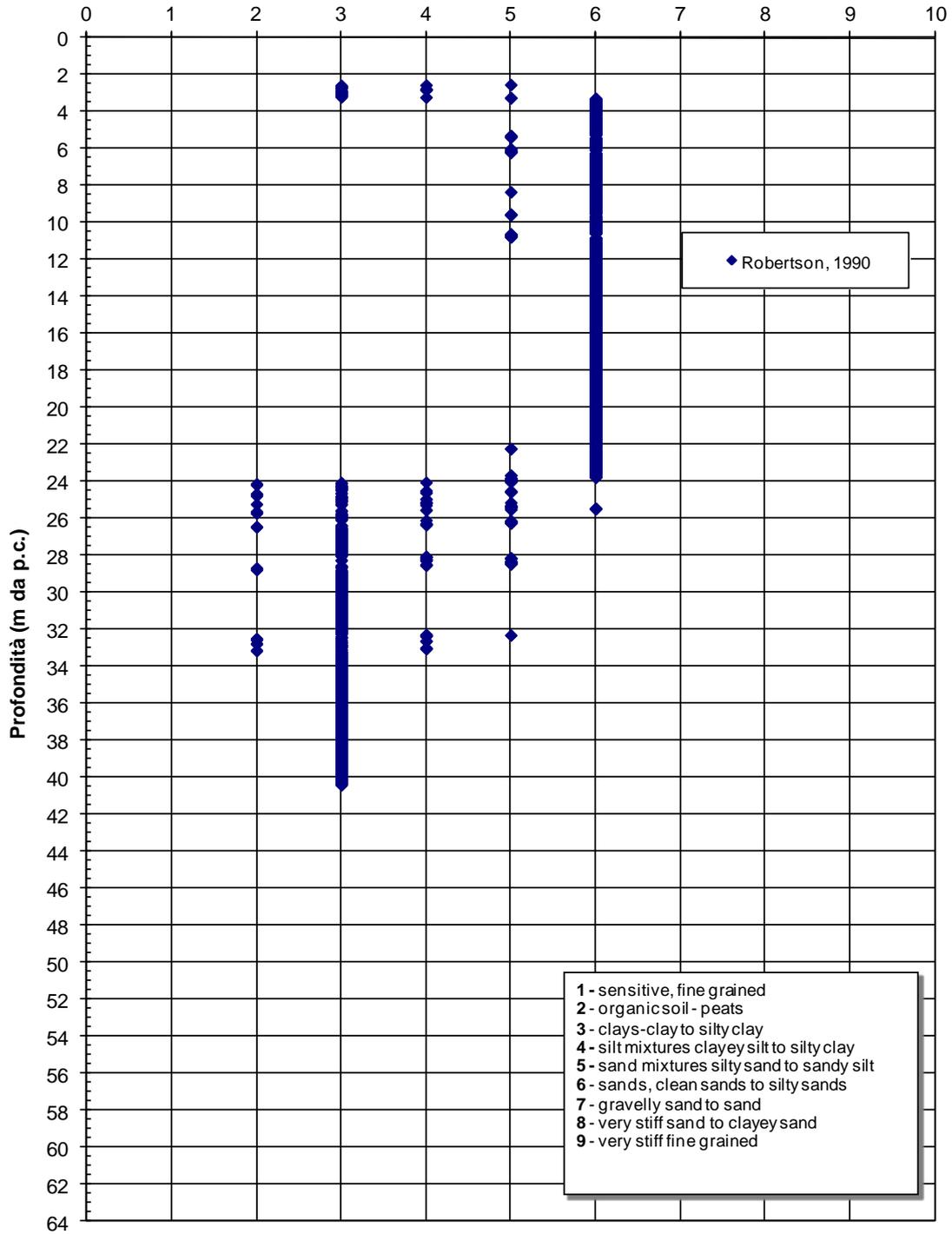


Figura 11.11: CPTU11 - Identificazione materiali secondo Robertson, 1990

**Materiali**

**CPTU12**



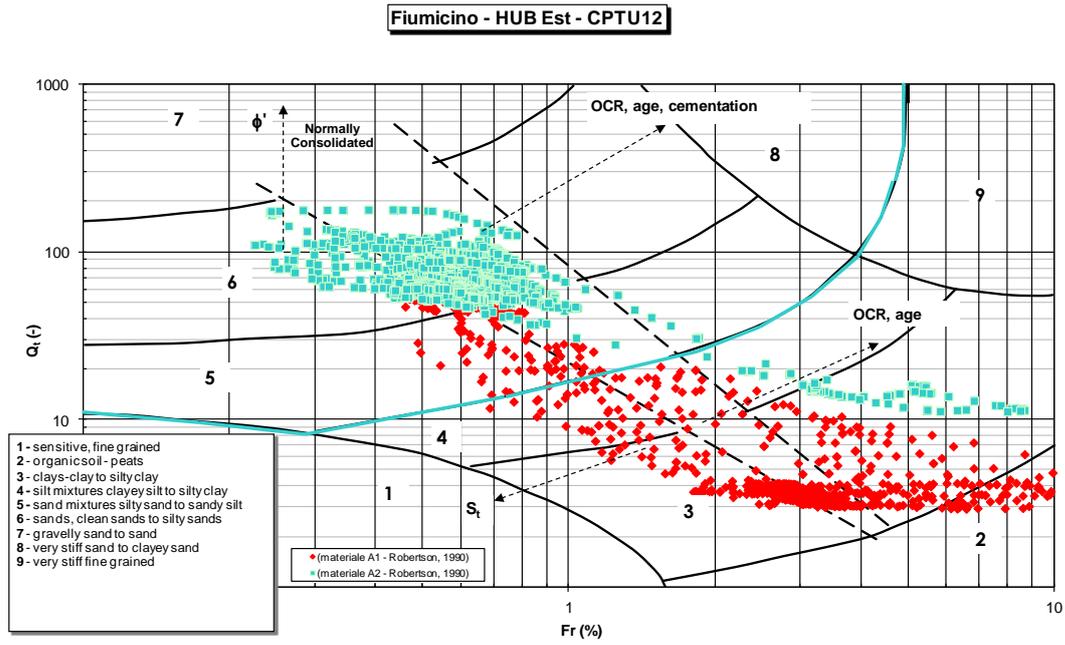
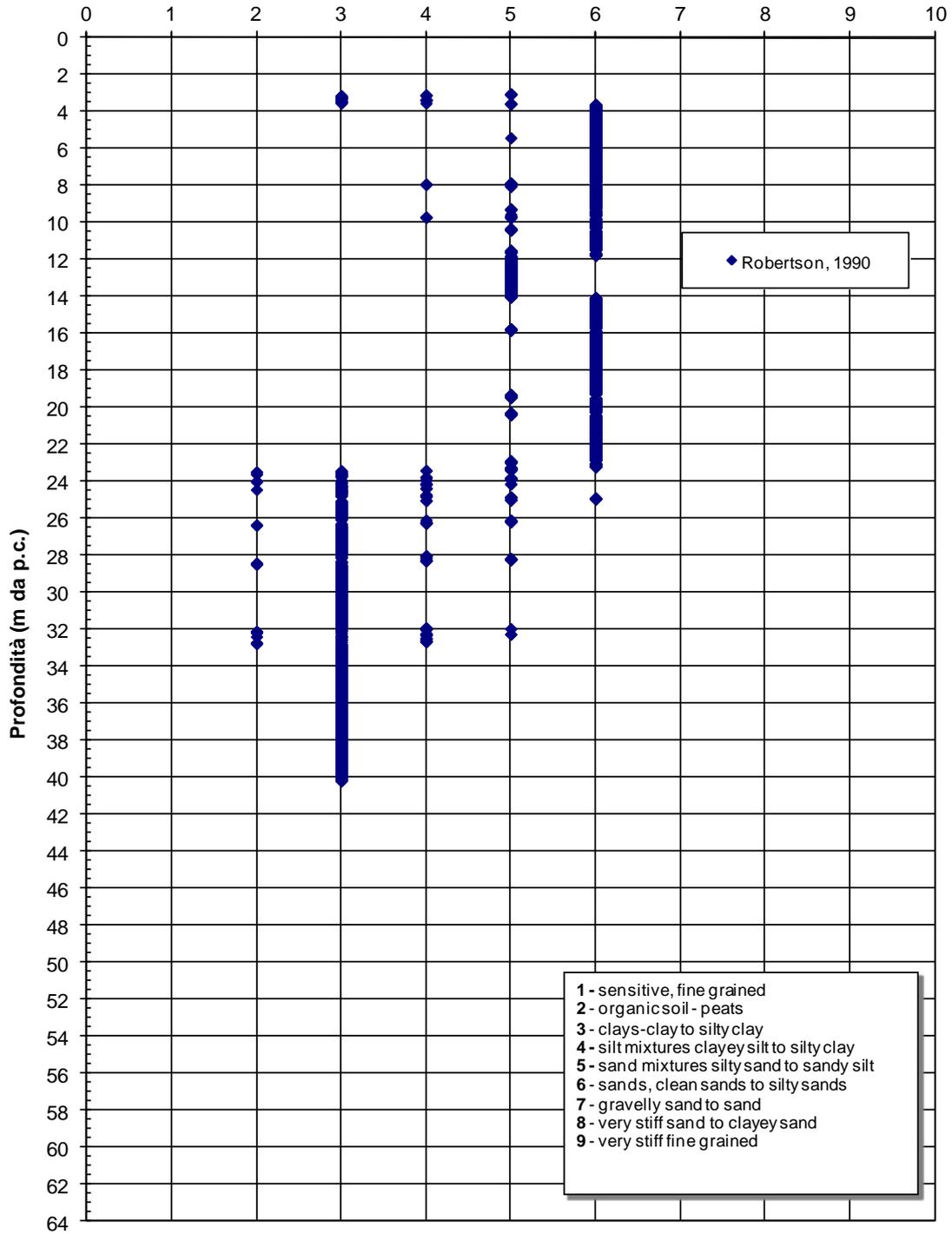


Figura 11.12: CPTU12 - Identificazione materiali secondo Robertson, 1990

**Materiali**

**CPTU13**



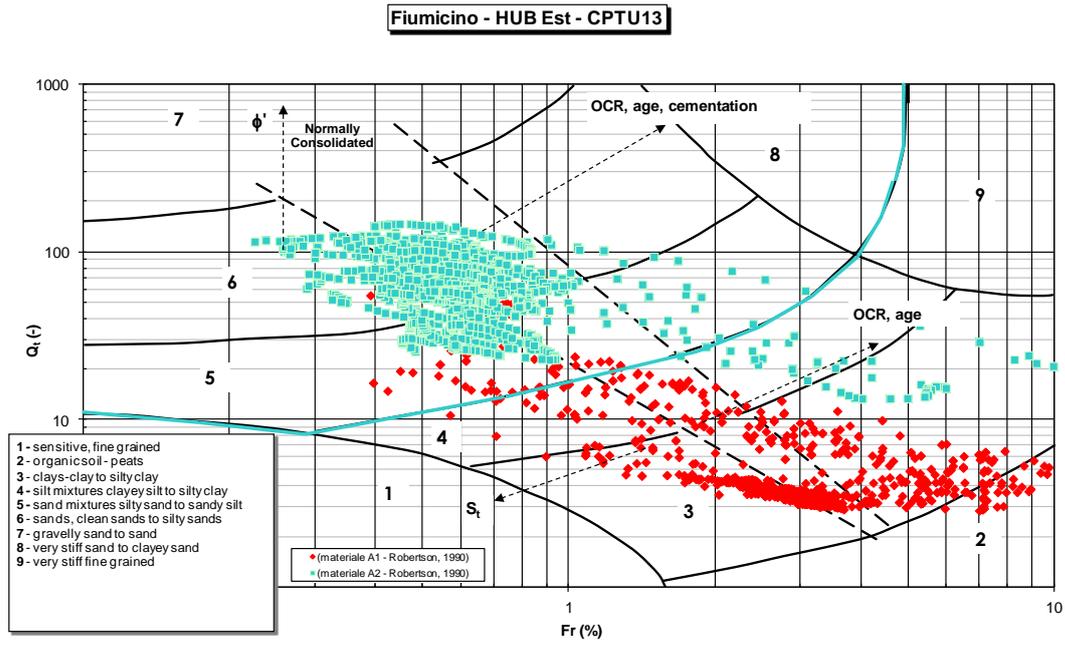
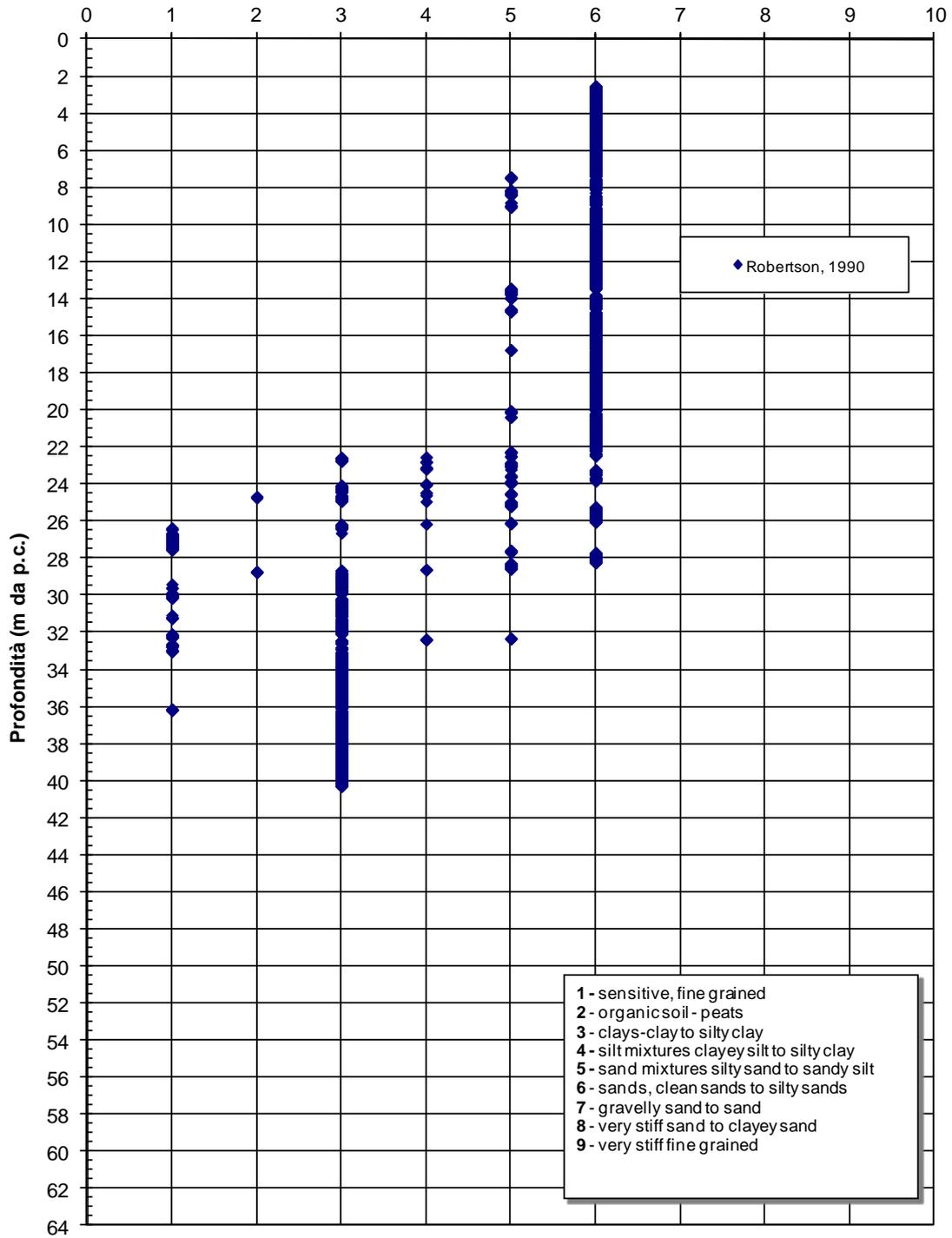


Figura 11.13: CPTU13 - Identificazione materiali secondo Robertson, 1990

**Materiali**

**CPTU14**



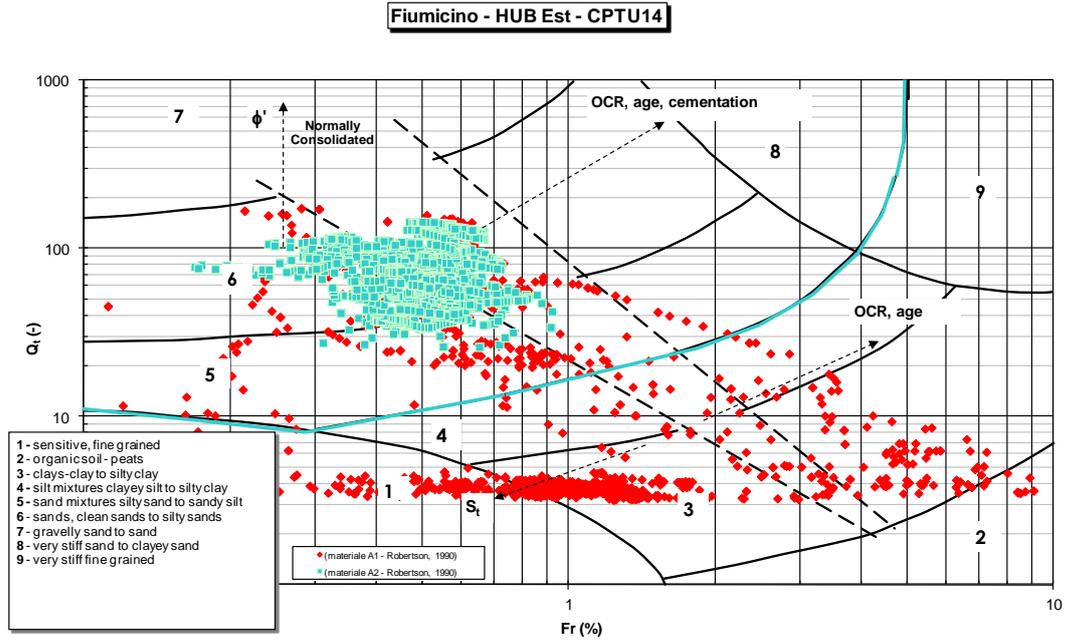
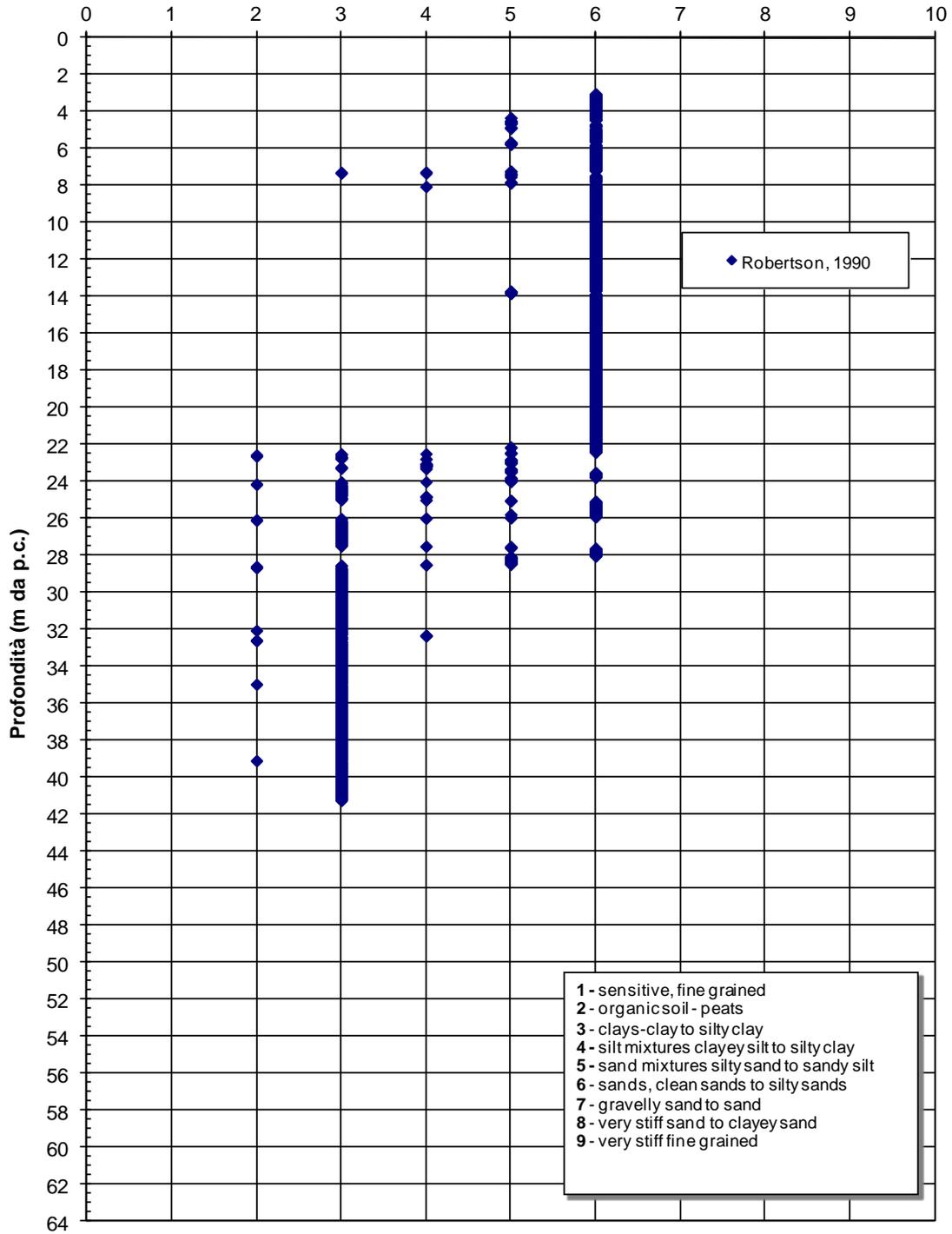


Figura 11.14: CPTU14 - Identificazione materiali secondo Robertson, 1990

**Materiali**

**CPTU15**



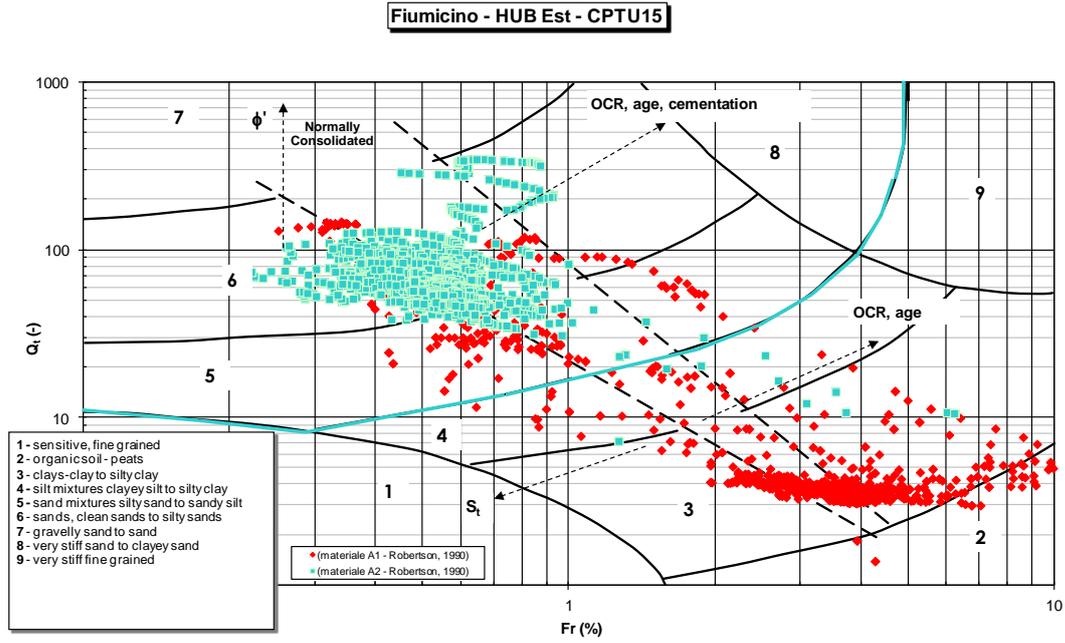
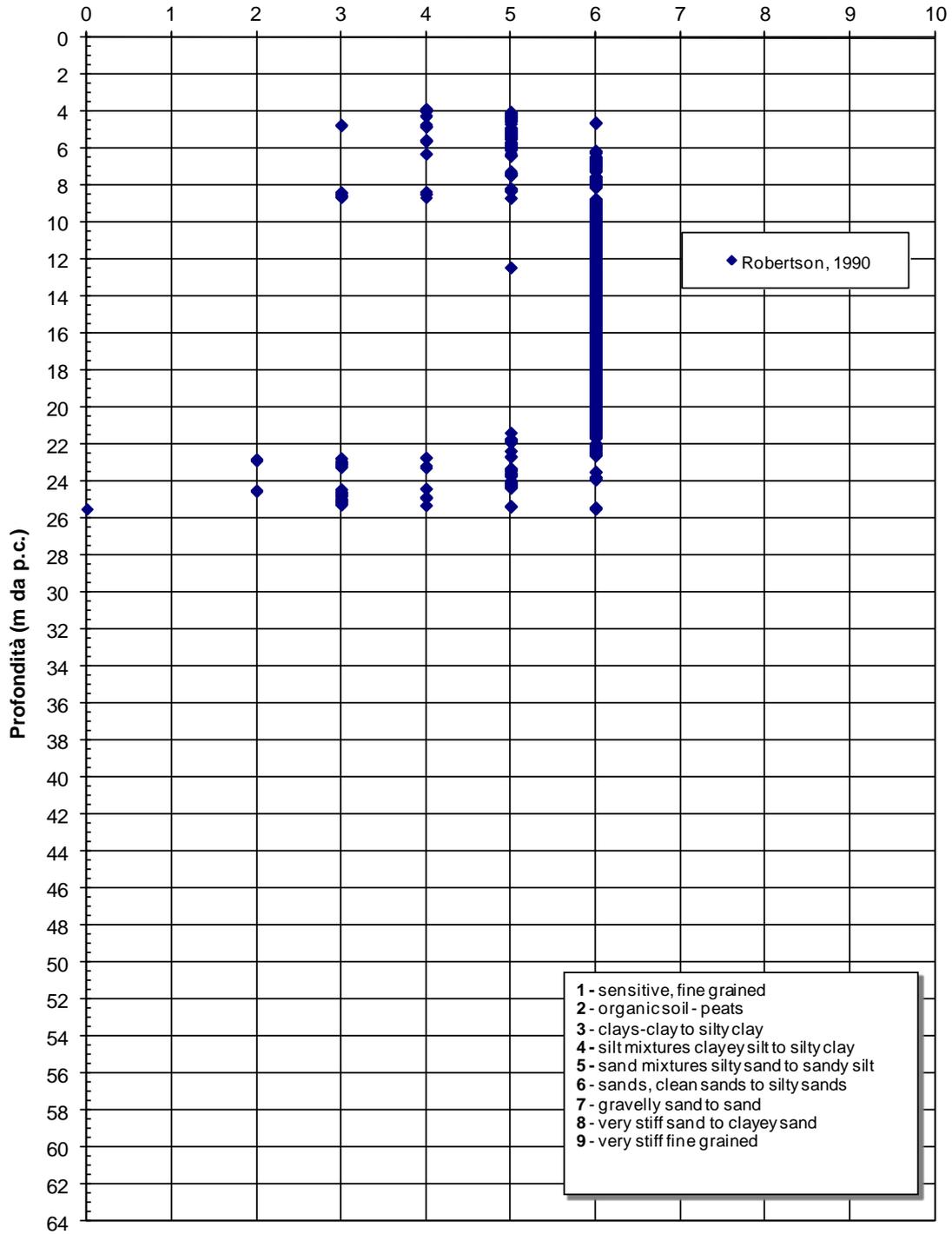


Figura 11.15: CPTU15 - Identificazione materiali secondo Robertson, 1990

**Materiali**

**CPTU16**



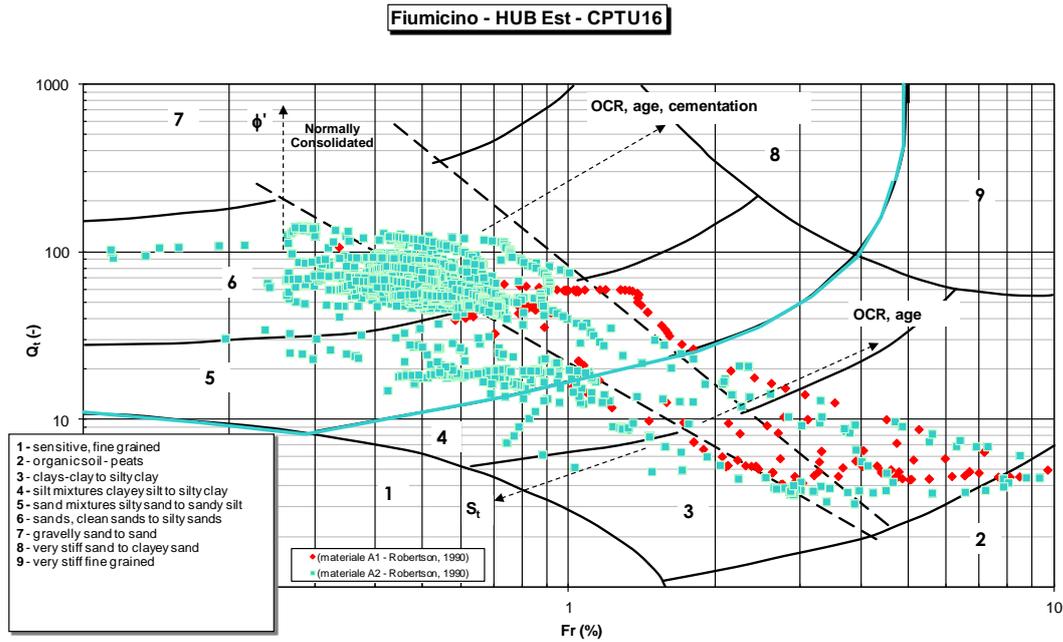


Figura 11.16: CPTU16 - Identificazione materiali secondo Robertson, 1990

### 11.3 FORMAZIONE A1

#### 11.3.1 Caratteristiche fisiche

Per quanto riguarda la granulometria (cfr. la Figura 11.17), le percentuali di argilla, limo, sabbia e ghiaia possono variare come segue:

- argilla = 25% ÷ 55%
- limo = 45% ÷ 65%
- sabbia = < 10%
- ghiaia = 0%

**Distribuzione delle classi granulometriche con la profondità**

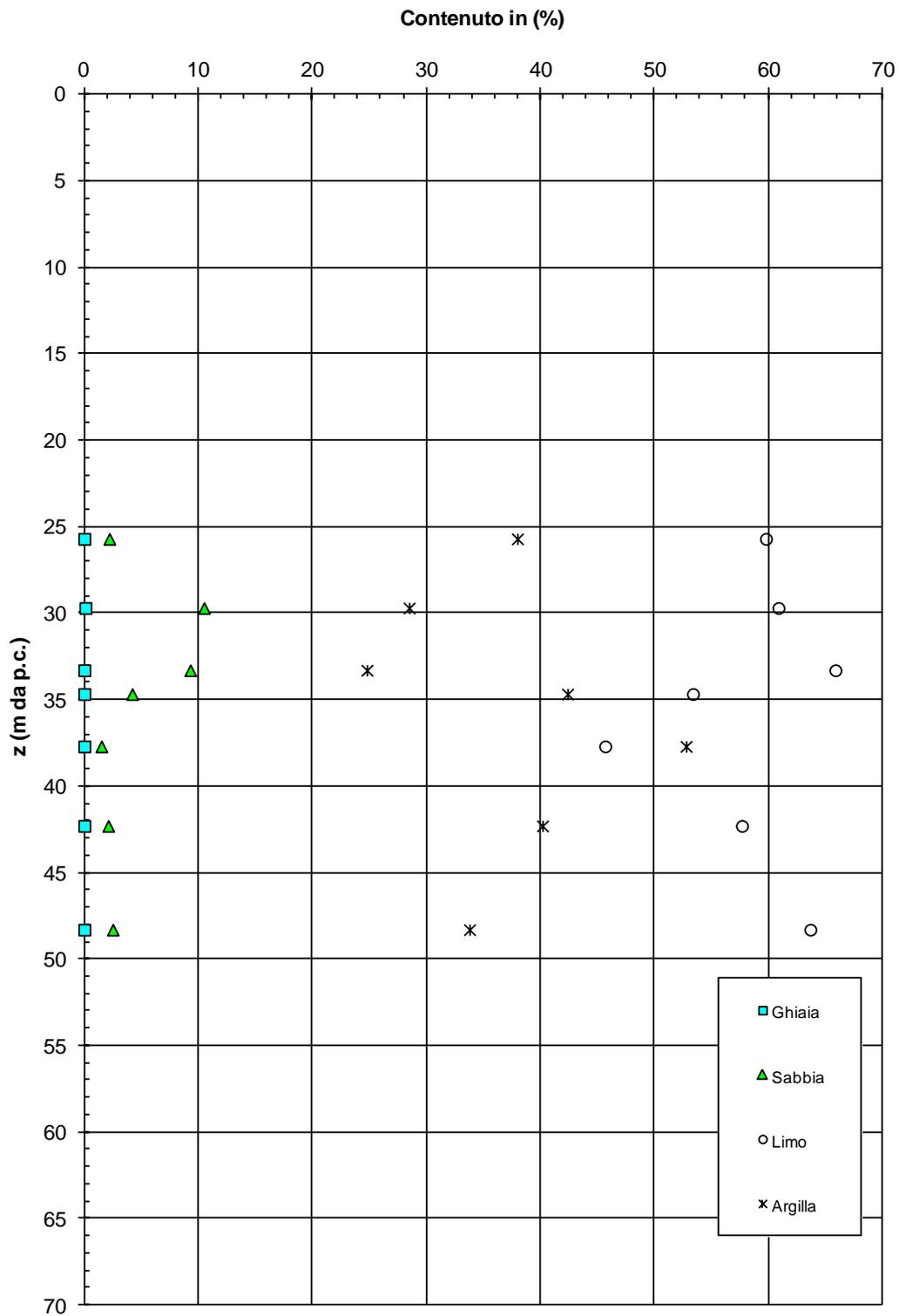


Figura 11.17: Lotto 2 - Materiale A1 - Classi granulometriche

Per quanto riguarda il contenuto di argilla (cfr. la Figura 11.18) dei campioni indagati, risulta confermato:

profondità 25.0 – 50.0 m - CA = 25÷55%

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL, limite plastico LP e indice di plasticità IP) sono riportati nelle Figure seguenti (Figura 11.19, Figura 11.20 e Figura 11.21), esse risultano variare come segue:

LL = 40% ÷ 60%

LP = 20% ÷ 32%

IP = 18% ÷ 32%

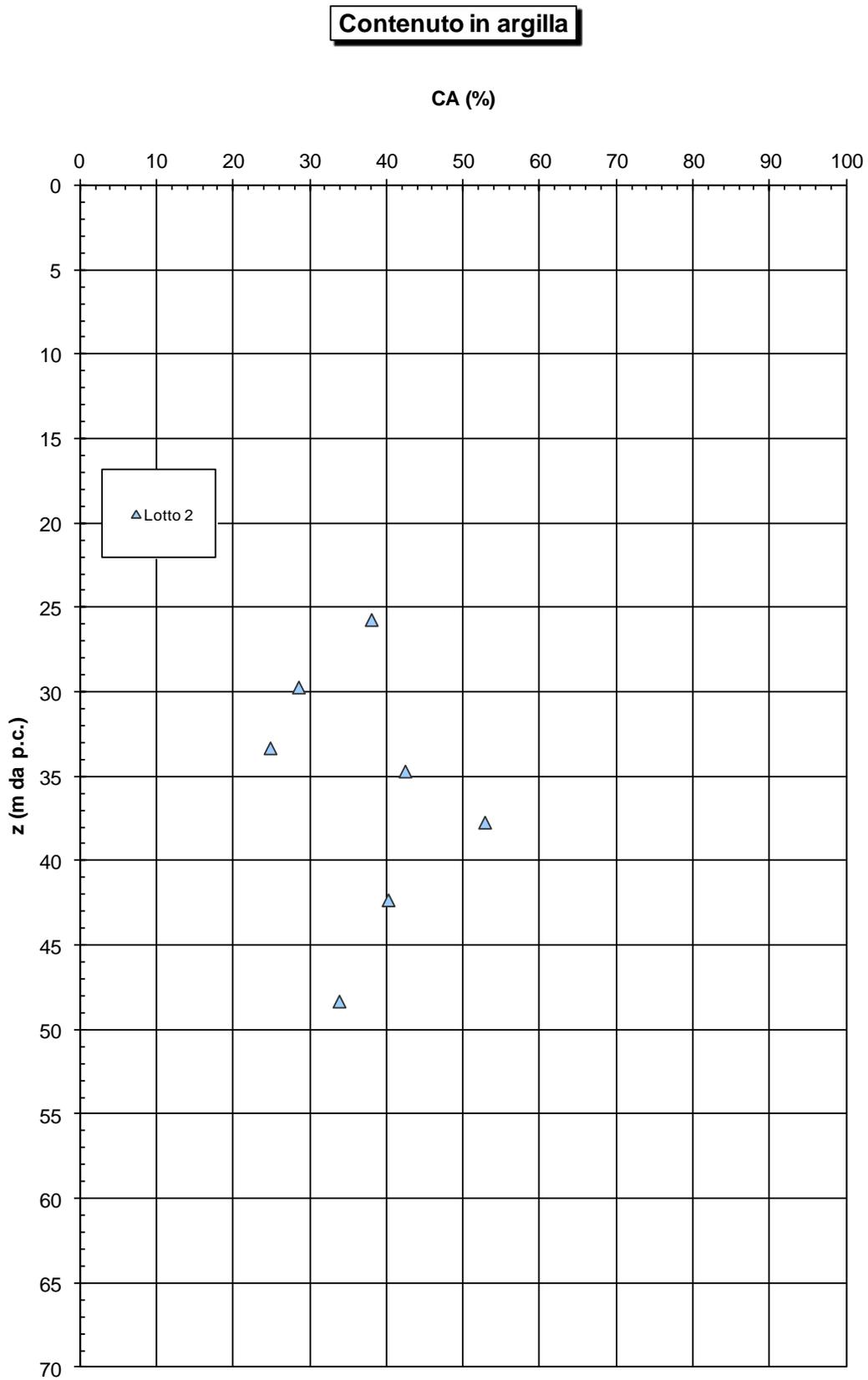


Figura 11.18: Lotto 1 - Materiale A1 - Contenuto in argilla

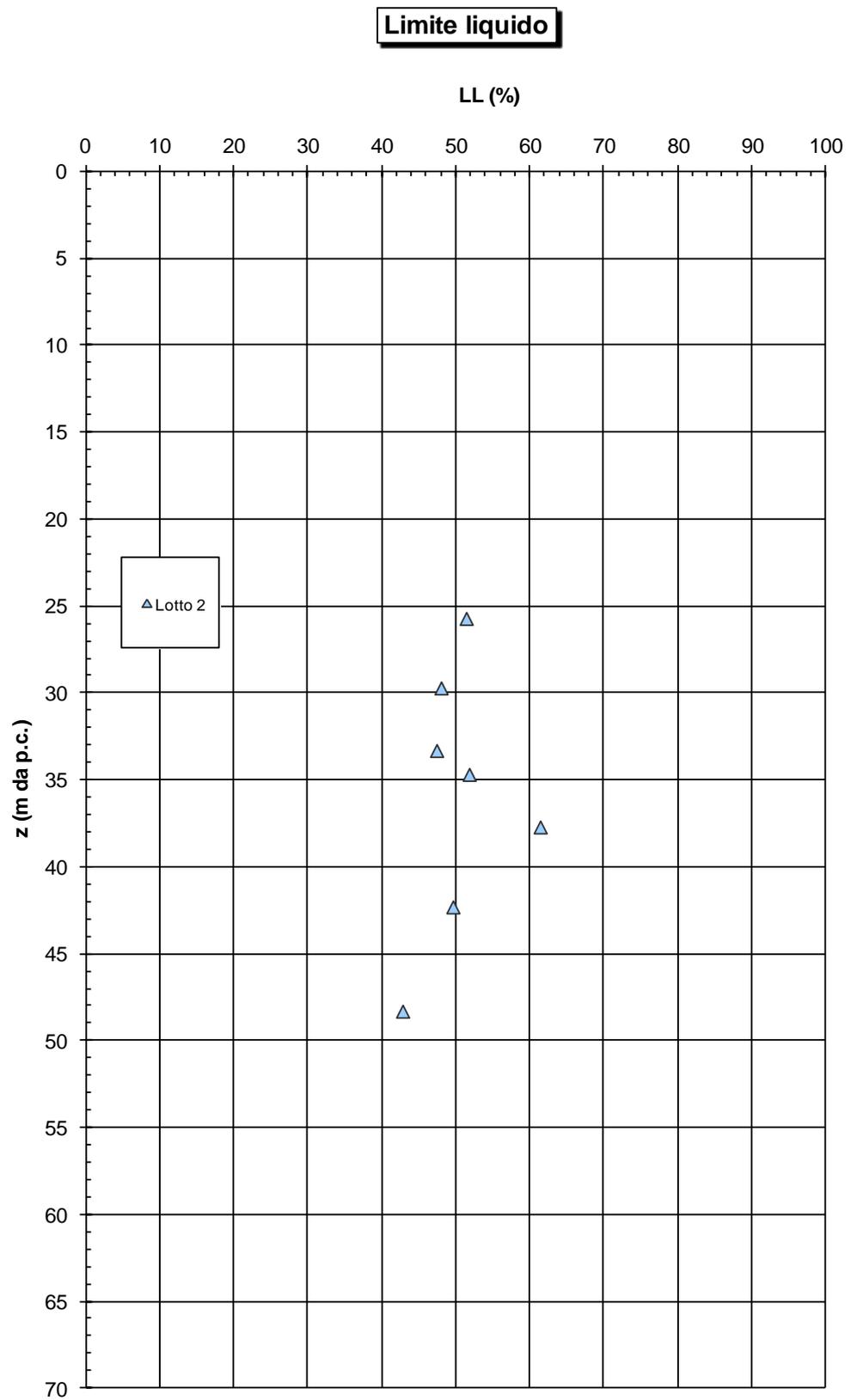


Figura 11.19: Lotto 2 - Materiale A1 - Limite liquido LL

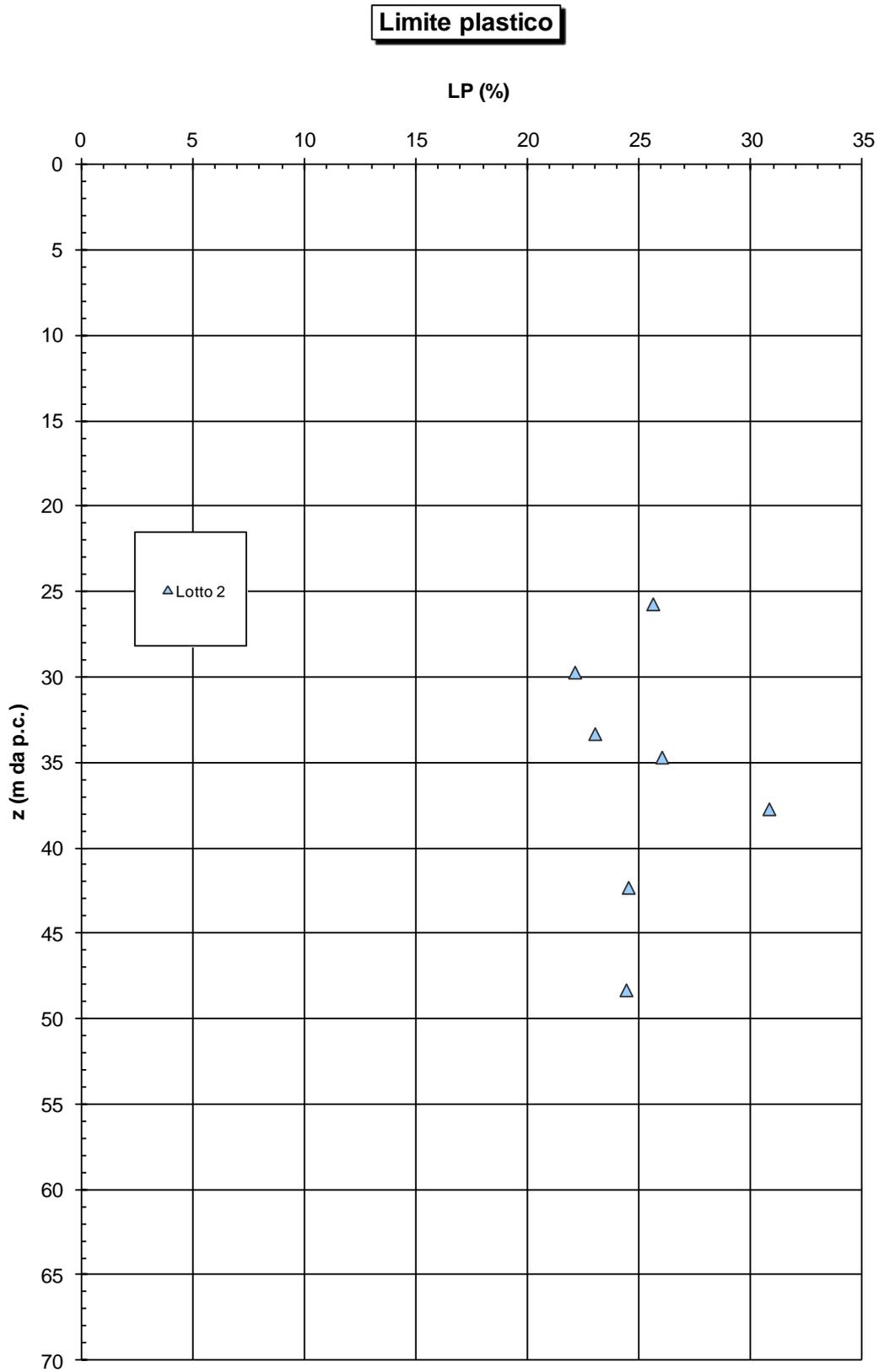


Figura 11.20: Lotto 2 - Materiale A1 - Limite plastico LP

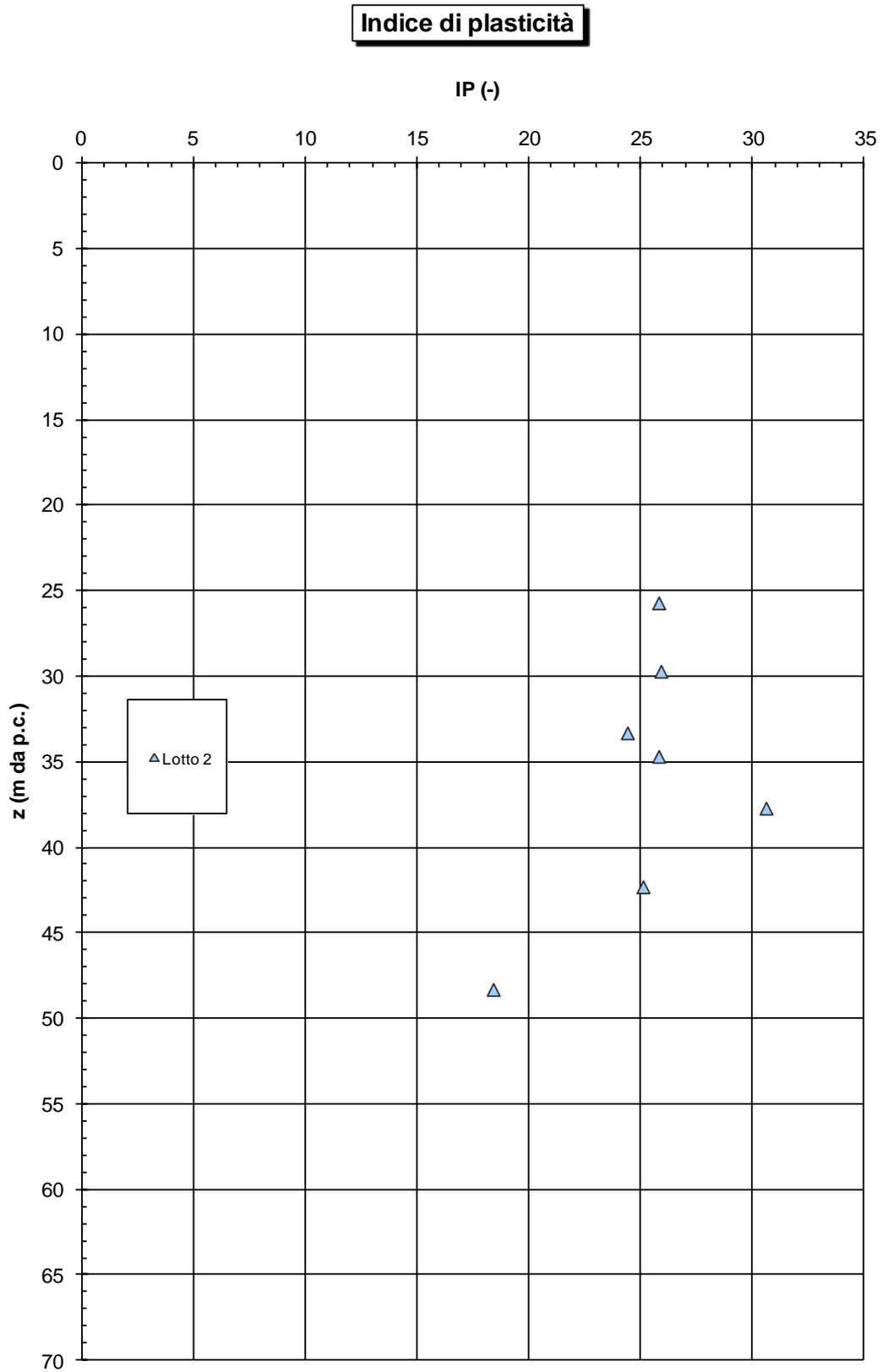


Figura 11.21: Lotto 2 - Materiale A1 – Indice di plasticità IP

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

argille inorganiche di media plasticità, argille organiche;

limi inorganici di media e alta compressibilità, limi organici

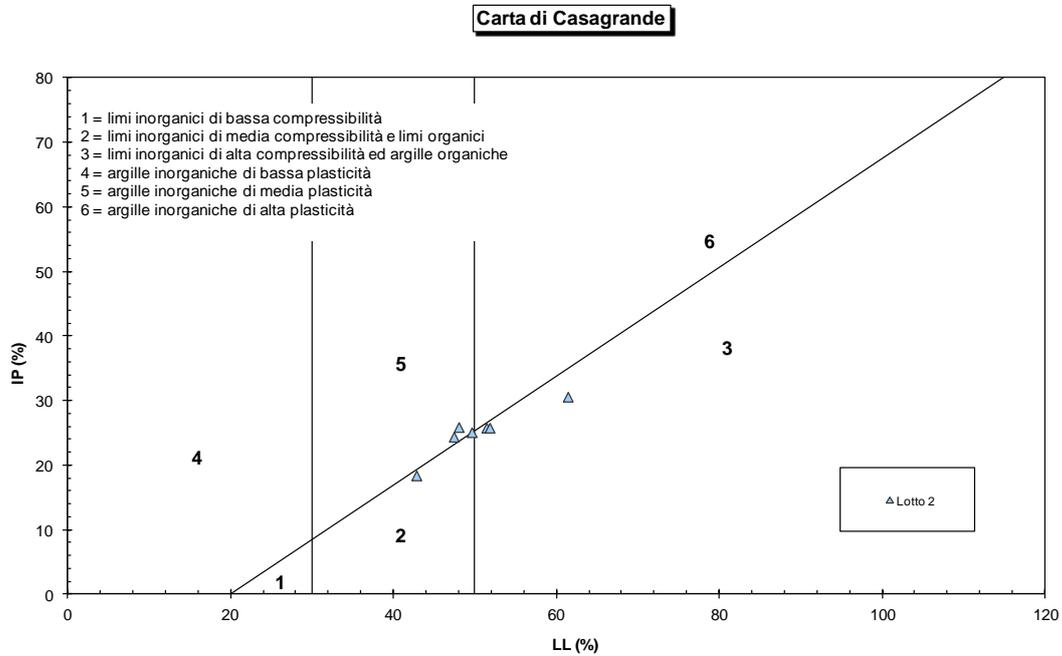


Figura 11.22: Lotto 2 - Materiale A1 – Carta di plasticità di Casagrande

Il peso di volume naturale ( $\gamma_n$ ) risulta compreso tra 17.0 ÷ 19.0 kN/m<sup>3</sup> (Figura 11.23).

Il peso specifico dei grani è compreso fra 2.6 e 2.8 g/cm<sup>3</sup> (Figura 11.24).

Il contenuto d'acqua naturale ( $w_n$ ) risulta generalmente compreso tra 30% e 45% (Figura 11.25).

L'indice dei vuoti iniziale ( $e_o$ ) risulta dell'ordine di 0.8÷1.2 (Figura 11.26)

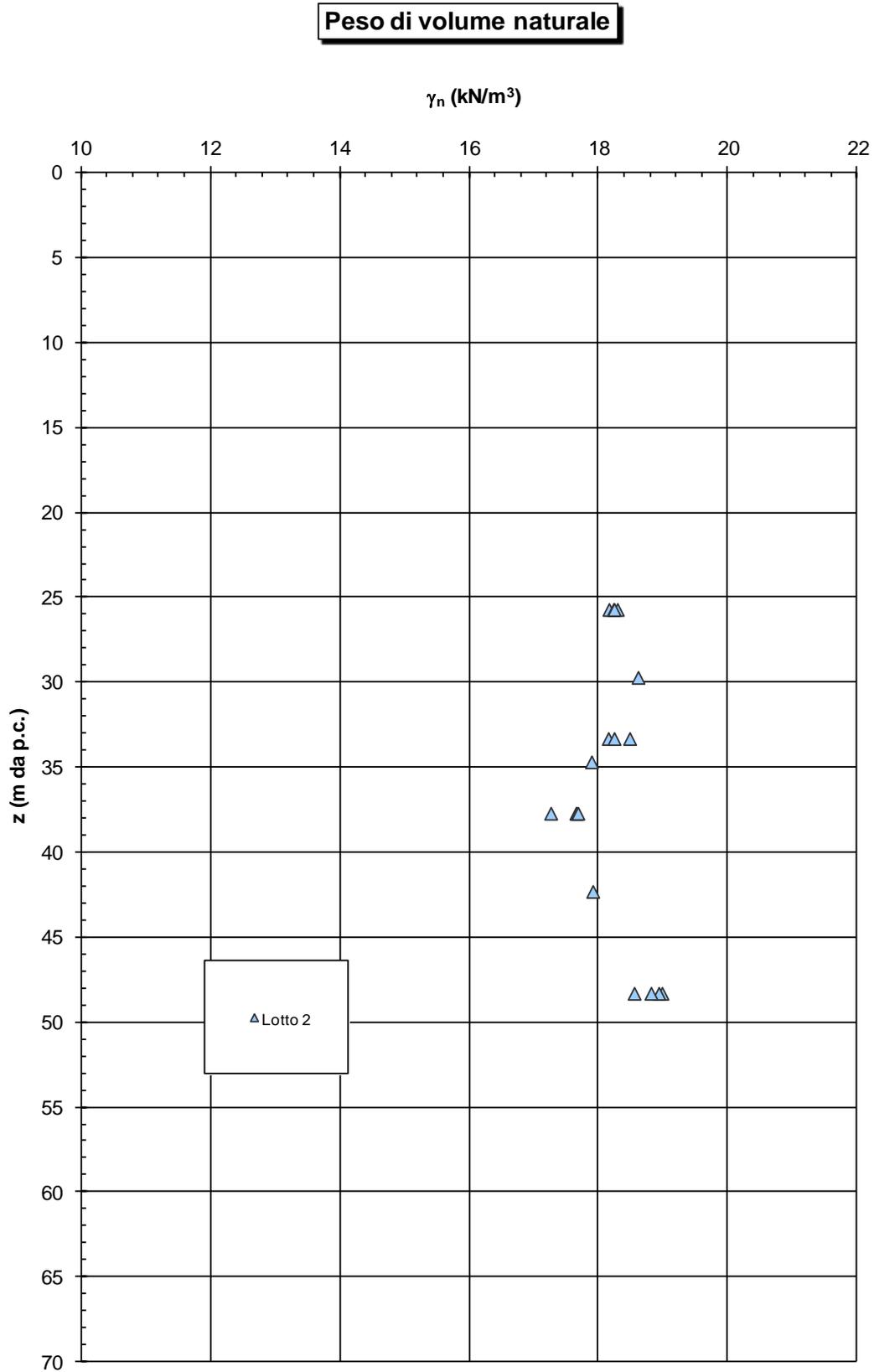


Figura 11.23: Lotto 2 - Materiale A1 – Peso di volume naturale

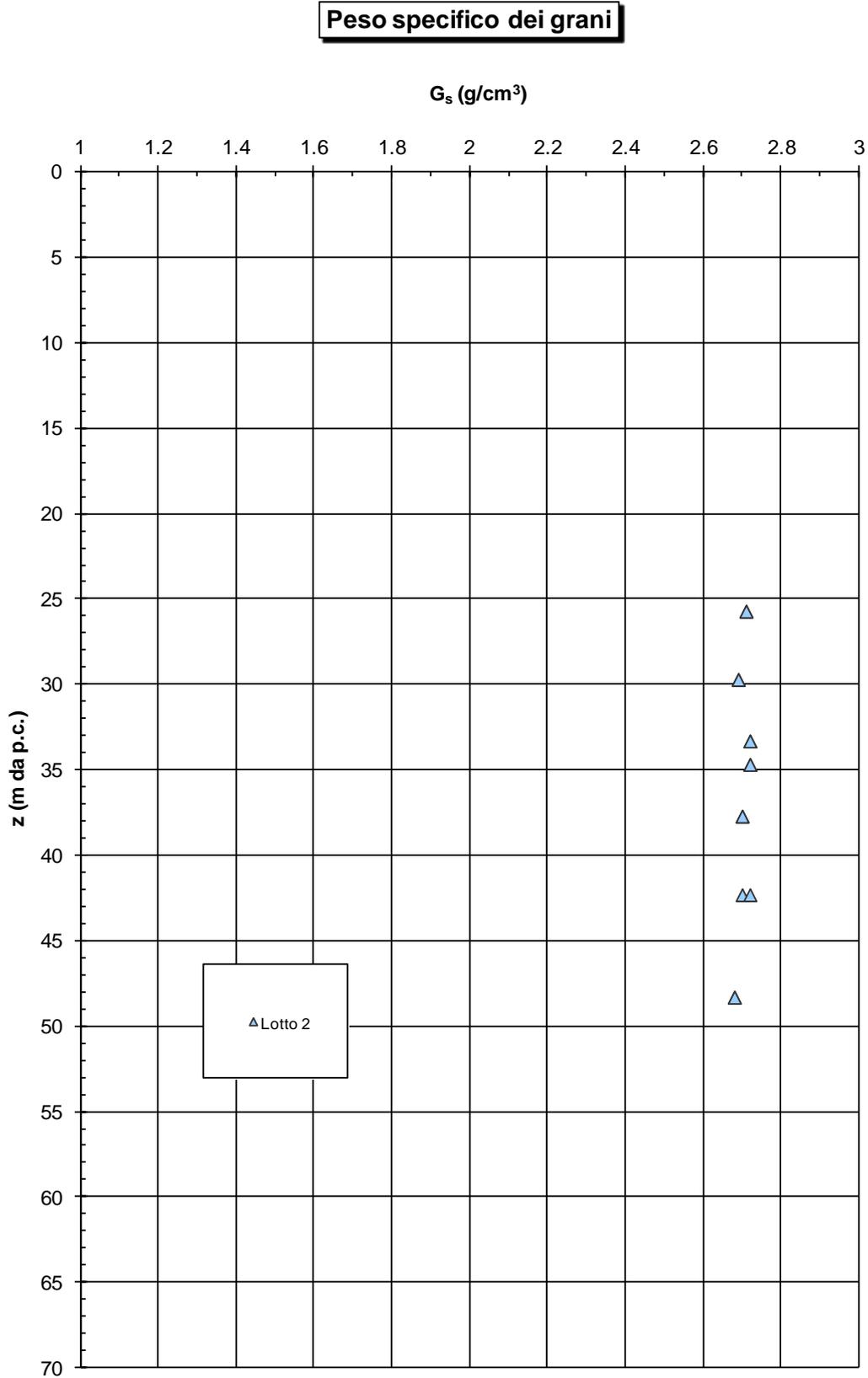


Figura 11.24: Lotto 2 - Materiale A1 – Peso specifico dei grani

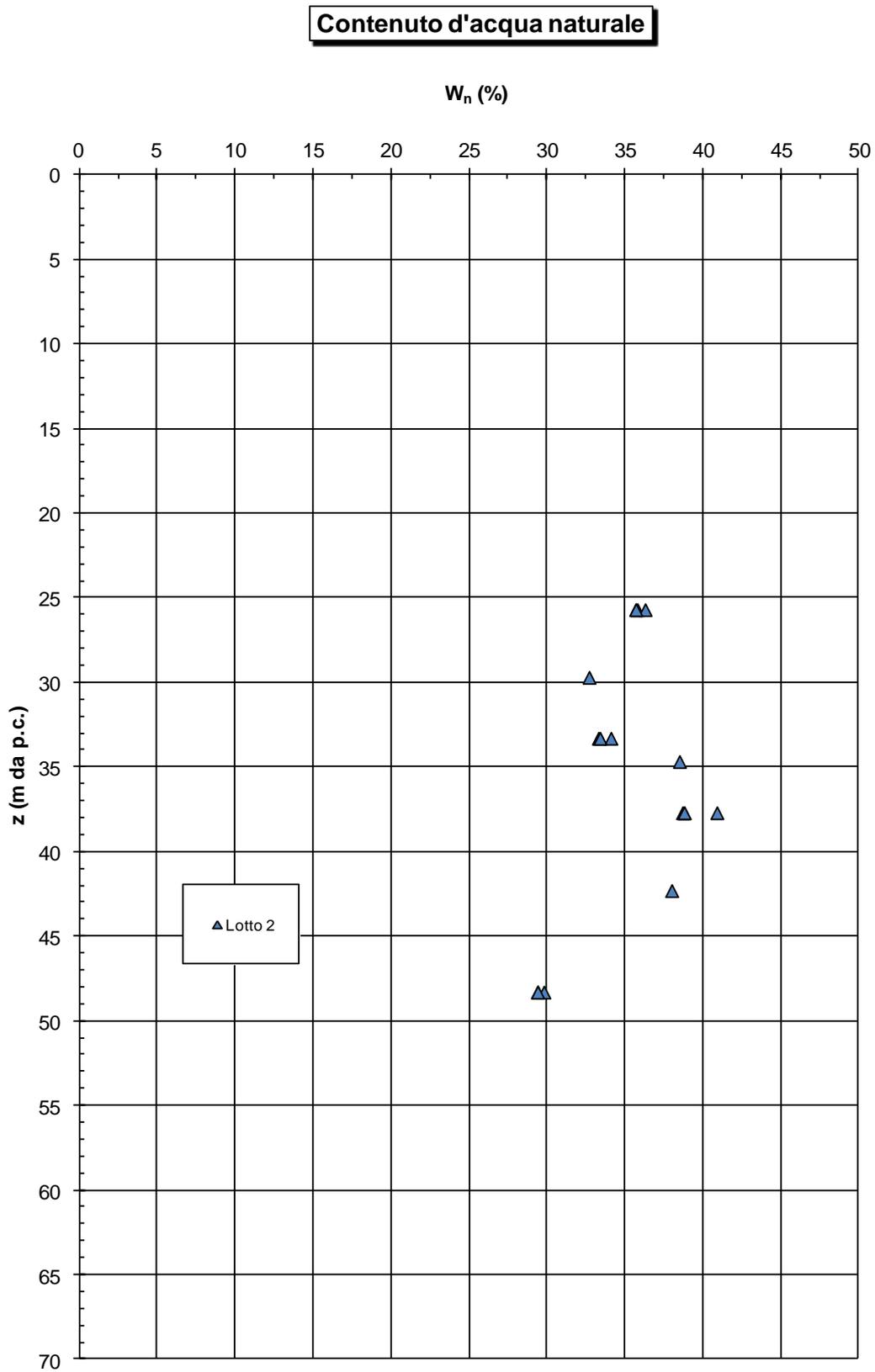


Figura 11.25: Lotto 2 - Materiale A1 – Contenuto d'acqua

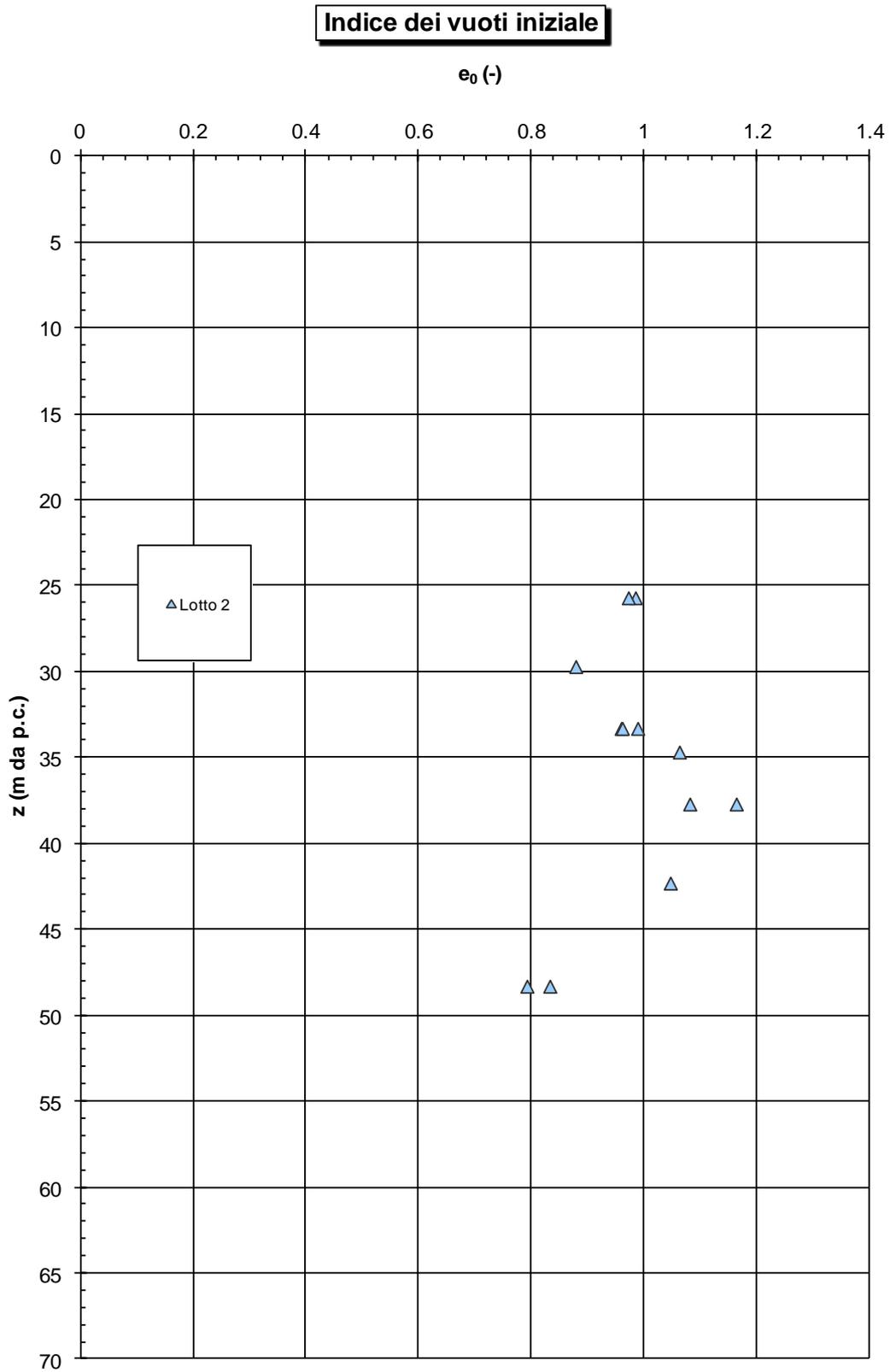


Figura 11.26: Lotto 2 - Materiale A1 – Indice dei vuoti iniziale

### 11.3.2 Stato iniziale e pressioni di preconsolidazione

Nella Figura seguente 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  $ICL_{oed}$ .

I materiali in esame si collocano al di sopra della linea di compressibilità intrinseca  $ICL_{oed}$ ; si ritiene pertanto che essi possano essere trattati come materiali normalmente consolidati oppure sottoconsolidati. Nella Figura 11.28 sono riportati gli andamenti delle prove edometriche e delle caratteristiche iniziali dei campioni nel piano di Burland, che confermano in linea di massima l'indicazione precedente.

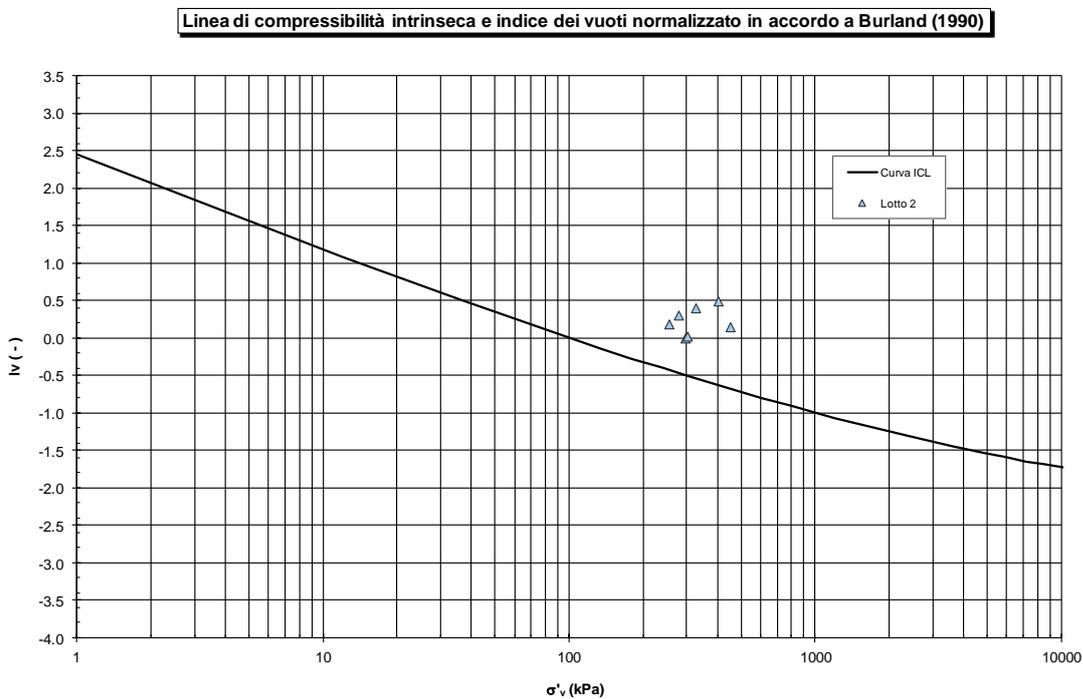


Figura 11.27: Lotto 2 - Materiale A1 – Diagramma di stato

**Curva di compressibilità intrinseca e curve edometriche nel piano di Burland (1990)**

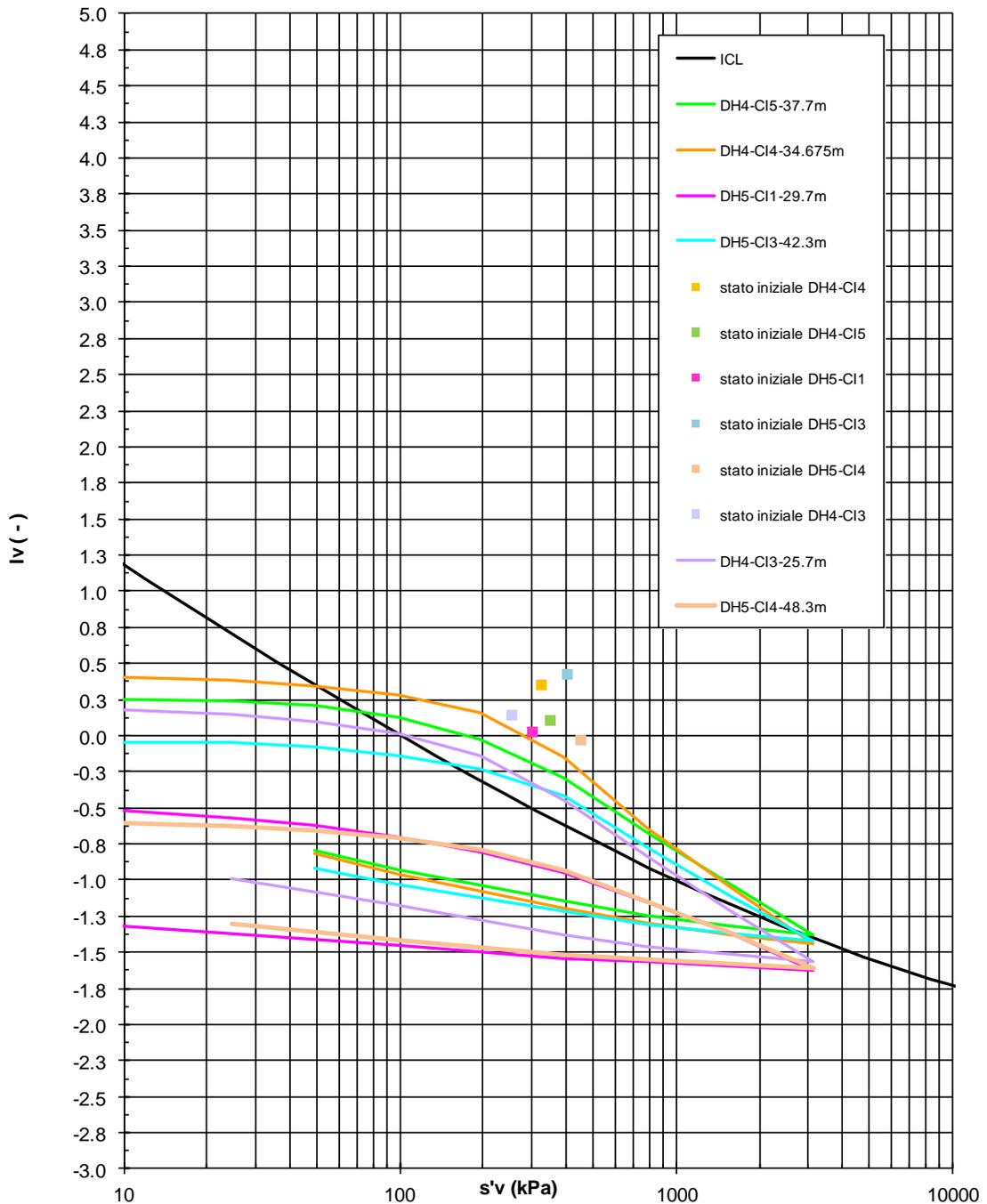


Figura 11.28: Lotto 2 - Materiale A1 – Curve edometriche nel piano di Burland

Nelle Figure seguenti sono riportati i valori della pressione e 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 testati (le deformazioni assiali in corrispondenza della pressione verticale efficace geostatica sono spesso superiori al 5% con punte sino al 10%, si vedano in merito le Tabelle riassuntive con i risultati delle prove di laboratorio relative al Lotto 1, riportate nell'Allegato 1, in cui sono indicati i valori di S.Q.D. - *specimen quality designation*), i valori di  $\sigma_{vp}'$  sono stati considerati validi soltanto nel caso dei campioni di qualità accettabile. Sono stati infatti trascurati i campioni che non sono in grado di fornire informazioni precise sul livello di preconsolidazione per via del disturbo significativo.

**Pressione massima di preconsolidazione da prove edometriche**

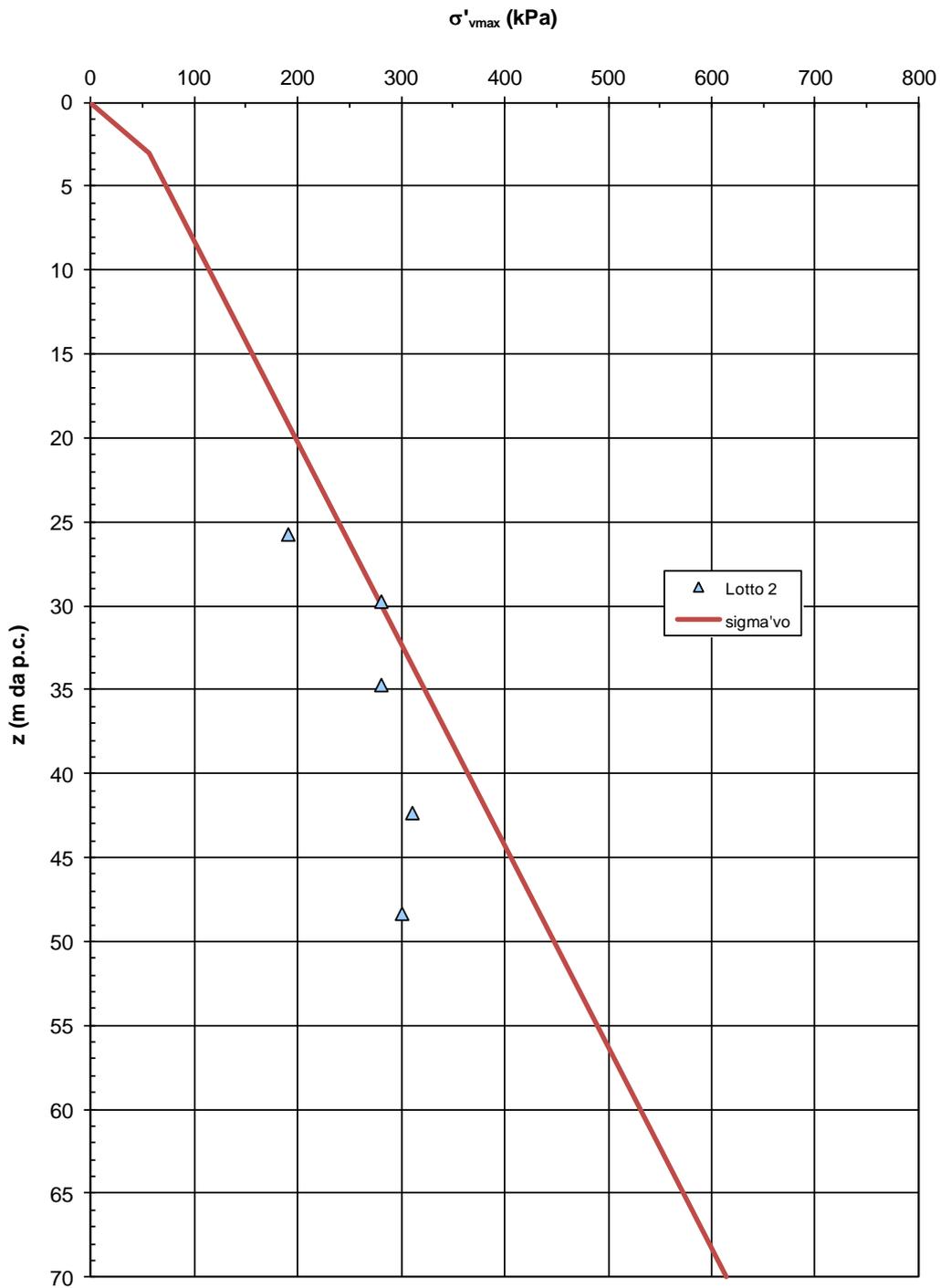


Figura 11.29: Lotto 2 - Materiale A1 – Pressione di preconsolidazione

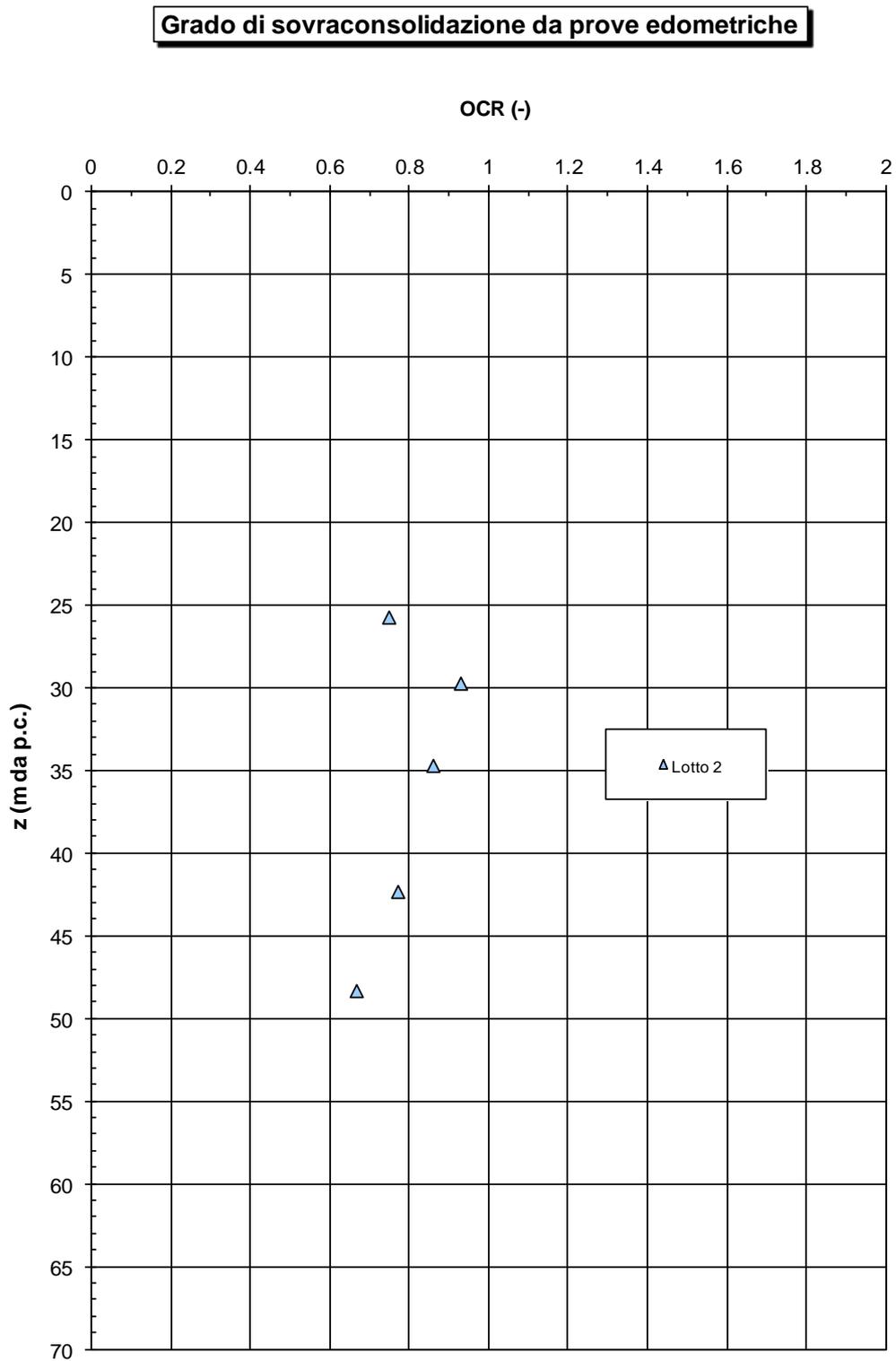


Figura 11.30: Lotto 2 - Materiale A1 – Grado di sovraconsolidazione

Nelle Figure seguenti sono diagrammati i valori delle pressioni di preconsolidazione e del GSC in funzione della profondità, determinati viceversa sulla base dei risultati delle prove penetrometriche CPTU, in accordo alla procedura descritta al paragrafo 9.

Si fa presente che, in sede di caratterizzazione del materiale coesivo A1, non compaiono i grafici relativi alla prova CPTU16, in quanto questa verticale non raggiunge la profondità di questo strato, fermandosi all'interno delle sabbie della formazione A2.

*A commento di quanto risulta dall'interpretazione delle CPTU si richiama quanto già indicato al par. 9.3, secondo cui le prove in sito inducono fenomeni di rottura del materiale, il quale essendo strutturato tende a modificare le sue caratteristiche, con conseguente minor affidabilità dei risultati ai fini interpretativi.*

*In alcuni casi i risultati derivanti dall'interpretazione delle CPTU pertanto sono stati considerati soltanto come parametri-indice, in quanto porterebbero ad una sottostima significativa delle caratteristiche del materiale, e sono stati comunque sempre confrontati con le prove di laboratorio.*

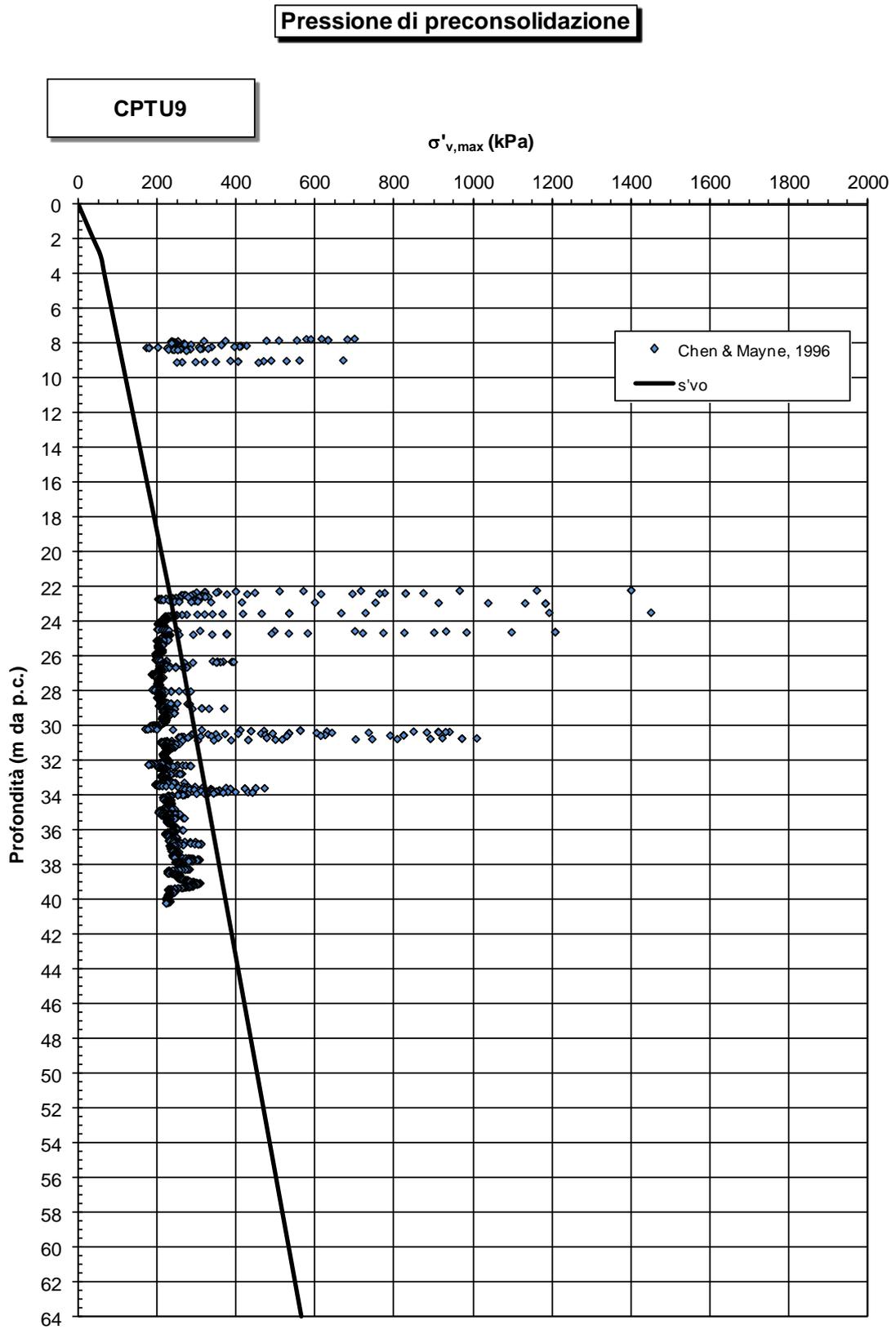


Figura 11.31: Lotto 2 - CPTU9 - Pressione di preconsolidazione

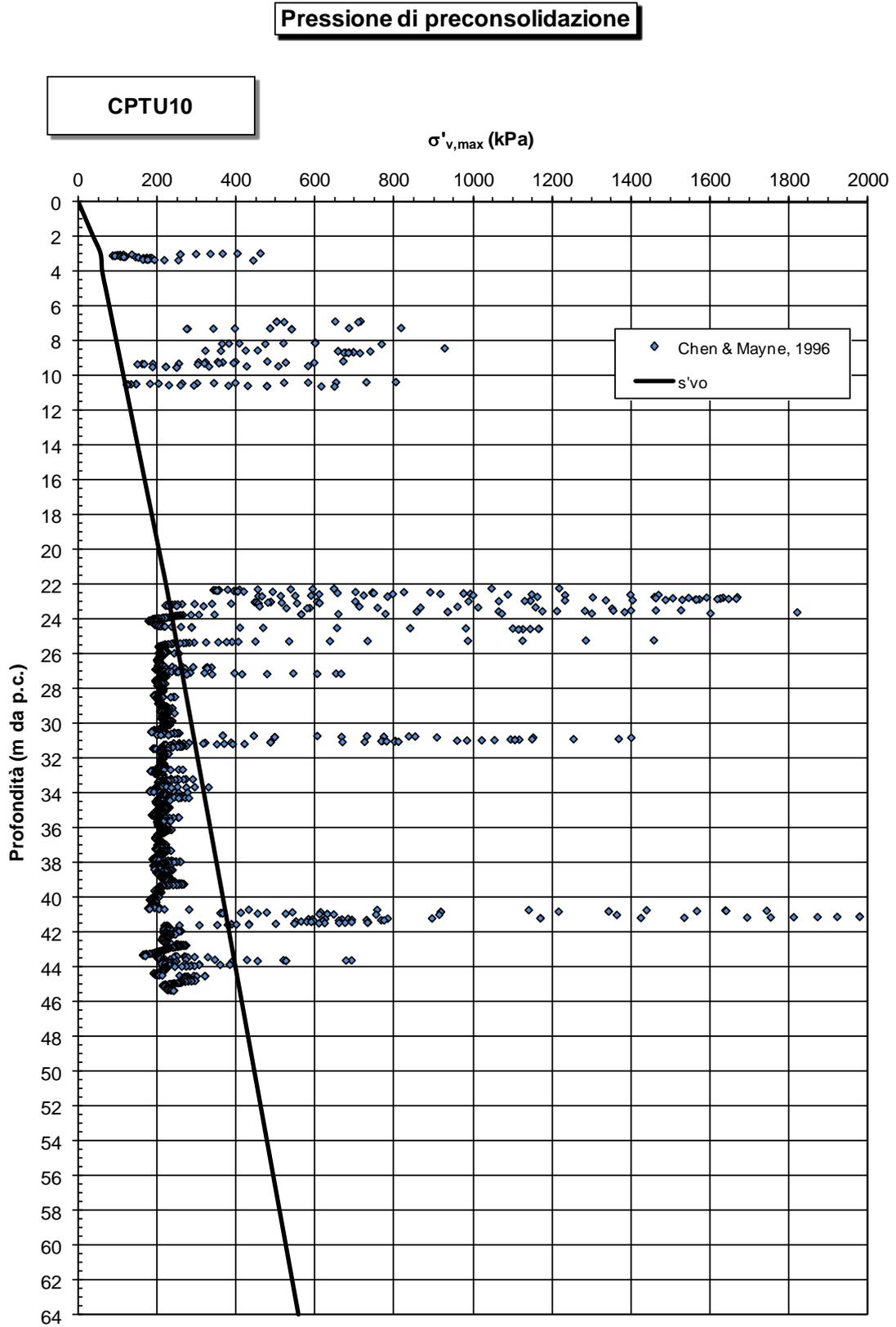


Figura 11.32: Lotto 2 - CPTU10 - Pressione di preconsolidazione

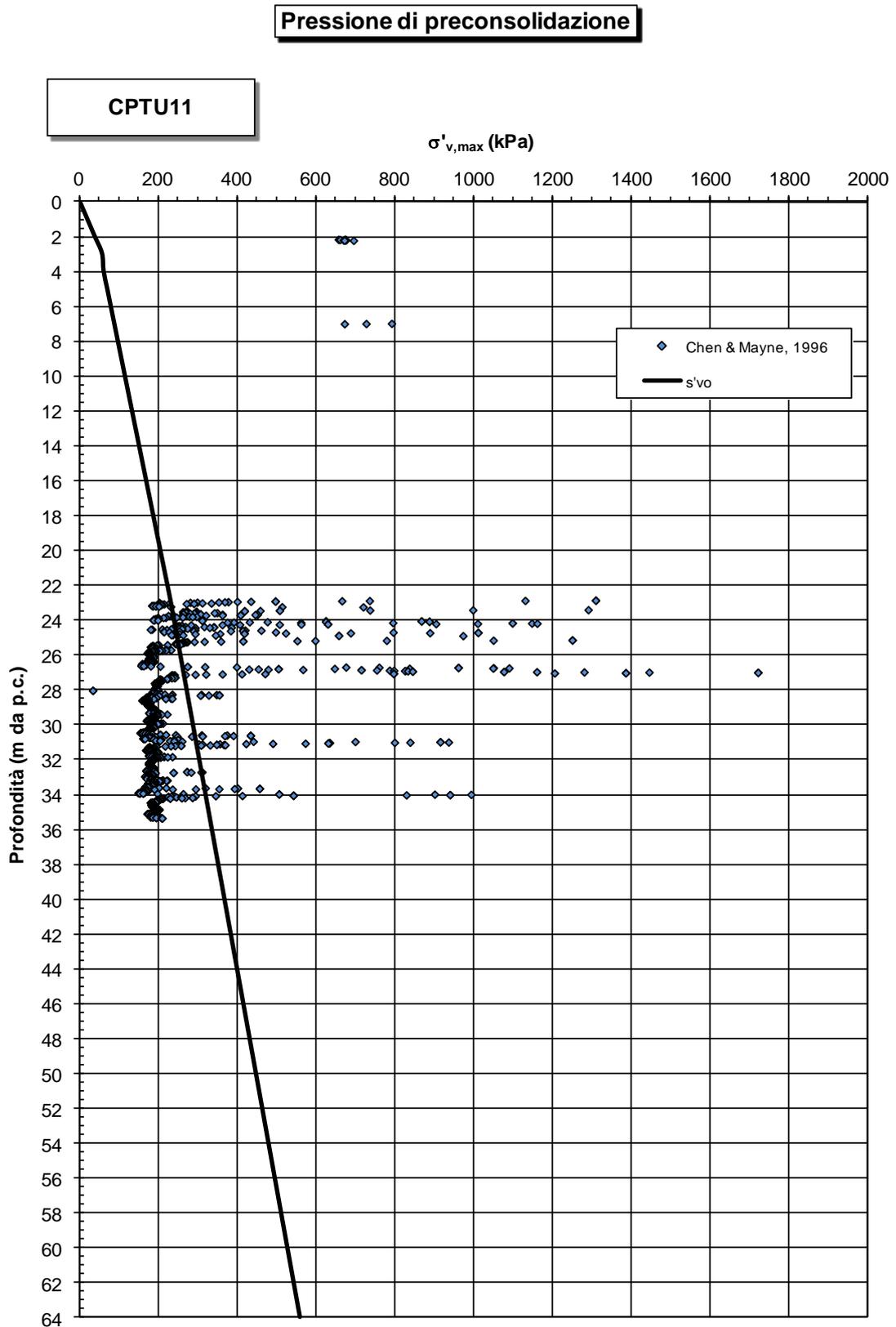


Figura 11.33: Lotto 2 - CPTU11 - Pressione di preconsolidazione

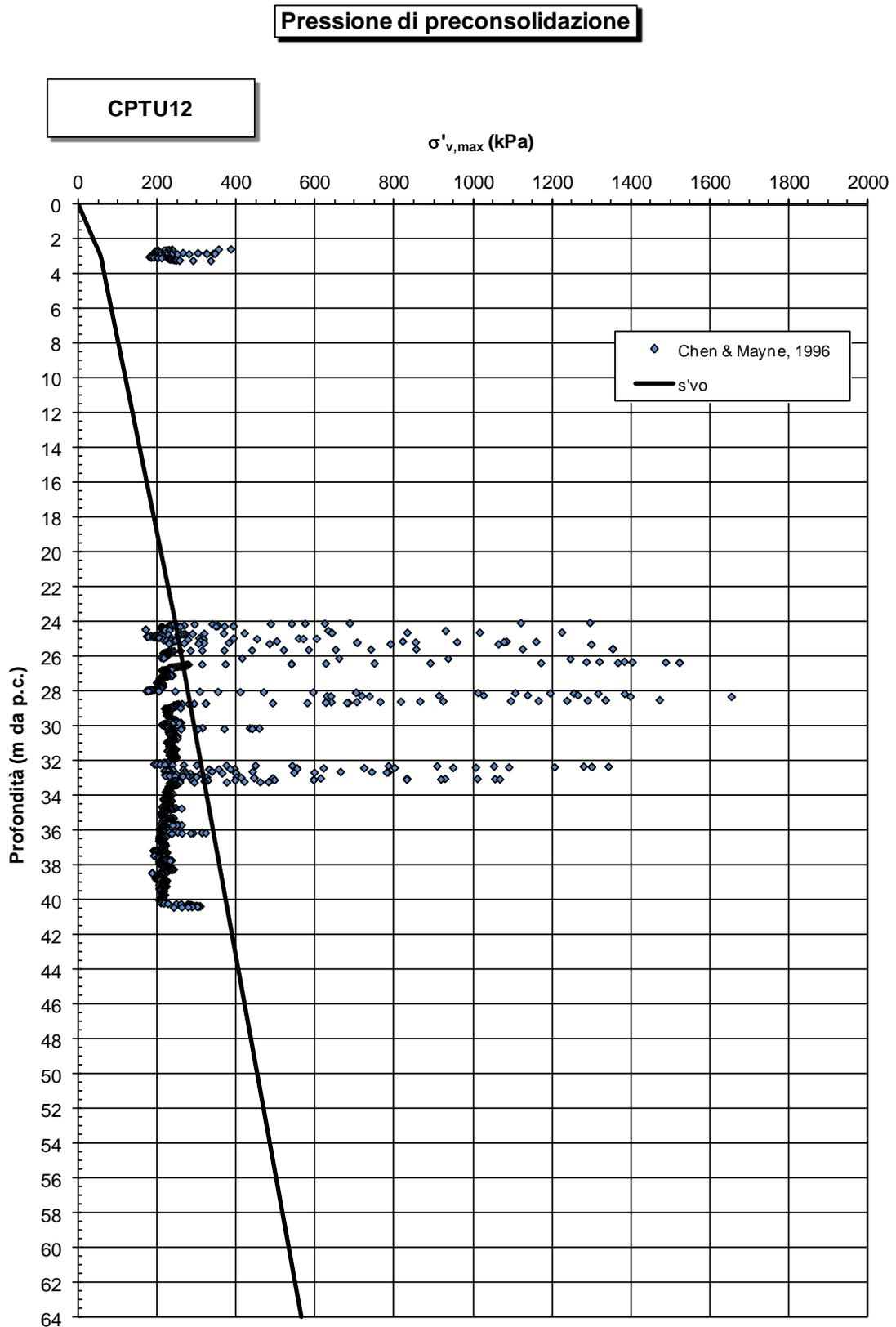


Figura 11.34: Lotto 2 - CPTU12 - Pressione di preconsolidazione

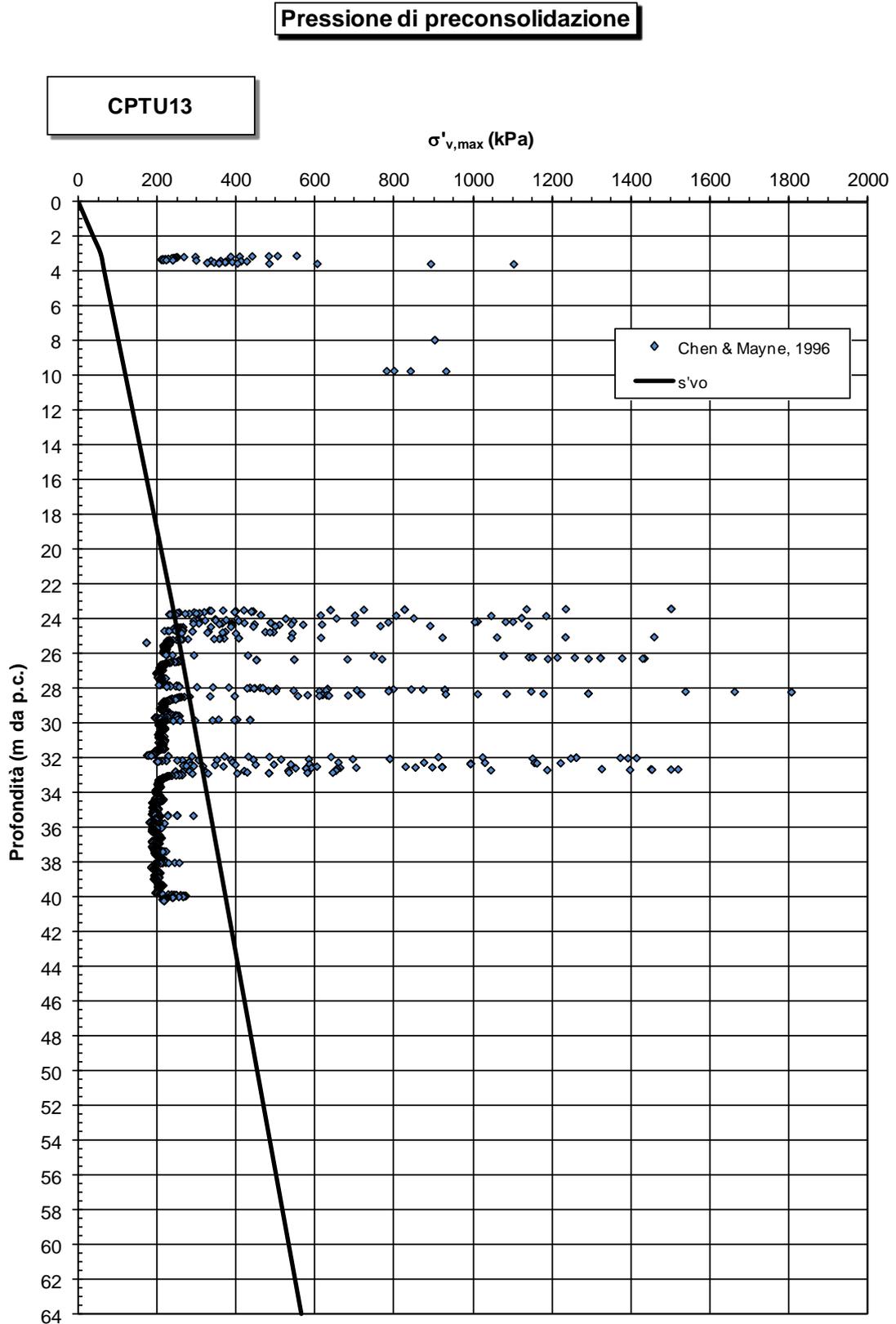


Figura 11.35: Lotto 2 - CPTU13 - Pressione di preconsolidazione

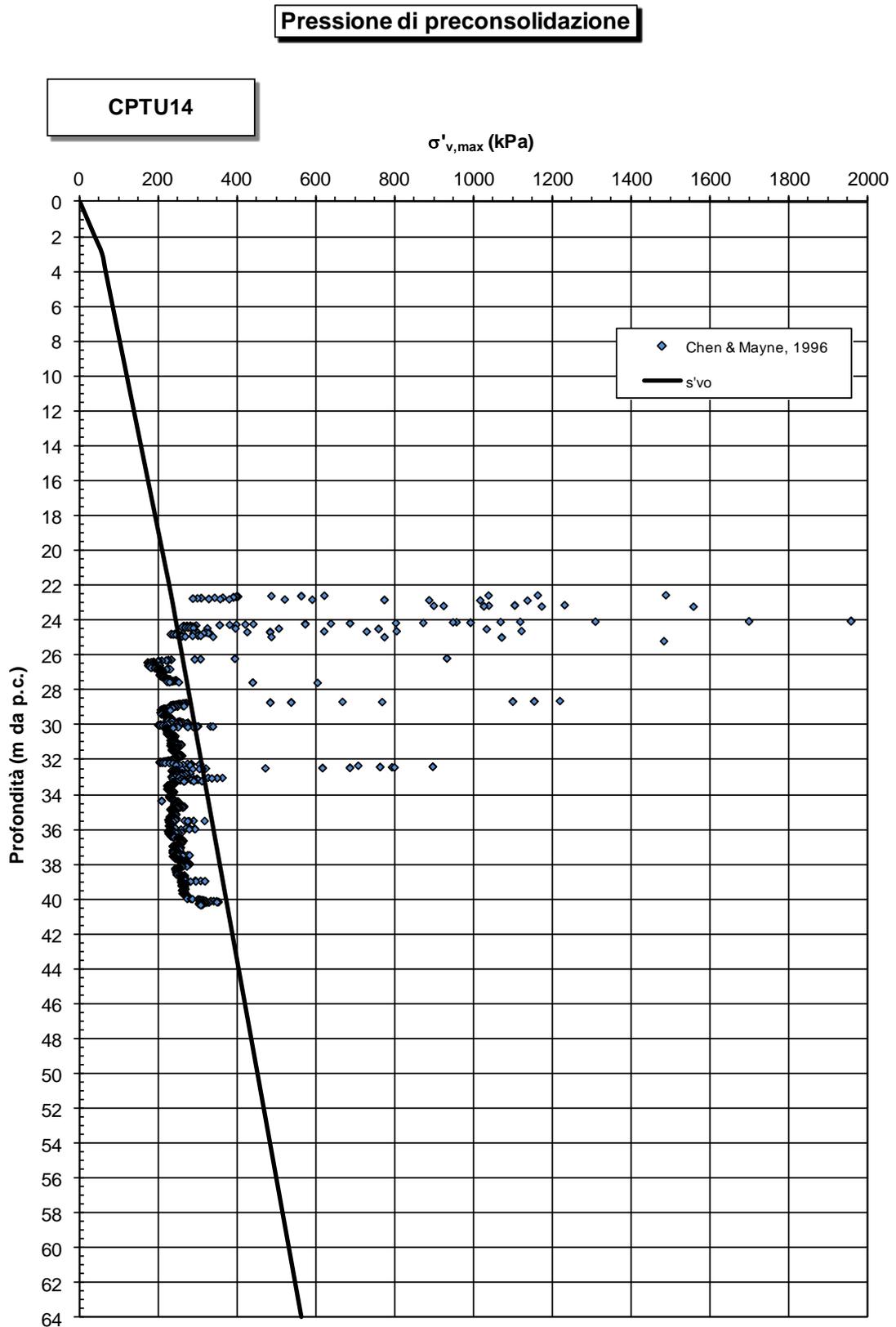


Figura 11.36: Lotto 2 - CPTU14 - Pressione di preconsolidazione

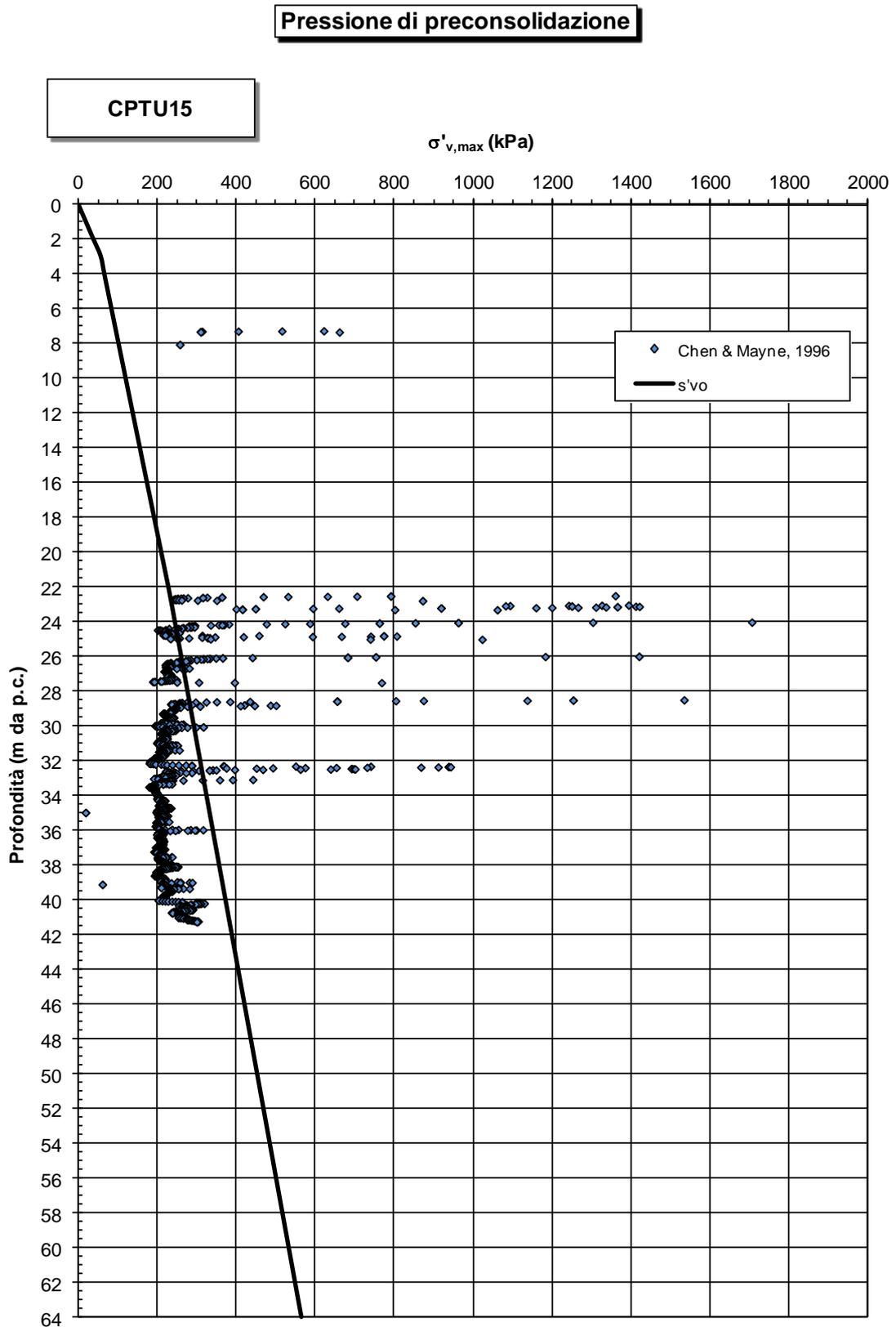


Figura 11.37: Lotto 2 - CPTU15 - Pressione di preconsolidazione

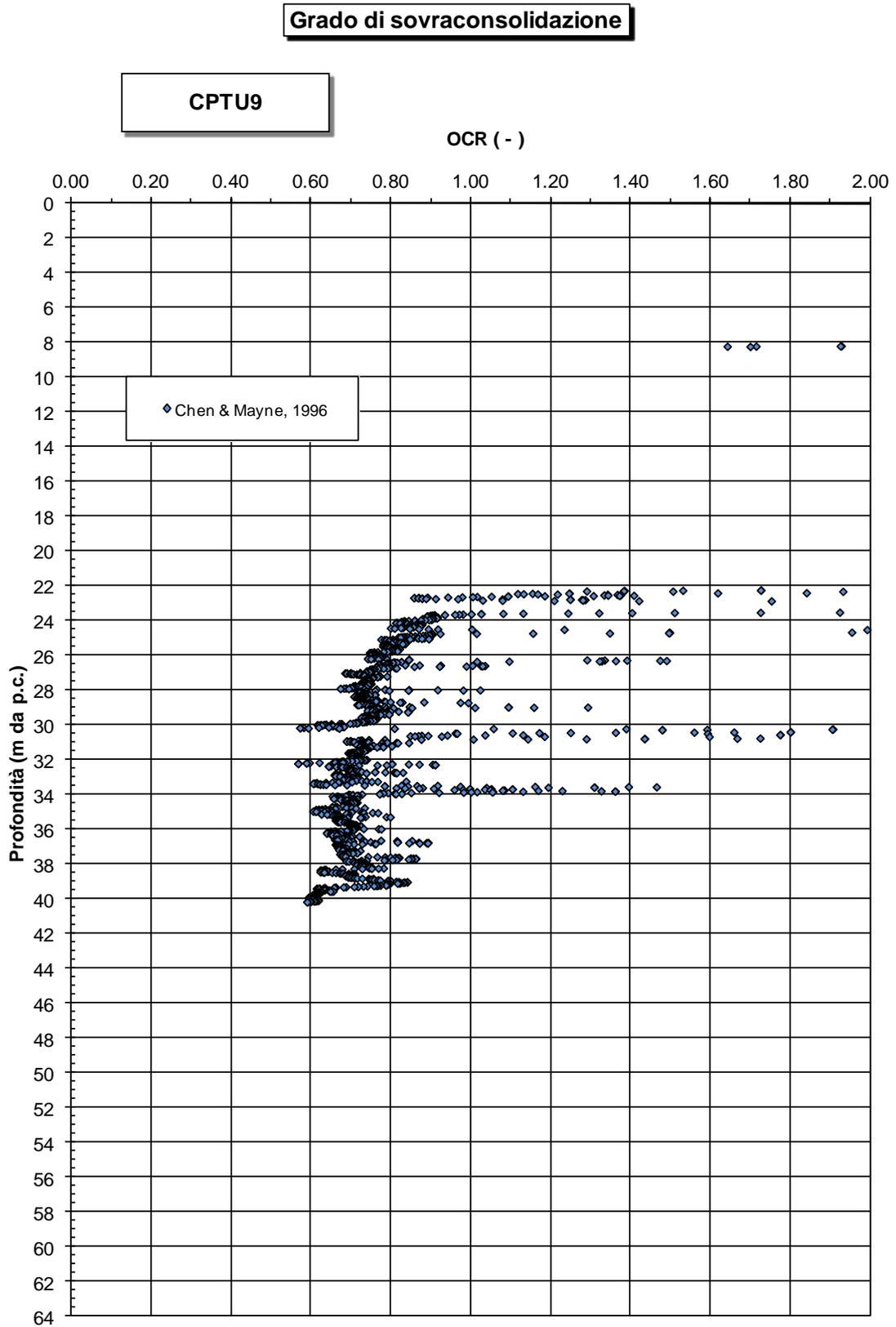


Figura 11.38: Lotto 2 - CPTU9 - Grado di sovraconsolidazione

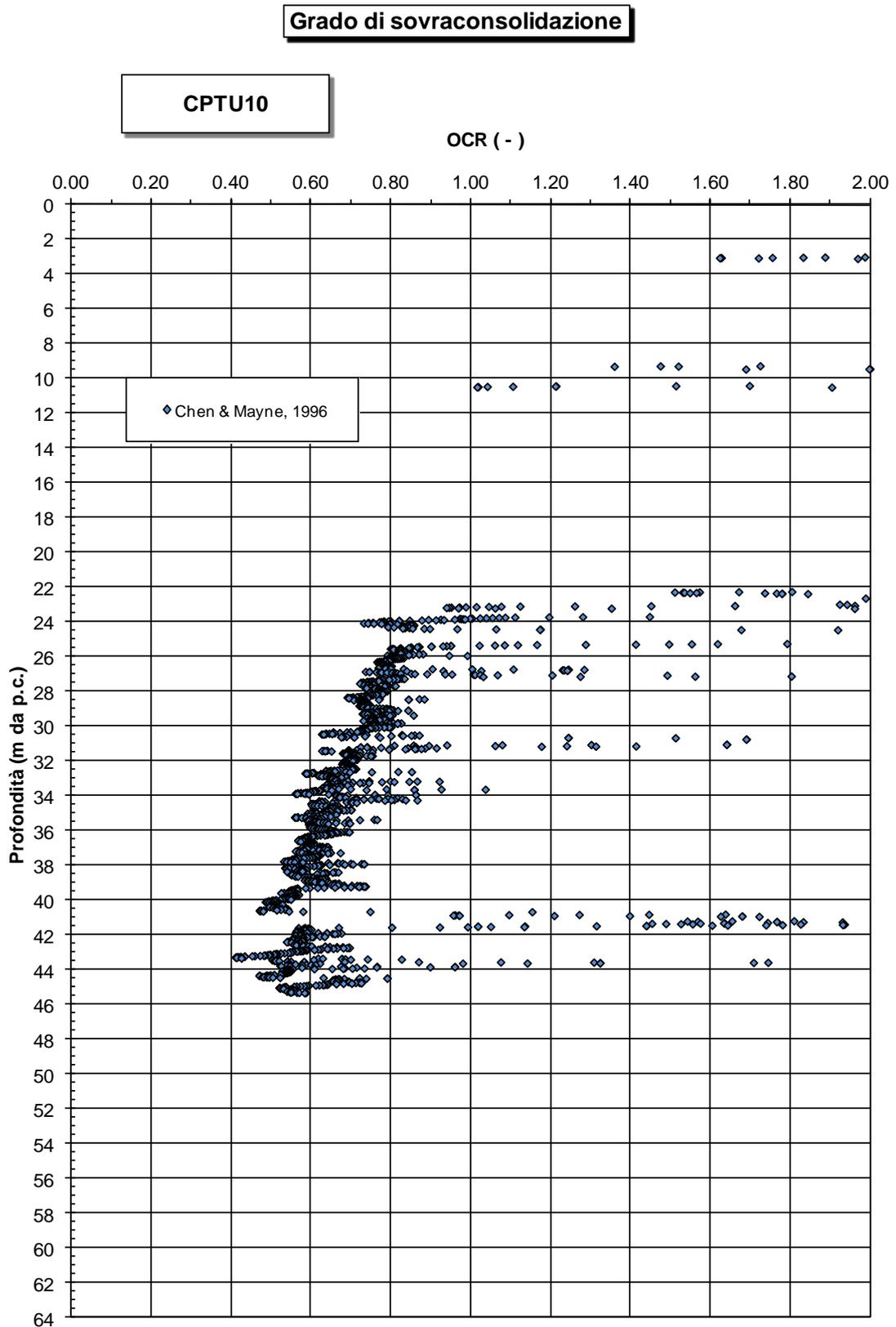


Figura 11.39: Lotto 2 - CPTU10 - Grado di sovraconsolidazione

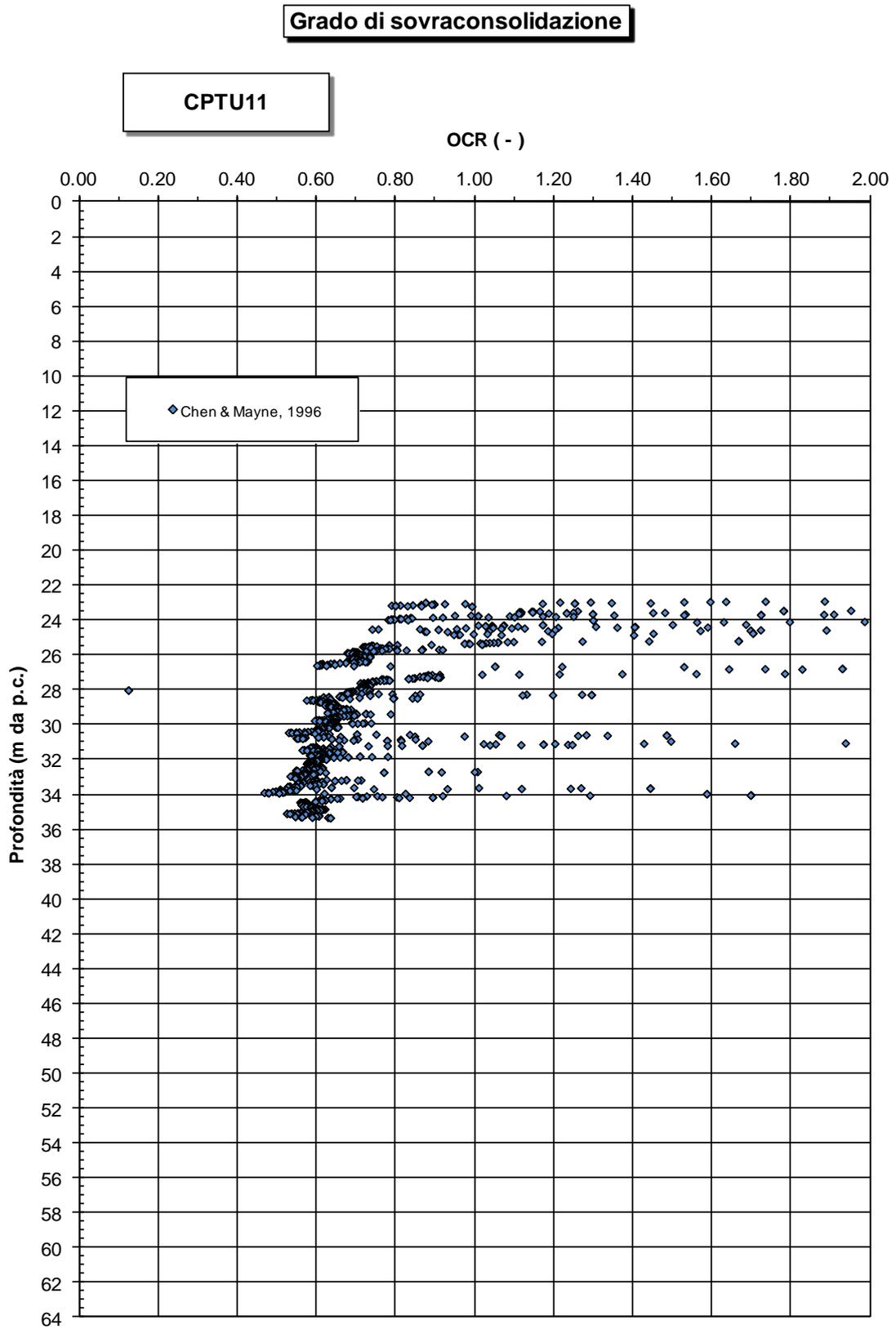


Figura 11.40: Lotto 2 - CPTU11 - Grado di sovraconsolidazione

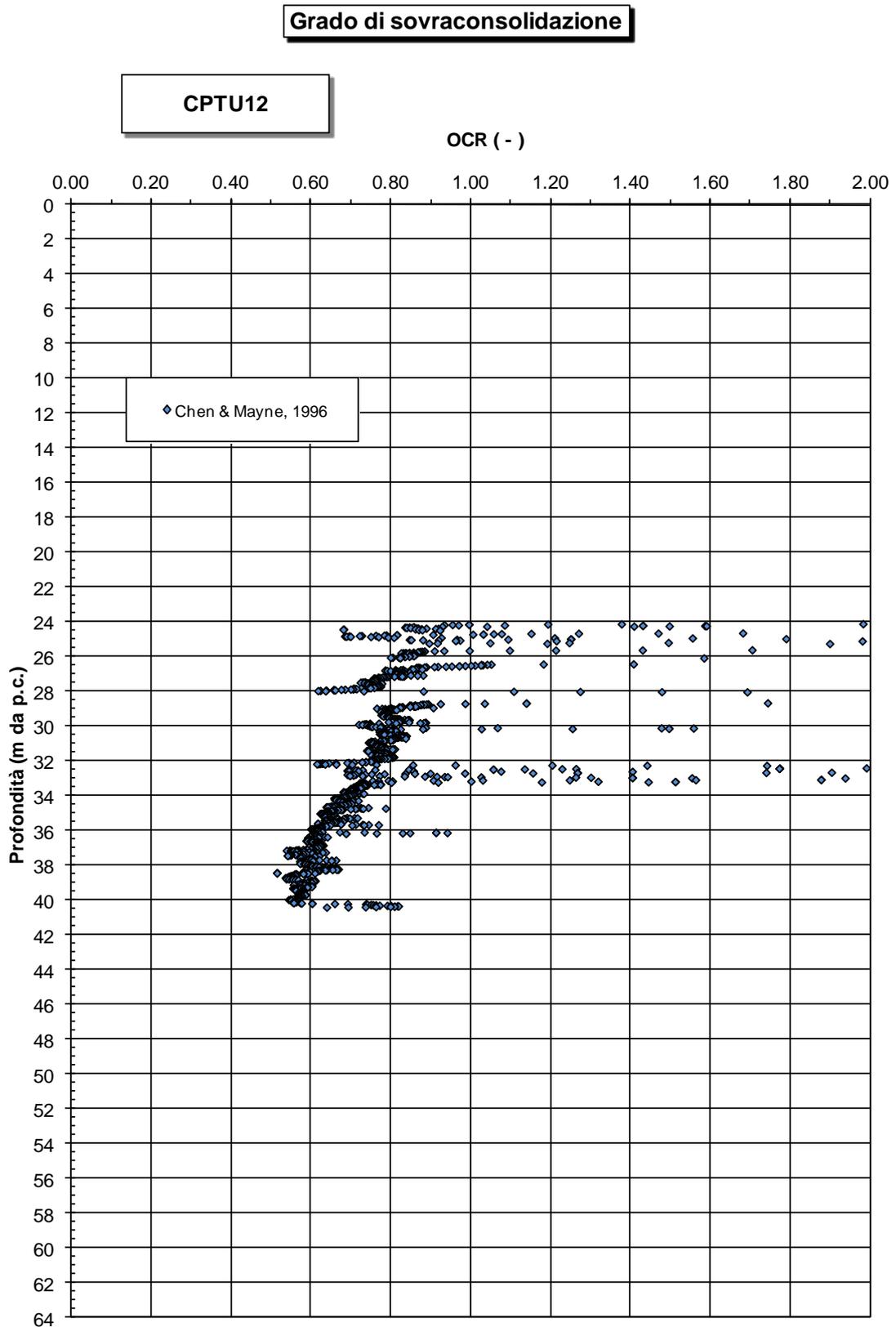


Figura 11.41: Lotto 2 - CPTU12 - Grado di sovraconsolidazione

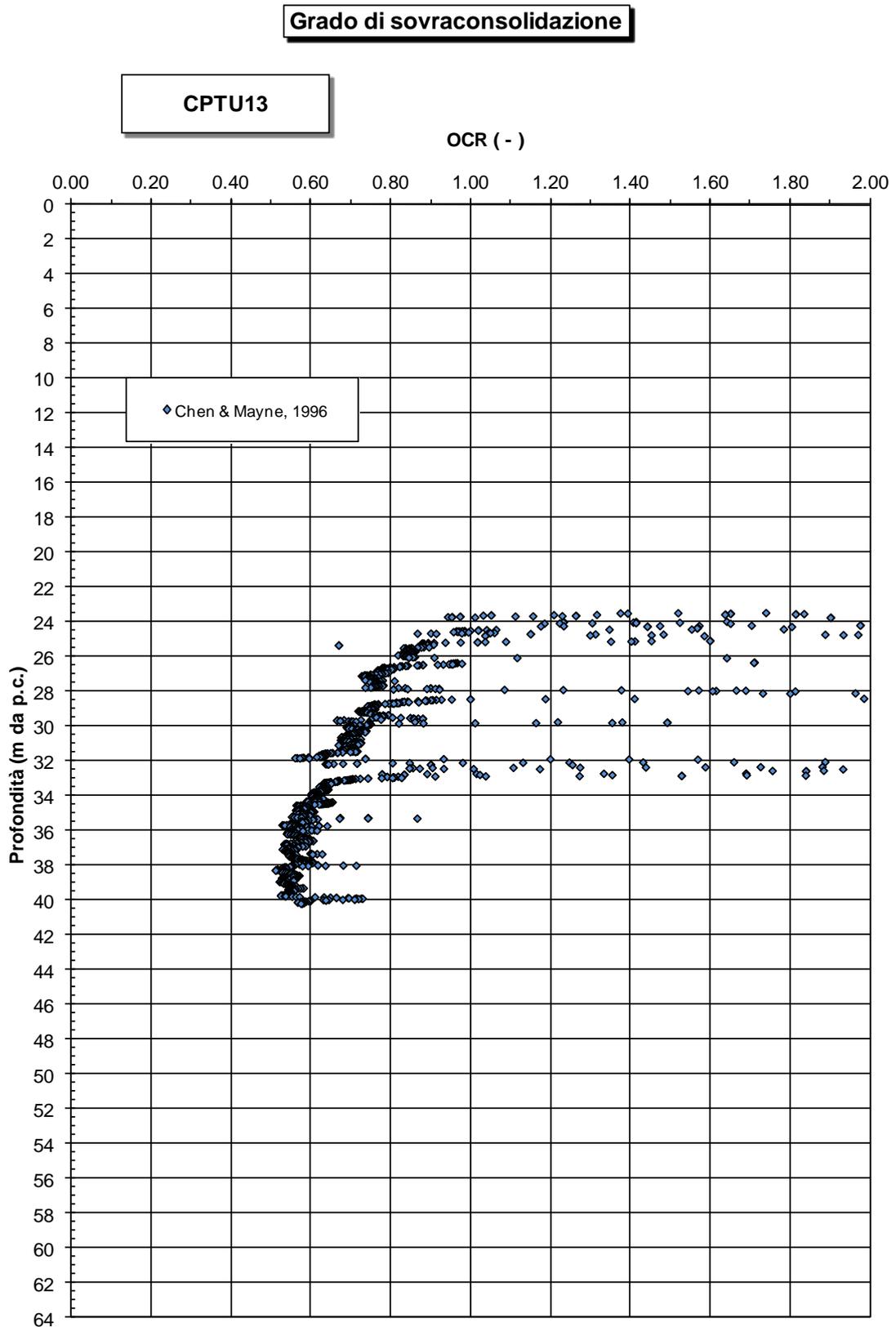


Figura 11.42: Lotto 2 - CPTU13 - Grado di sovraconsolidazione

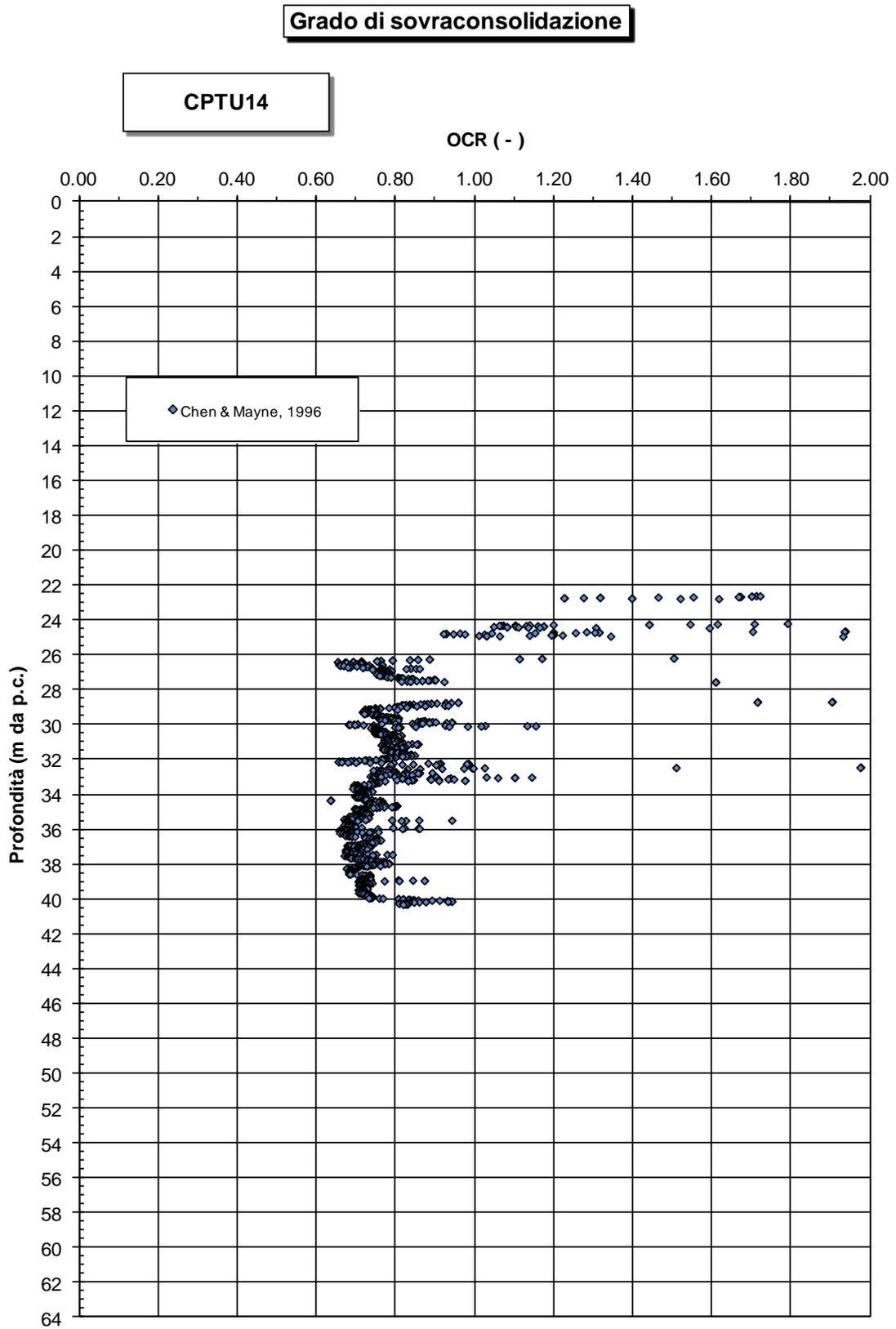


Figura 11.43: Lotto 2 - CPTU14 - Grado di sovraconsolidazione

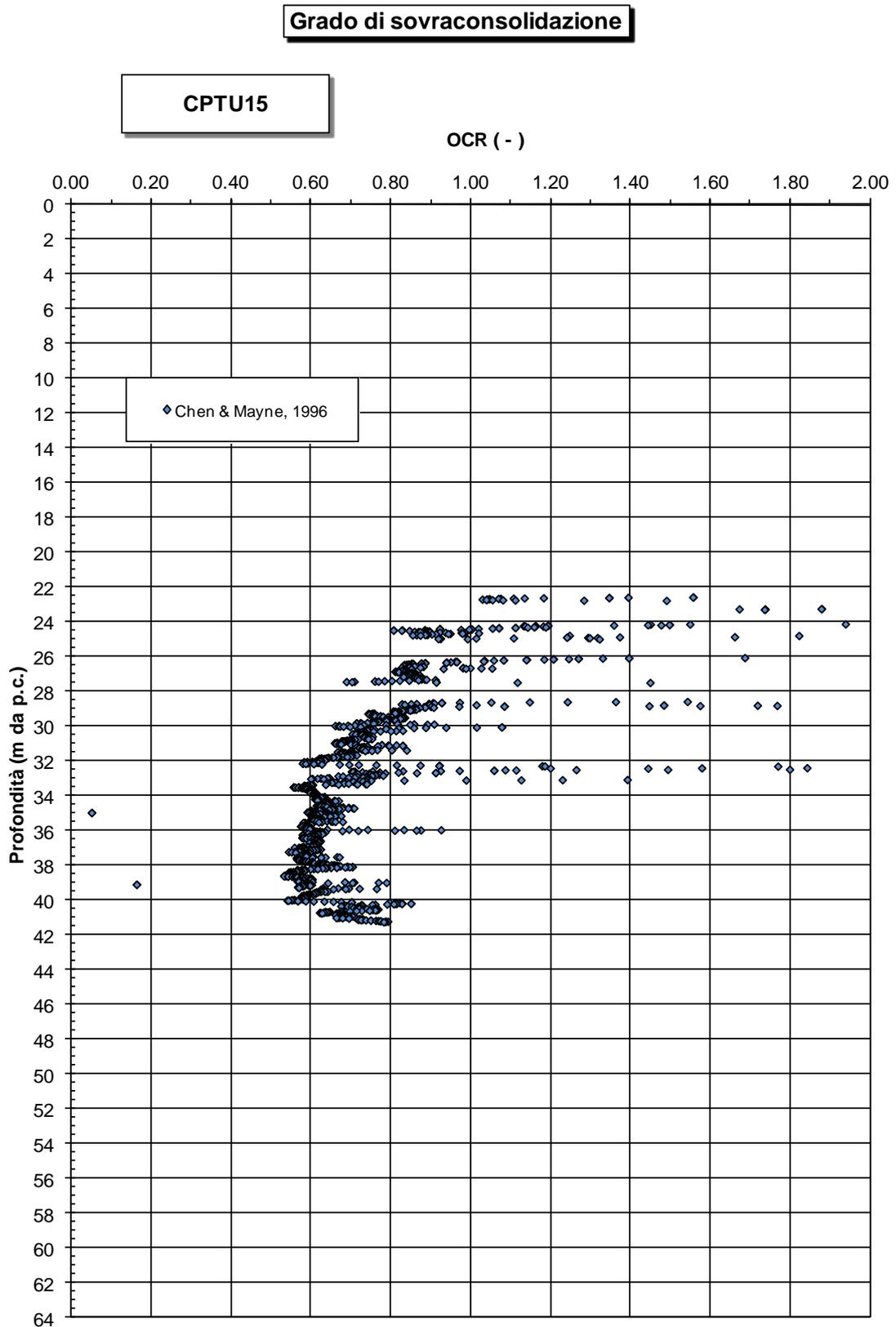


Figura 11.44: Lotto 2 - CPTU15 - Grado di sovraconsolidazione

Sia le prove di laboratorio che i risultati dell'interpretazione delle prove CPTU mostrano in generale la presenza di un materiale normalmente consolidato oppure sottoconsolidato, con anche un peggioramento delle condizioni al di sotto dei 32 m di profondità, allorché si hanno valori di GSC sensibilmente inferiori all'unità.

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

$$k_o = 1 - \sin \phi' = (0.62 \div 0.50)$$

### **11.3.3 Resistenza al taglio non drenata**

La resistenza al taglio non drenata ( $c_u$ ) ottenuta dalle prove TX-UU e dall'interpretazione delle prove CPTU, sono riportate nelle Figure seguenti:

**Resistenza al taglio non drenata da prove di laboratorio**

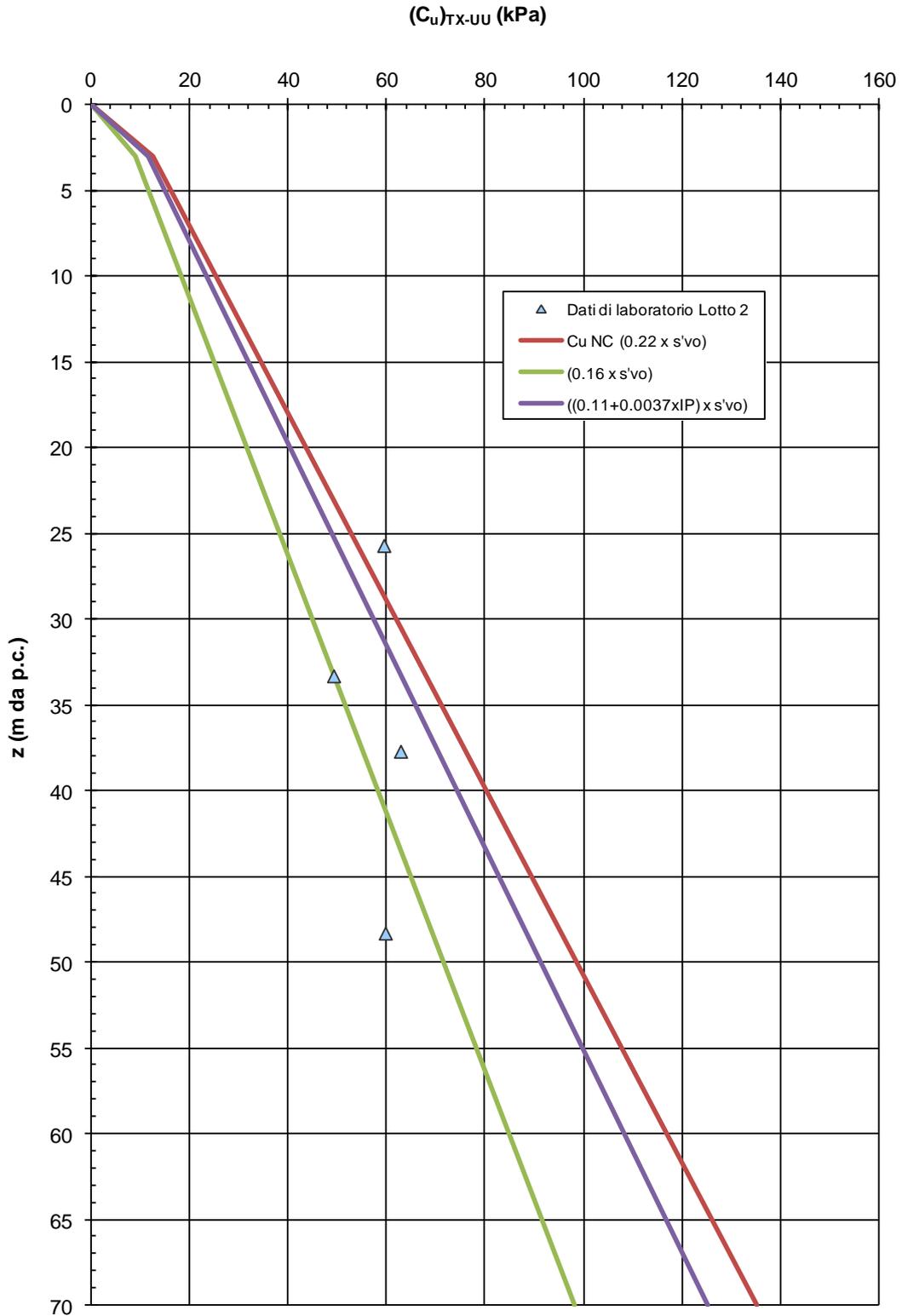


Figura 11.45: Lotto 2 - Materiale A1 - Resistenza la taglio non drenata da TX-UU

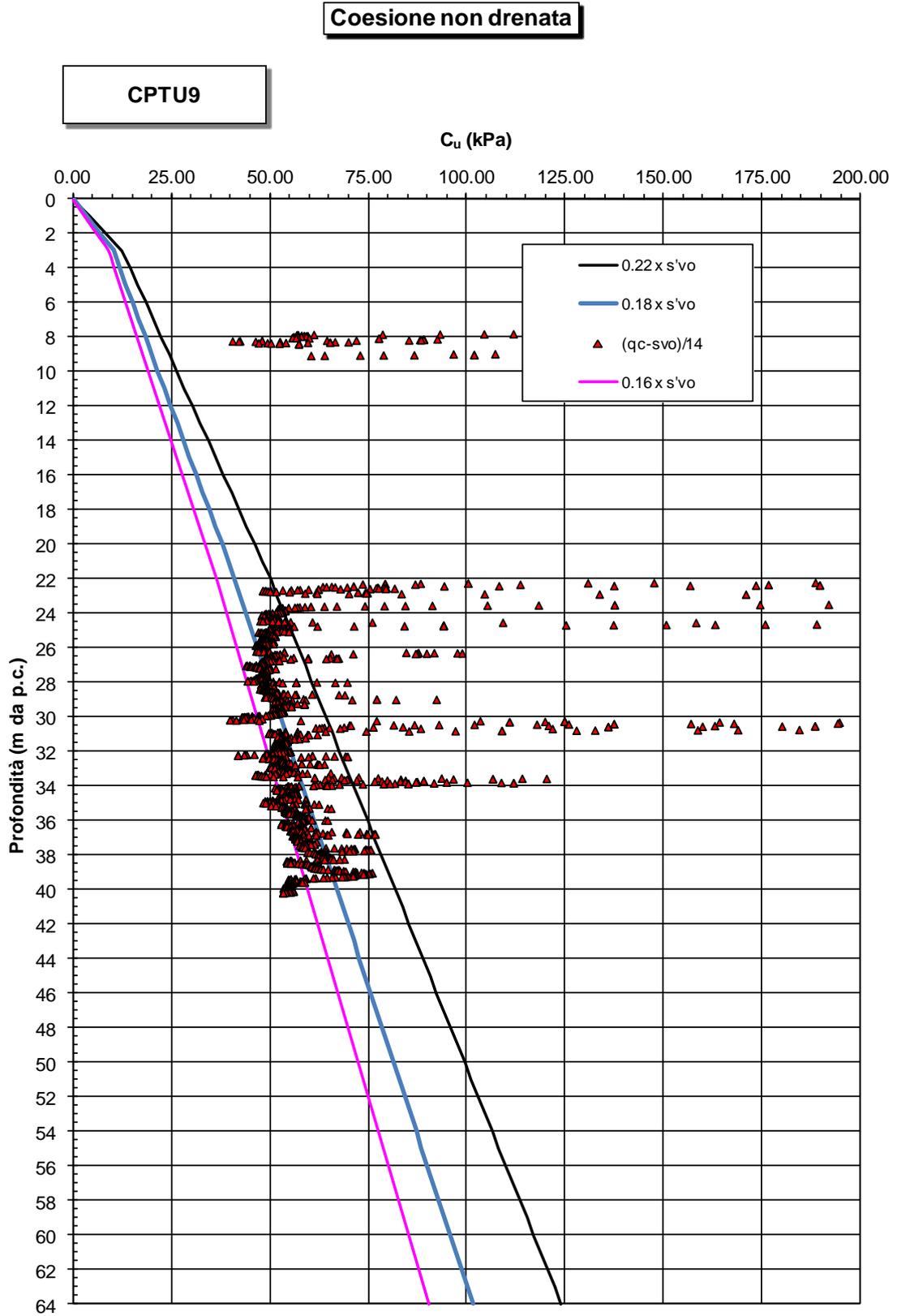


Figura 11.46: CPTU9 - Resistenza la taglio non drenata

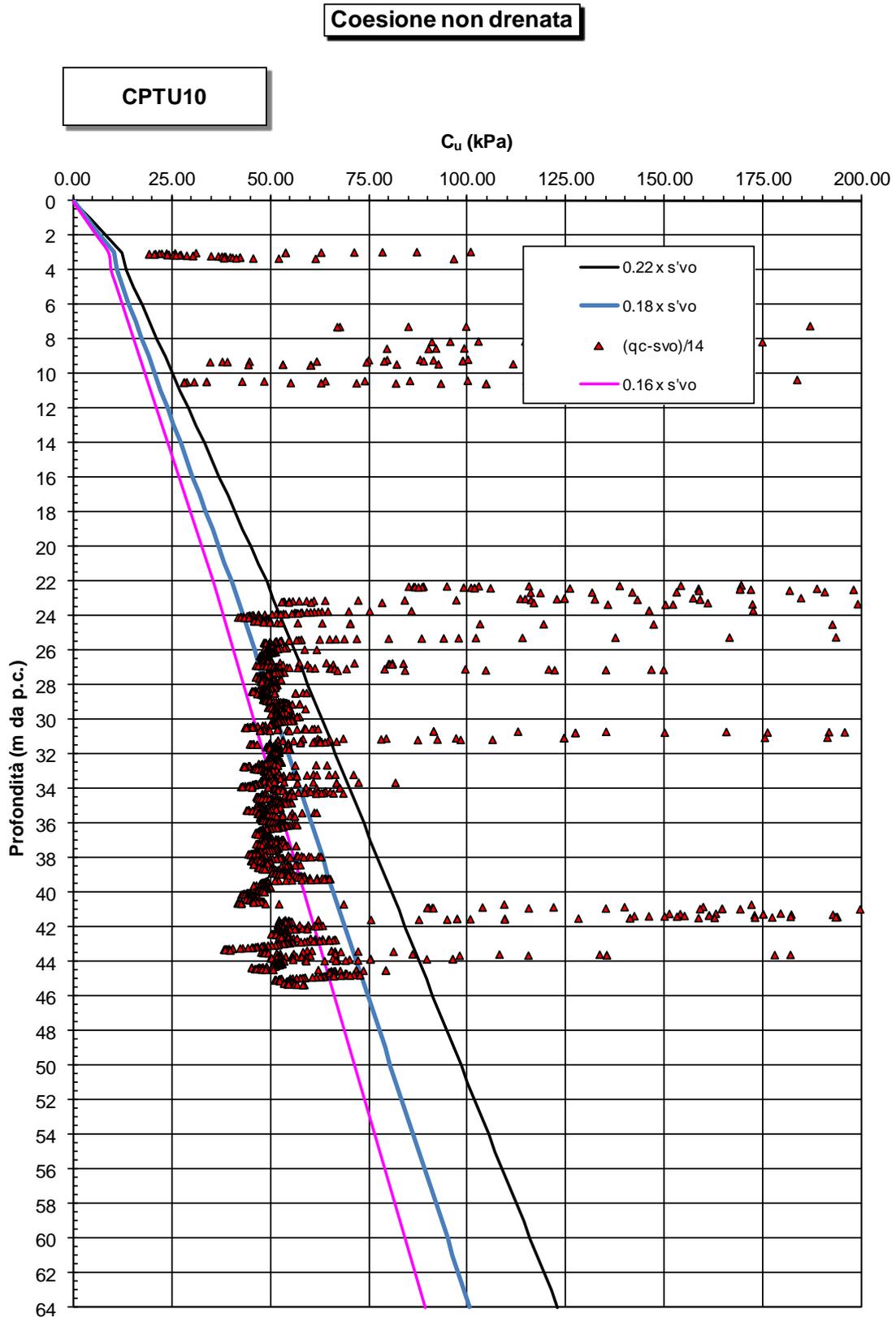


Figura 11.47: CPTU10 - Resistenza la taglio non drenata

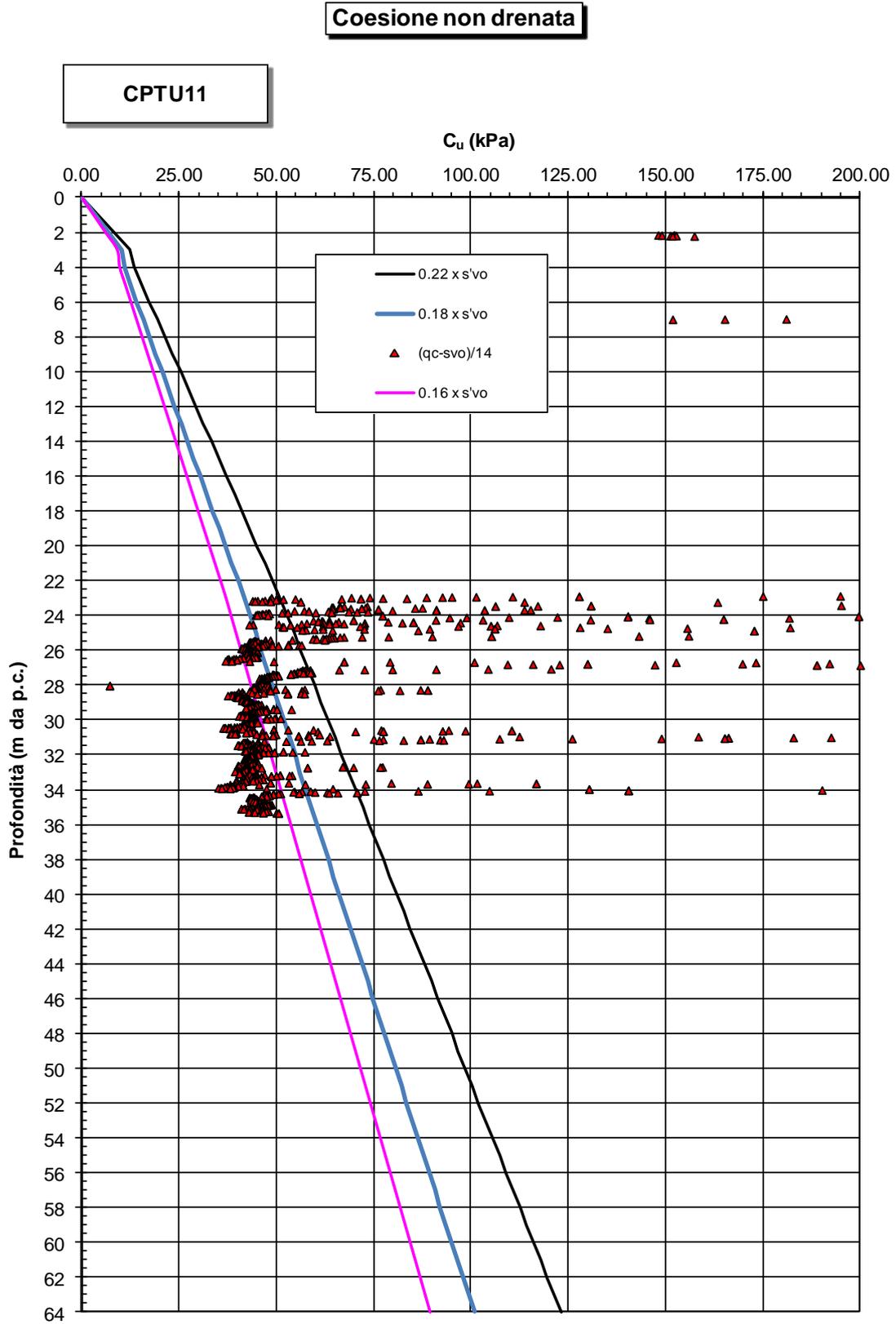


Figura 11.48: CPTU11 - Resistenza la taglio non drenata

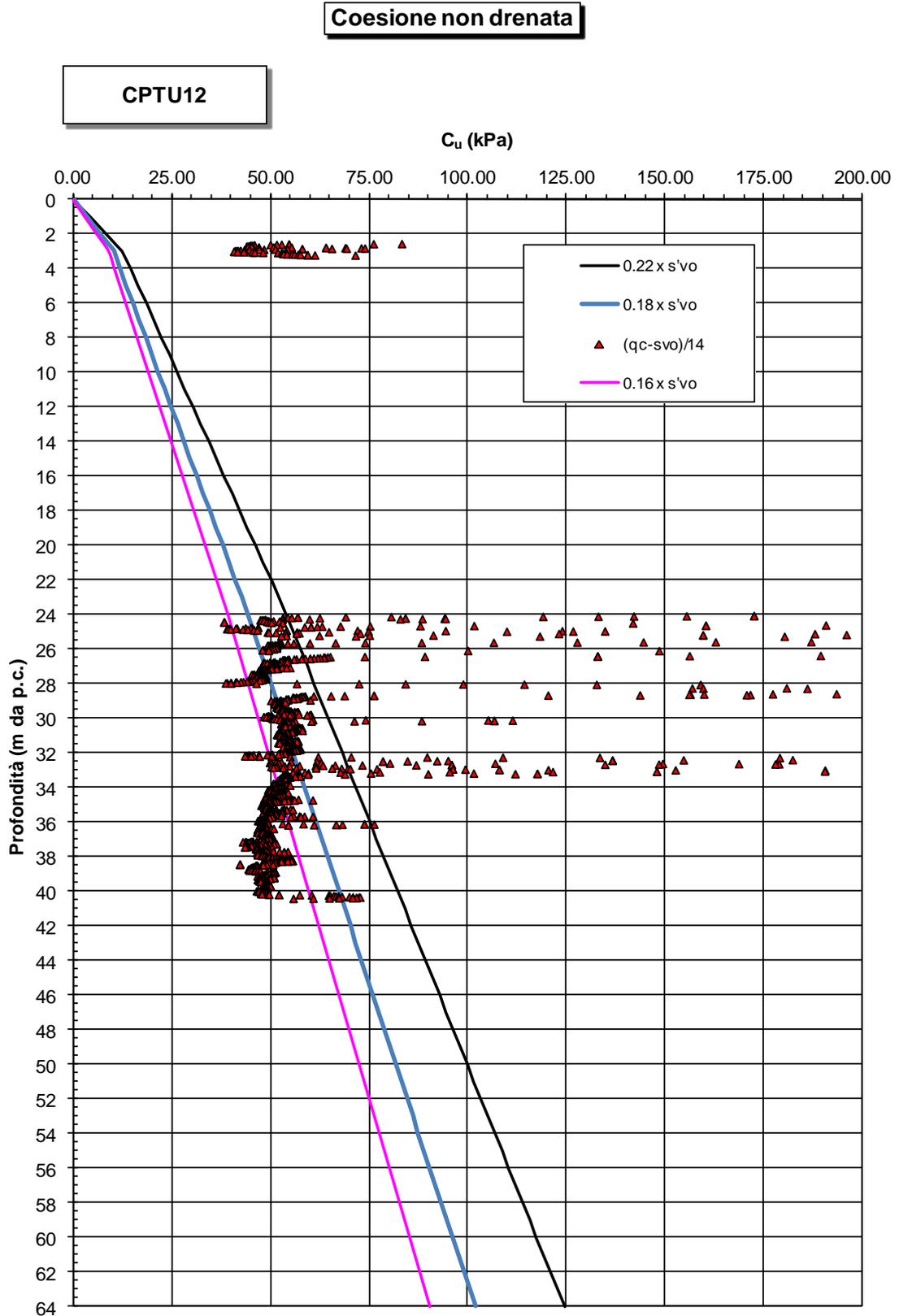


Figura 11.49: CPTU12 - Resistenza la taglio non drenata

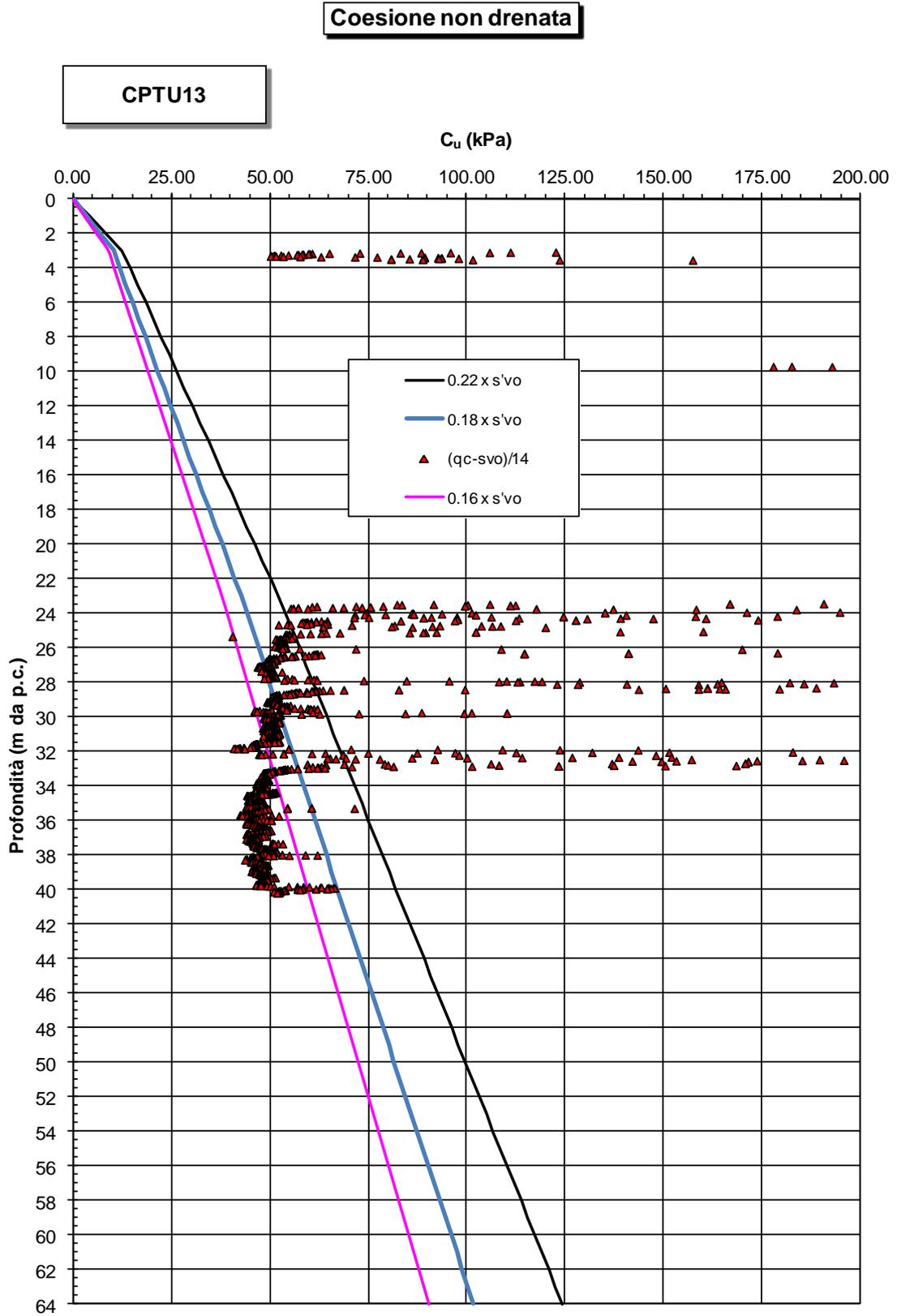


Figura 11.50: CPTU13 - Resistenza la taglio non drenata

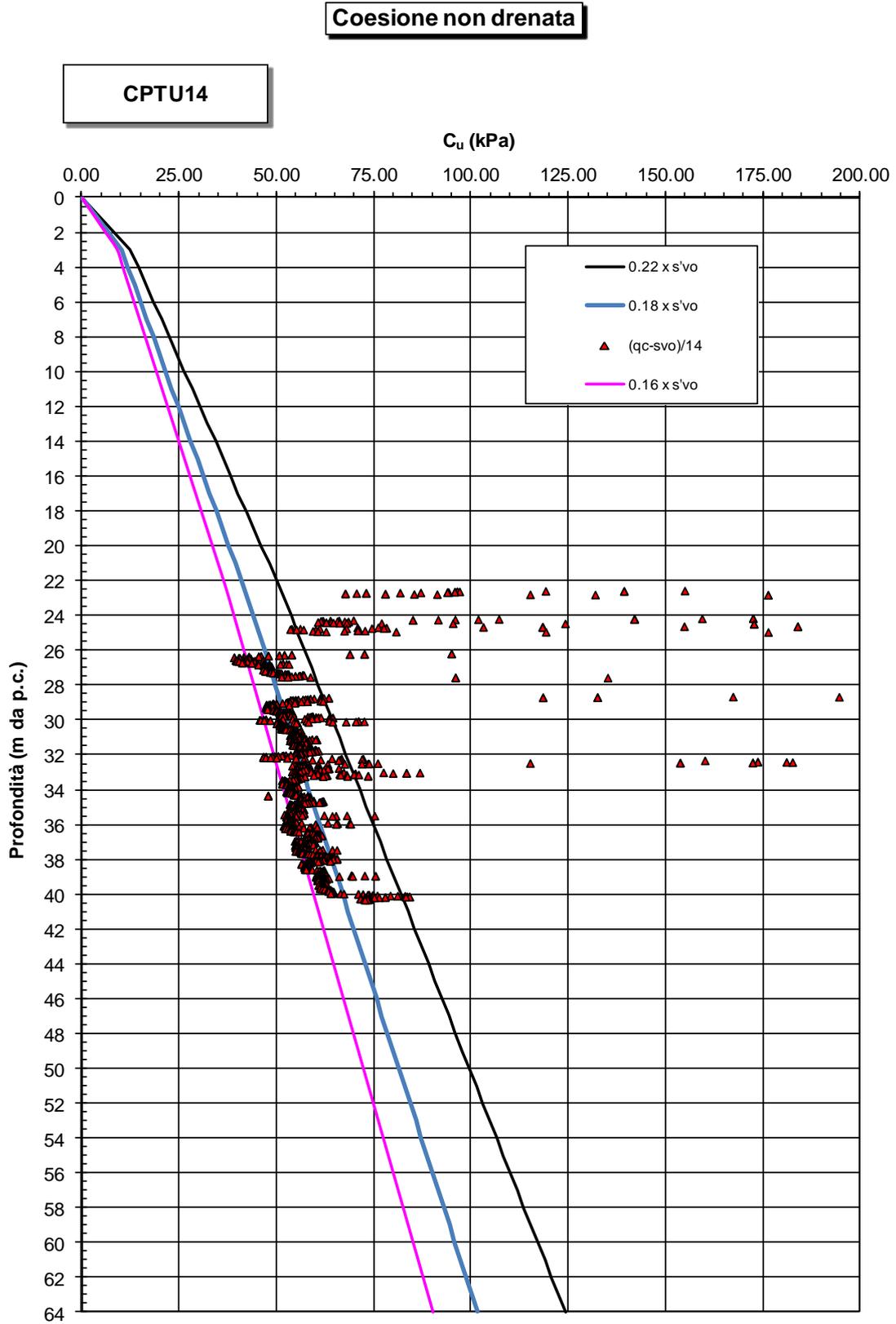


Figura 11.51: CPTU14 - Resistenza la taglio non drenata

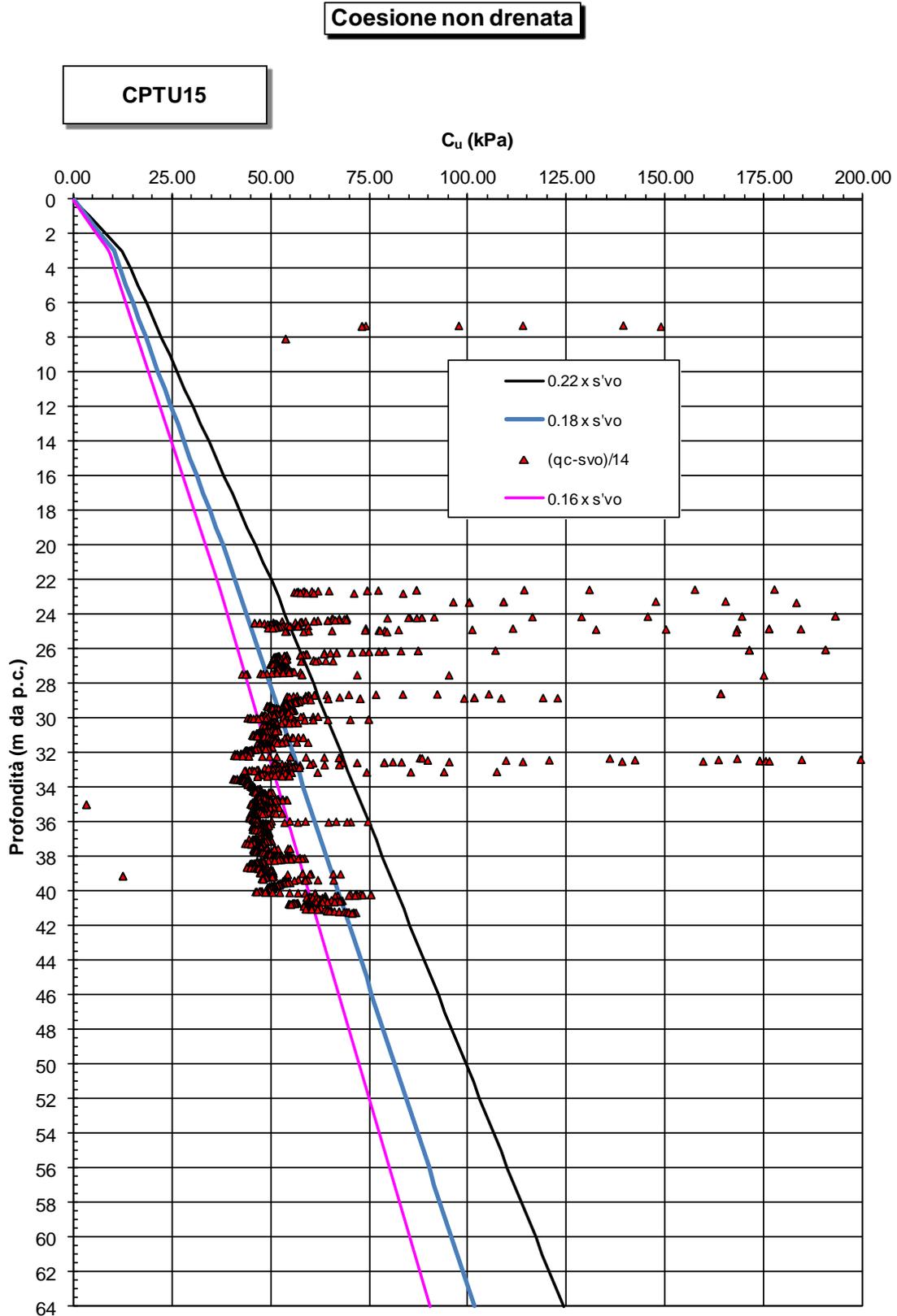


Figura 11.52: CPTU15 - Resistenza la taglio non drenata

I valori della resistenza al taglio non drenata risultano piuttosto bassi, in relazione alla profondità ed alle tensioni geostatiche. Essi sono in ogni caso congruenti con la condizione di normalconsolidazione oppure sottoconsolidazione evidenziate al par. precedente.

In termini generali i valori di  $c_u$  oscillano tra 40 e 75 kPa.

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

I parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci sono stati desunti a partire da dati bibliografici relativi a materiali granulometricamente e deposizionalmente analoghi, non essendo disponibili prove di laboratorio (cfr. l'articolo [37]).

#### **11.3.5 Deformabilità e consolidazione in condizioni edometriche**

Nelle Figure seguenti sono riportati i parametri di deformabilità e consolidazione in condizioni edometriche ottenuti dalle prove di laboratorio disponibili, in particolare:

- RR rapporto di ricompressione variabile da 0.020 a 0.035
- CR rapporto di compressione variabile da 0.15 a 0.25
- Cc indice di compressione variabile da 0.30 a 0.55
- $c_v$  coefficiente di consolidazione in direzione verticale <sup>(1)</sup>  
variabile da  $1.0 \times 10^{-8}$  a  $4.0 \times 10^{-8}$
- $c_\alpha$  coefficiente di consolidazione secondaria <sup>(1)</sup> variabile da 0.004 a 0.008

<sup>(1)</sup> valutati nell'intorno superiore della tensione geostatica in sito

**Rapporto di ricompressione da prove edometriche**

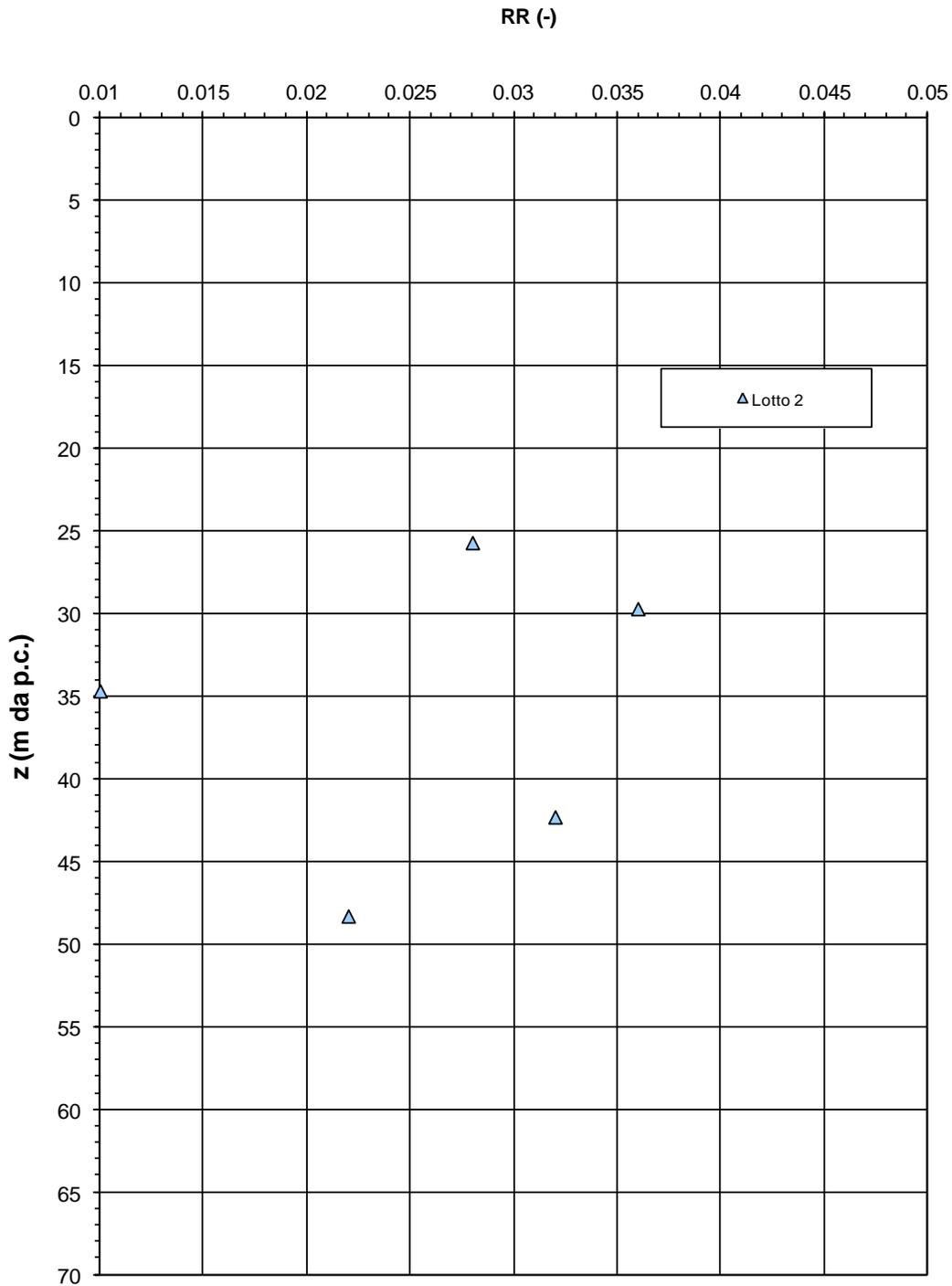


Figura 11.53: Lotto 2 - Materiale A1 - Rapporto di ricompressione

**Rapporto di compressione da prove edometriche**

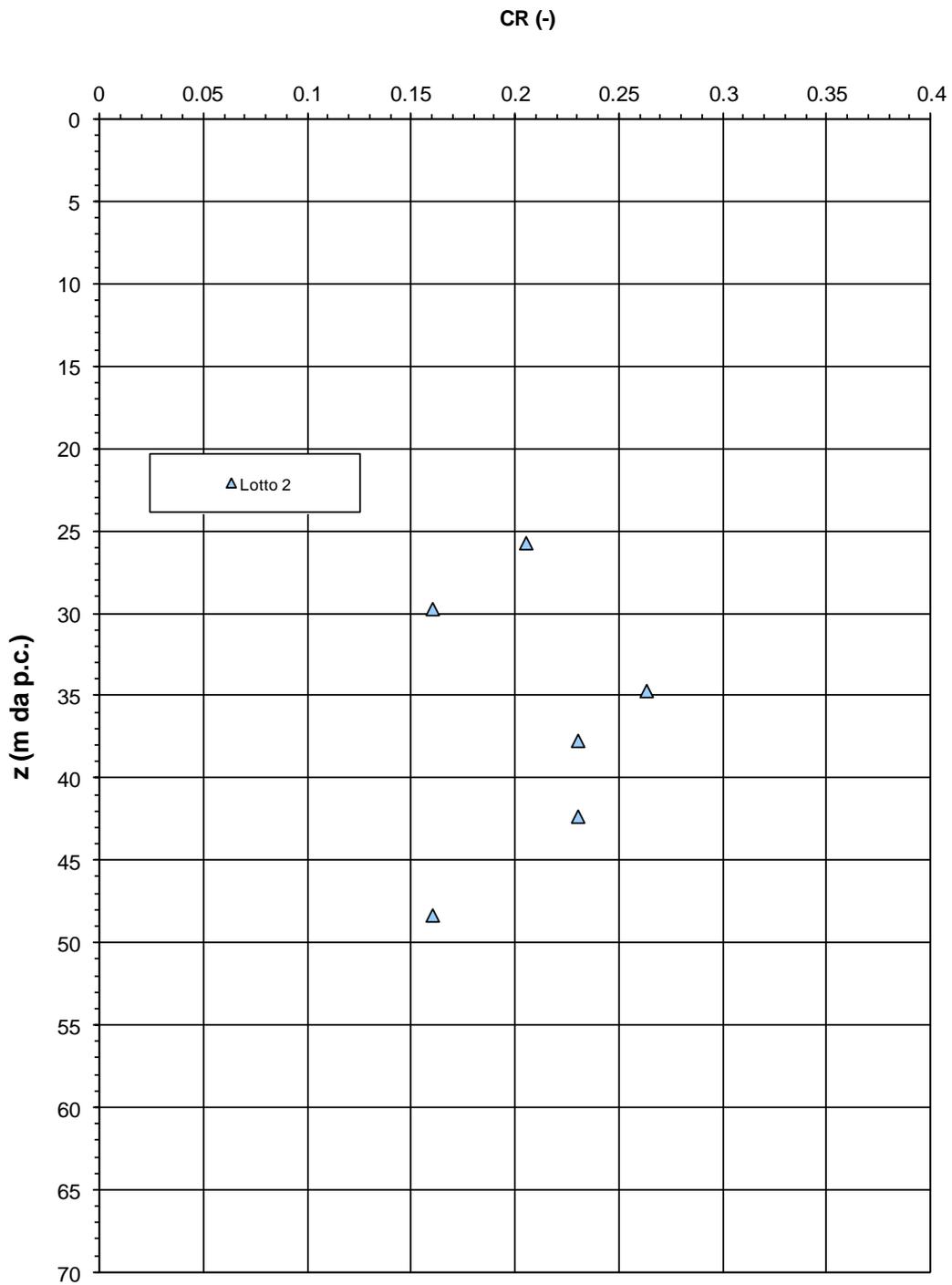


Figura 11.54: Lotto 2 - Materiale A1 - Rapporto di compressione

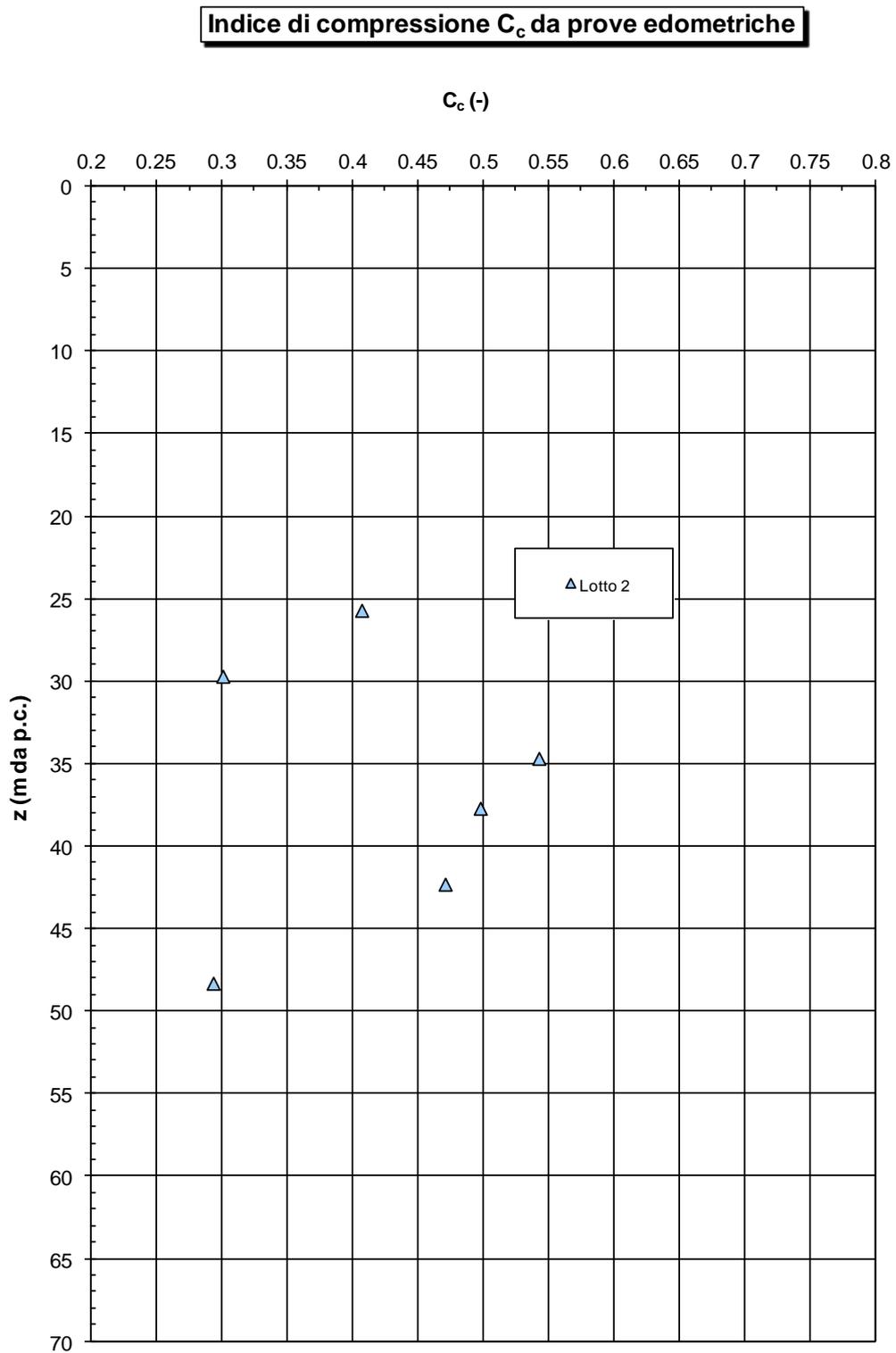


Figura 11.55: Lotto 2 - Materiale A1 - Indice di compressione

**Coefficiente di consolidazione da prove edometriche**

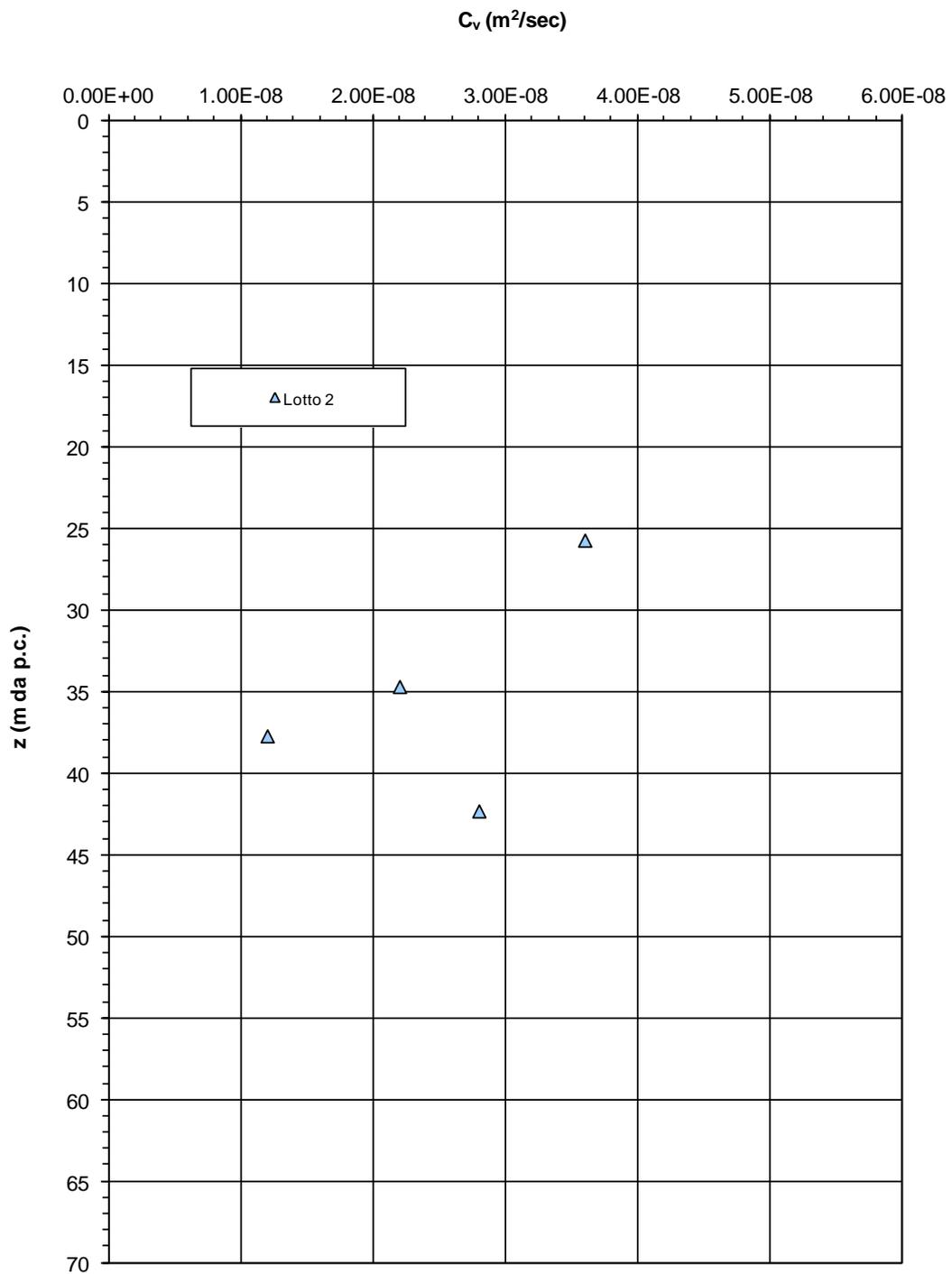


Figura 11.56: Lotto 2 - Materiale A1 - Coefficiente di consolidazione

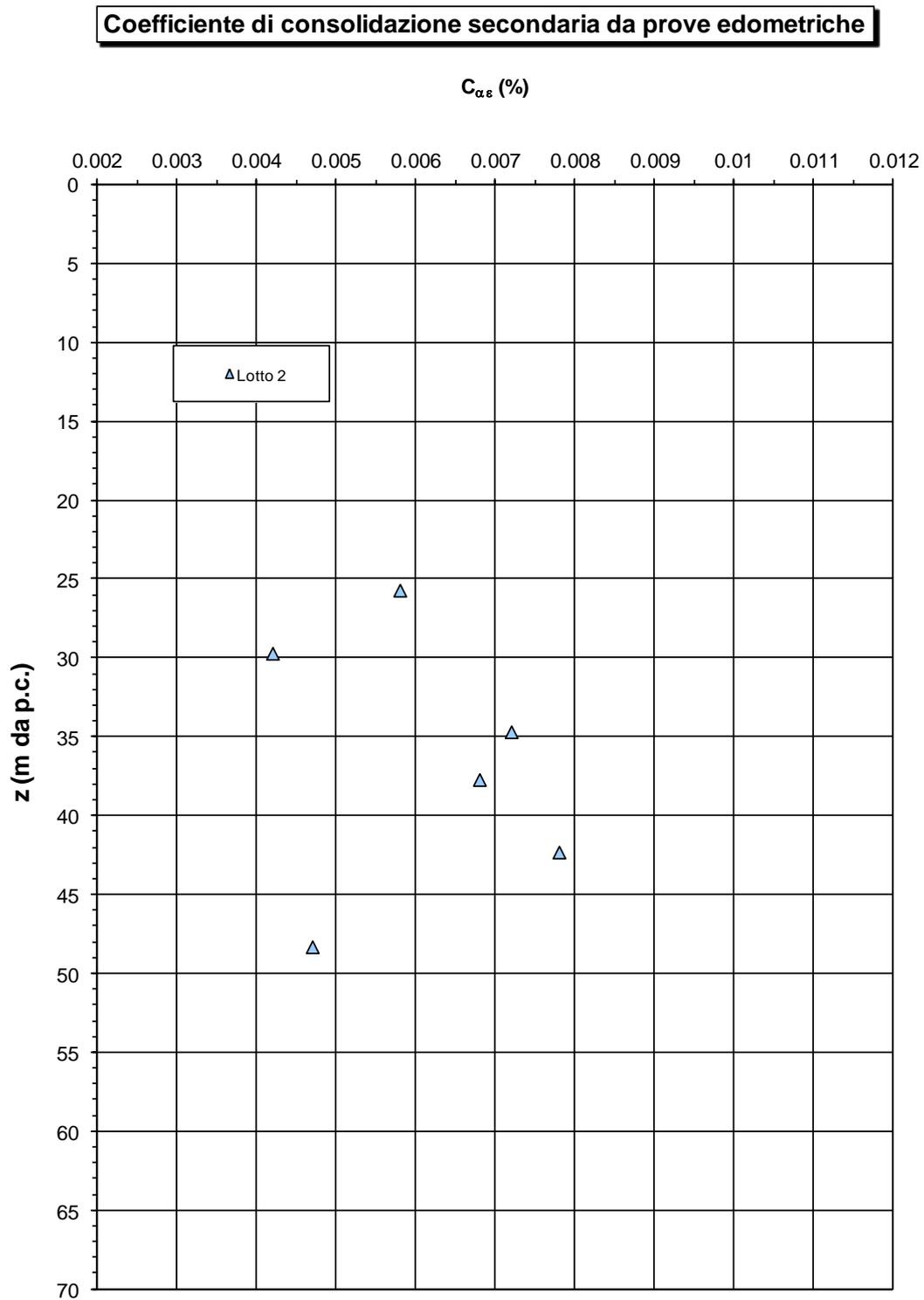


Figura 11.57: Lotto 2 - Materiale A1 - Coefficiente di consolidazione secondaria

### **11.3.6 Modulo di taglio a piccole deformazioni**

#### ***11.3.6.1 Velocità delle onde di taglio***

Le misure delle velocità delle onde di taglio  $V_s$  eseguite mediante cono sismico, ove disponibili, sono state confrontate con quelle derivate dall'interpretazione delle prove CPTU. I risultati, mostrati nelle Figure seguenti, dove sono riportati anche i valori ottenuti dalle prove in colonna risonante, evidenziano una certa discrepanza tra i diversi metodi di analisi: in generale i valori ricavati dalle prove CPTU risultano inferiori a quelli da misura diretta.

In via cautelativa, si è ritenuto corretto fare riferimento ai valori desunti da prove CPTU, opportunamente fittati mediante una legge di variazione in funzione della profondità  $z$

$$V_s = 130 + 1.4 \times z \text{ (m/s)}$$

**Velocità onde sismiche in materiale coesivo Vs**

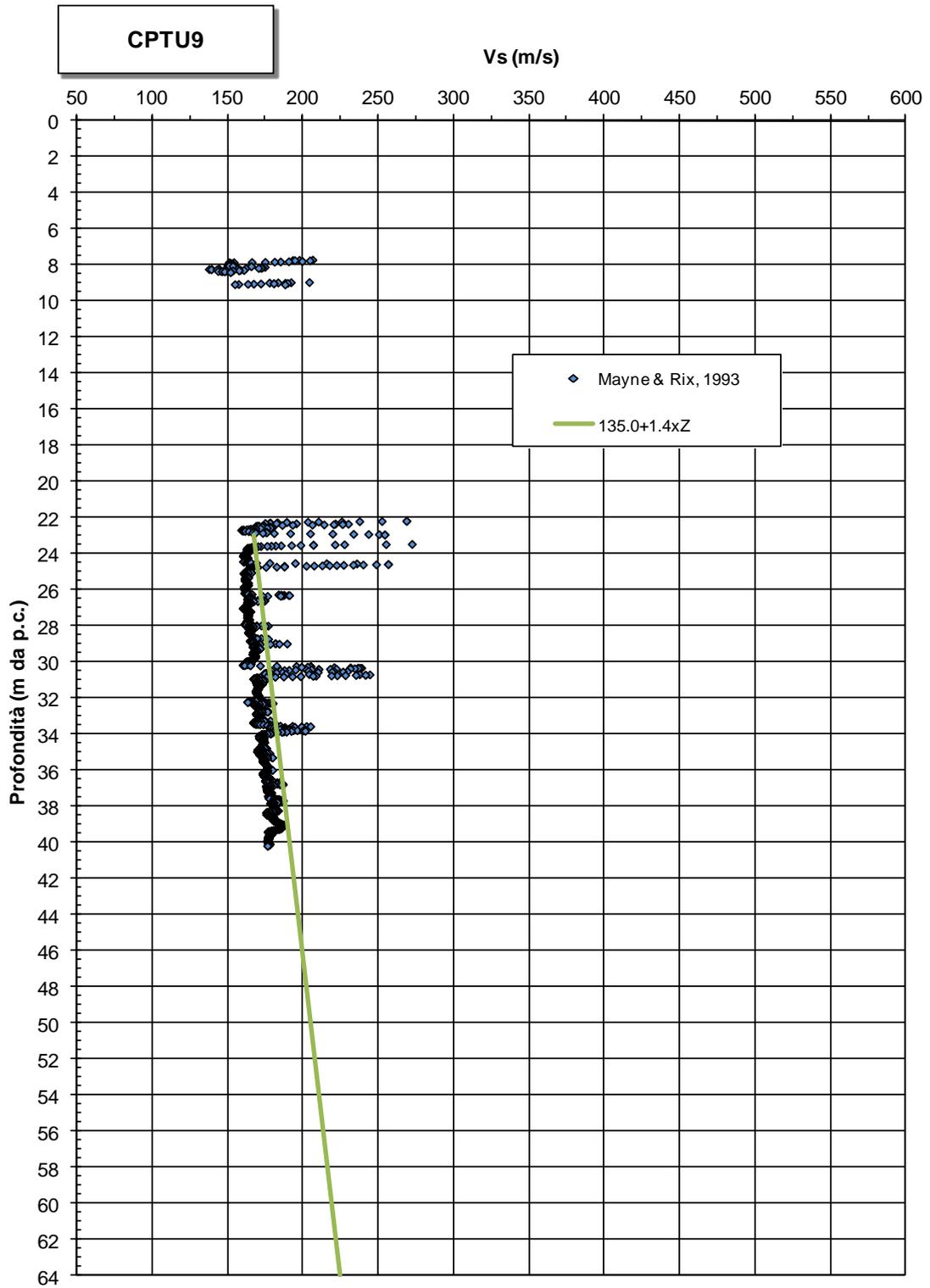


Figura 11.58: CPTU9 - Velocità delle onde di taglio

**Velocità onde sismiche in materiale coesivo Vs**

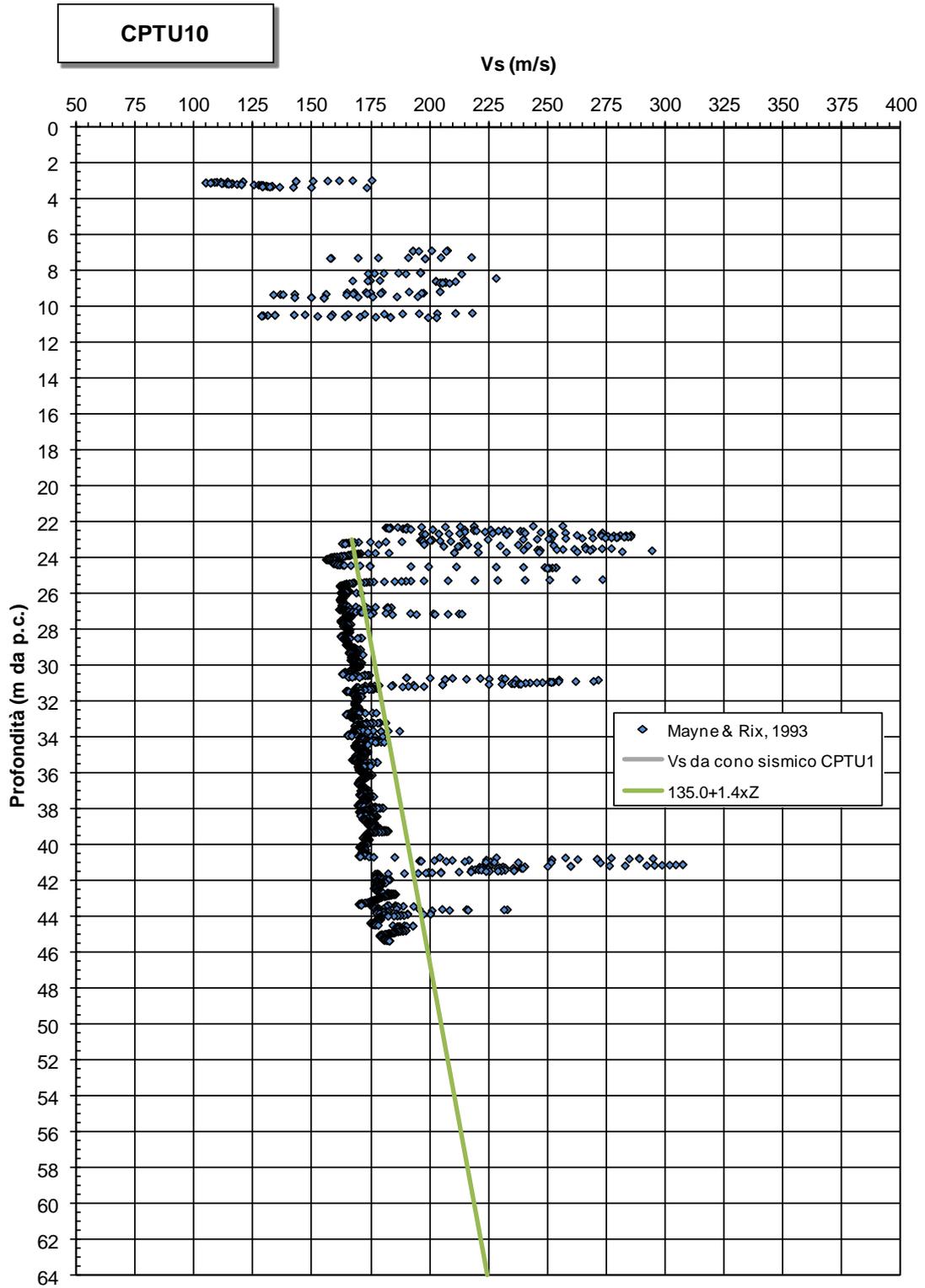


Figura 11.59: CPTU10 - Velocità delle onde di taglio

**Velocità onde sismiche in materiale coesivo Vs**

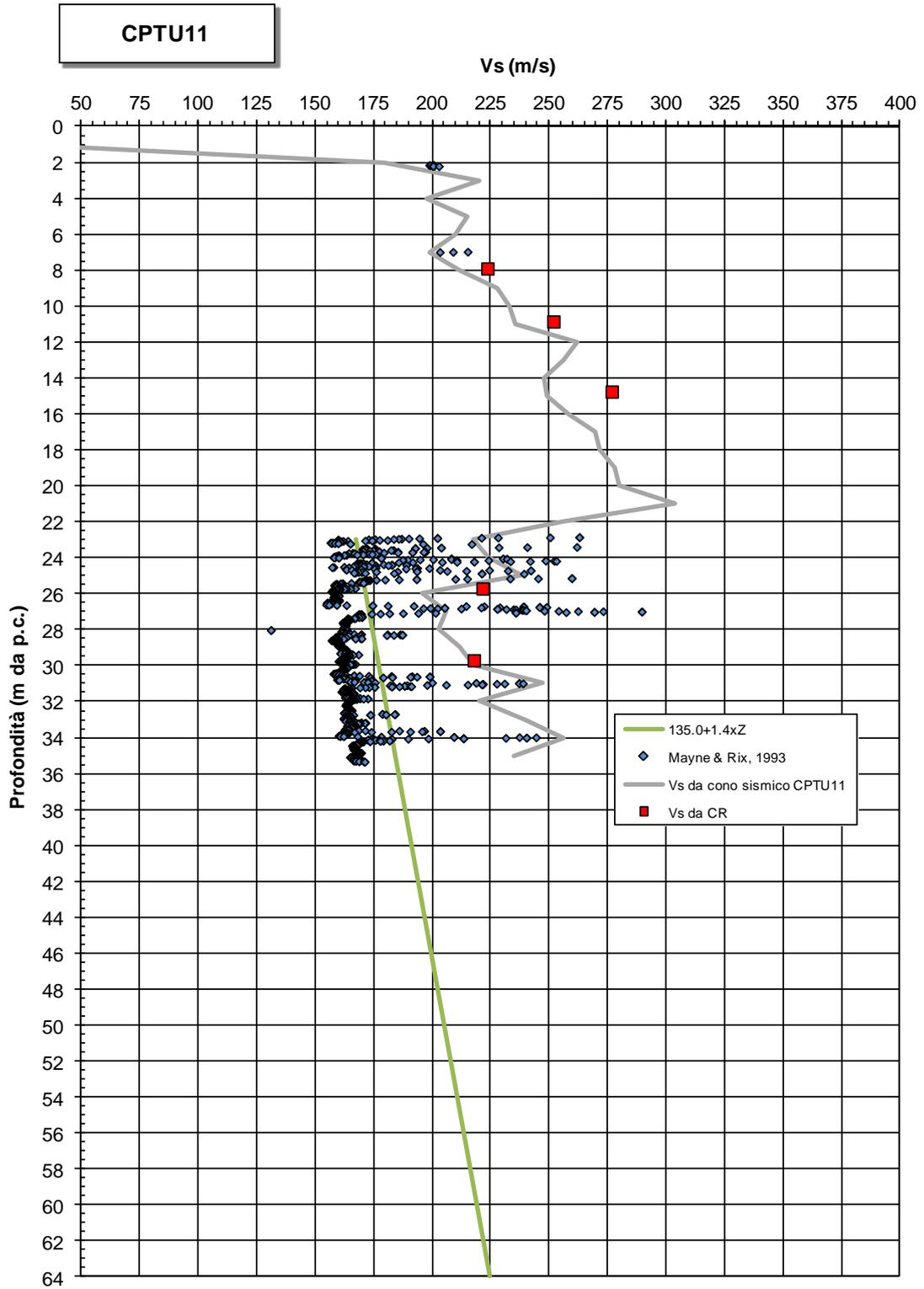


Figura 11.60: CPTU11 - Velocità delle onde di taglio

**Velocità onde sismiche in materiale coesivo Vs**

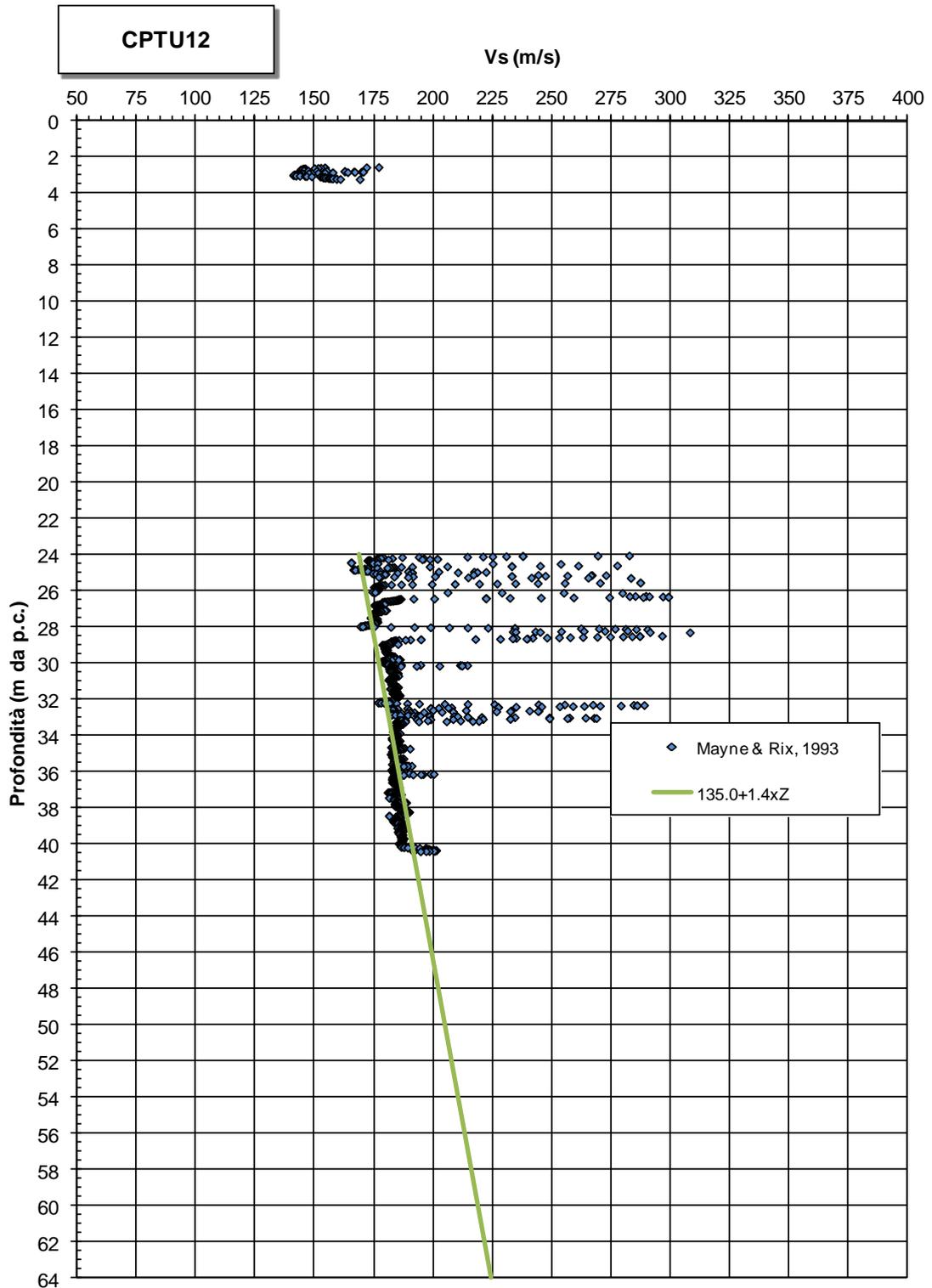


Figura 11.61: CPTU12 - Velocità delle onde di taglio

**Velocità onde sismiche in materiale coesivo Vs**

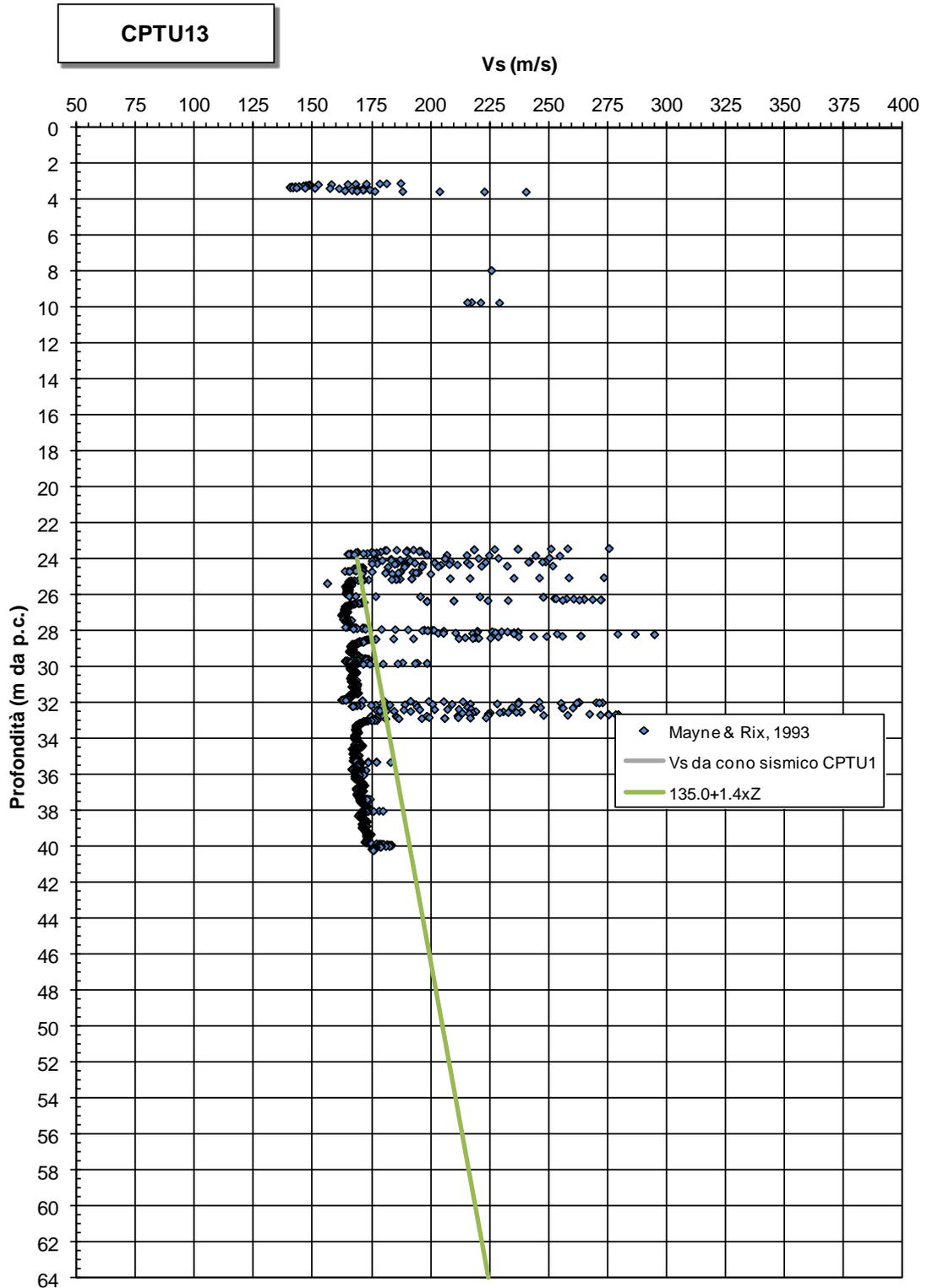


Figura 11.62: CPTU13 - Velocità delle onde di taglio

**Velocità onde sismiche in materiale coesivo Vs**

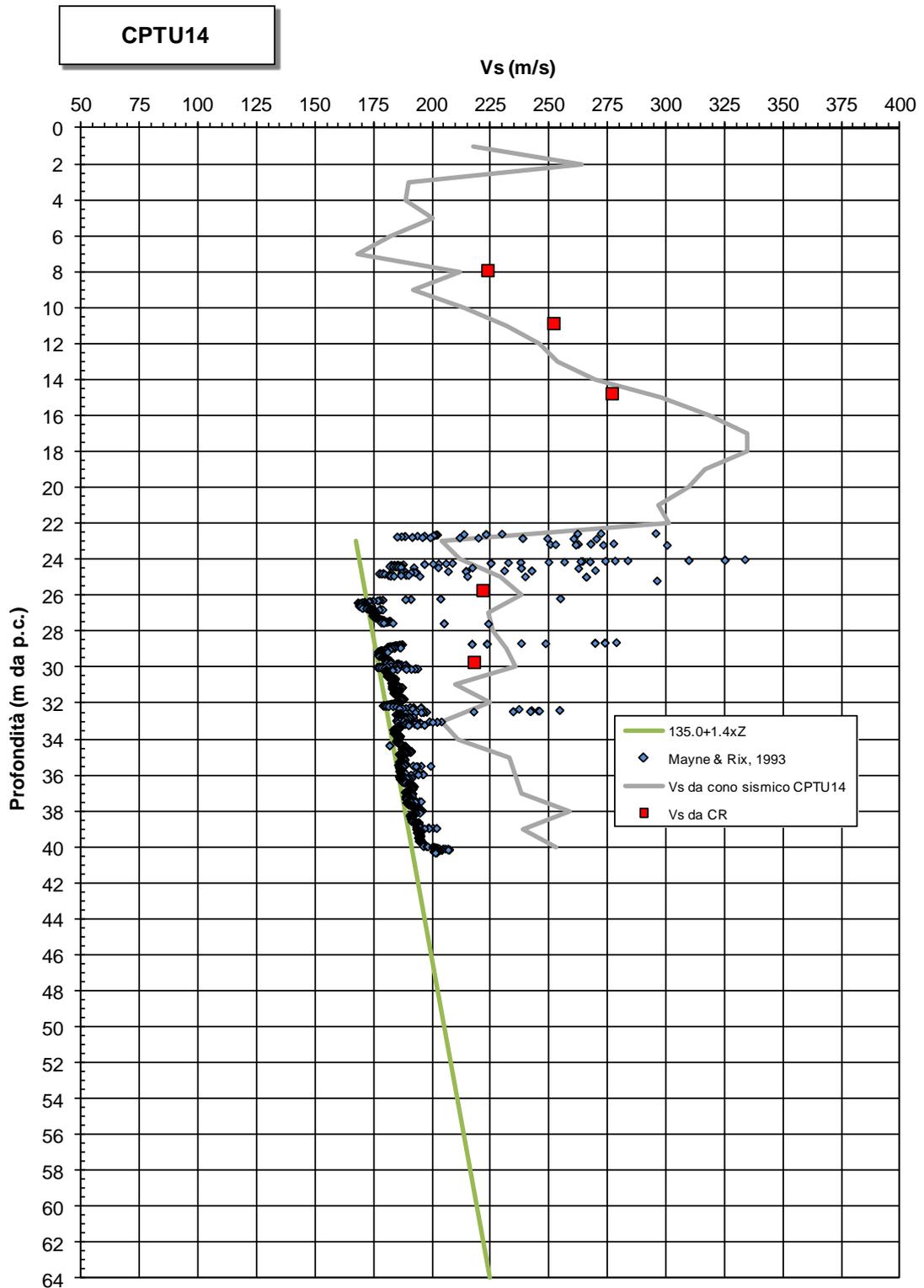


Figura 11.63: CPTU14 - Velocità delle onde di taglio

**Velocità onde sismiche in materiale coesivo Vs**

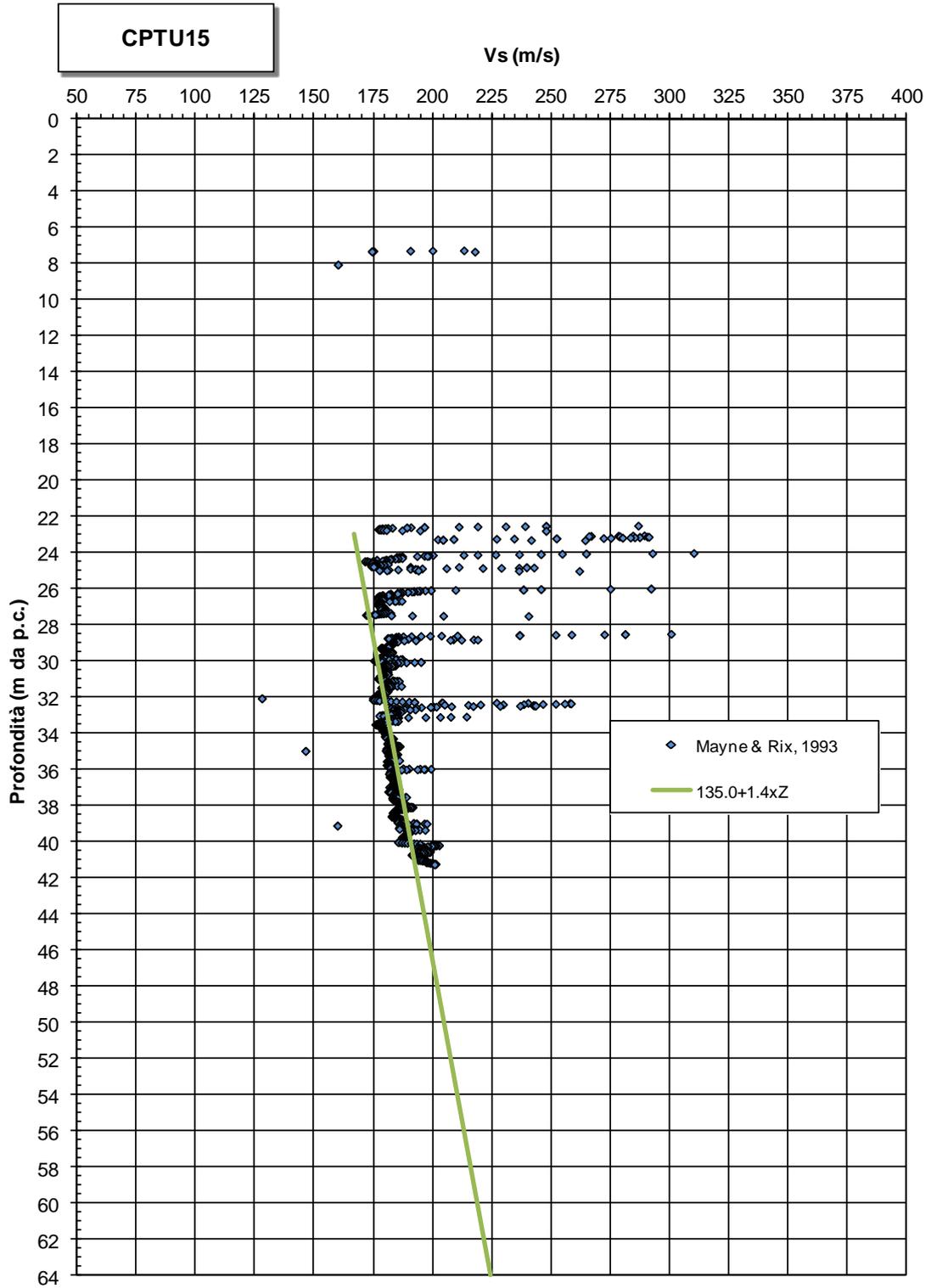


Figura 11.64: CPTU15 - Velocità delle onde di taglio

### **11.3.6.2 Modulo di taglio iniziale**

A partire dai valori delle  $V_s$  desunte dalle prove CPTU sono stati ricavati i valori del modulo di taglio iniziale  $G_o$ . Nelle Figure seguenti sono riportati i risultati ottenuti, unitamente alle misure eseguite in laboratorio nelle prove in colonna risonante (valori indicati sulle verticali già oggetto di misure con cono sismico).

**Modulo di taglio a piccole deformazioni - materiali coesivi**

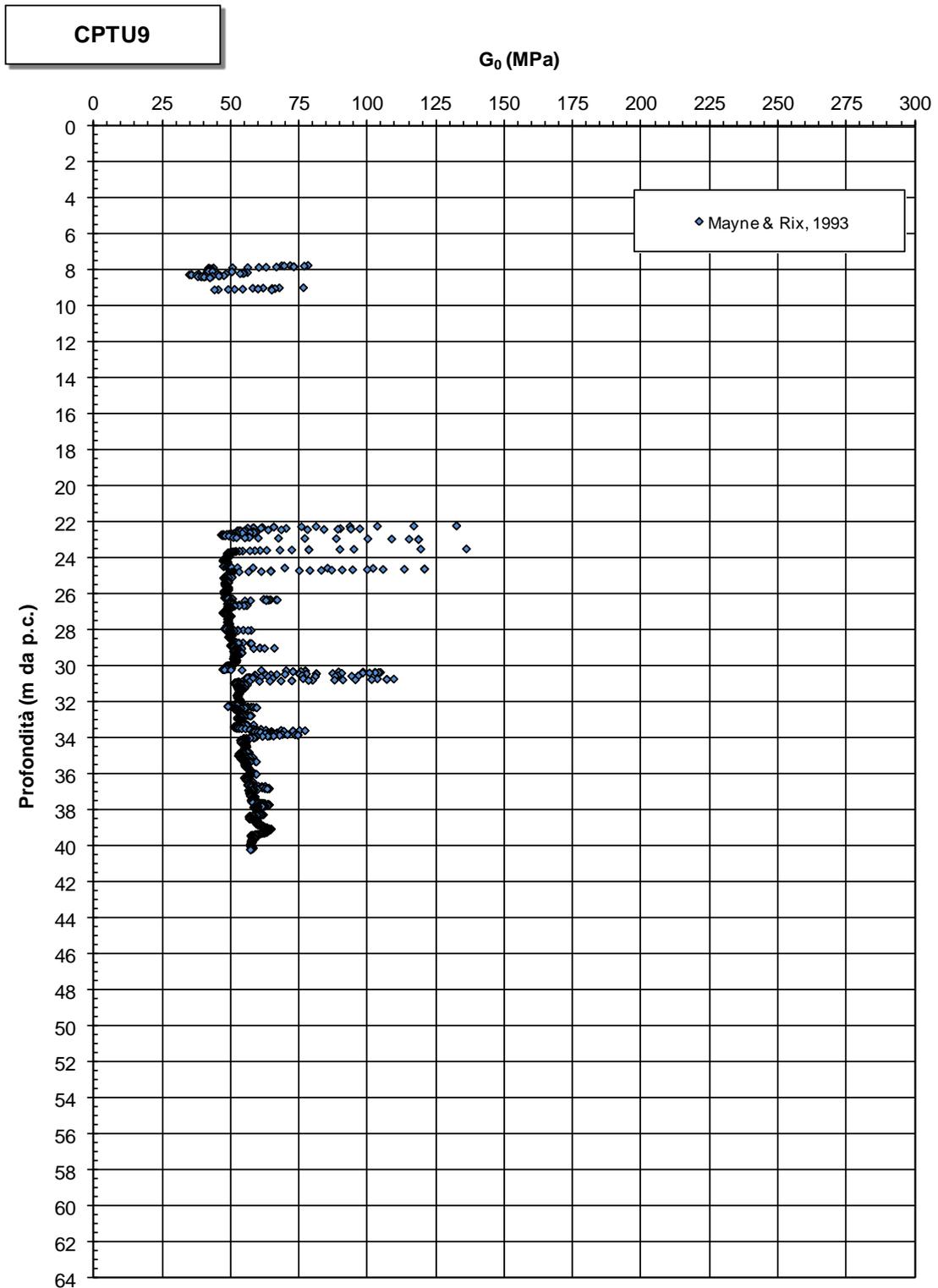


Figura 11.65: CPTU9 - Modulo di taglio iniziale

**Modulo di taglio a piccole deformazioni - materiali coesivi**

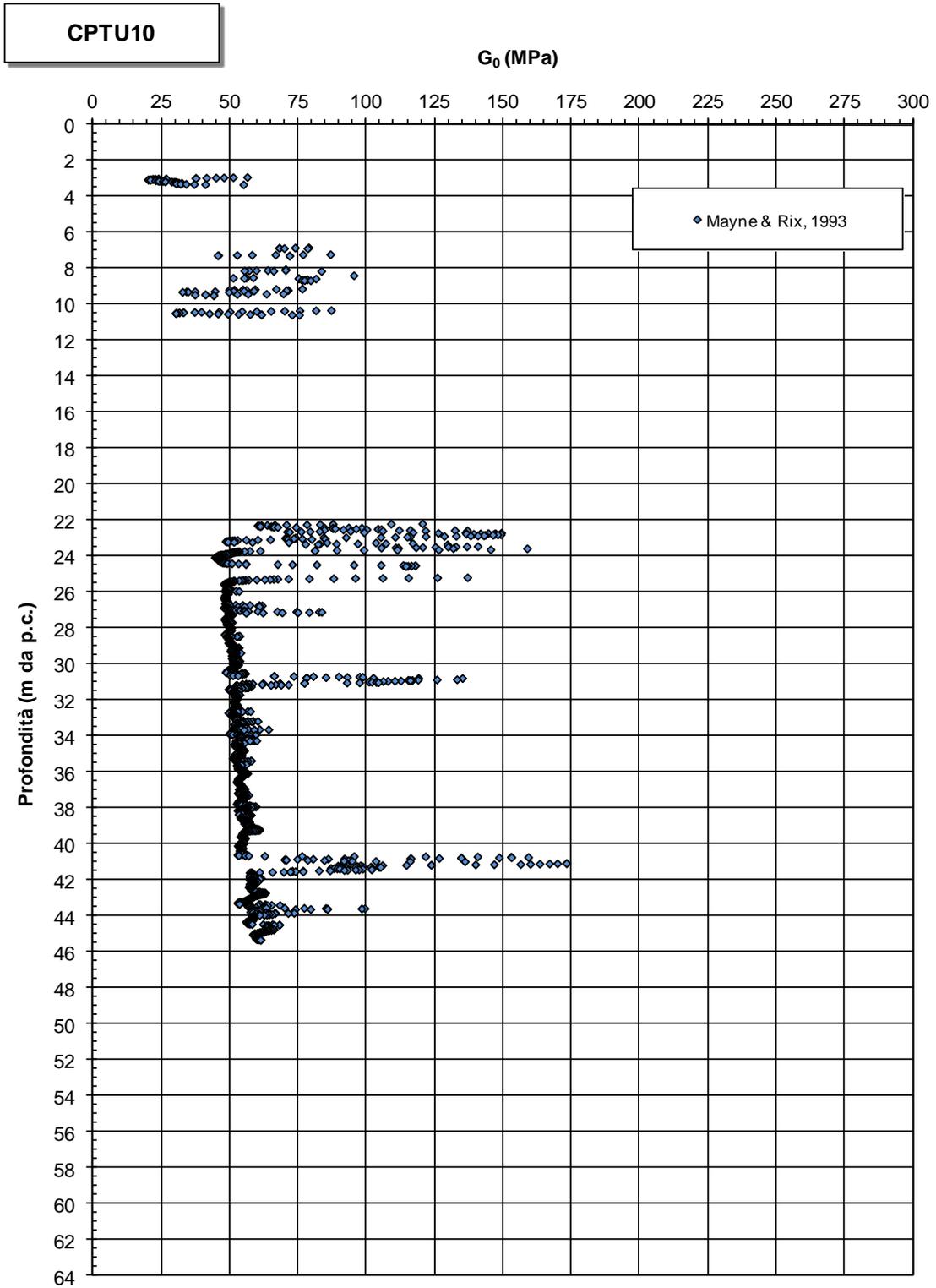


Figura 11.66: CPTU10 - Modulo di taglio iniziale

**Modulo di taglio a piccole deformazioni - materiali coesivi**

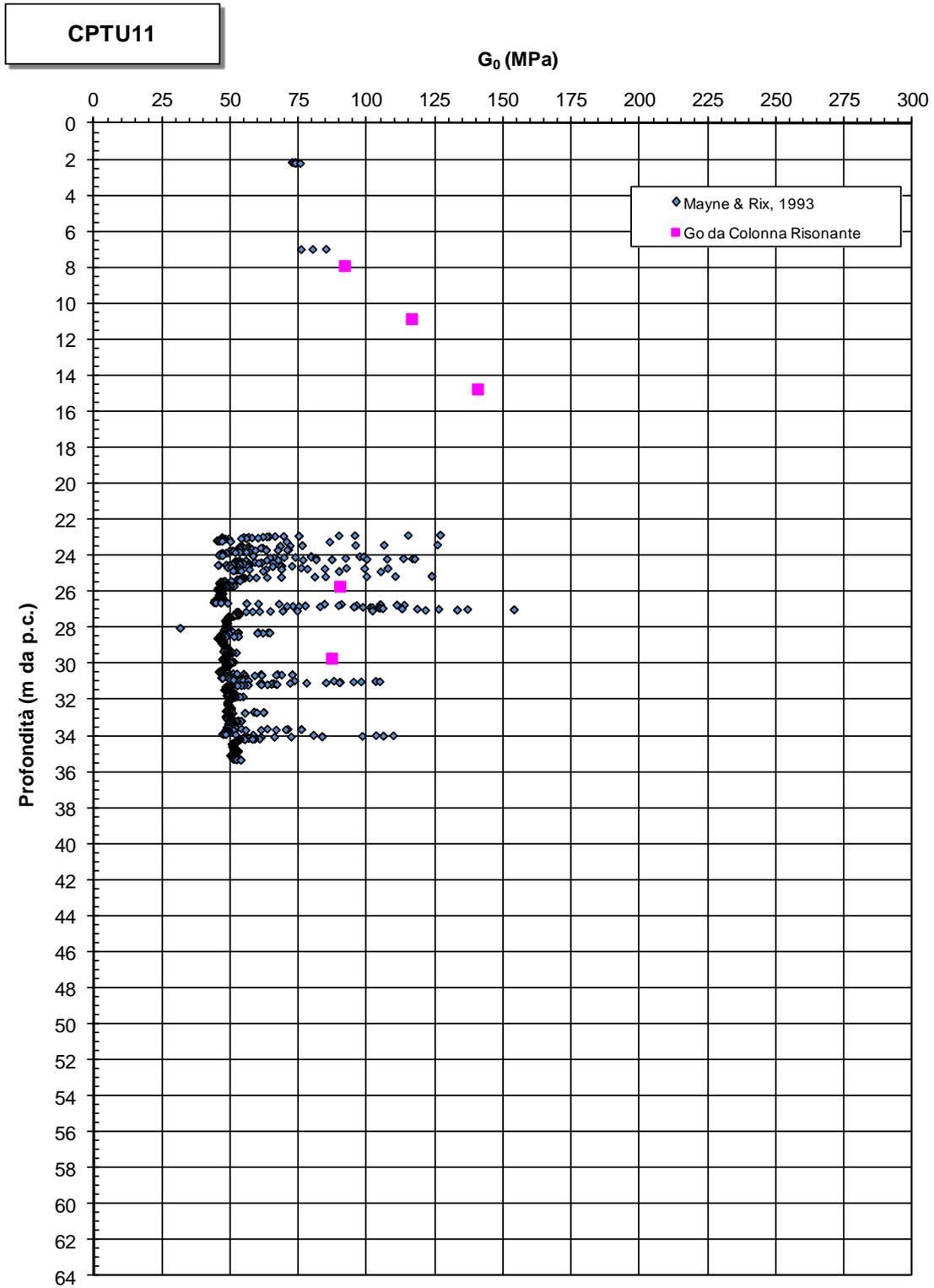


Figura 11.67: CPTU11 - Modulo di taglio iniziale

**Modulo di taglio a piccole deformazioni - materiali coesivi**

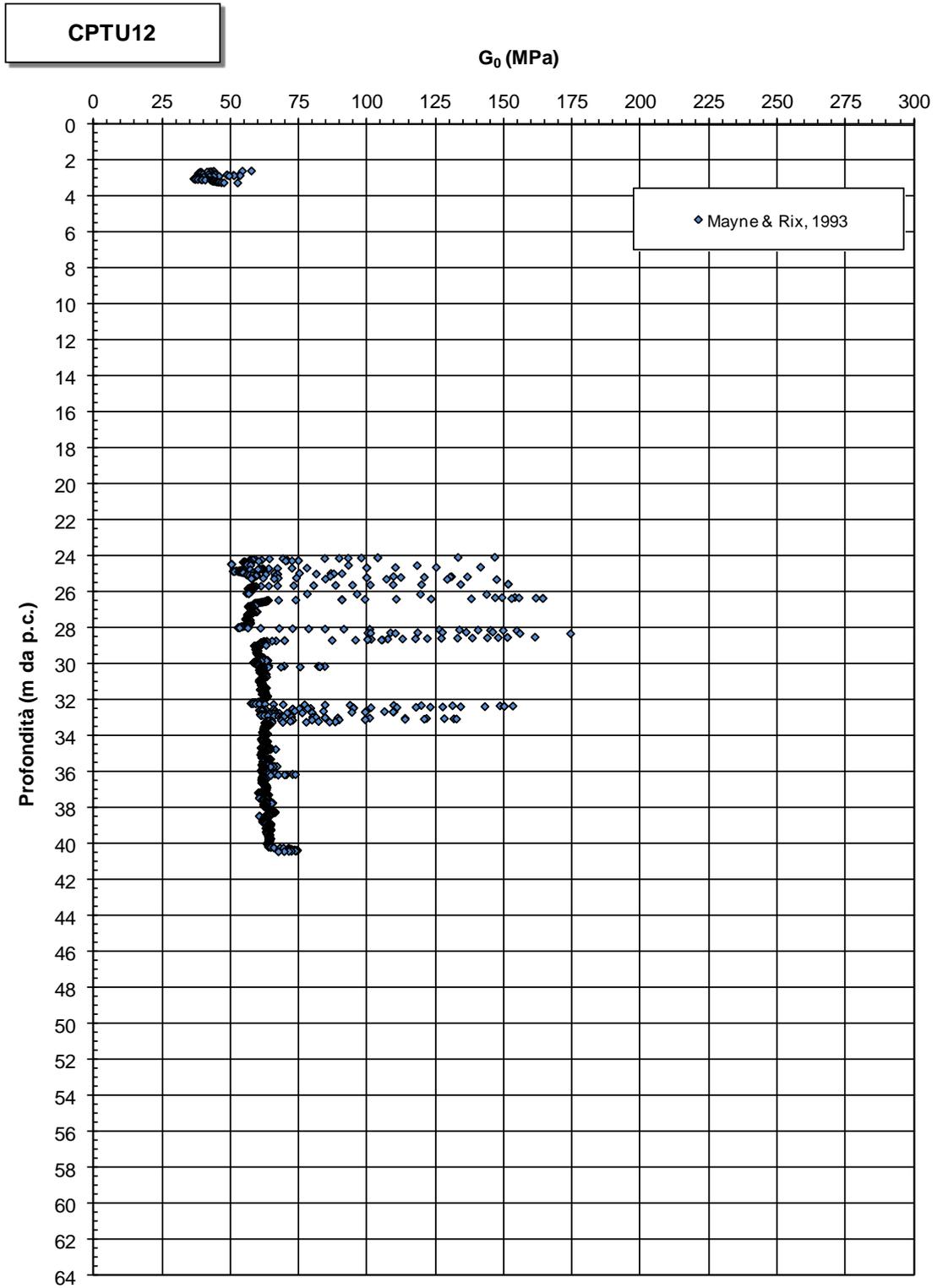


Figura 11.68: CPTU12 - Modulo di taglio iniziale

**Modulo di taglio a piccole deformazioni - materiali coesivi**

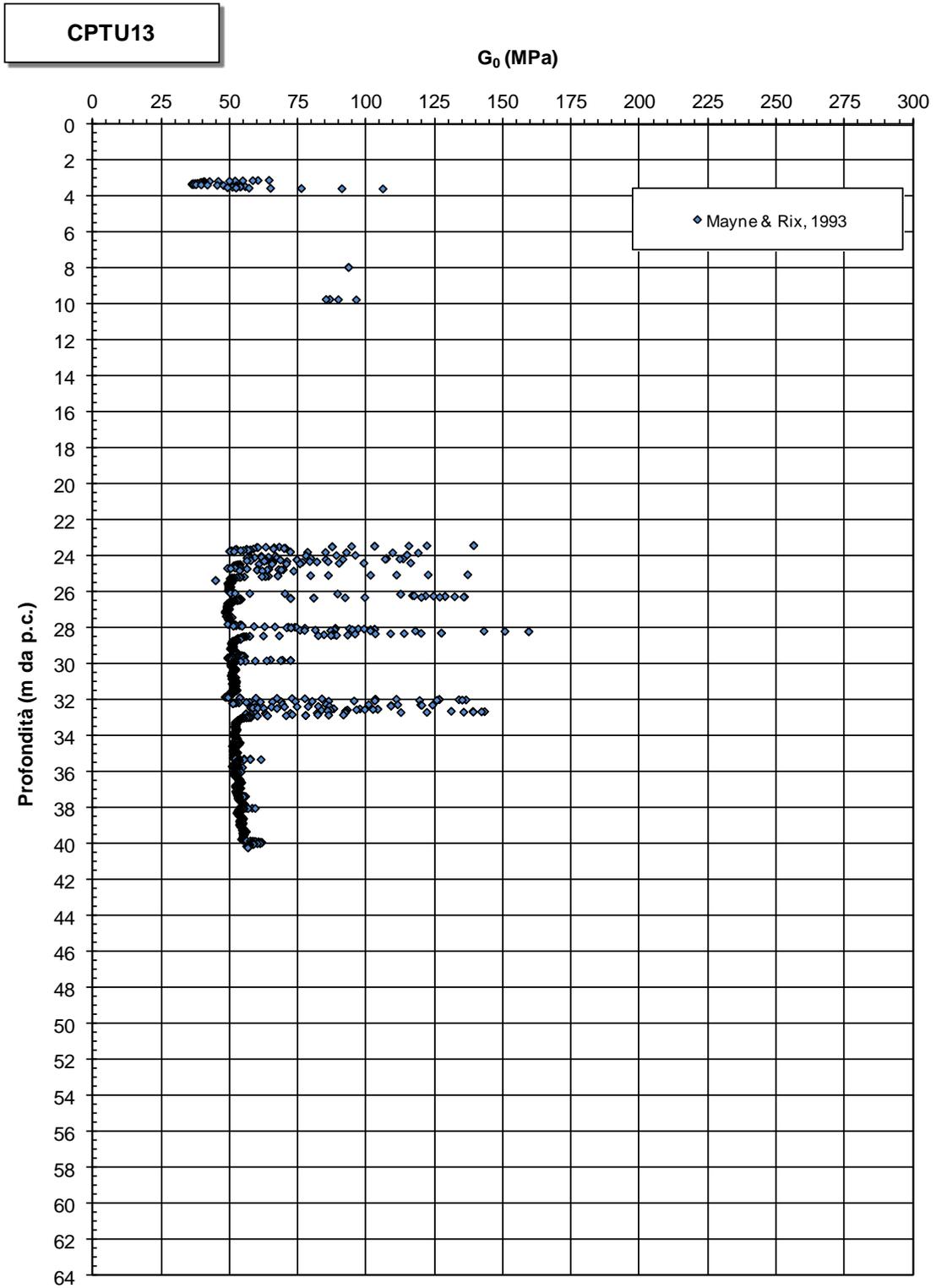


Figura 11.69: CPTU13 - Modulo di taglio iniziale

**Modulo di taglio a piccole deformazioni - materiali coesivi**

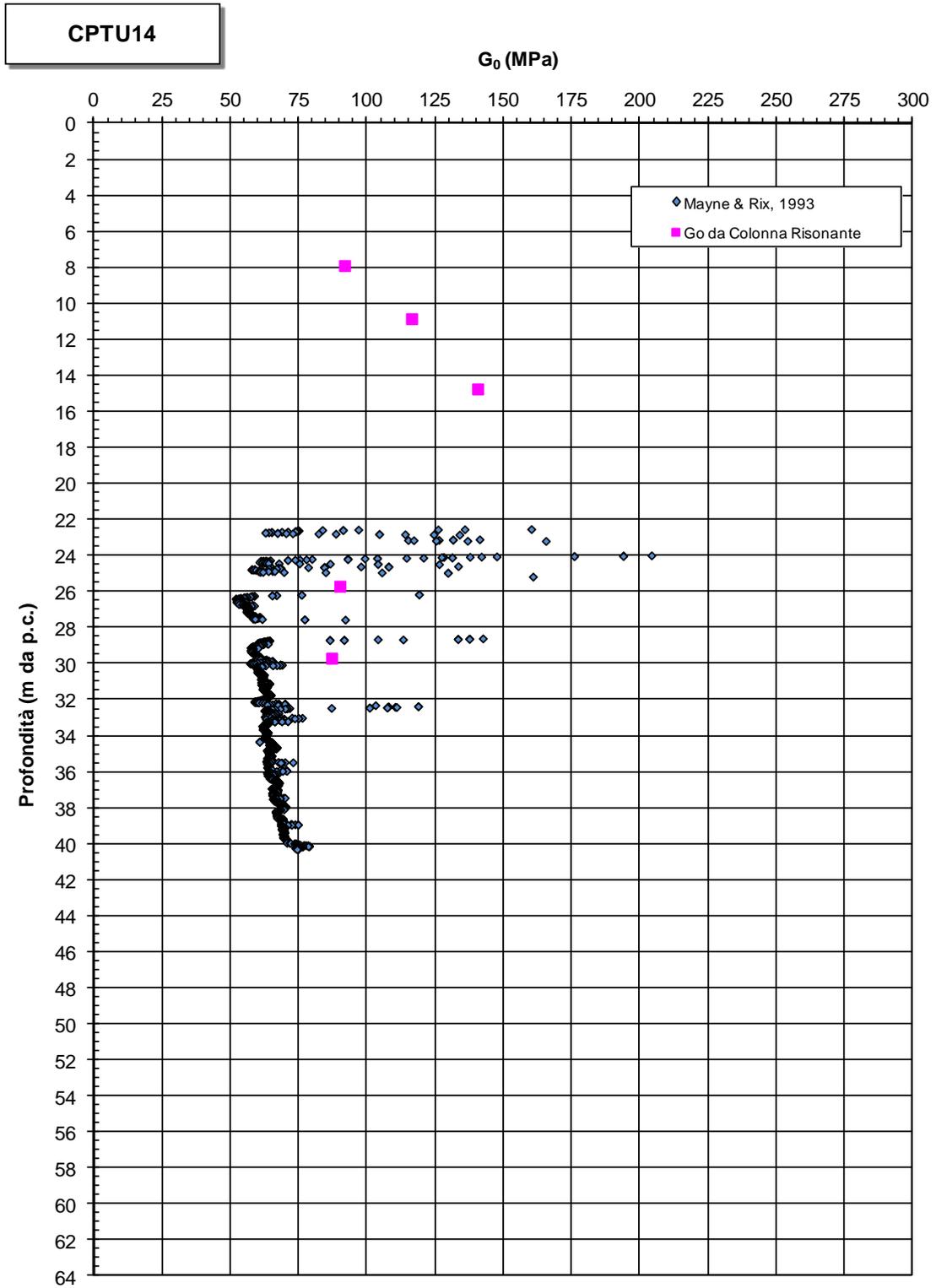


Figura 11.70: CPTU14 - Modulo di taglio iniziale

**Modulo di taglio a piccole deformazioni - materiali coesivi**

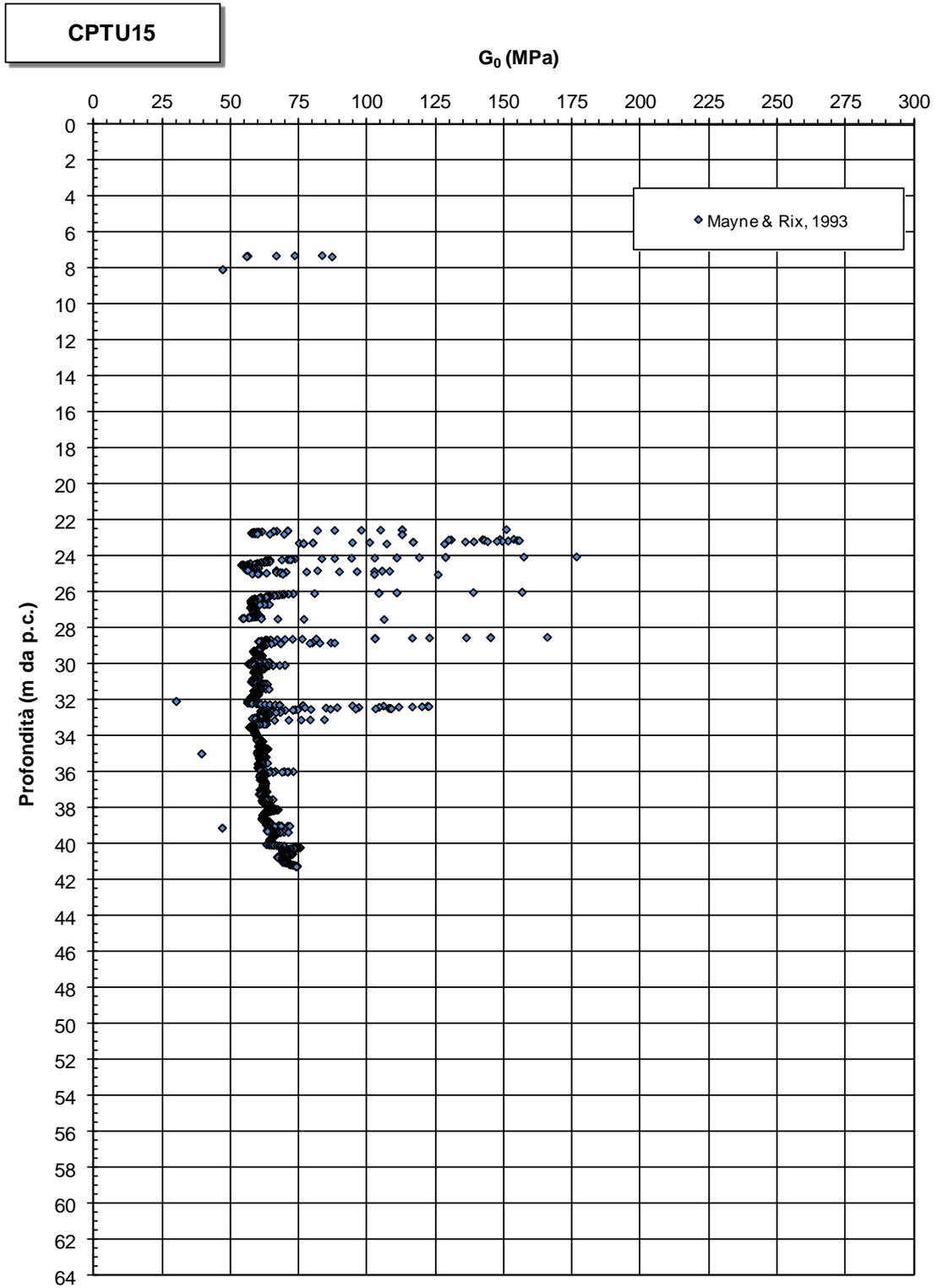


Figura 11.71: CPTU15 - Modulo di taglio iniziale

### 11.3.7 Coefficienti di permeabilità

Nella Figura seguente si riportano i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dalle prove edometriche.

Sulla base dei risultati si potrà assumere:

$k_v = 1.0 \times 10^{-11} \div 5.0 \times 10^{-10}$  m/sec      coefficiente di permeabilità in direzione verticale

Date le caratteristiche granulometriche dei materiali in esame si ritiene ragionevole adottare valori di  $k_h/k_v$  compresi tra 3 e 7 ( $k_h$  = coefficiente di permeabilità in direzione orizzontale).

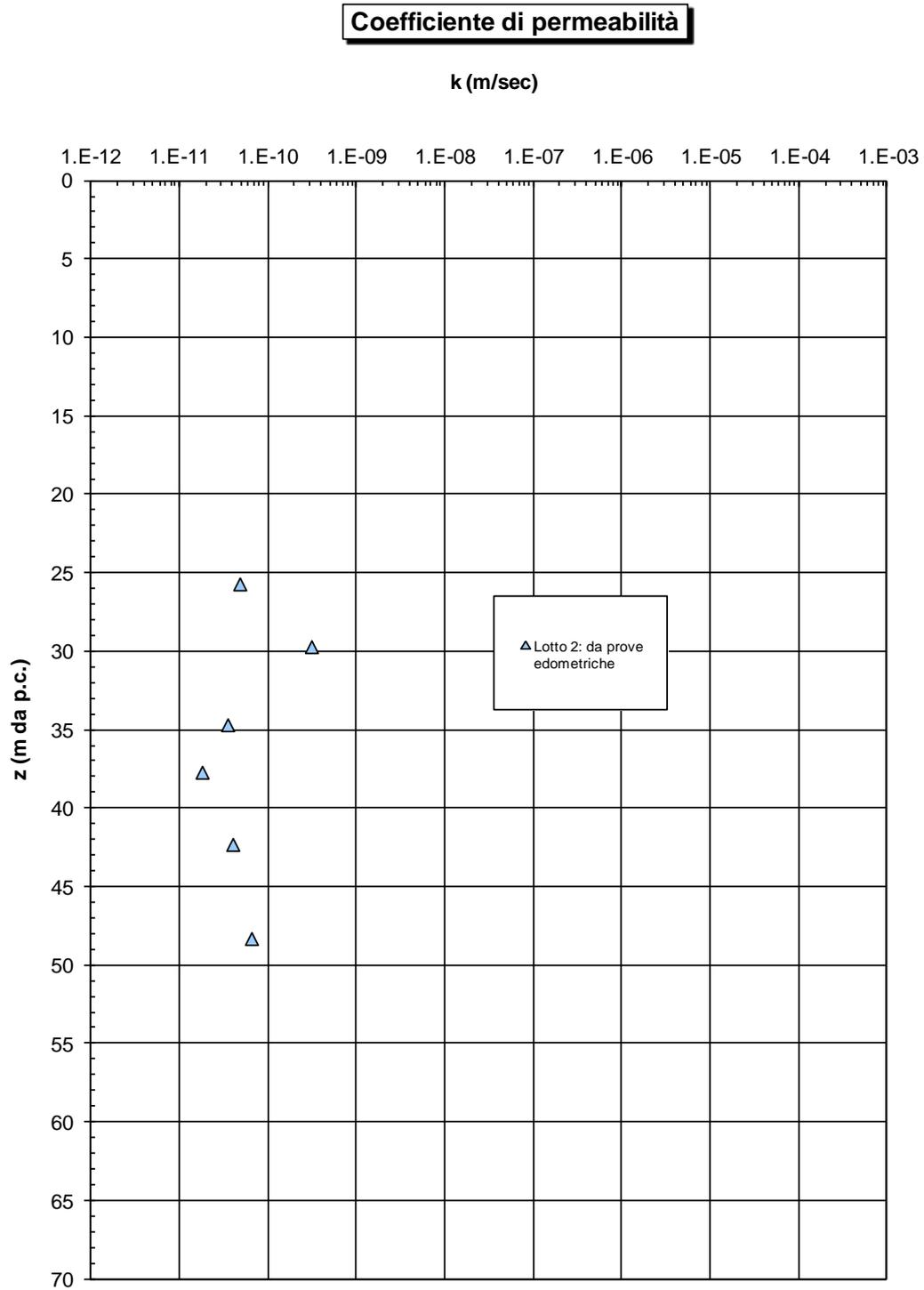


Figura 11.72: Lotto 2 - Materiale A1 - Coefficiente di permeabilità da prove edometriche

### 11.3.8 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella Tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici della formazione A1.

Tabella 11.1: LOTTO 2 - Ampliamento T1 lato Ovest - Formazione A1 – Parametri geotecnici medi caratteristici

Indagini di riferimento	CPTU9-CPTU10-CPTU11 DH4-PZ4
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	17.0 ÷ 19.0
$q_c$ (MPa)	1.0 ÷ 2.0
$c_u$ (kPa)	0.18÷0.22 x $\sigma'_{vo}$ per $z < 30\div 32$ m 0.16 x $\sigma'_{vo}$ per $z \geq 30\div 32$ m
$c'$ (kPa)	0.00 <sup>(1)</sup>
$\varphi'$ (°)	22 ÷ 30 <sup>(1)</sup>
<b>GSC = <math>\sigma_{vp}'/\sigma_{vo}'</math> (-)</b>	0.7 < GSC ≤ 0.9÷1.0
$k_o$ (-)	(0.62÷0.50)
$e_o$ (-)	0.80 ÷ 1.20
$C_c$ (-)	0.30 ÷ 0.55
RR (-)	0.01 ÷ 0.04
CR (-)	0.15 ÷ 0.25
$c_{\alpha\varepsilon}$ (%)	0.004 ÷ 0.008 <sup>(2)</sup>
$c_v$ (m <sup>2</sup> /s)	1.0x10 <sup>-8</sup> ÷ 4.0x10 <sup>-8</sup> <sup>(2)</sup>
$c_h$ (m <sup>2</sup> /s)	(3÷7) x $c_v$
$k_v$ (m/s)	1.0x10 <sup>-11</sup> ÷ 5x10 <sup>-10</sup>
$k_h$ (m/s)	(3÷7) x $k_v$
$V_s$ (m/s)	135.0 + 1.4 x z
$G_o$ (MPa)	$\frac{1}{1000} \cdot \frac{\gamma_n}{g} \cdot (135.0 + 1.4 \cdot z)^2$
<sup>(1)</sup> = valore desunto dalla bibliografia (Manassero, Dominijanni, 2010)	
<sup>(2)</sup> = valore applicabile al tratto caratterizzato da pressioni superiori a $\sigma_{vp}'$	

Tabella 11.2: LOTTO 2 - Ristrutturazione AIC - Formazione A1 – Parametri geotecnici medi caratteristici

Indagini di riferimento	CPTU12-CPTU13-CPTU14 DH5
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	17.0 ÷ 19.0
$q_c$ (MPa)	1.0 ÷ 2.0
$c_u$ (kPa)	0.18÷0.22 x $\sigma'_{vo}$ per $z < 30\div 32$ m 0.16 x $\sigma'_{vo}$ per $z \geq 30\div 32$ m
$c'$ (kPa)	0.00 <sup>(1)</sup>
$\phi'$ (°)	22 ÷ 30 <sup>(1)</sup>
$GSC = \sigma_{vp}'/\sigma_{vo}'$ (-)	0.7 < GSC ≤ 0.9÷1.0
$k_o$ (-)	(0.62÷0.50)
$e_o$ (-)	0.80 ÷ 1.20
$C_c$ (-)	0.30 ÷ 0.55
RR (-)	0.01 ÷ 0.04
CR (-)	0.15 ÷ 0.25
$c_{ae}$ (%)	0.004 ÷ 0.008 <sup>(2)</sup>
$c_v$ (m <sup>2</sup> /s)	1.0x10 <sup>-8</sup> ÷ 4.0x10 <sup>-8</sup> <sup>(2)</sup>
$c_h$ (m <sup>2</sup> /s)	(3÷7) x $c_v$
$k_v$ (m/s)	1.0x10 <sup>-11</sup> ÷ 5x10 <sup>-10</sup>
$k_h$ (m/s)	(3÷7) x $k_v$
$V_s$ (m/s)	135.0 + 1.4 x z
$G_o$ (MPa)	$\frac{1}{1000} \cdot \frac{\gamma_n}{g} \cdot (135.0 + 1.4 \cdot z)^2$
<sup>(1)</sup> = valore desunto dalla bibliografia (Manassero, Dominijanni, 2010)	
<sup>(2)</sup> = valore applicabile al tratto caratterizzato da pressioni superiori a $\sigma_{vp}'$	

Tabella 11.3: LOTTO 2 - Nodo radice AIC - Formazione A1 – Parametri geotecnici medi caratteristici

Indagini di riferimento	CPTU15-CPTU16 PZ5
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	17.0 ÷ 19.0
$q_c$ (MPa)	1.0 ÷ 2.0
$c_u$ (kPa)	0.18÷0.22 x $\sigma'_{vo}$ per $z < 30\div 32$ m 0.16 x $\sigma'_{vo}$ per $z \geq 30\div 32$ m
$c'$ (kPa)	0.00 <sup>(1)</sup>
$\varphi'$ (°)	22 ÷ 30 <sup>(1)</sup>
$GSC = \sigma_{vp}'/\sigma_{vo}'$ (-)	0.7 < GSC ≤ 0.9÷1.0
$k_o$ (-)	(0.62÷0.50)
$e_o$ (-)	0.80 ÷ 1.20
$C_c$ (-)	0.30 ÷ 0.55
RR (-)	0.01 ÷ 0.04
CR (-)	0.15 ÷ 0.25
$c_{\alpha z}$ (%)	0.004 ÷ 0.008 <sup>(2)</sup>
$c_v$ (m <sup>2</sup> /s)	1.0x10 <sup>-8</sup> ÷ 4.0x10 <sup>-8</sup> <sup>(2)</sup>
$c_h$ (m <sup>2</sup> /s)	(3÷7) x $c_v$
$k_v$ (m/s)	1.0x10 <sup>-11</sup> ÷ 5x10 <sup>-10</sup>
$k_h$ (m/s)	(3÷7) x $k_v$
$V_s$ (m/s)	135.0 + 1.4 x z
$G_o$ (MPa)	$\frac{1}{1000} \cdot \frac{\gamma_n}{g} \cdot (135.0 + 1.4 \cdot z)^2$
<sup>(1)</sup> = valore desunto dalla bibliografia (Manassero, Dominijanni, 2010)	
<sup>(2)</sup> = valore applicabile al tratto caratterizzato da pressioni superiori a $\sigma_{vp}'$	

Tabella 11.4: LOTTO 2 - Generale - Passaggi coesivi all'interno delle sabbie  
A2 – Parametri geotecnici medi caratteristici

Indagini di riferimento	CPTU9-CPTU10
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	17.0 ÷ 19.0
$q_c$ (MPa)	0.5 ÷ 1.0 (profondità circa 7.5÷10.5 m)
$c_u$ (kPa)	$0.22 \times \sigma'_{vo}$
$c'$ (kPa)	0.00 <sup>(1)</sup>
$\varphi'$ (°)	22 ÷ 30 <sup>(1)</sup>
$GSC = \sigma_{vp}' / \sigma_{vo}'$ (-)	1.0
$k_o$ (-)	(0.62÷0.50)
RR (-)	0.01 ÷ 0.04
CR (-)	0.15 ÷ 0.25
<sup>(1)</sup> = valore desunto dalla bibliografia (Manassero, Dominijanni, 2010)	

Simbologia

$\gamma_n$  = peso di volume naturale;

GSC = grado di sovraconsolidazione;

$c_u$  = resistenza al taglio non drenata;

$c'$  = intercetta di coesione in termini di tensioni efficaci;

$\varphi'$  = angolo di attrito in termini di tensioni efficaci;

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

$e_o$  = indice dei vuoti iniziale;

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

RR = rapporto di ricomprensione edometrico per pressioni comprese tra  $\sigma_{vo}'$  e  $\sigma_{vp}'$ ;

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

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

$c_v$  = coefficiente di consolidazione primaria verticale;

$c_h$  = coefficiente di consolidazione primaria orizzontale;

$k_v$  = coefficiente di permeabilità in direzione verticale;

$k_h$  = coefficiente di permeabilità in direzione orizzontale

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

$G_o$  = modulo di taglio a piccole deformazioni;

$z$  = profondità dal p.c. in metri;

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

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

#### **11.4 FORMAZIONE A2**

I livelli di sabbia, sabbia limosa e limo con sabbia facenti parte dei depositi dunari e costieri A2 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 - (cfr. le Figura 11.1÷Figura 11.8). I valori di  $N_{SPT}$  misurati all'interno dei fori di sondaggio risultano normalmente compresi tra 15 colpi/30cm e 40 colpi/30cm (cfr. la Figura seguente).

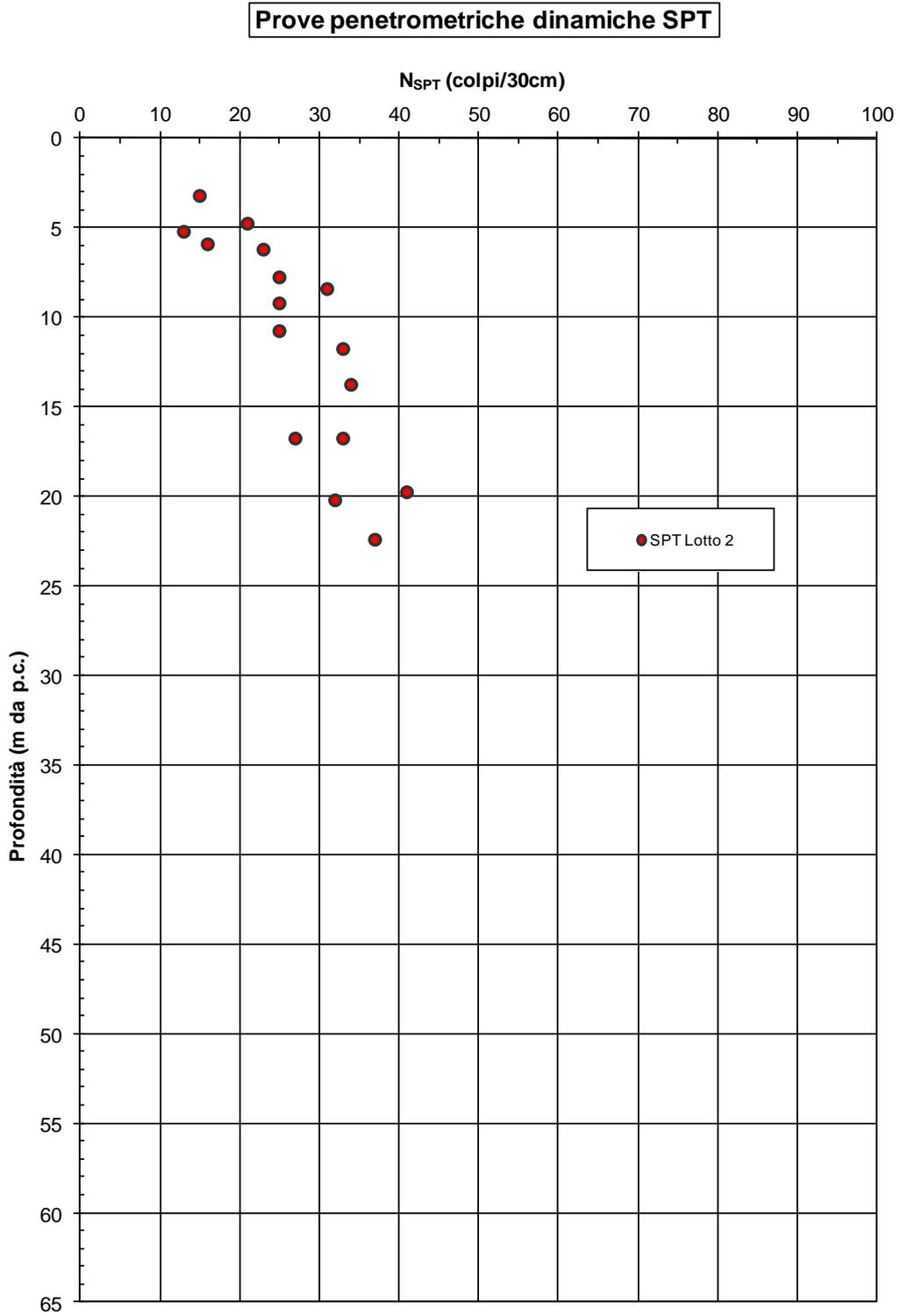


Figura 11.73: Lotto 2 - Valori di N<sub>SPT</sub> con la profondità

#### **11.4.1 Caratteristiche fisiche e densità relativa**

Per quanto riguarda la granulometria, le percentuali di argilla, limo, sabbia e ghiaia (cfr. la Figura seguente) variano come segue:

argilla + limo = 20% ÷ 30%

sabbia = > 70%

ghiaia = 0%

**Distribuzione delle classi granulometriche con la profondità**

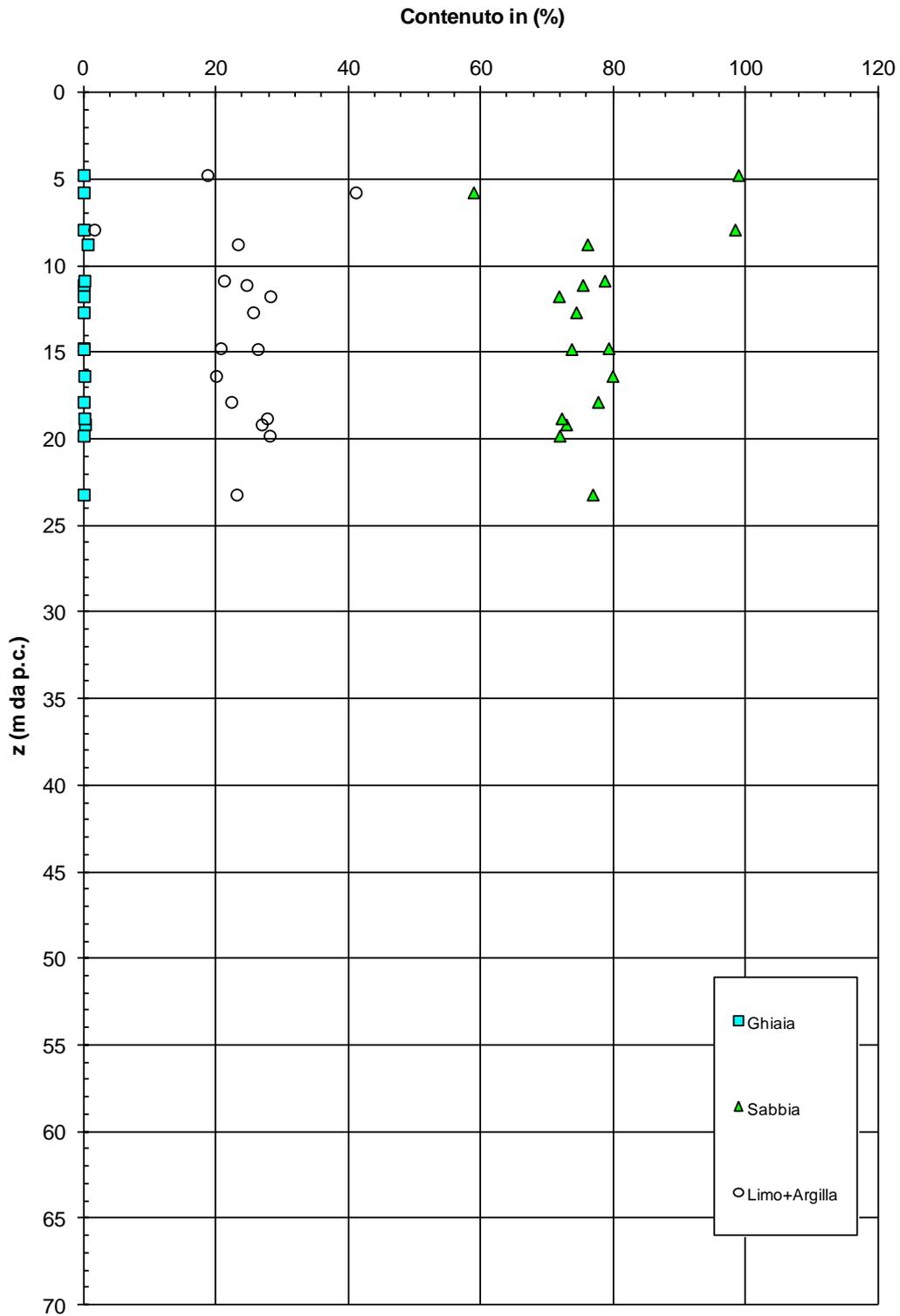


Figura 11.74: Lotto 2 - Materiale A2 - Granulometria

Il peso di volume naturale ( $\gamma_n$ ) può essere assunto pari a  $\gamma_n = 18 \div 20 \text{ kN/m}^3$  (cfr. dati bibliografici – articolo [37]).

Il peso specifico dei grani è risultato variabile da 2.6 a 2.7  $\text{g/cm}^3$  (cfr. la Figura 11.75).

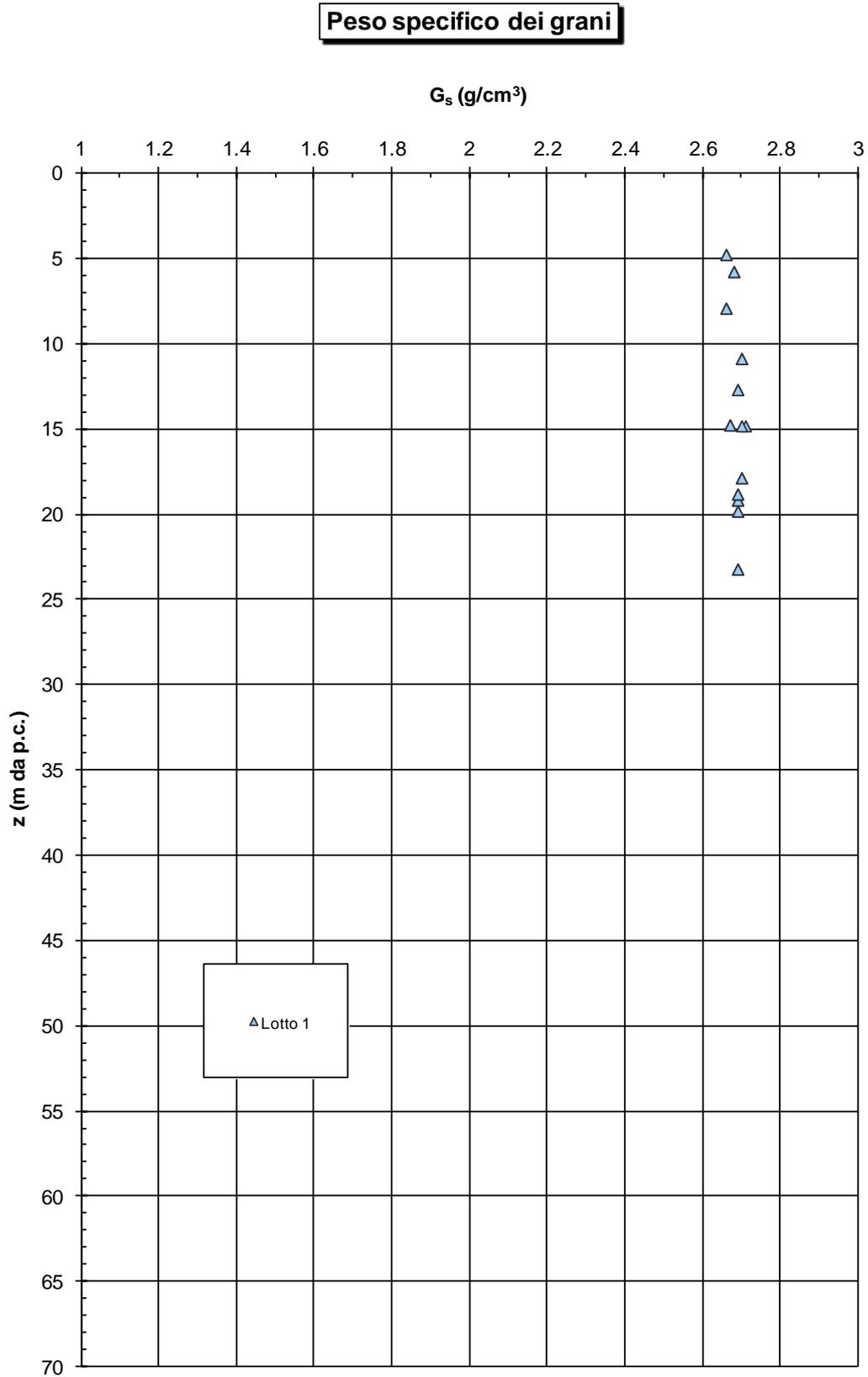


Figura 11.75: Lotto 2 - Materiale A2 - Peso specifico dei grani

La densità relativa ( $D_r$ ), determinata sulla base dell'interpretazione delle prove CPTU risulta generalmente compresa tra valori dell'ordine di  $D_r=40\%÷60\%$  (vedi le Figure seguenti). L'interpretazione delle prove SPT (cfr. la Figura 11.84) porterebbe a valori più elevati, che si ritengono in ogni caso meno rappresentativi delle condizioni del sito.

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.

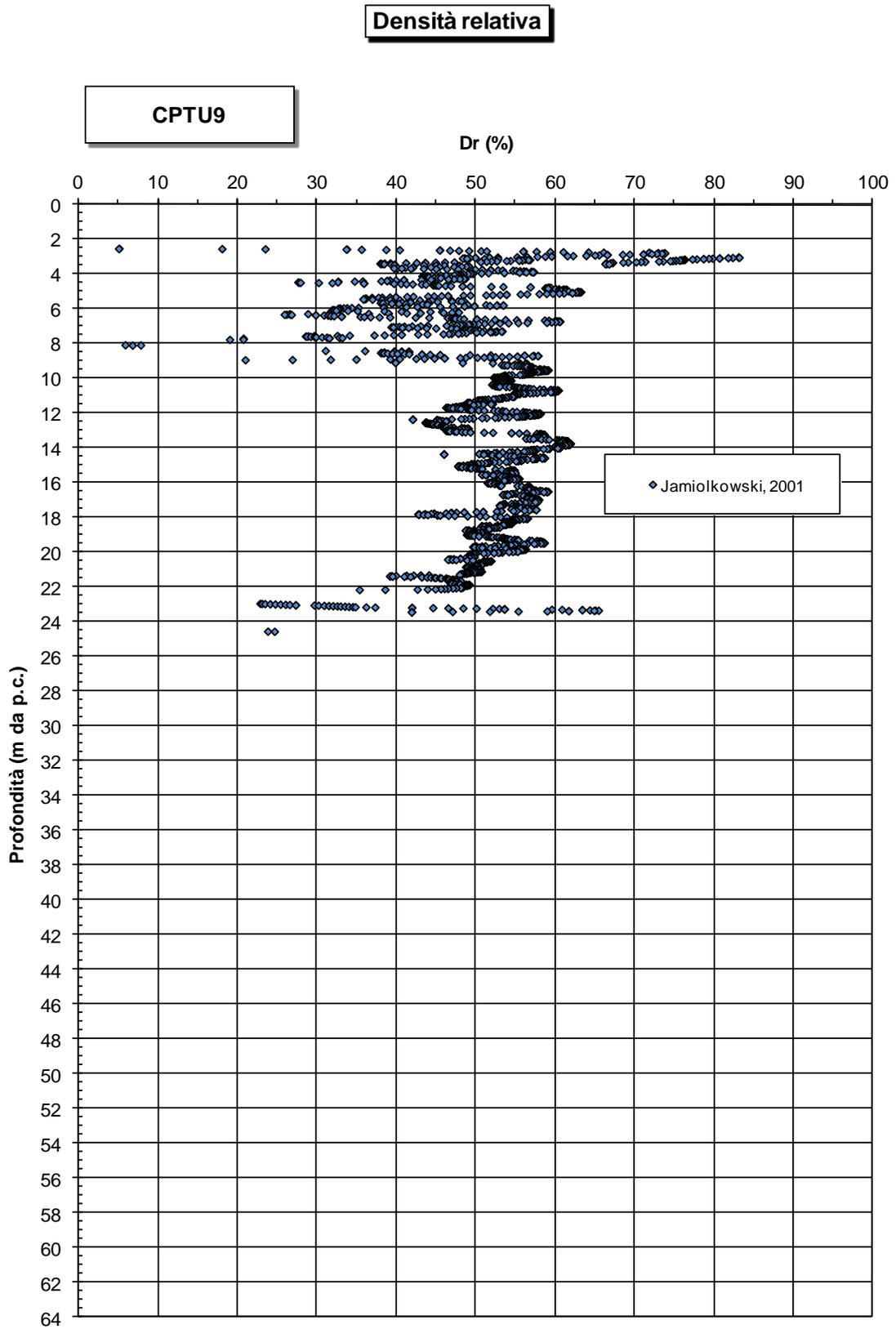


Figura 11.76: CPTU9 - Densità relativa

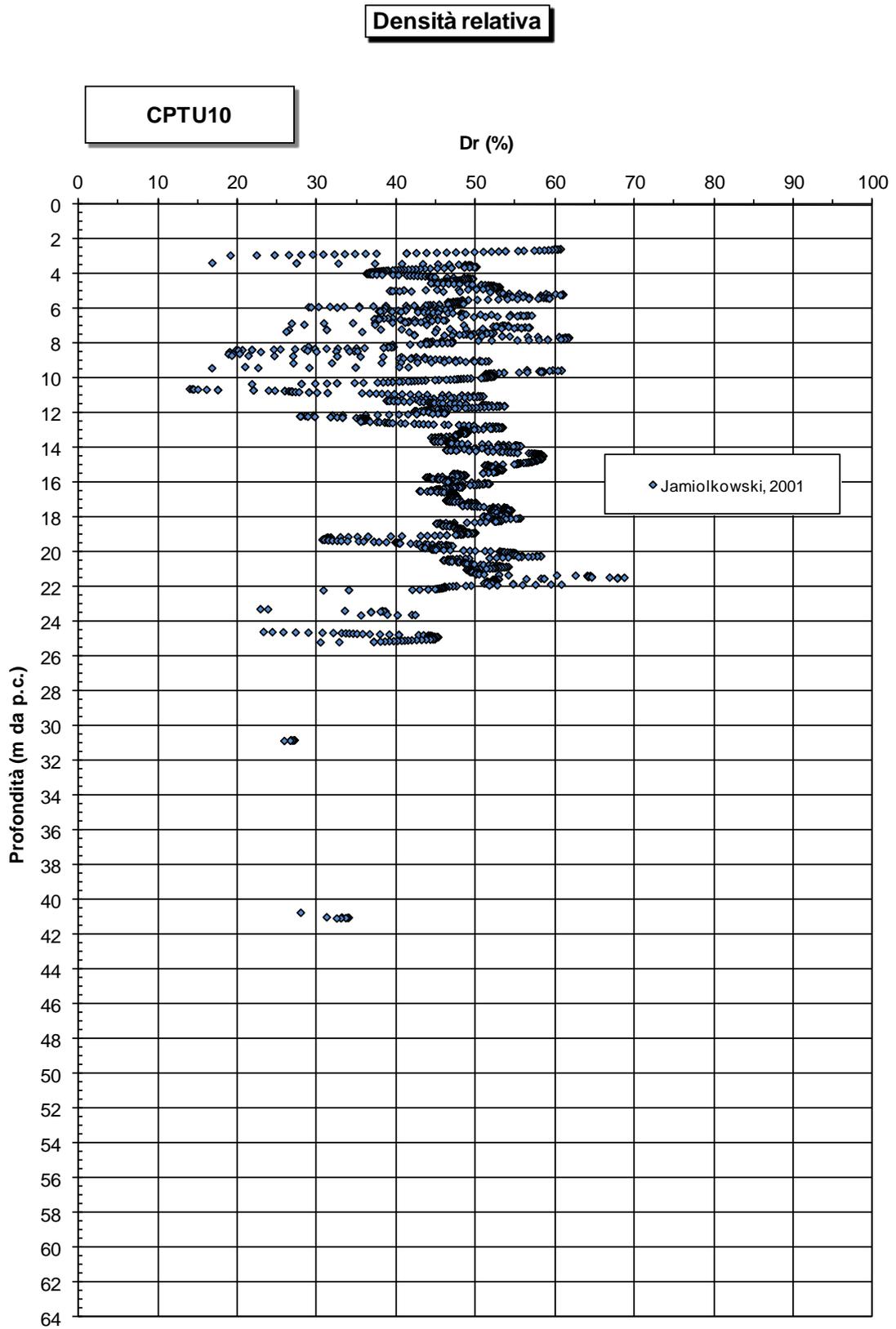


Figura 11.77: CPTU10 - Densità relativa

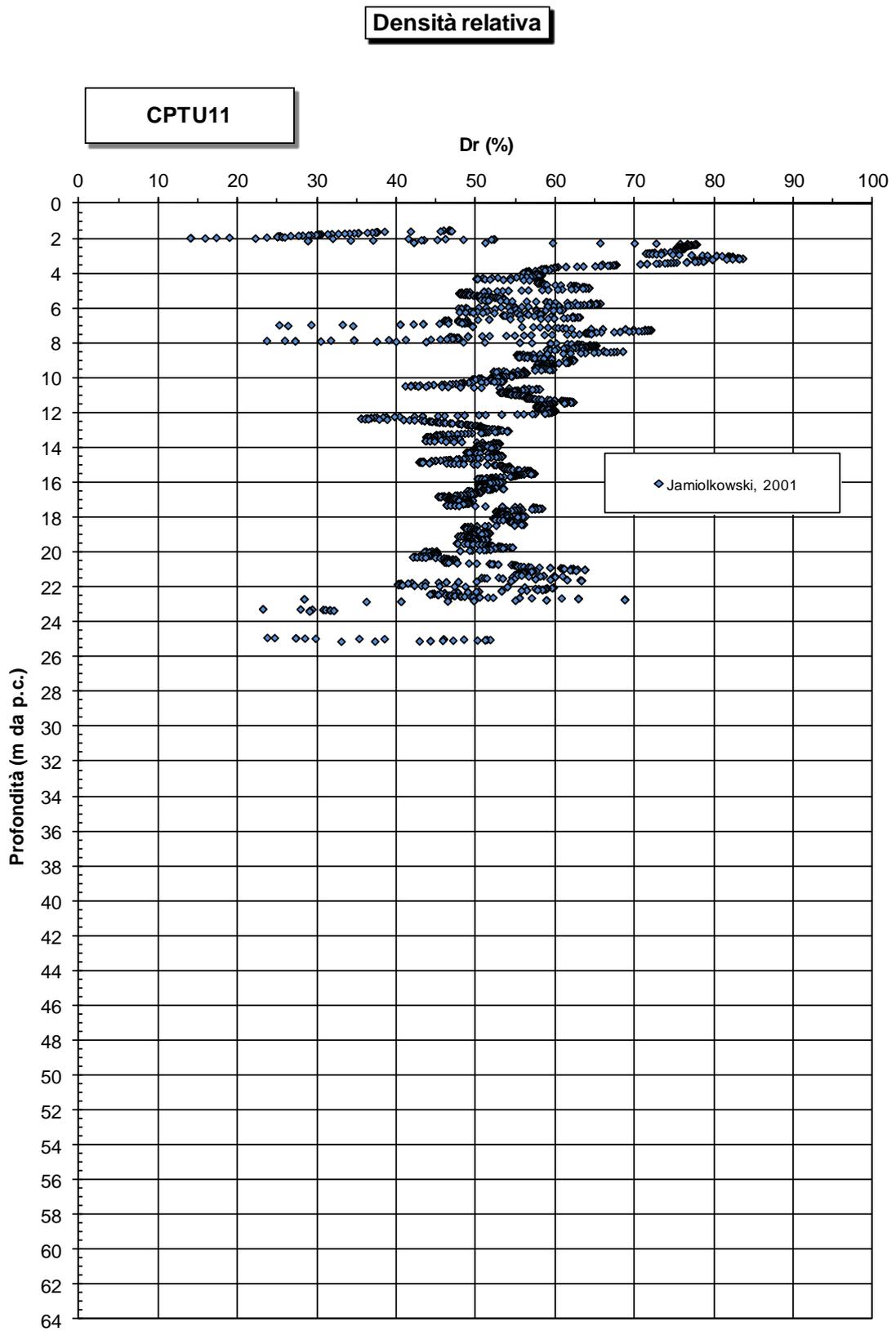


Figura 11.78: CPTU11 - Densità relativa

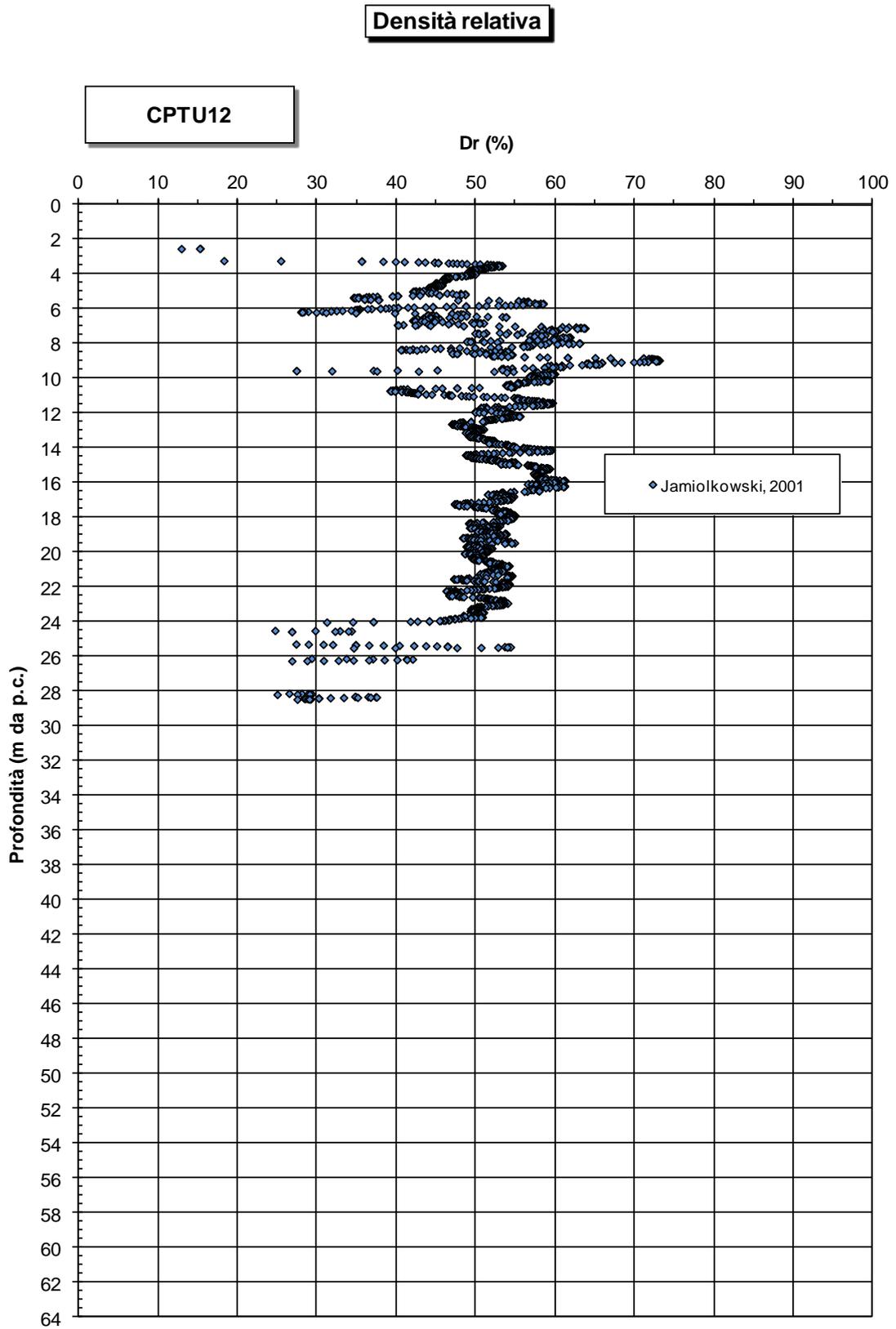


Figura 11.79: CPTU12 - Densità relativa

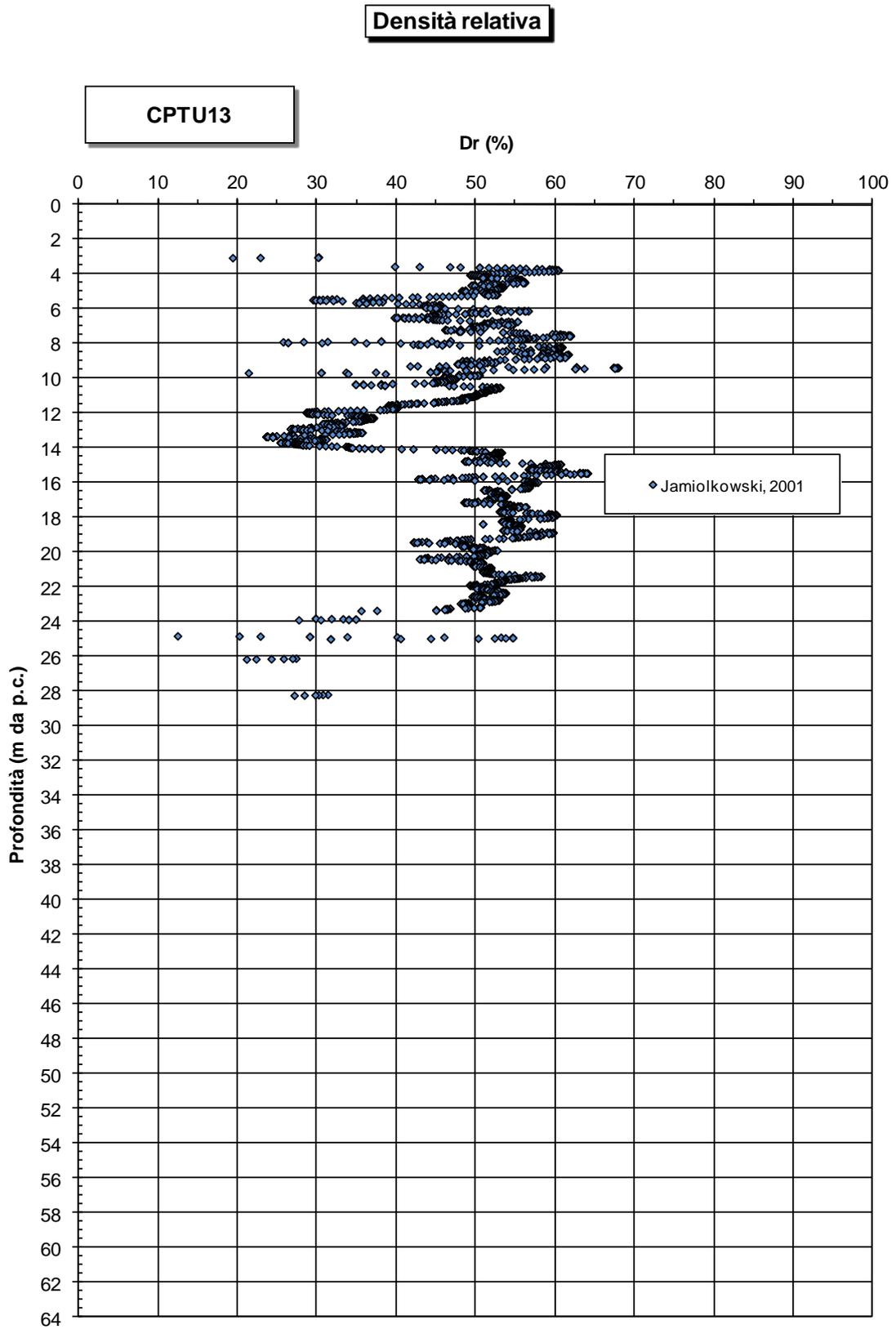


Figura 11.80: CPTU13 - Densità relativa

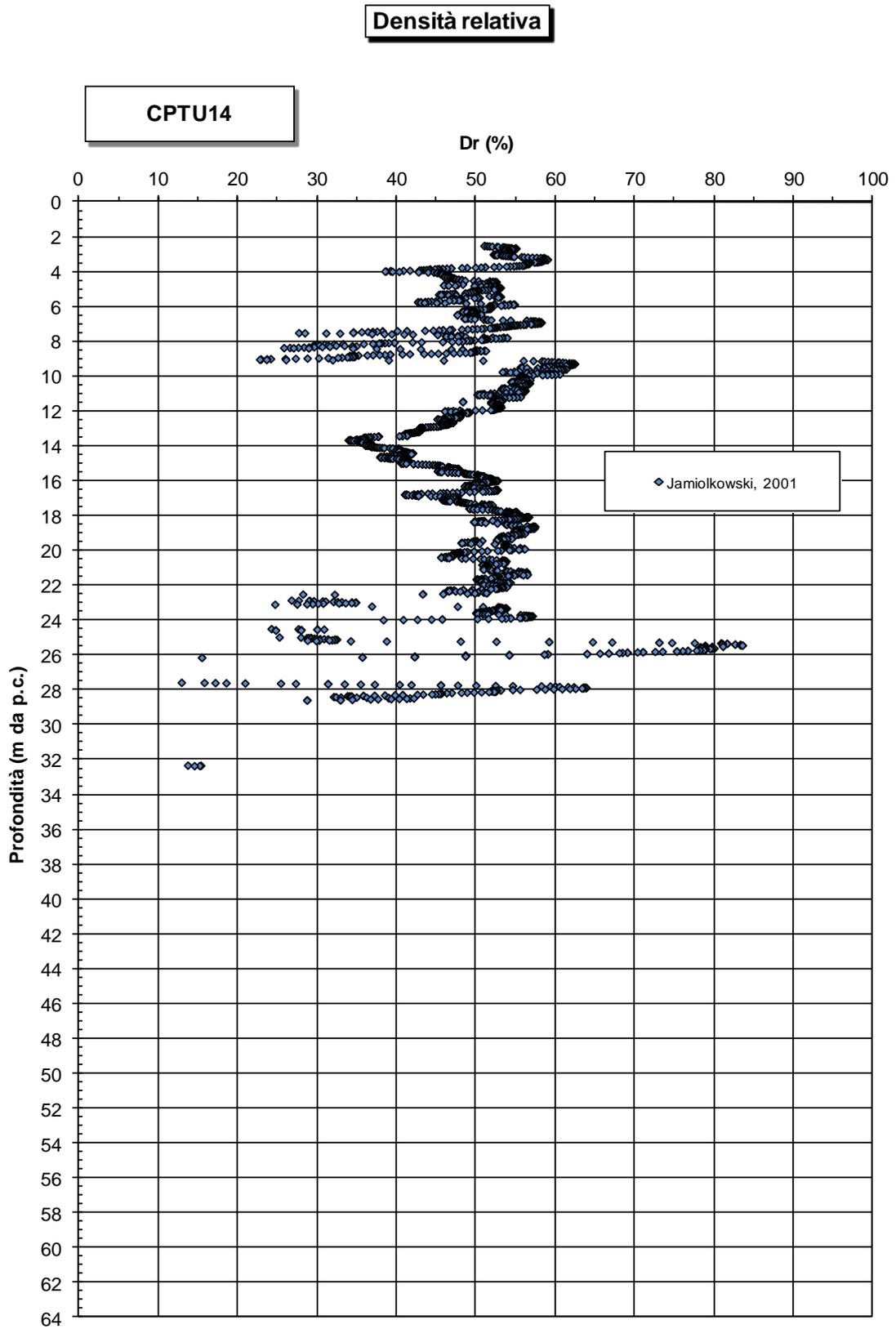


Figura 11.81: CPTU14 - Densità relativa

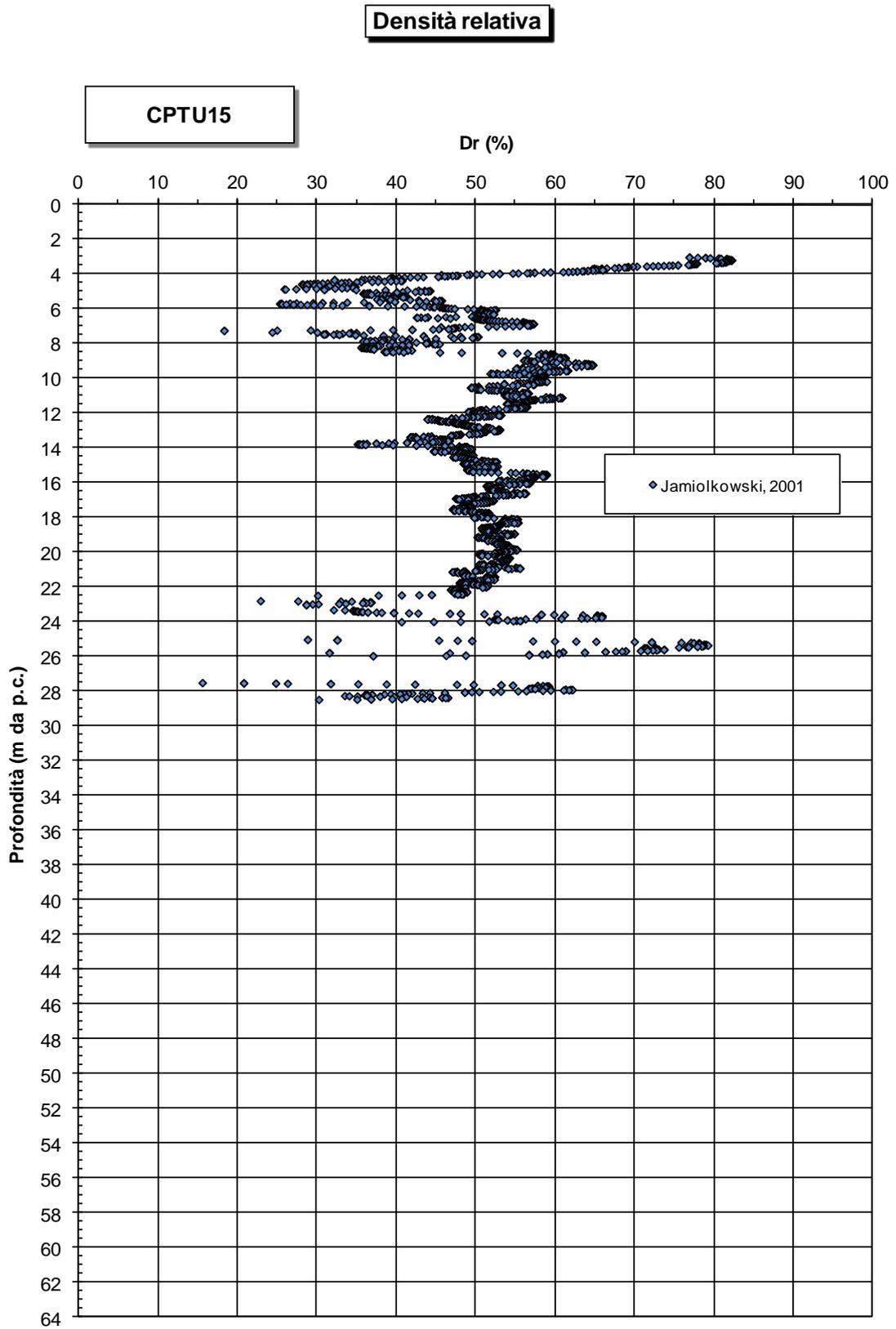


Figura 11.82: CPTU15 - Densità relativa

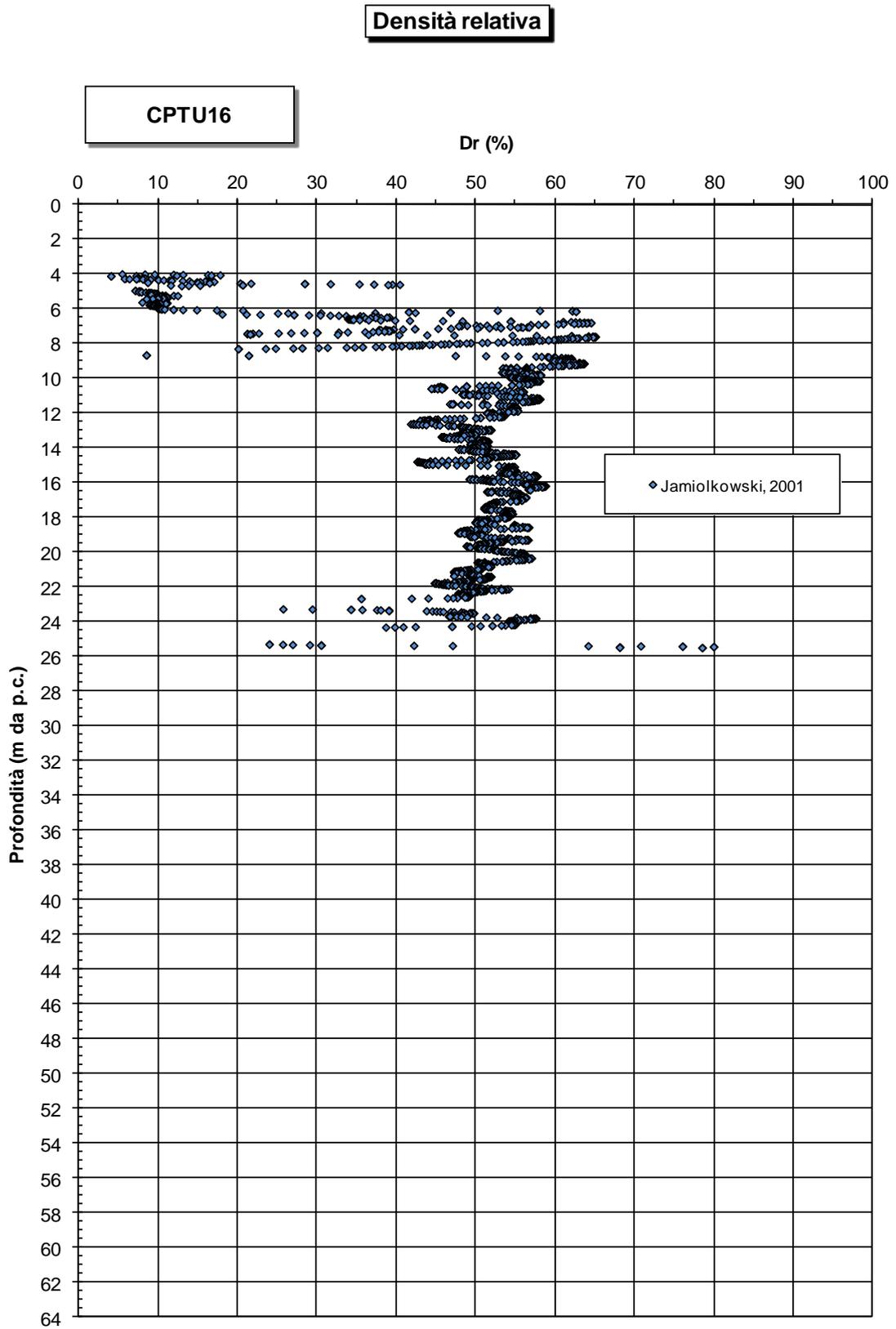


Figura 11.83: CPTU16 - Densità relativa

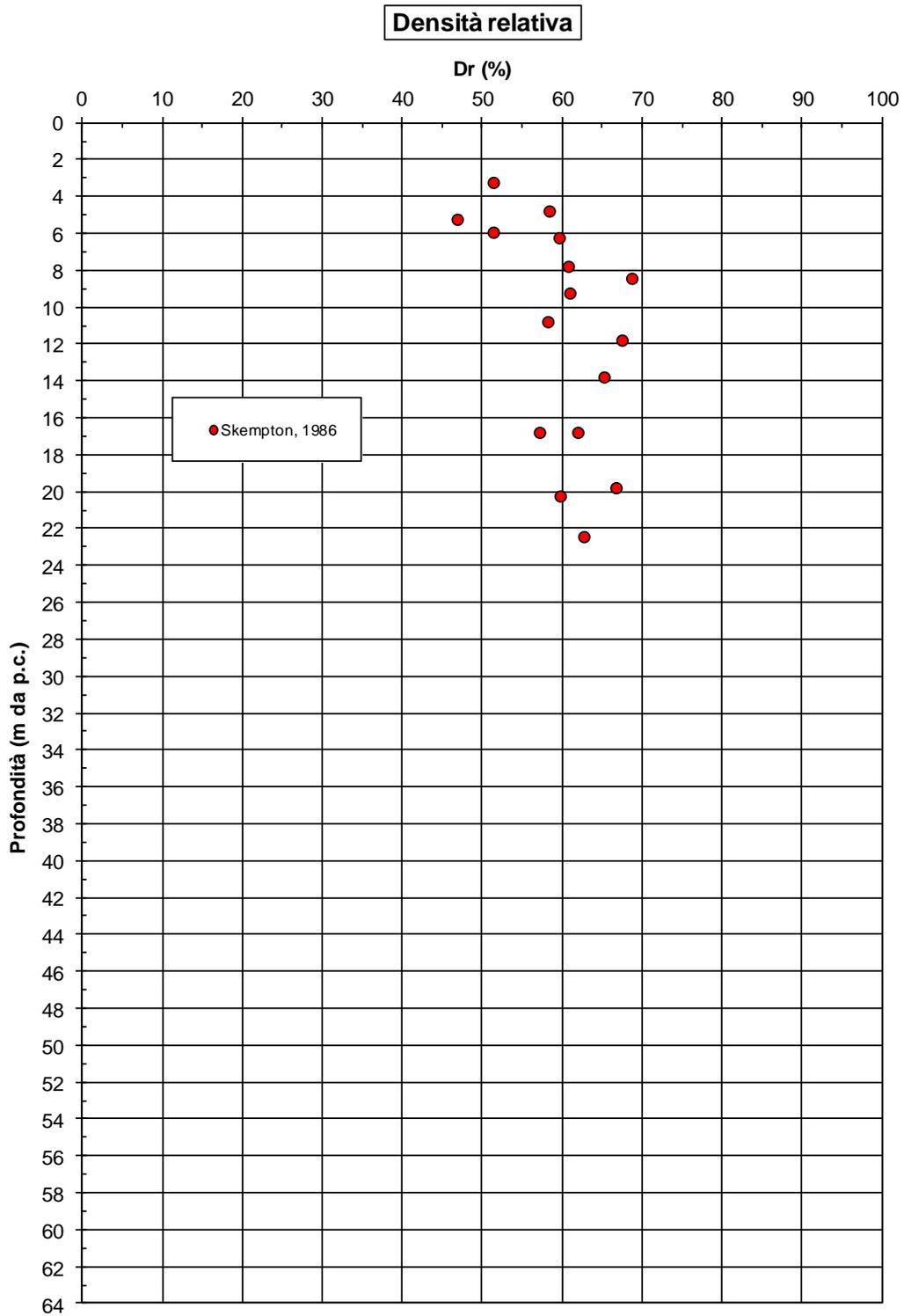


Figura 11.84: Lotto 2 - Prove SPT - Densità relativa

#### **11.4.2 Caratteristiche di resistenza al taglio**

I parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci sono stati valutati a partire dai risultati delle prove CPTU e delle prove SPT.

Dalle Figure allegate la resistenza al taglio in termini di angolo di attrito ( $\varphi'$ ) può essere assunta pari a  $\varphi' = 32^\circ \div 37^\circ$  per il materiale A2a e  $\varphi' = 34^\circ \div 36^\circ$  per il materiale A2b, come risulta dall'interpretazione delle prove penetrometriche statiche, in buon accordo con i dati di interpretazione delle prove SPT che forniscono  $\varphi' = 33^\circ \div 37^\circ$ .

Sono stati viceversa trascurati, in quanto ritenuti non pienamente rappresentativi, i risultati delle prove di taglio diretto eseguite su campioni di materiale ricostituito (cfr. la Figura 11.94).

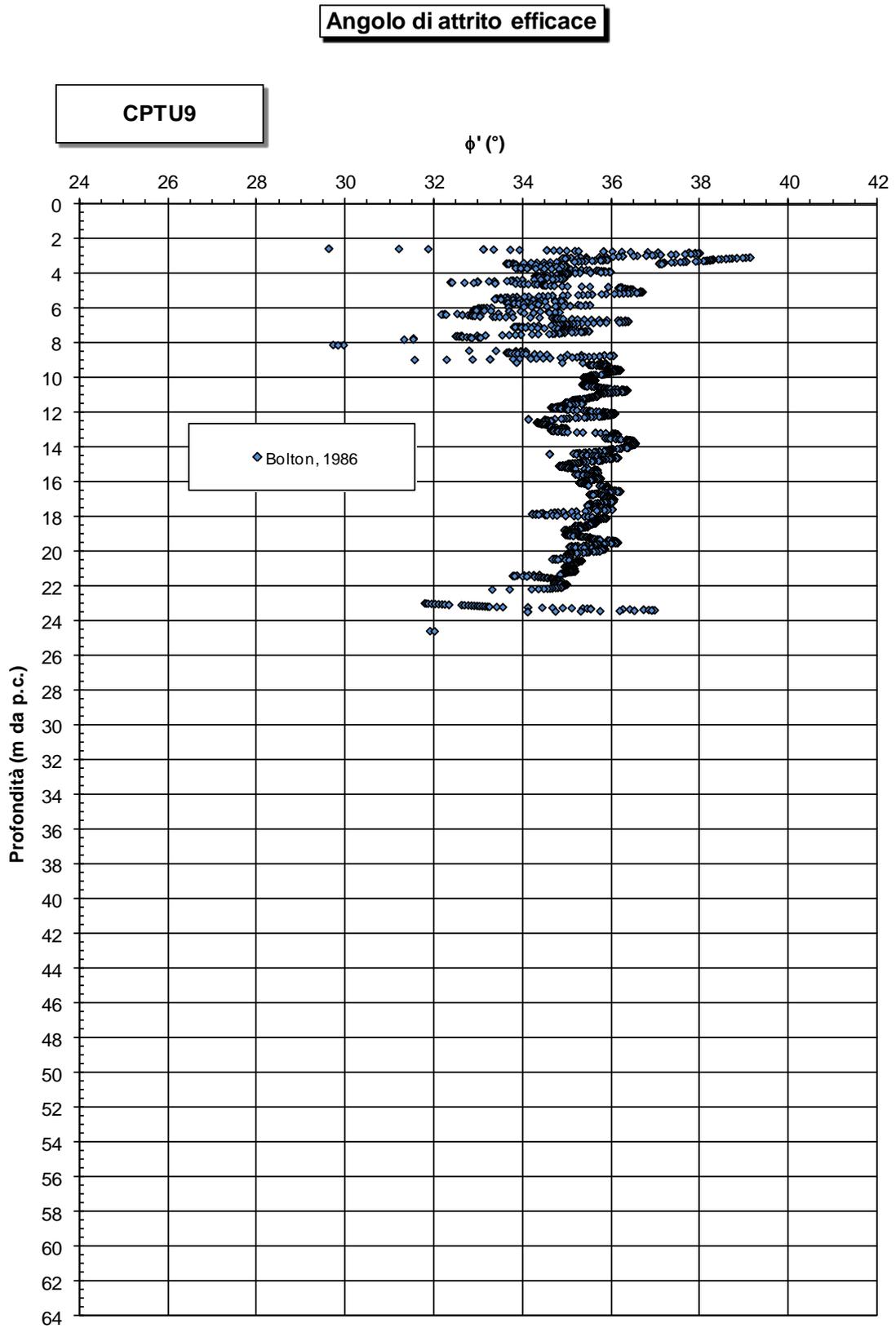


Figura 11.85: CPTU9 - Angolo d'attrito efficace

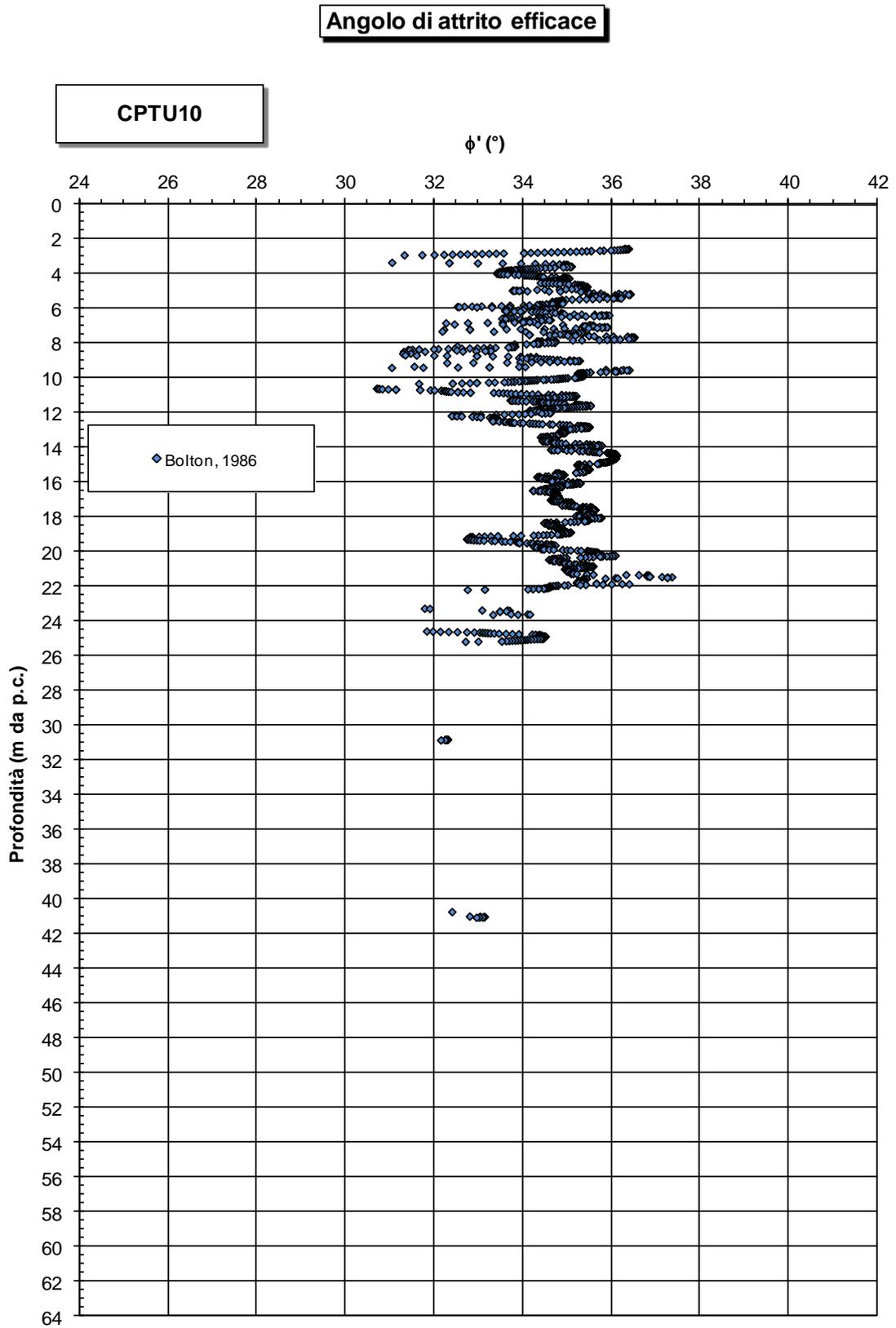


Figura 11.86: CPTU10 - Angolo d'attrito efficace

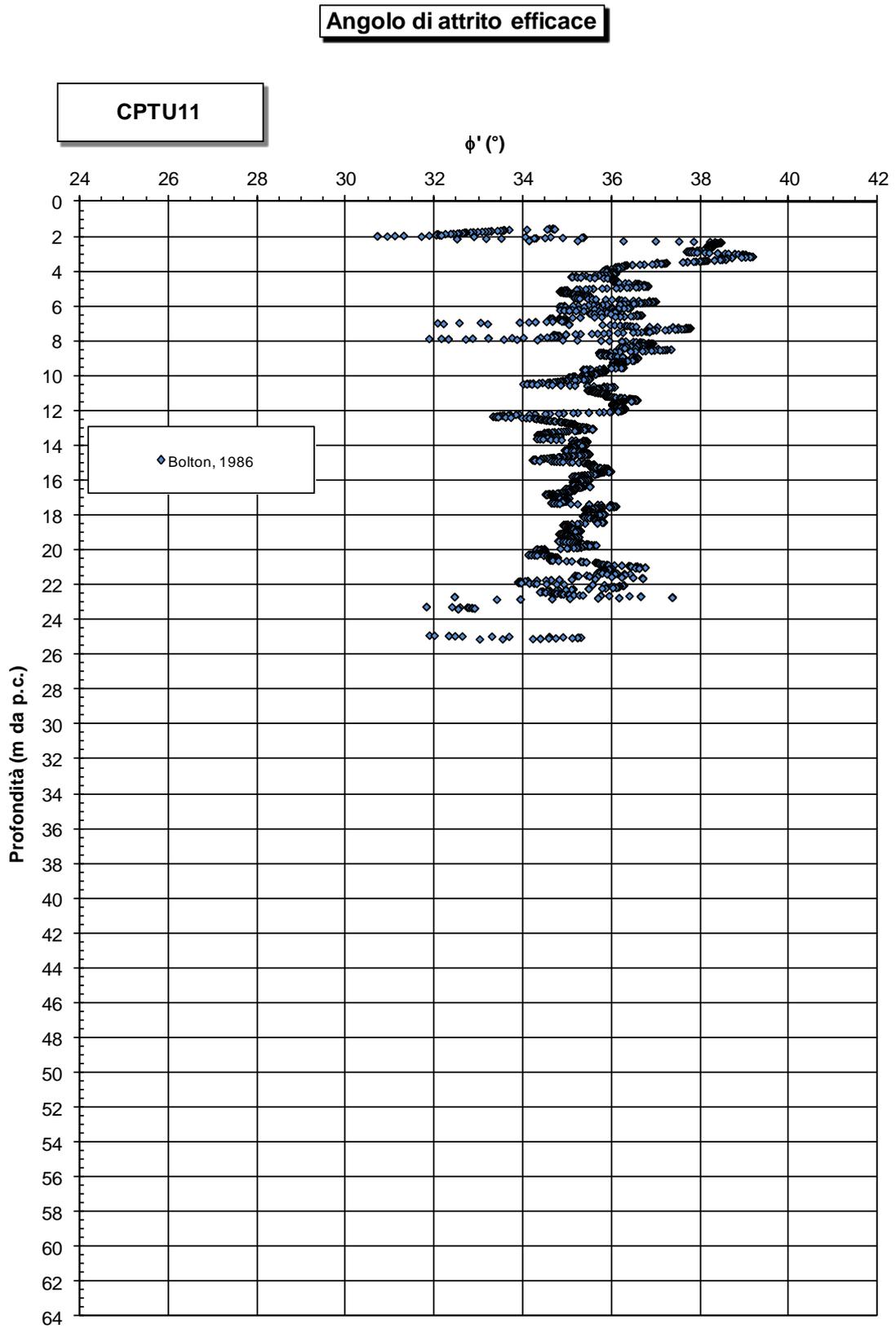


Figura 11.87: CPTU11 - Angolo d'attrito efficace

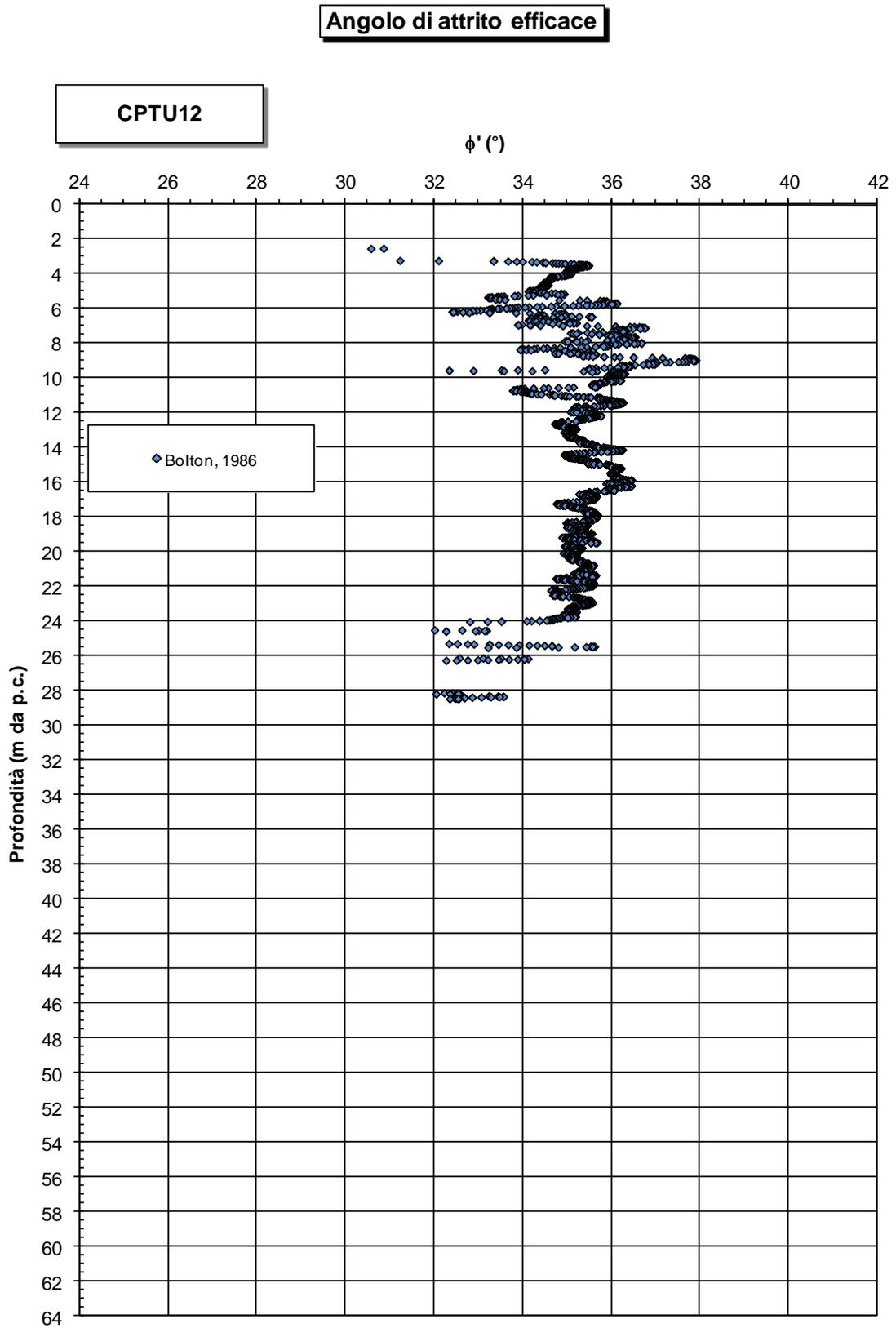


Figura 11.88: CPTU12 - Angolo d'attrito efficace

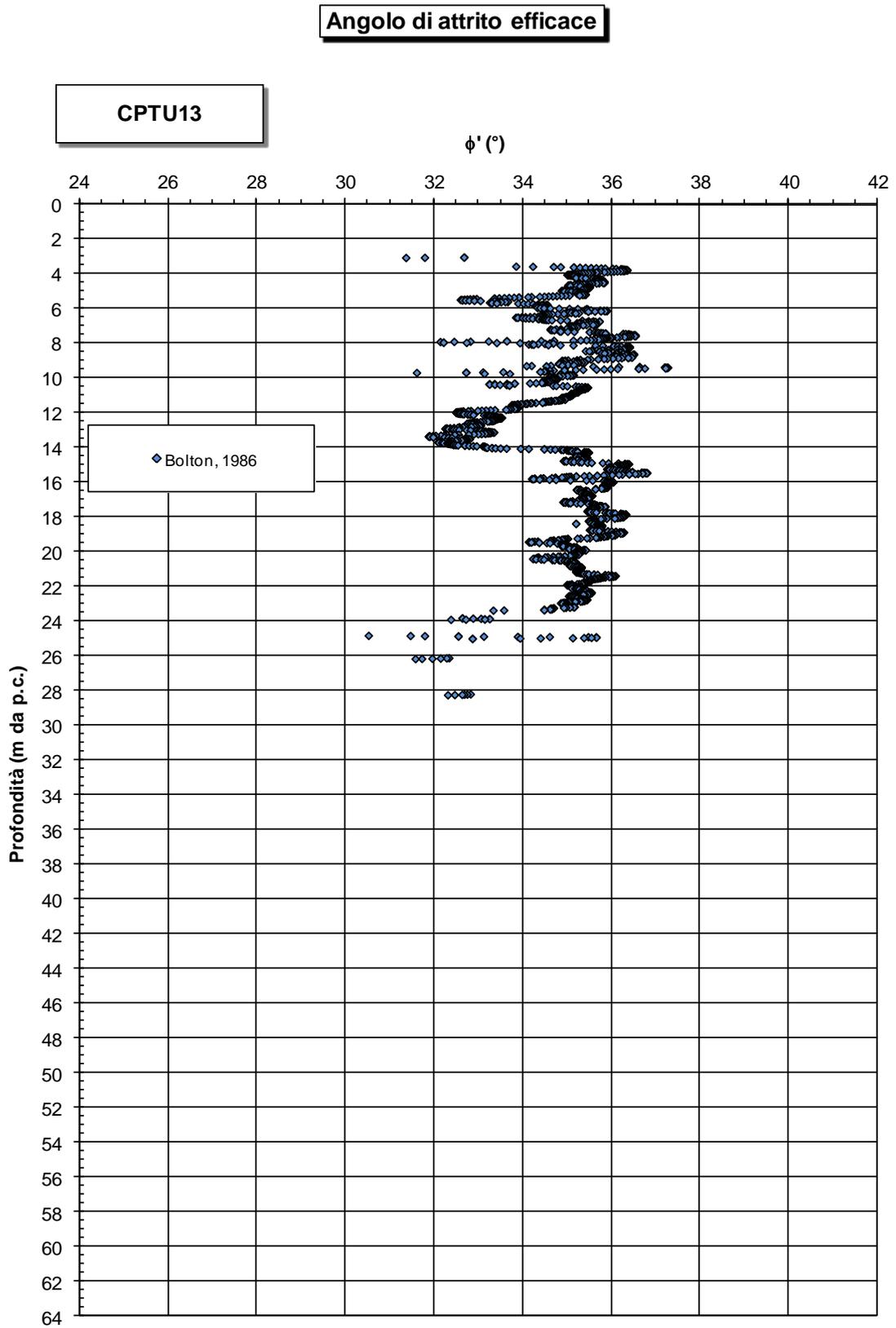


Figura 11.89: CPTU13 - Angolo d'attrito efficace

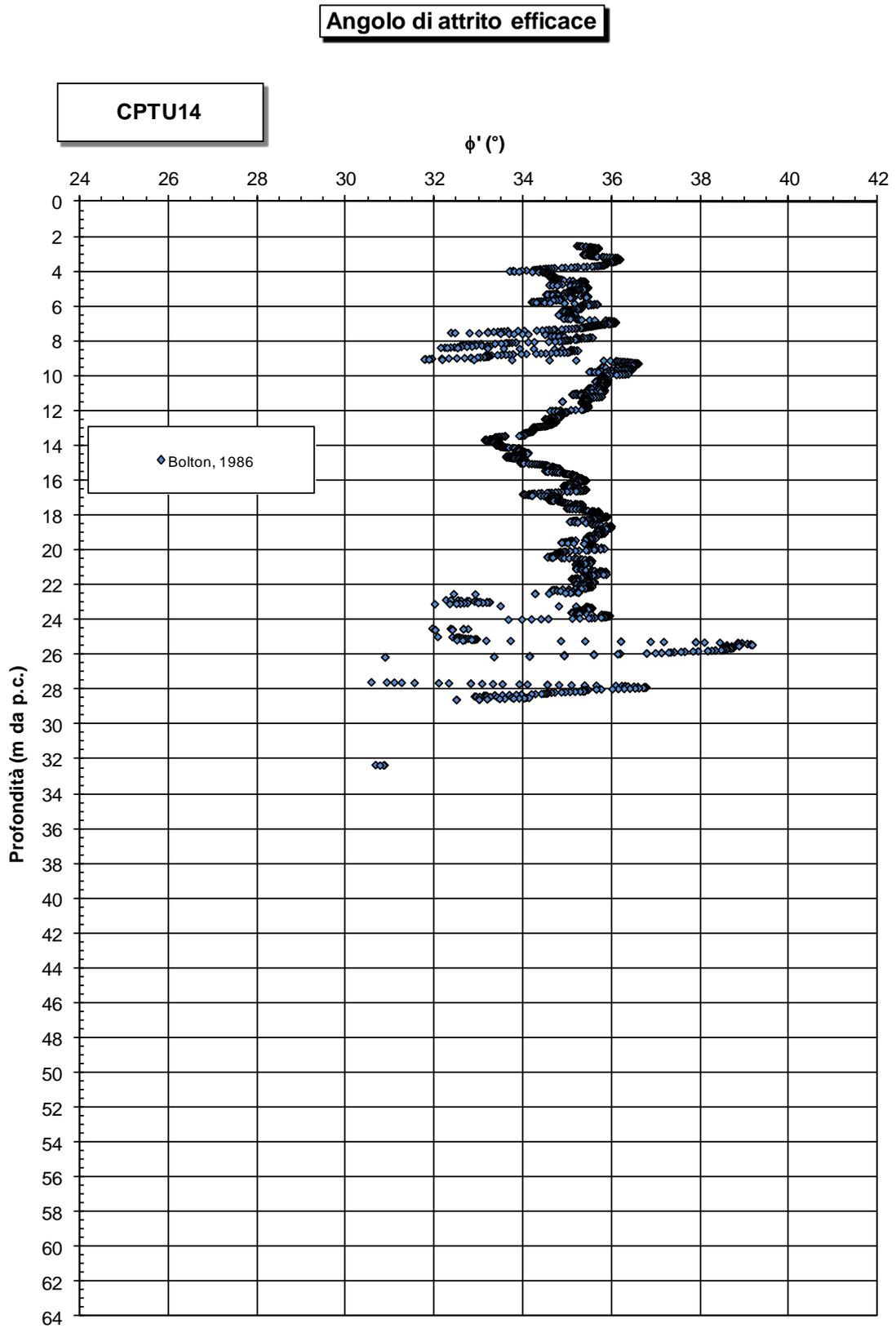


Figura 11.90: CPTU14 - Angolo d'attrito efficace

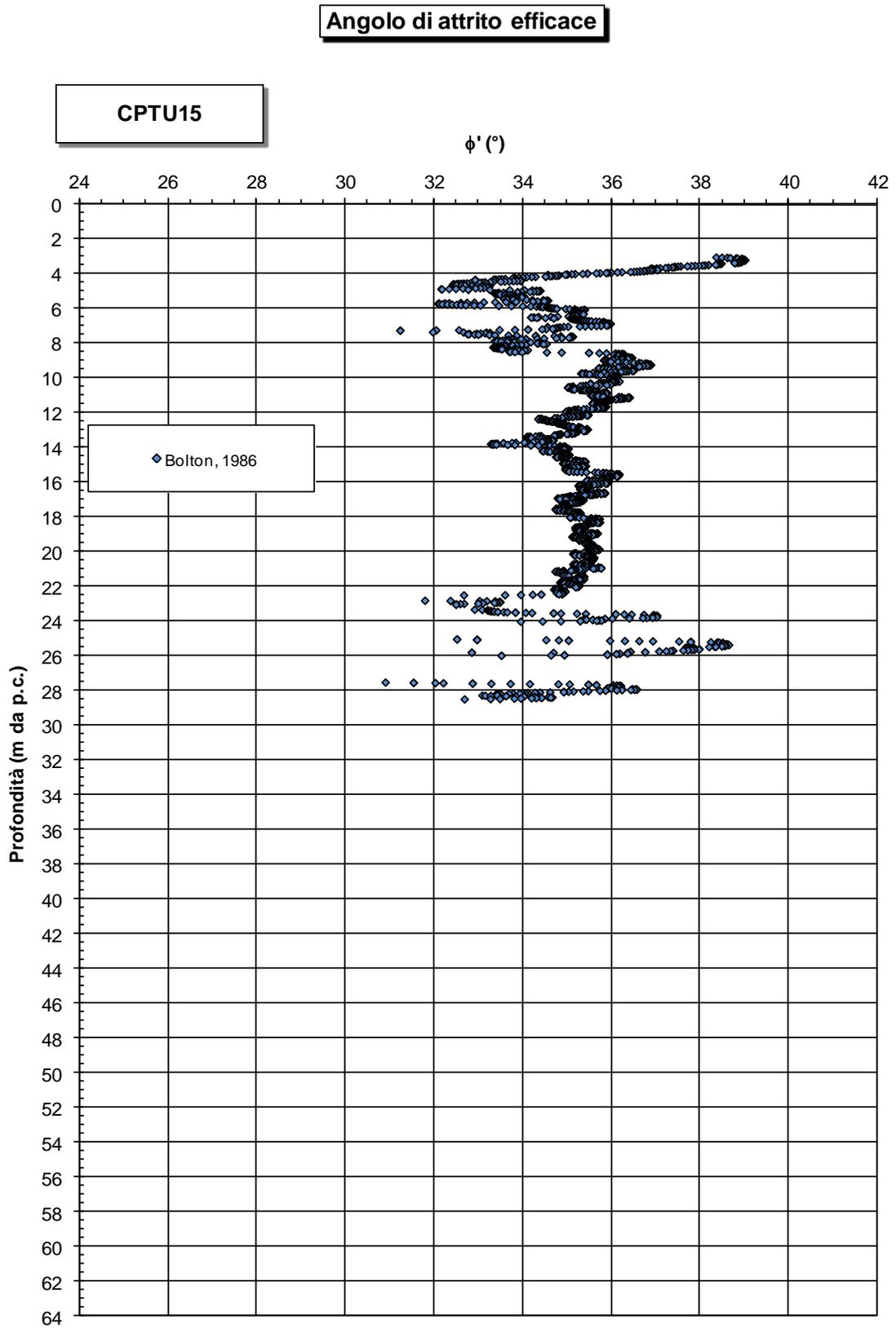


Figura 11.91: CPTU15 - Angolo d'attrito efficace

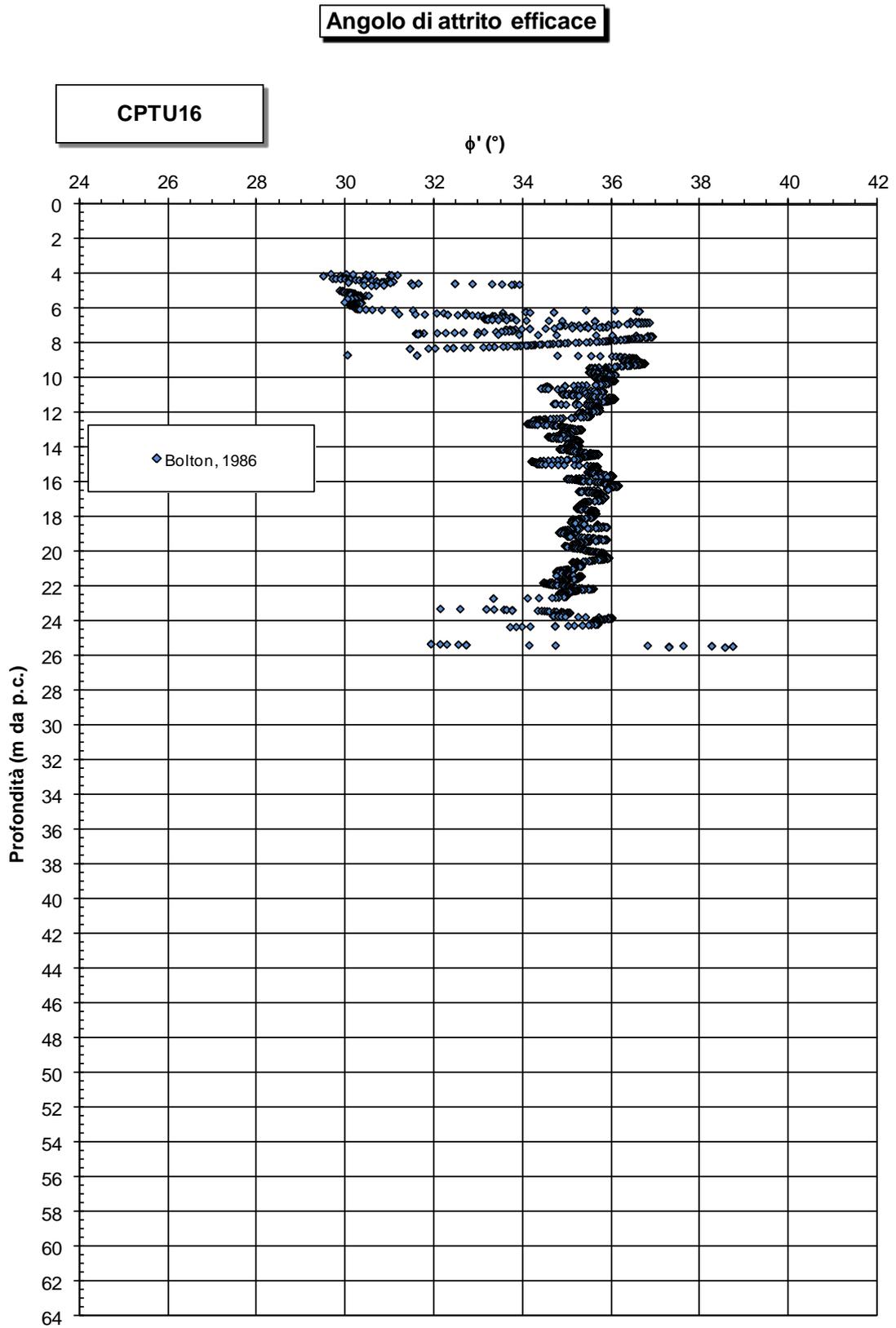


Figura 11.92: CPTU16 - Angolo d'attrito efficace

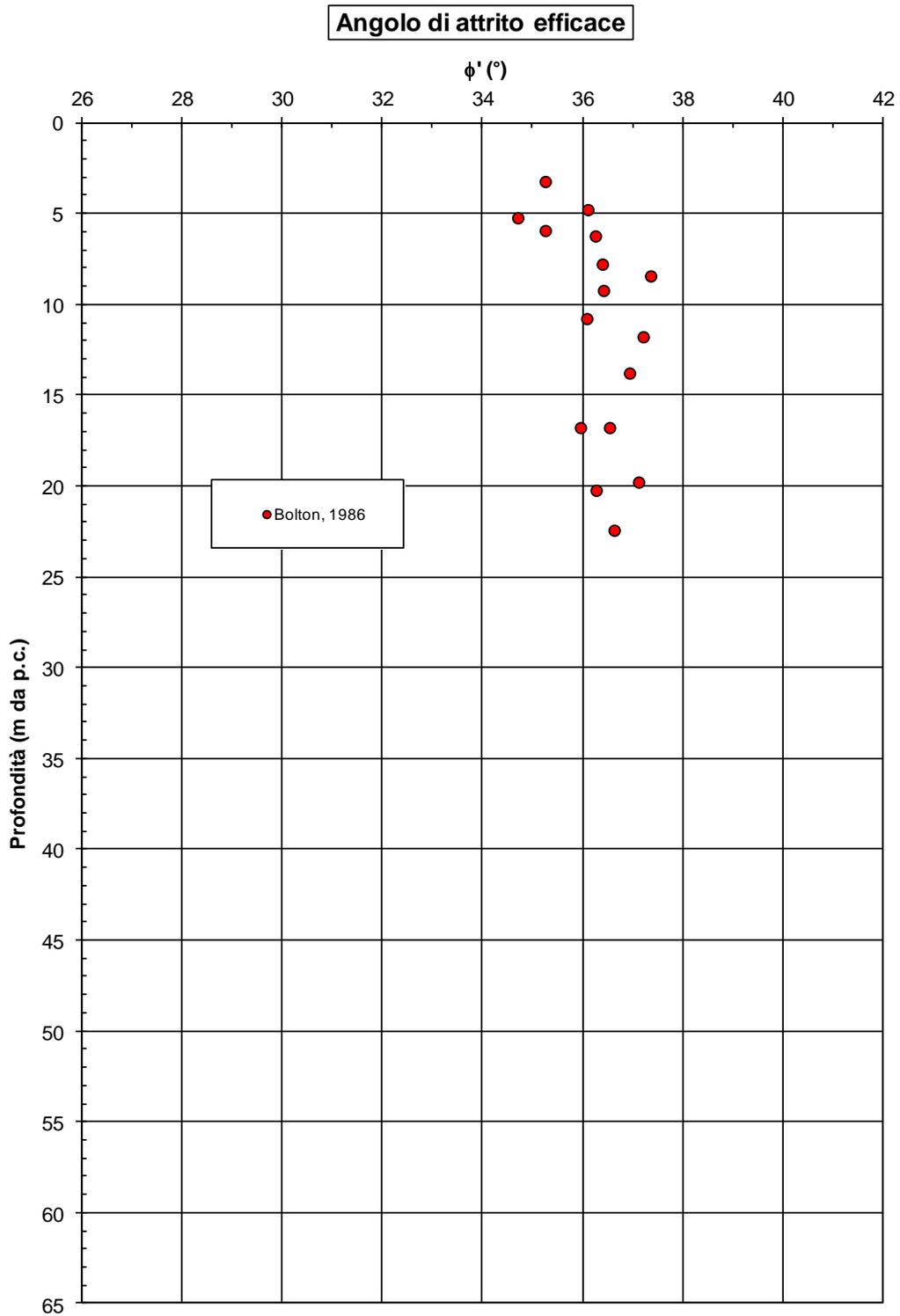


Figura 11.93: Lotto 2 - Prove SPT - Angolo d'attrito efficace

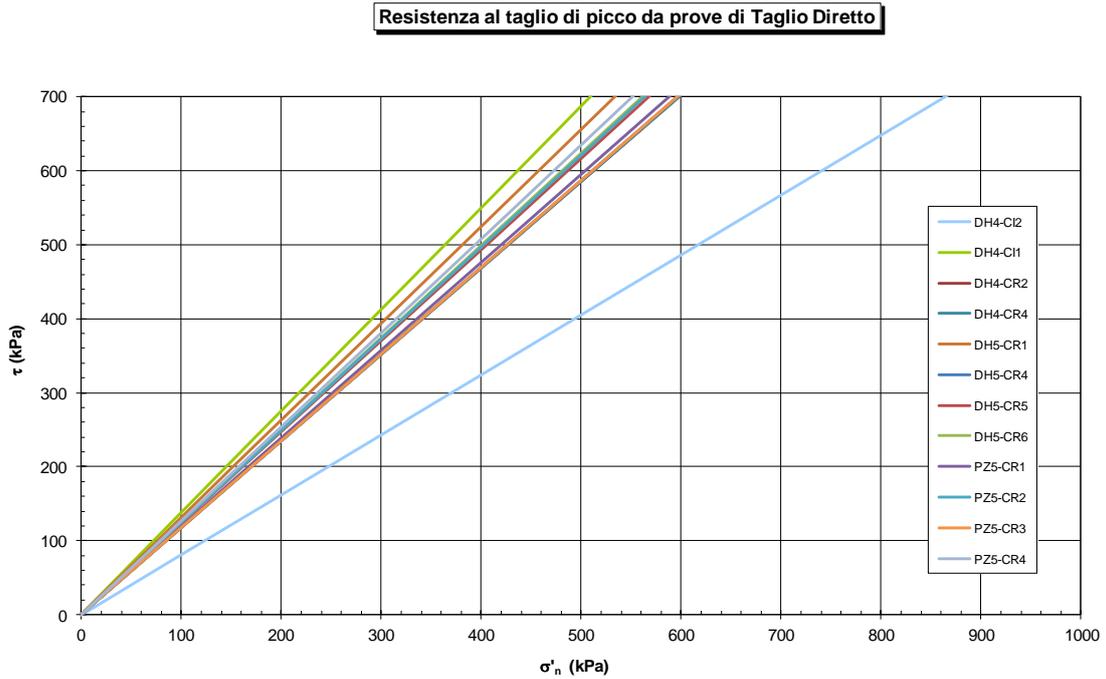


Figura 11.94: Lotto 2 - Materiale A2 - Resistenza al taglio da prove TD

### 11.4.3 Caratteristiche di deformabilità

#### 11.4.3.1 Velocità delle onde di taglio

I valori della  $V_s$  sono stati stimati a partire dai risultati delle prove CPTU e delle prove SPT e sono stati confrontati con le misure effettuate con cono sismico e con quelle desumibili dalle prove in colonna risonante.

L'andamento delle velocità (cfr. le Figure seguenti), seppure con delle differenze, risulta simile per i diversi approcci considerati ed è stato fittato mediante una legge di variazione lineare a tratti con la profondità  $z$ :

$$V_s = 140 + 7.0 \times z \text{ (m/s)} \quad z < 10.0 \text{ m}$$

$$V_s = 175 + 3.5 \times z \text{ (m/s)} \quad z \geq 10.0 \text{ m}$$

**Velocità onde sismiche in materiale granulare Vs**

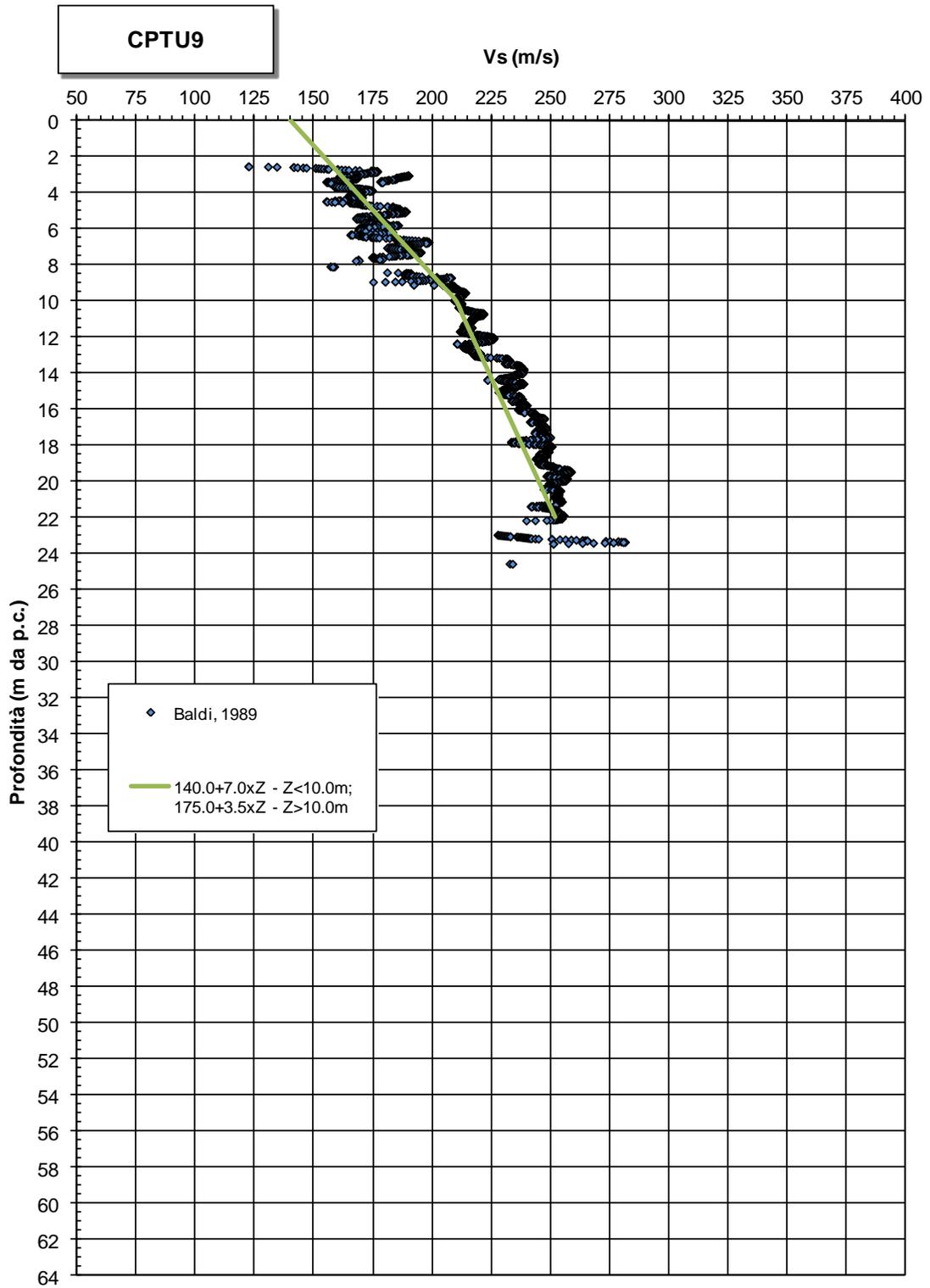


Figura 11.95: CPTU9 - Velocità delle onde di taglio

**Velocità onde sismiche in materiale granulare Vs**

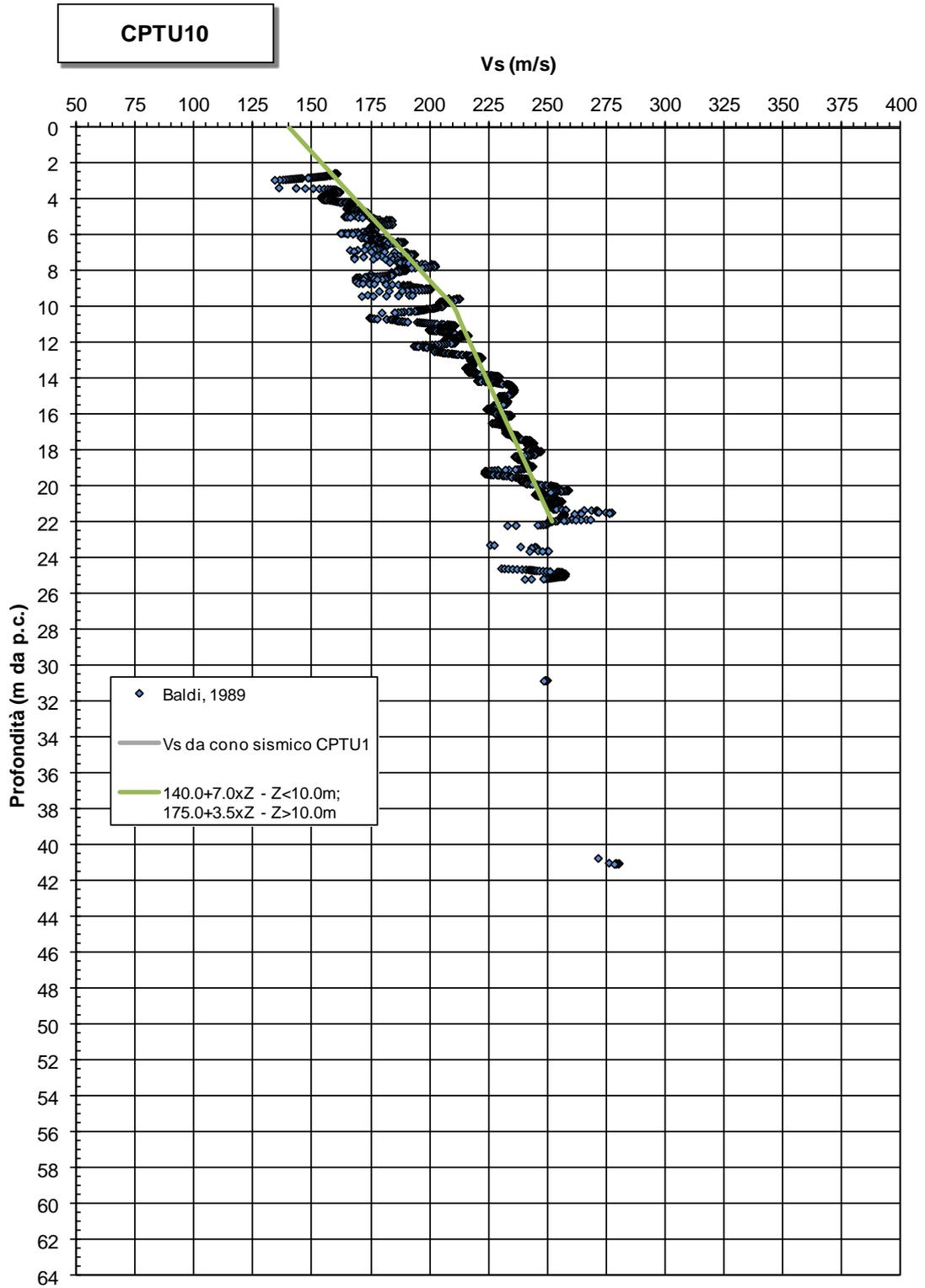


Figura 11.96: CPTU10 - Velocità delle onde di taglio

**Velocità onde sismiche in materiale granulare Vs**

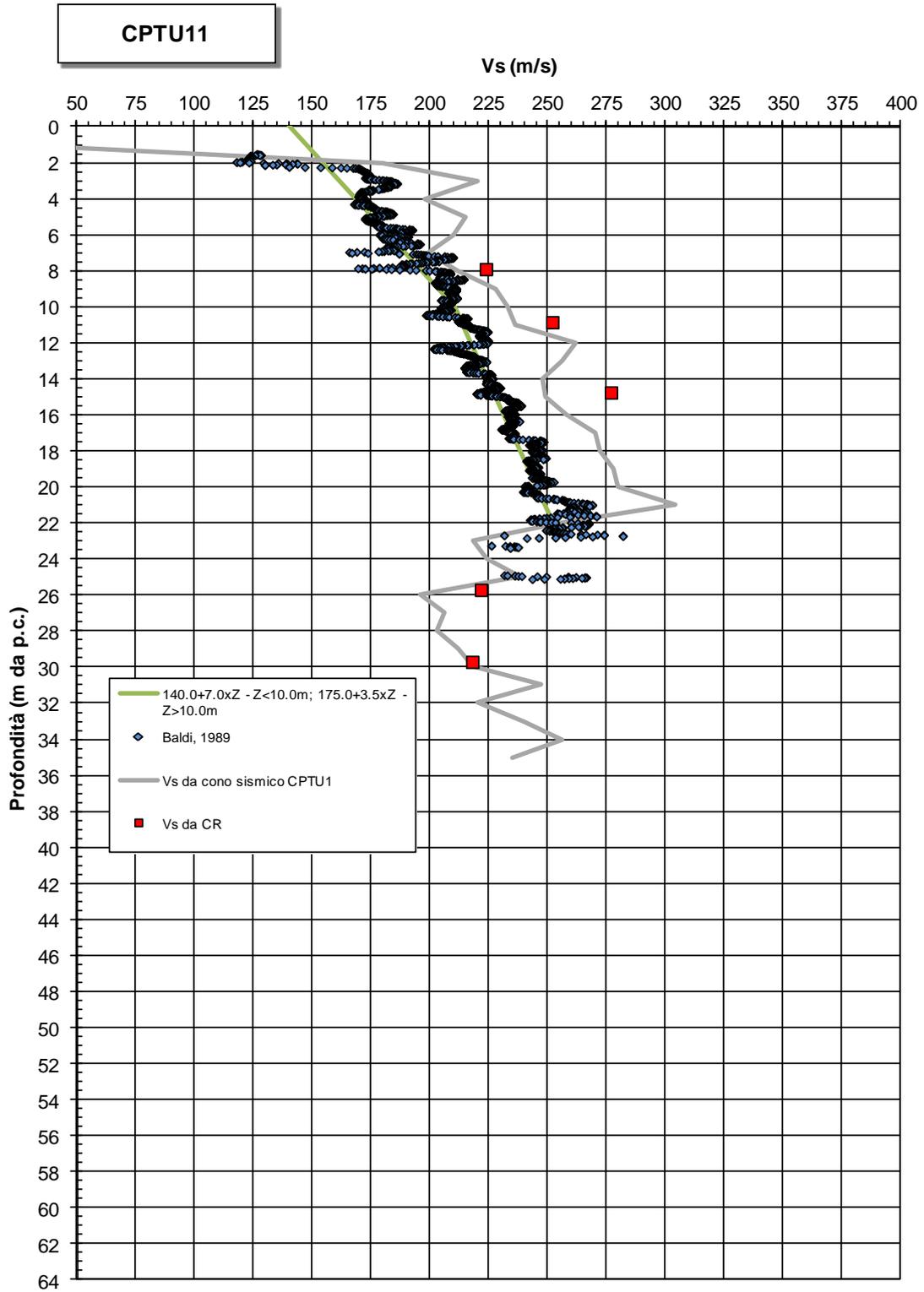


Figura 11.97: CPTU11 - Velocità delle onde di taglio

**Velocità onde sismiche in materiale granulare Vs**

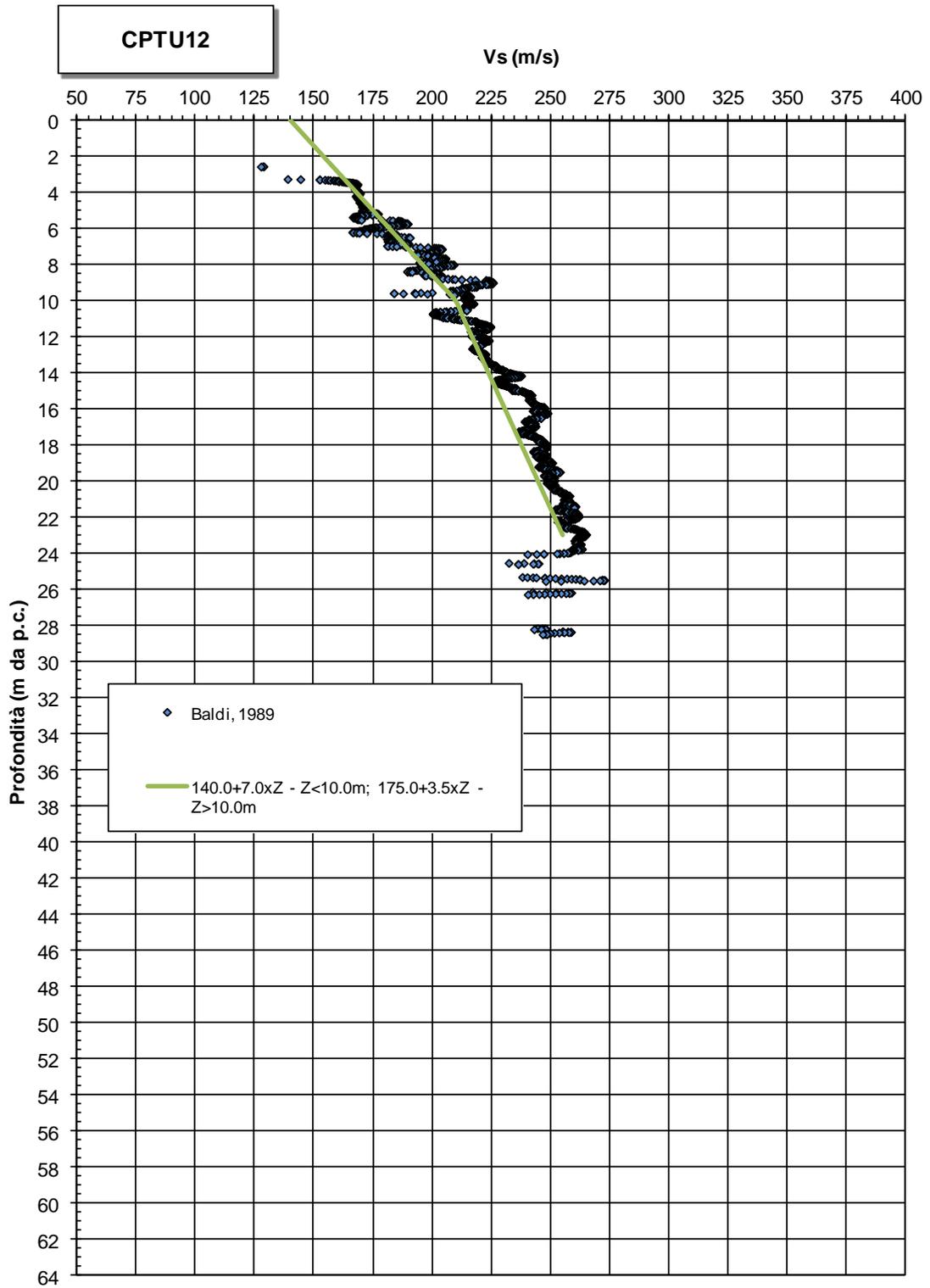


Figura 11.98: CPTU12 - Velocità delle onde di taglio

**Velocità onde sismiche in materiale granulare Vs**

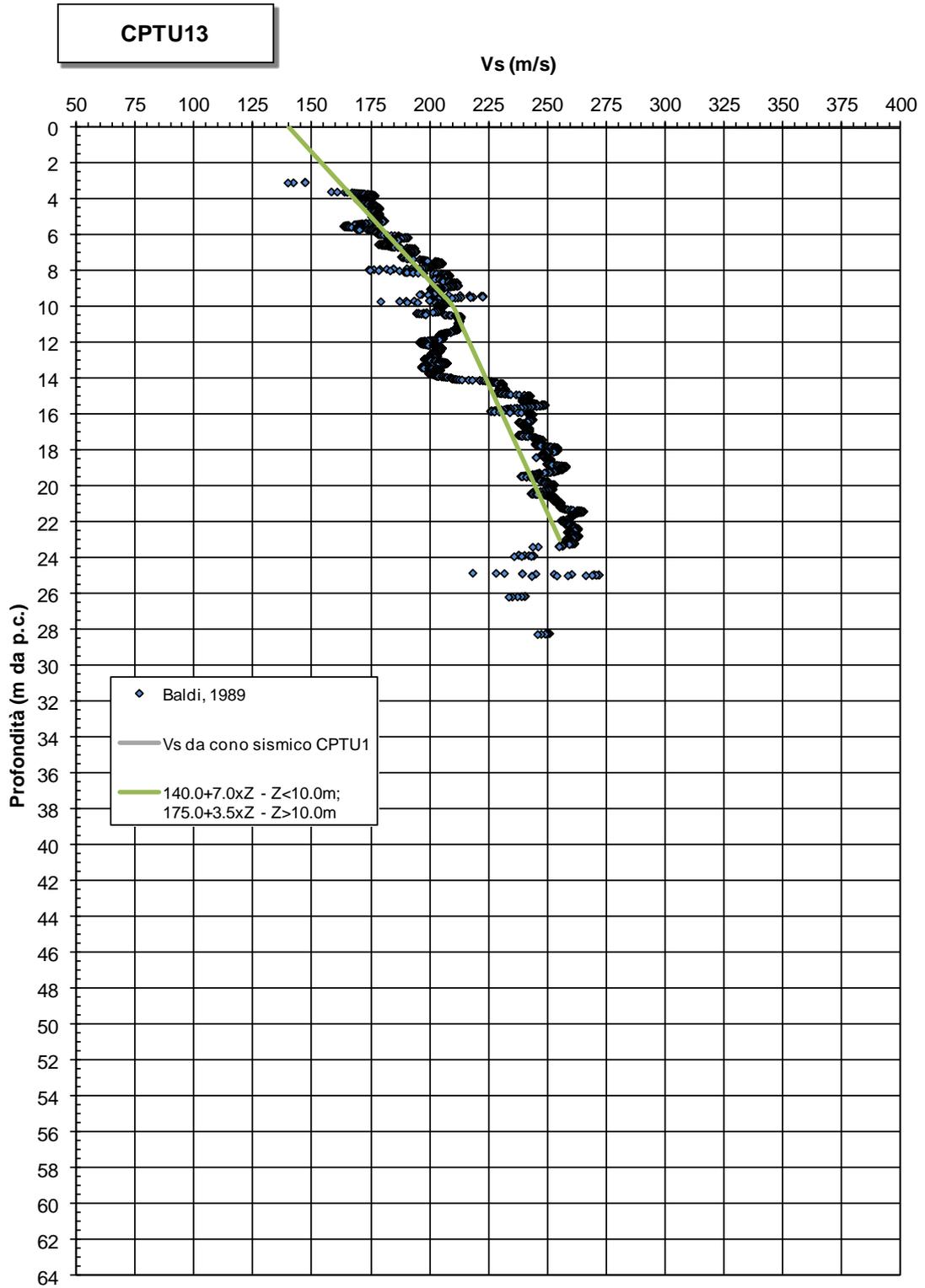


Figura 11.99: CPTU13 - Velocità delle onde di taglio

**Velocità onde sismiche in materiale granulare Vs**

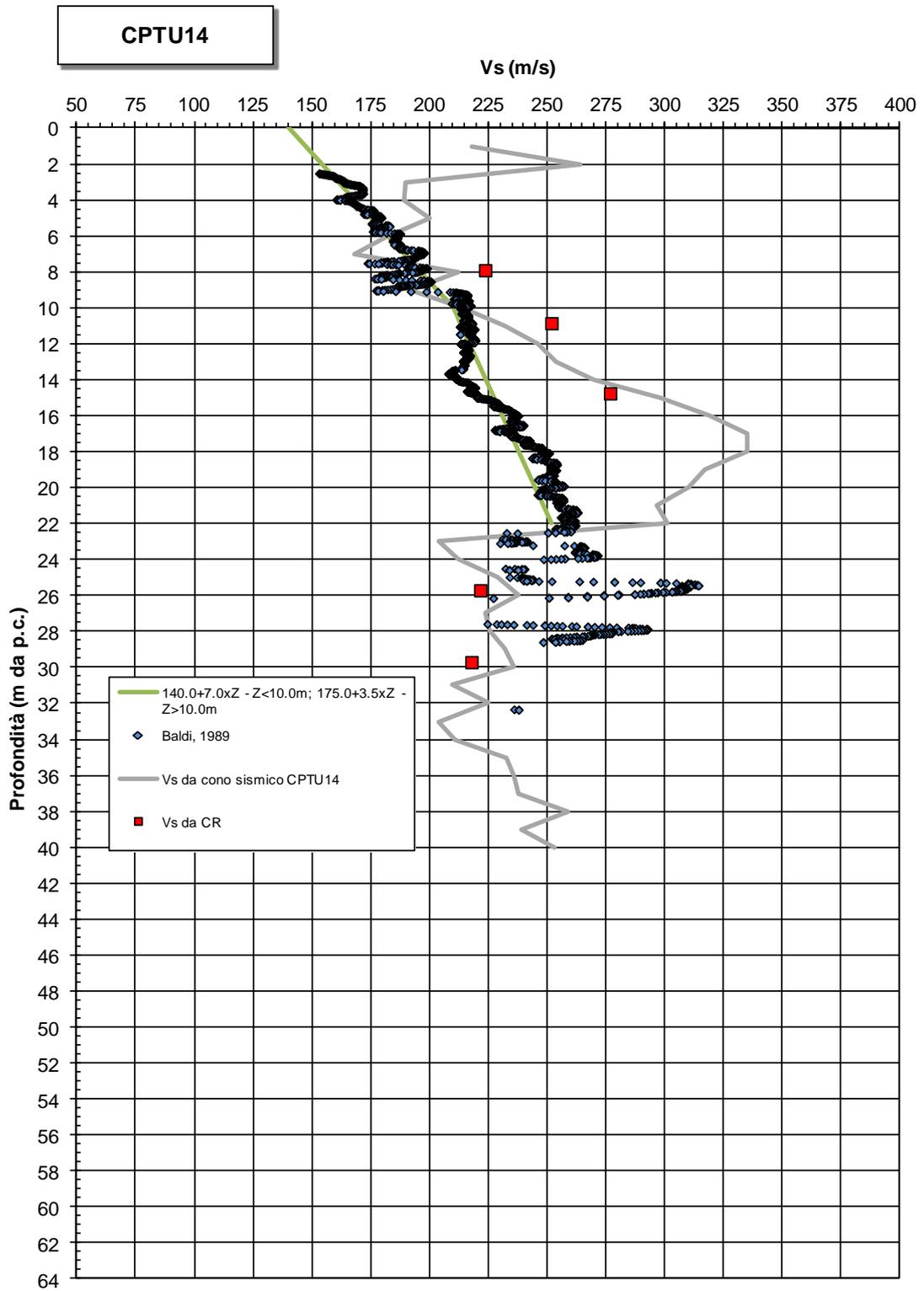


Figura 11.100: CPTU14 - Velocità delle onde di taglio

**Velocità onde sismiche in materiale granulare Vs**

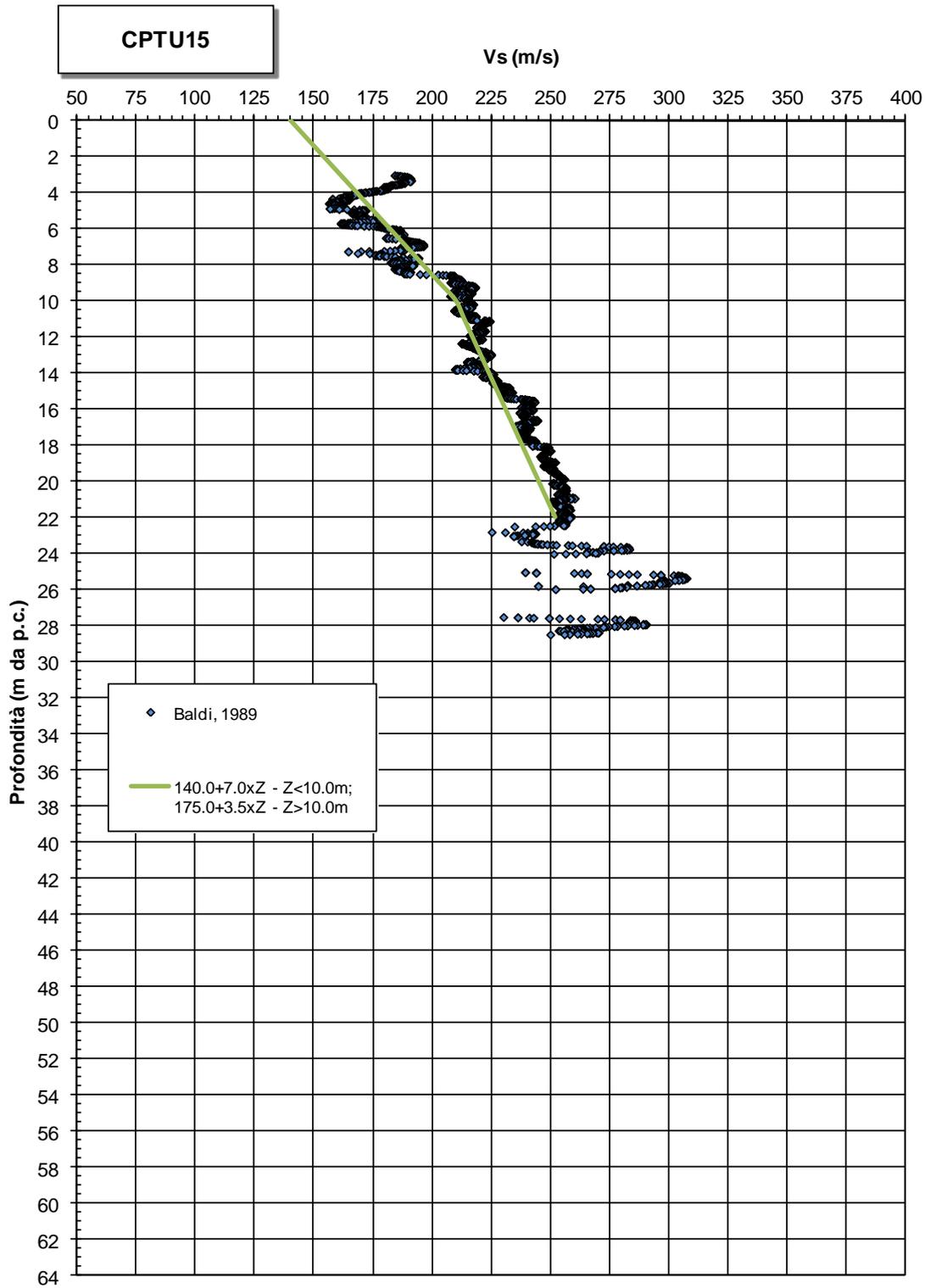


Figura 11.101: CPTU15 - Velocità delle onde di taglio

**Velocità onde sismiche in materiale granulare Vs**

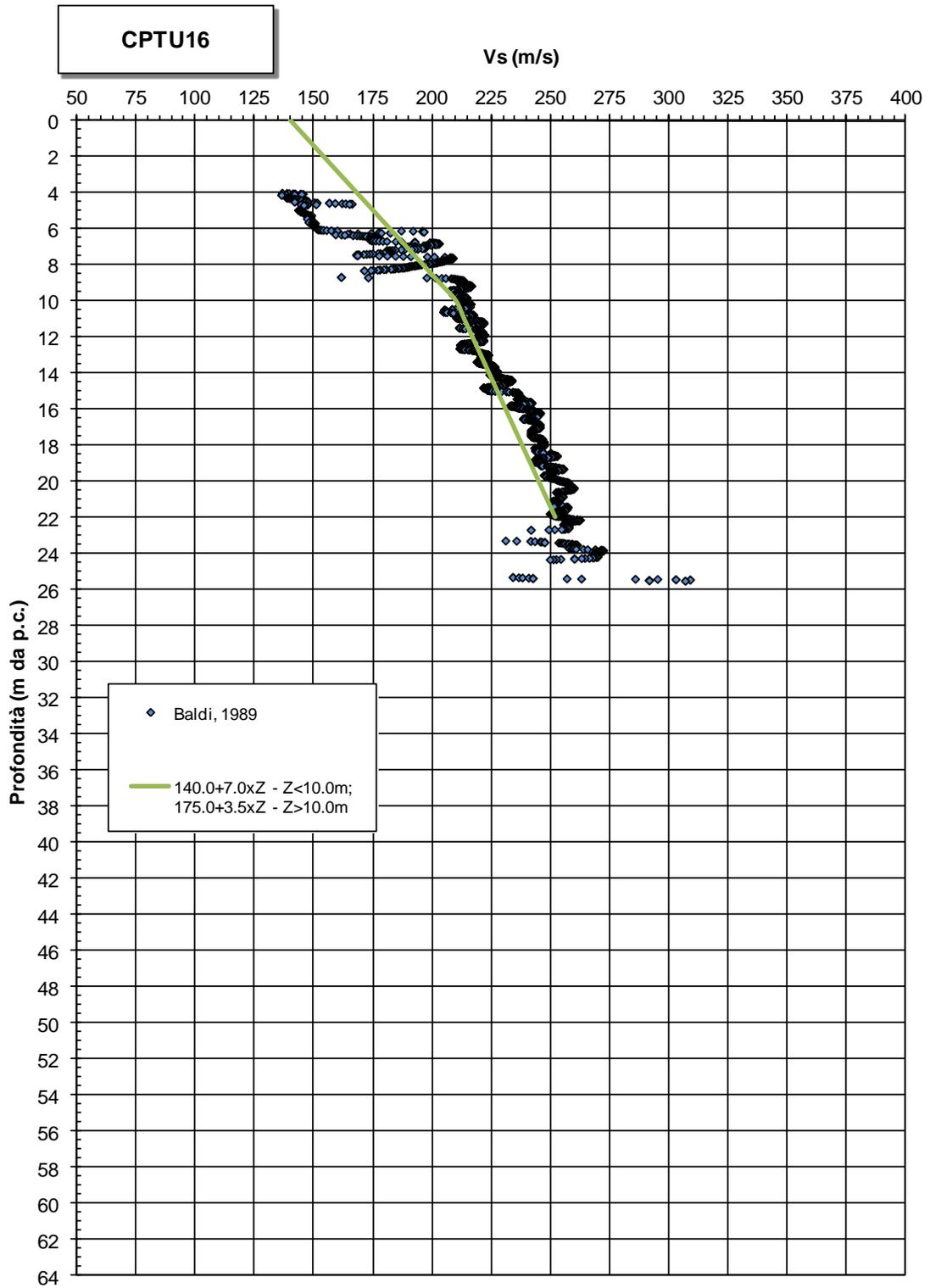


Figura 11.102: CPTU16 - Velocità delle onde di taglio

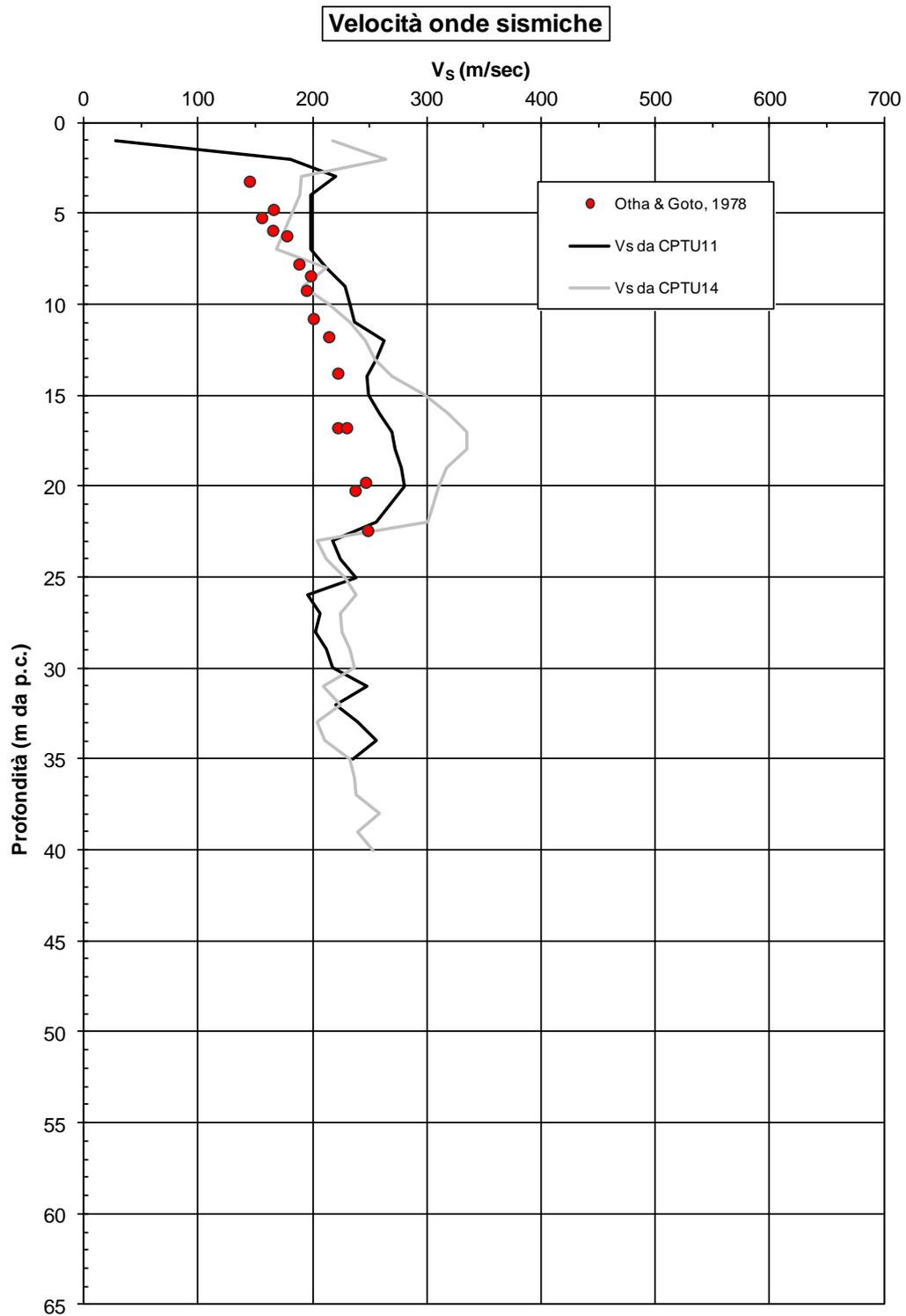


Figura 11.103: Lotto 2 - Prove SPT - Velocità onde sismiche

#### **11.4.3.2 Modulo di taglio iniziale**

I moduli di taglio elastici iniziali  $G_0$ , ottenuti sia a partire dalle  $V_s$  precedentemente stimate sia con specifiche correlazioni a partire direttamente dalla  $q_c$  e dagli  $N_{SPT}$  (Otha & Goto) mostrano un sostanziale buon accordo (cfr. le Figure seguenti). Nei grafici delle CPTU già interessate dalla misura delle velocità con cono sismico sono stati sovrapposti anche i valori ottenuti dalle prove in colonna risonante.

**Modulo di taglio a piccole deformazioni - materiali granulari**

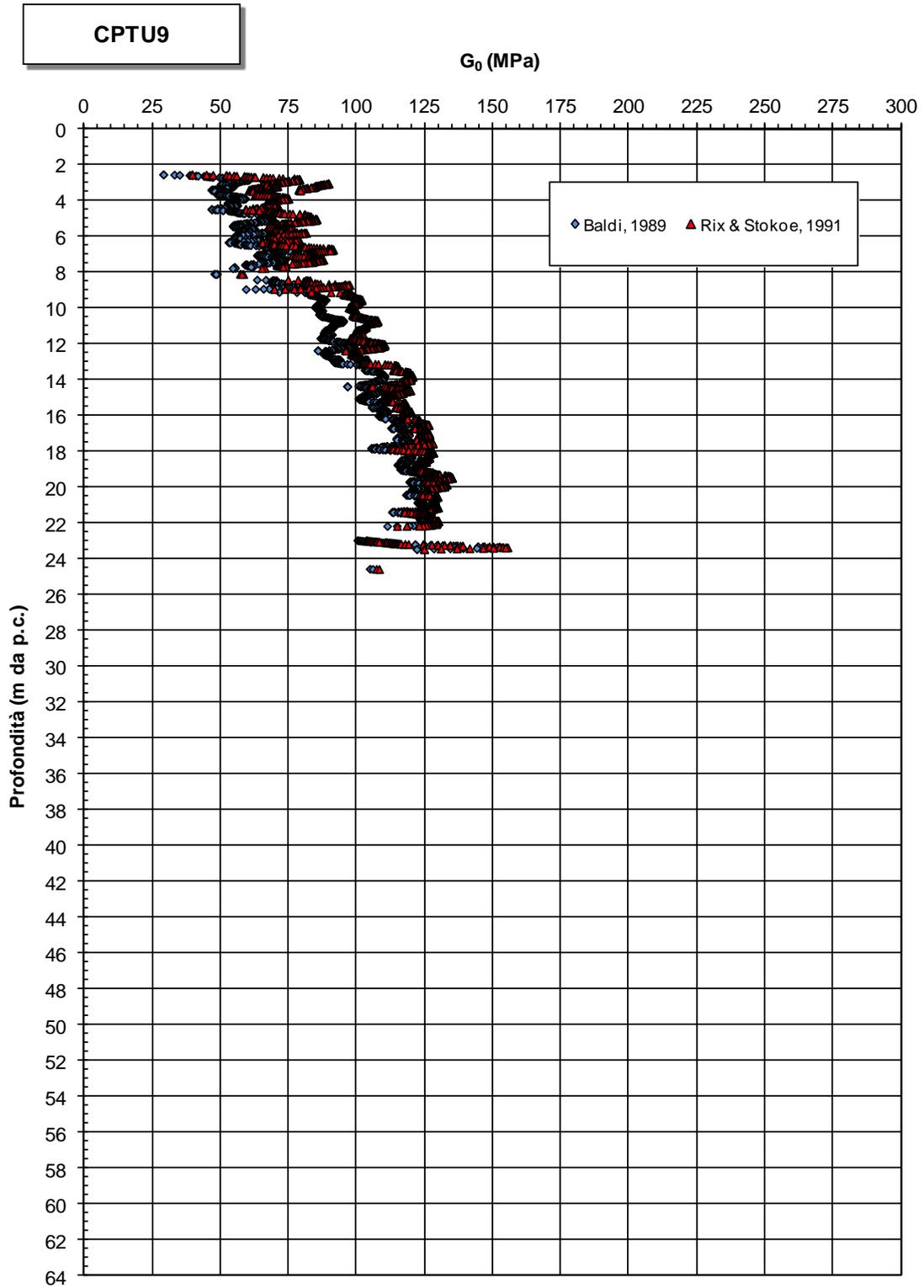


Figura 11.104: CPTU9 - Modulo di taglio iniziale

**Modulo di taglio a piccole deformazioni - materiali granulari**

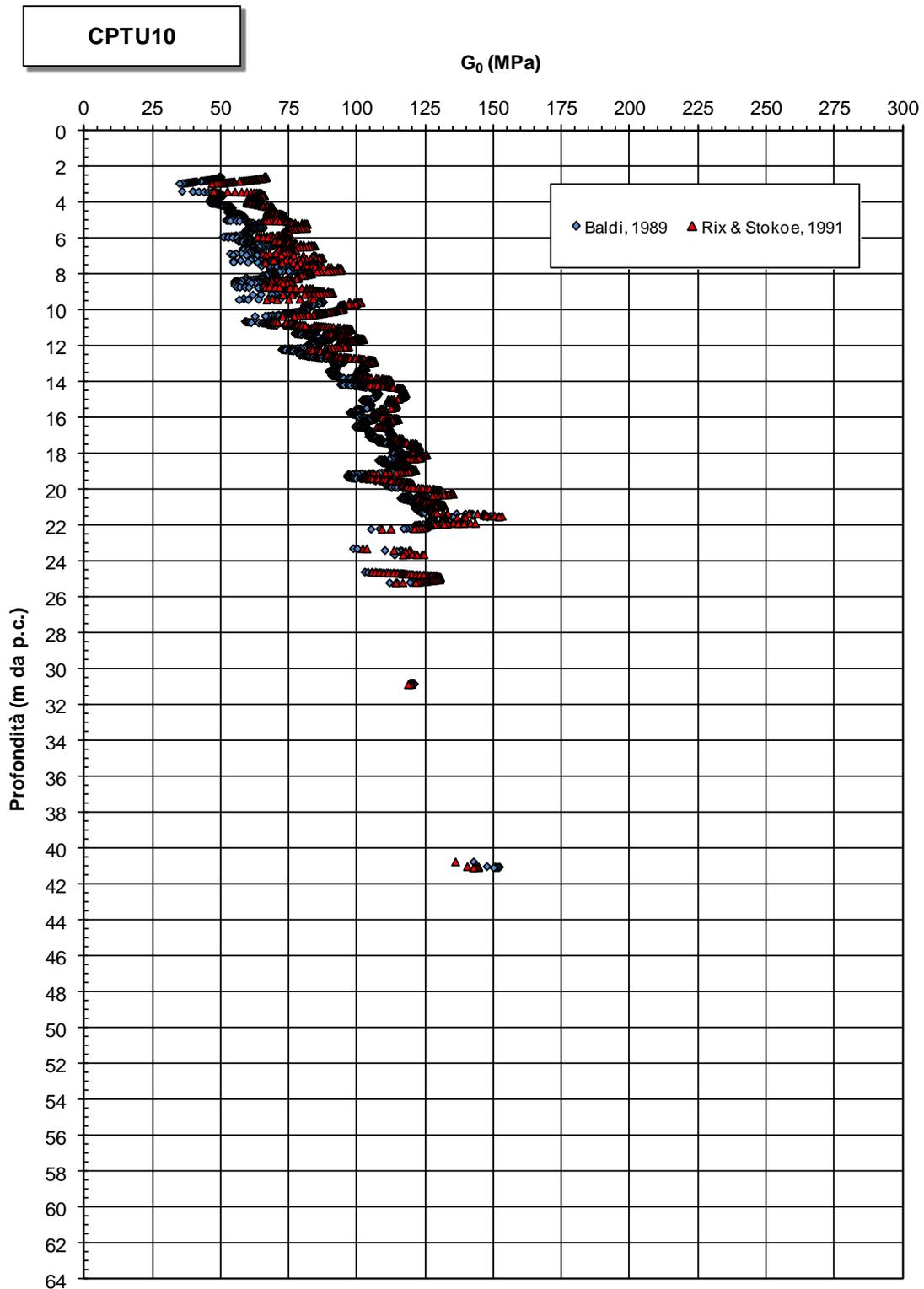


Figura 11.105: CPTU10 - Modulo di taglio iniziale

**Modulo di taglio a piccole deformazioni - materiali granulari**

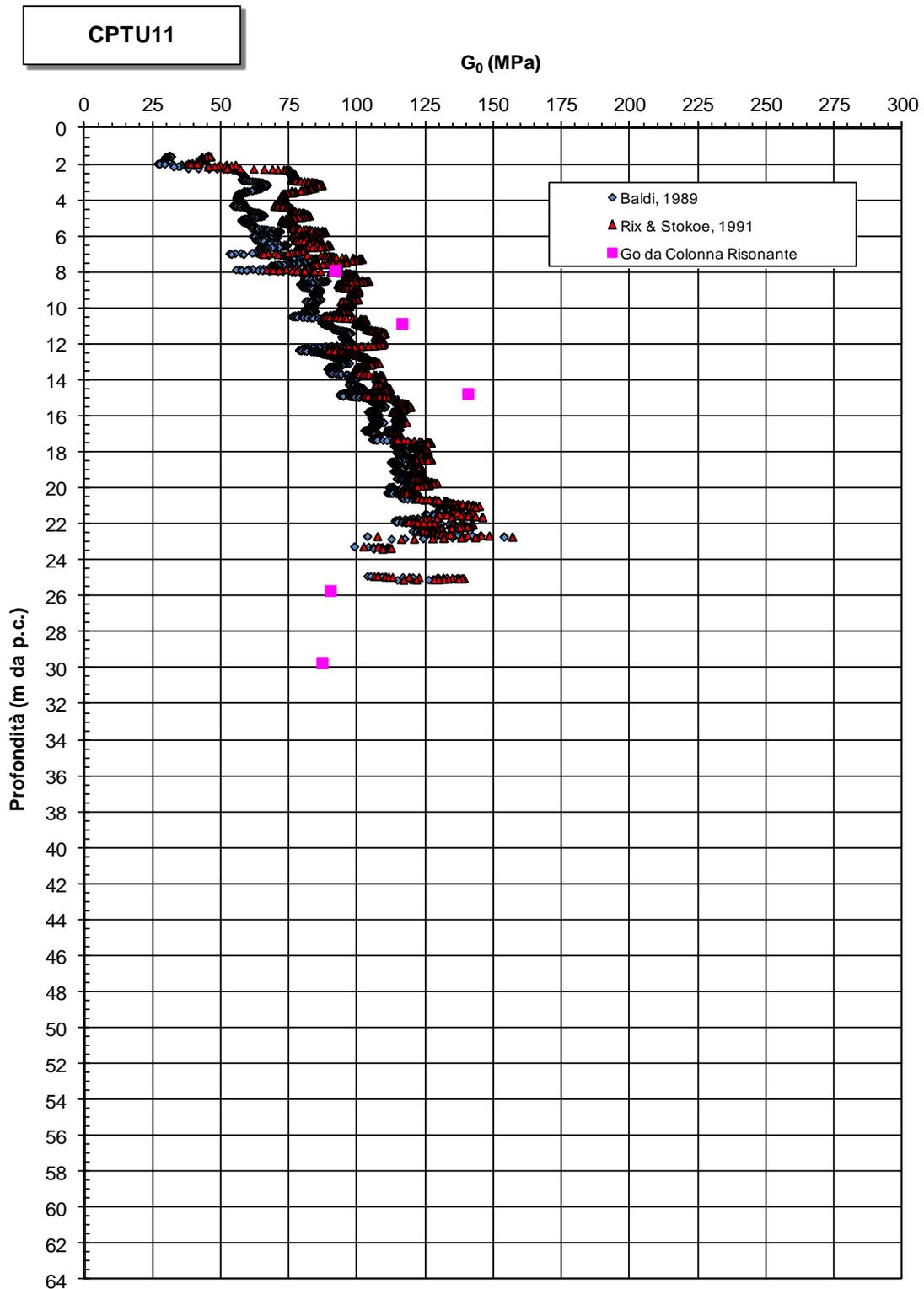


Figura 11.106: CPTU11 - Modulo di taglio iniziale

**Modulo di taglio a piccole deformazioni - materiali granulari**

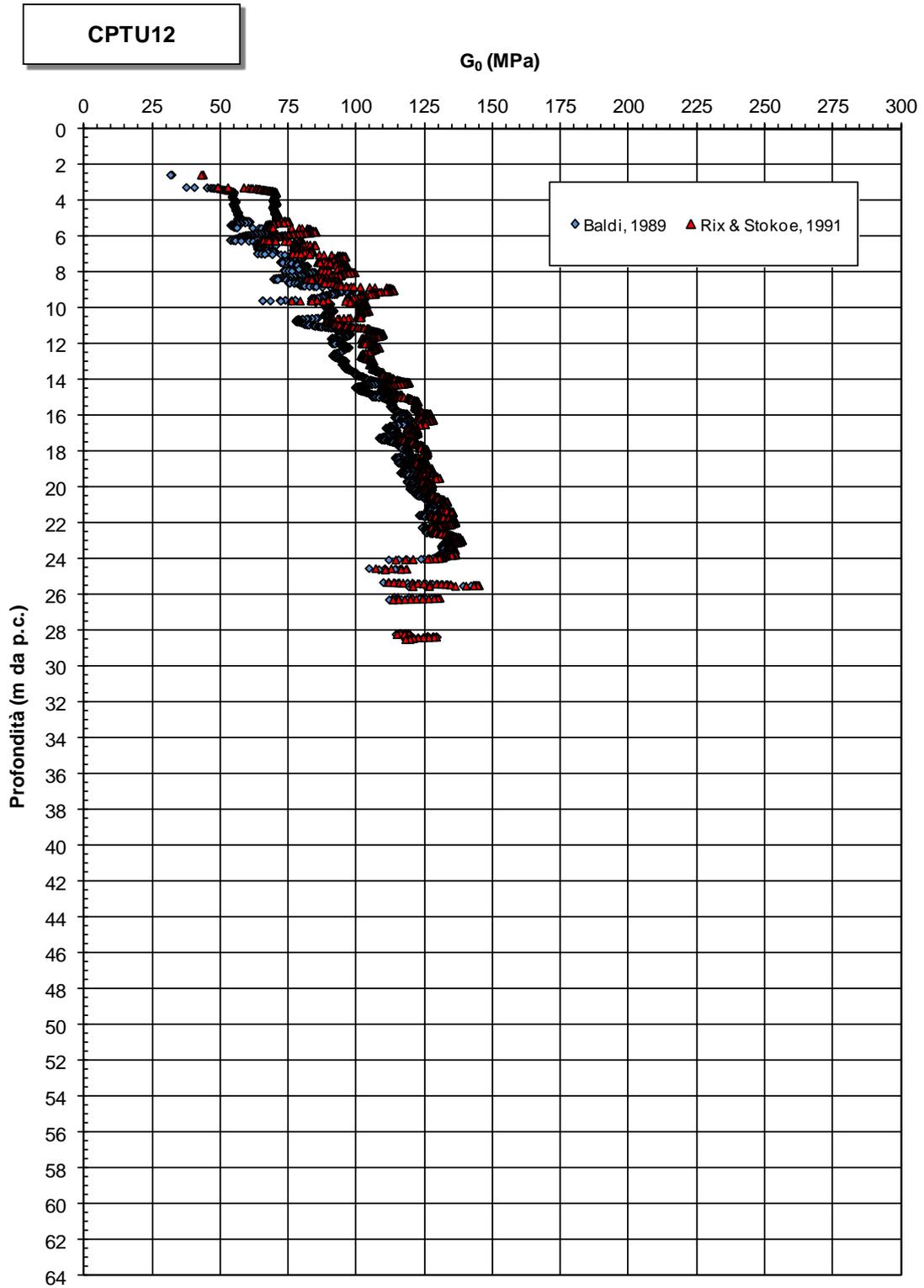


Figura 11.107: CPTU12 - Modulo di taglio iniziale

**Modulo di taglio a piccole deformazioni - materiali granulari**

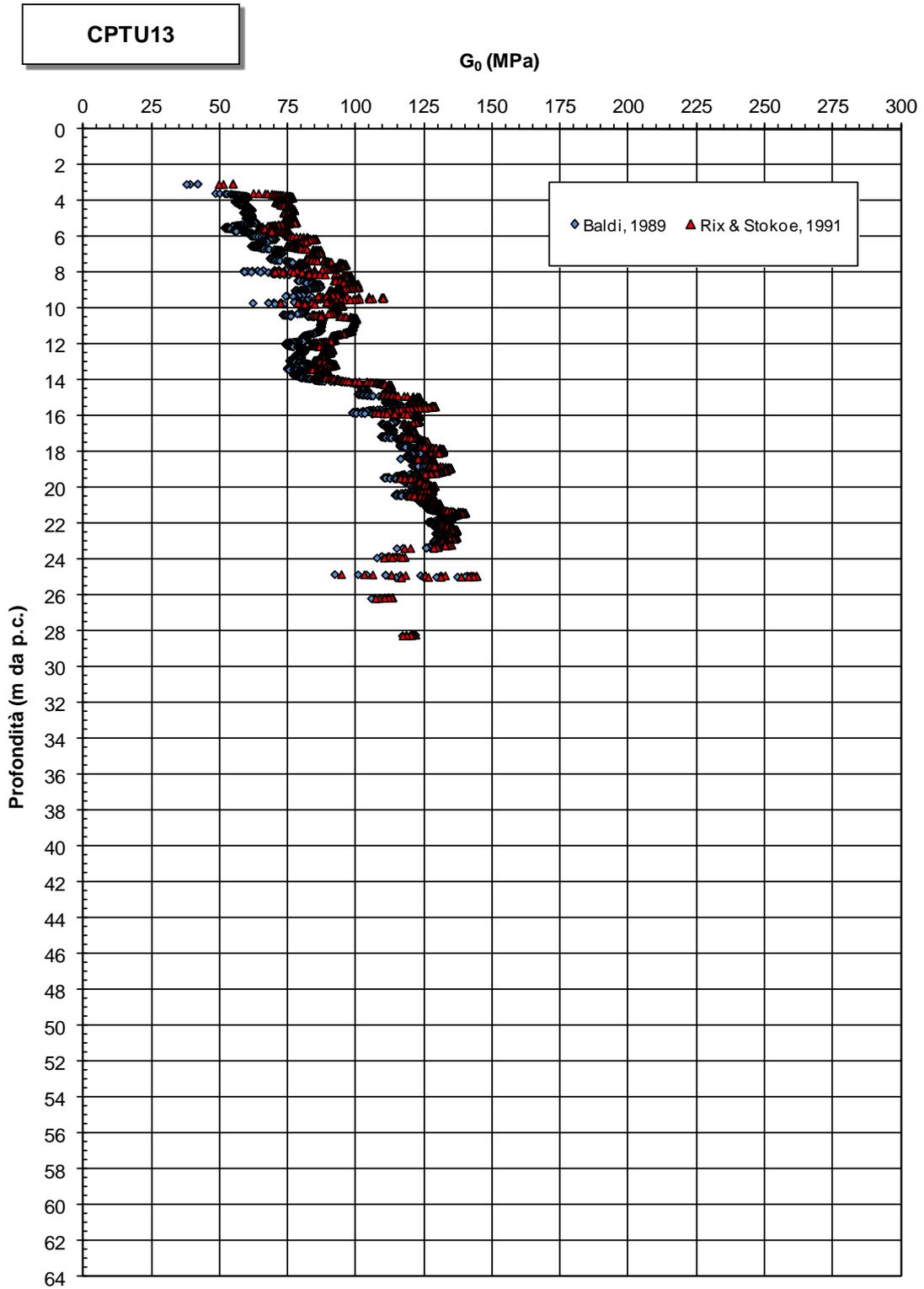


Figura 11.108: CPTU13 - Modulo di taglio iniziale

**Modulo di taglio a piccole deformazioni - materiali granulari**

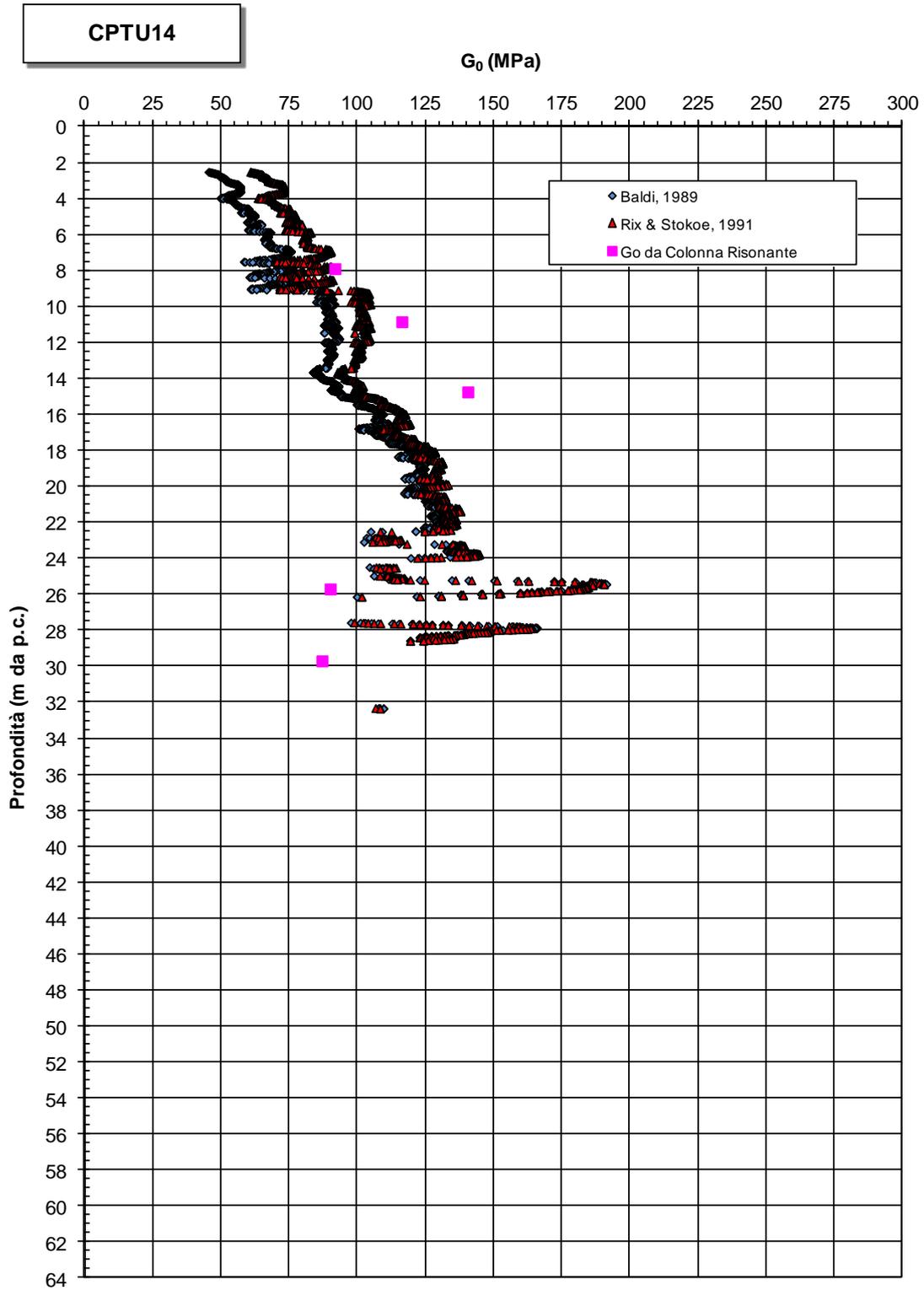


Figura 11.109: CPTU14 - Modulo di taglio iniziale

**Modulo di taglio a piccole deformazioni - materiali granulari**

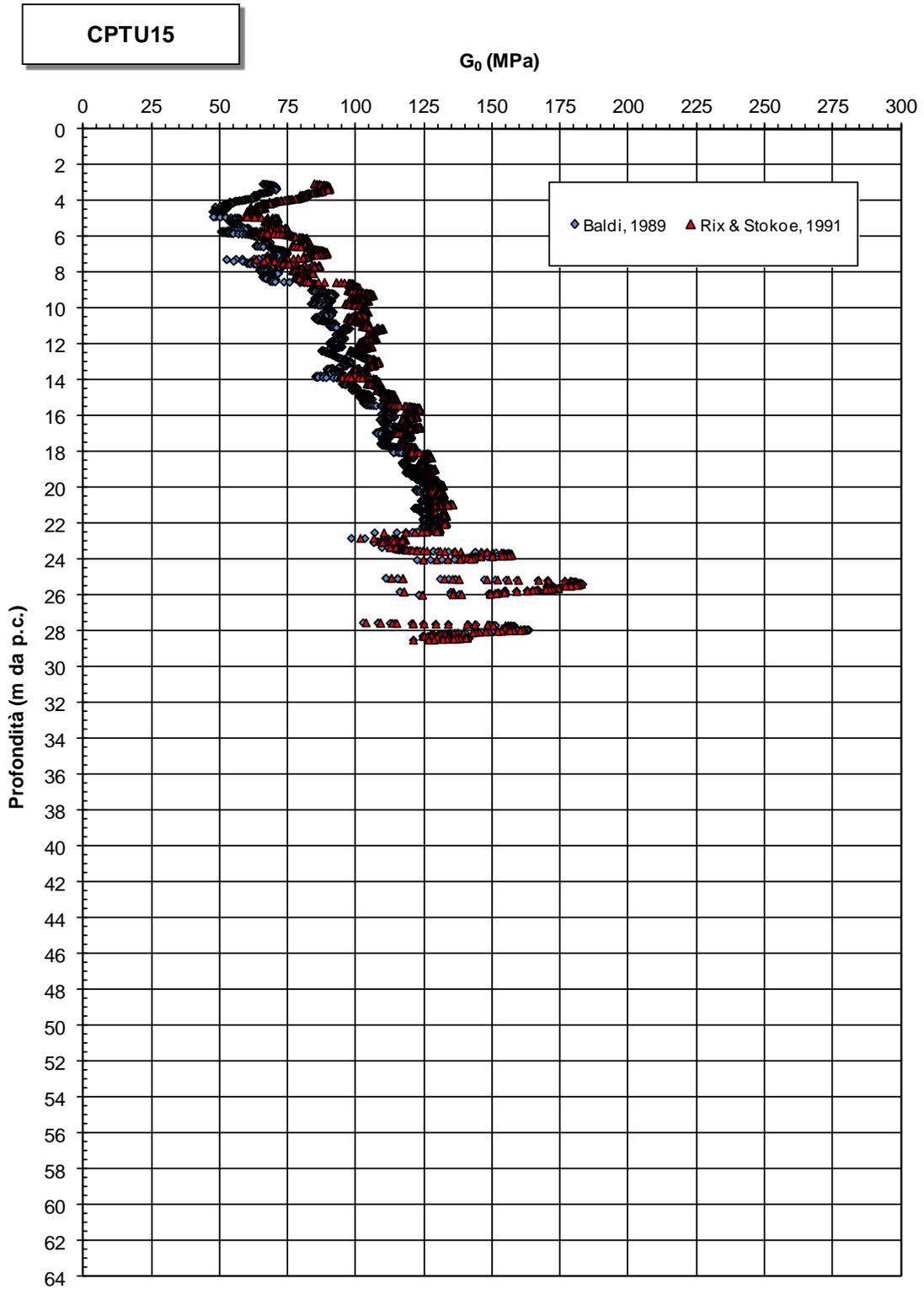


Figura 11.110: CPTU15 - Modulo di taglio iniziale



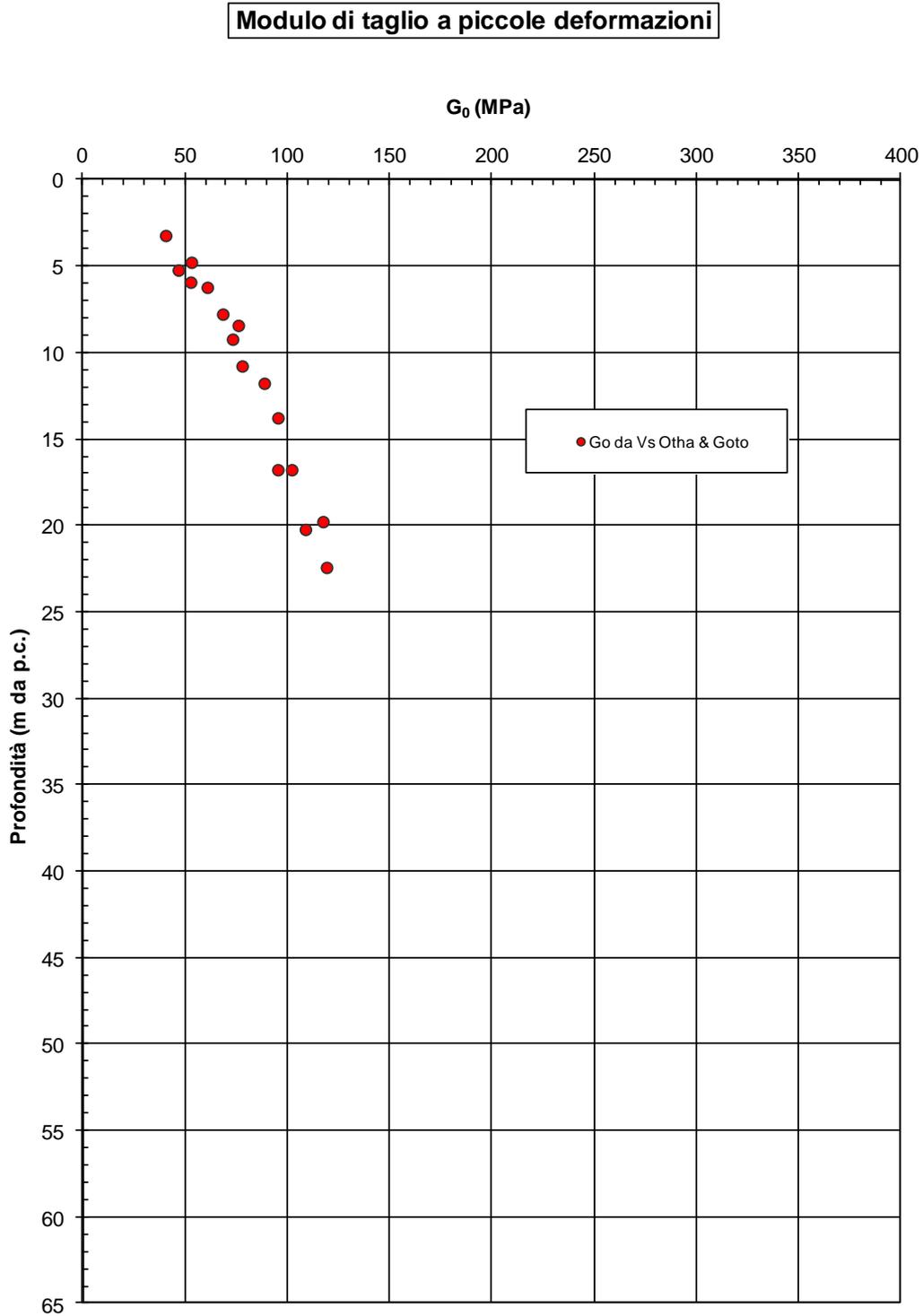


Figura 11.112: Lotto 2 - Prove SPT - Modulo di taglio iniziale

### **11.4.3.3 Modulo elastico iniziale**

I valori del modulo elastico iniziale a piccole deformazioni sono stati desunti a partire da valori di  $G_0$  tramite le note relazioni della teoria dell'elasticità, ottenendo i risultati riportati nelle Figure seguenti:

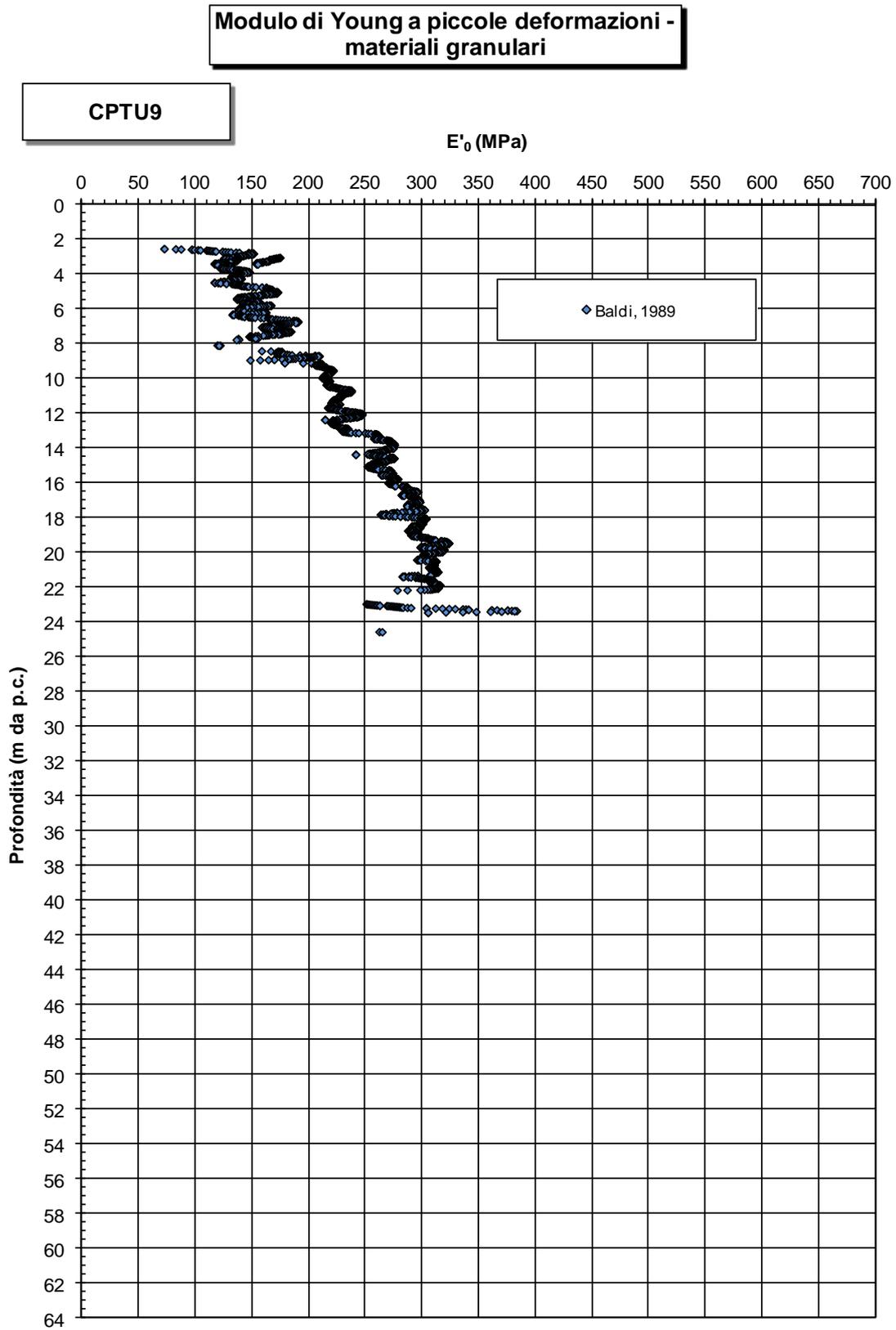


Figura 11.113: CPT9 - Modulo elastico iniziale

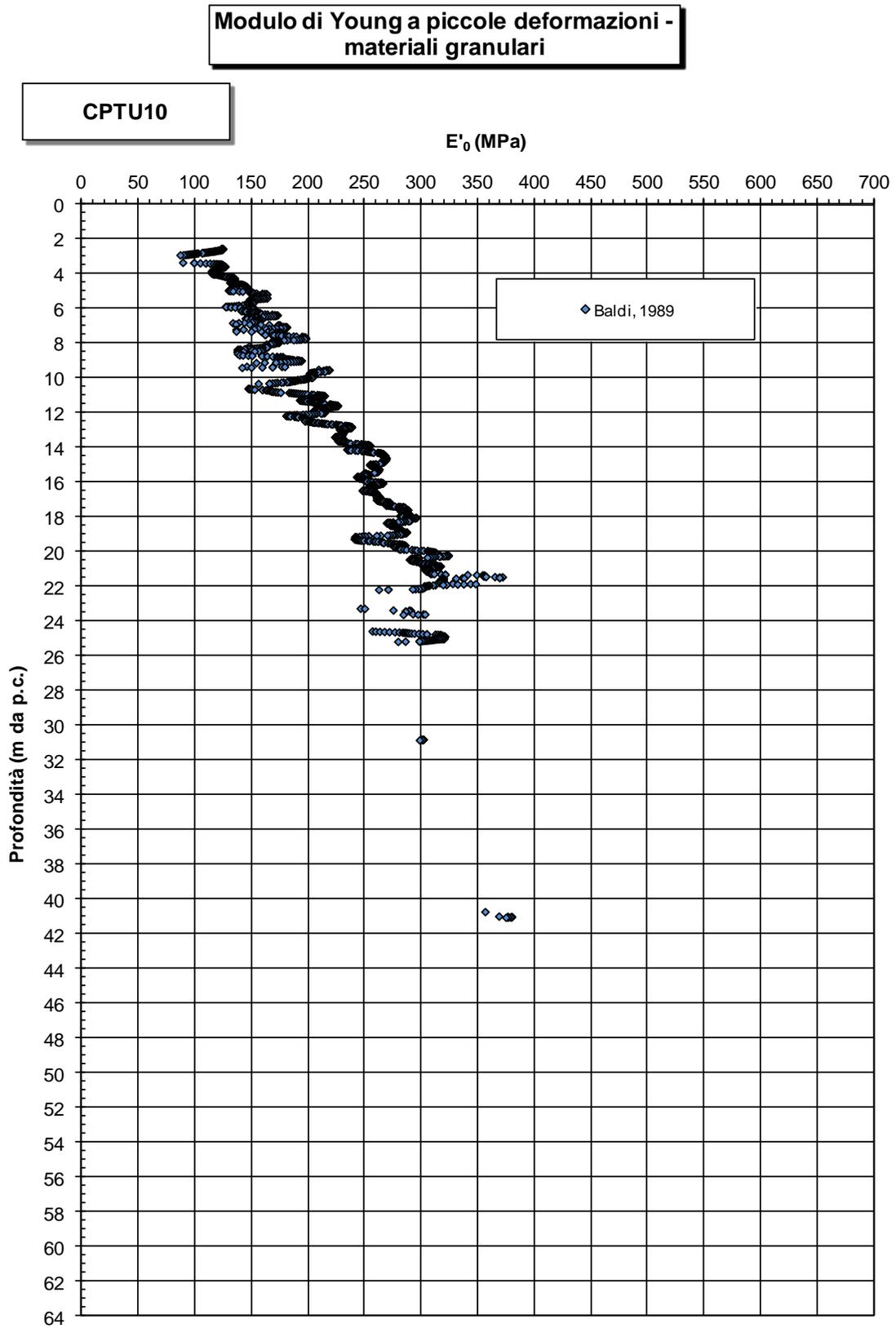


Figura 11.114: CPT10 - Modulo elastico iniziale

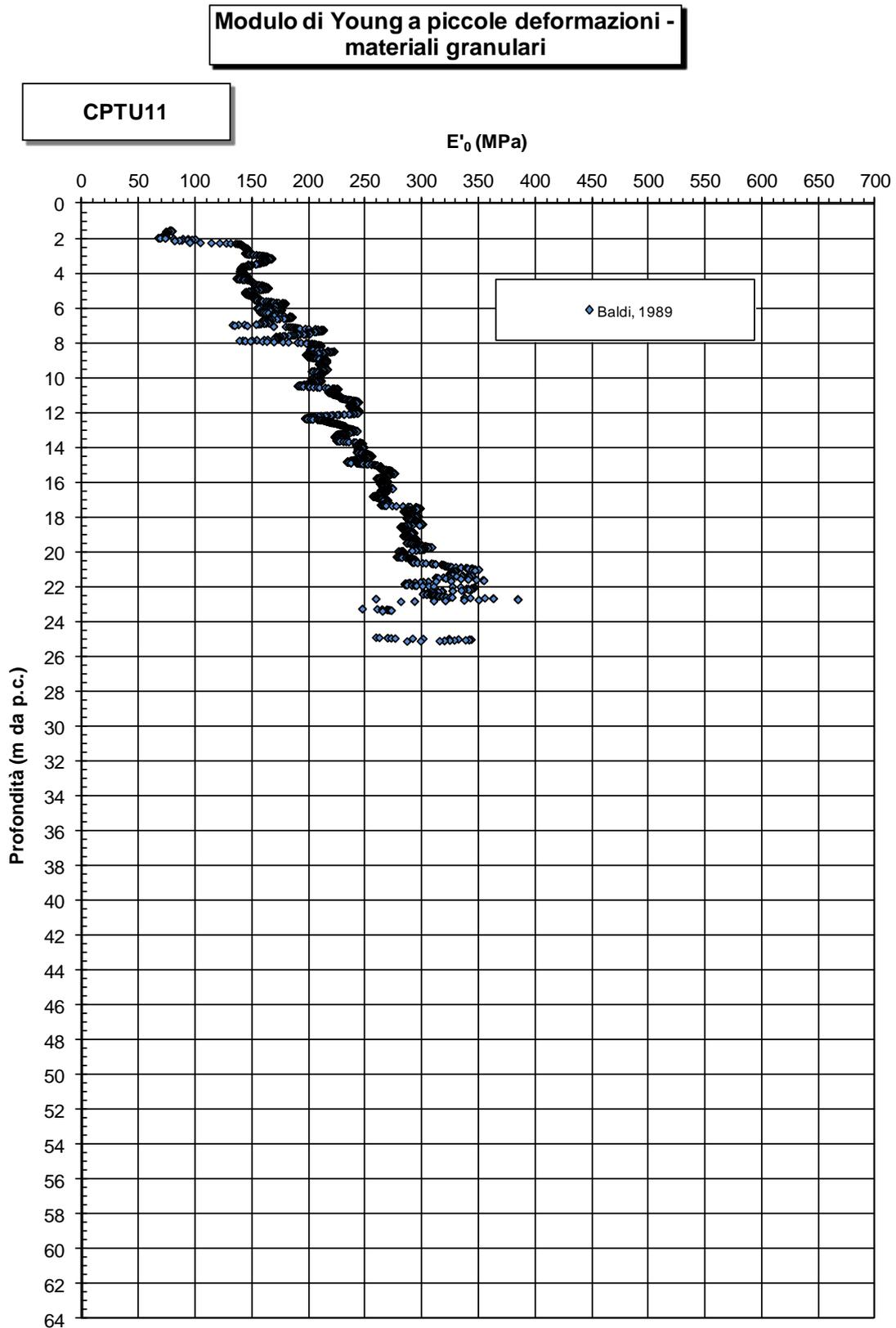


Figura 11.115: CPT11 - Modulo elastico iniziale

**Modulo di Young a piccole deformazioni -  
materiali granulari**

**CPTU12**

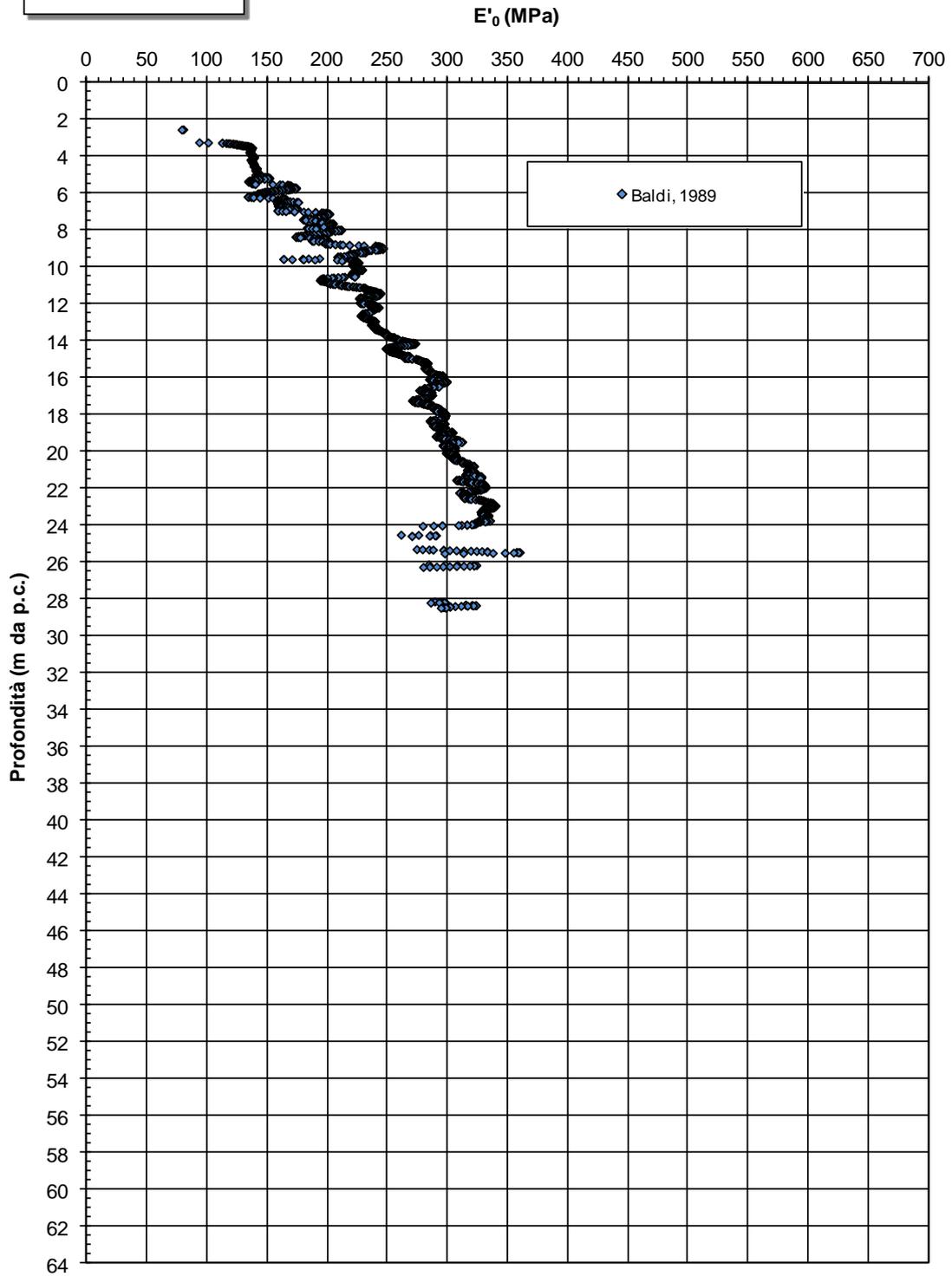


Figura 11.116: CPT12 - Modulo elastico iniziale

**Modulo di Young a piccole deformazioni -  
materiali granulari**

**CPTU13**

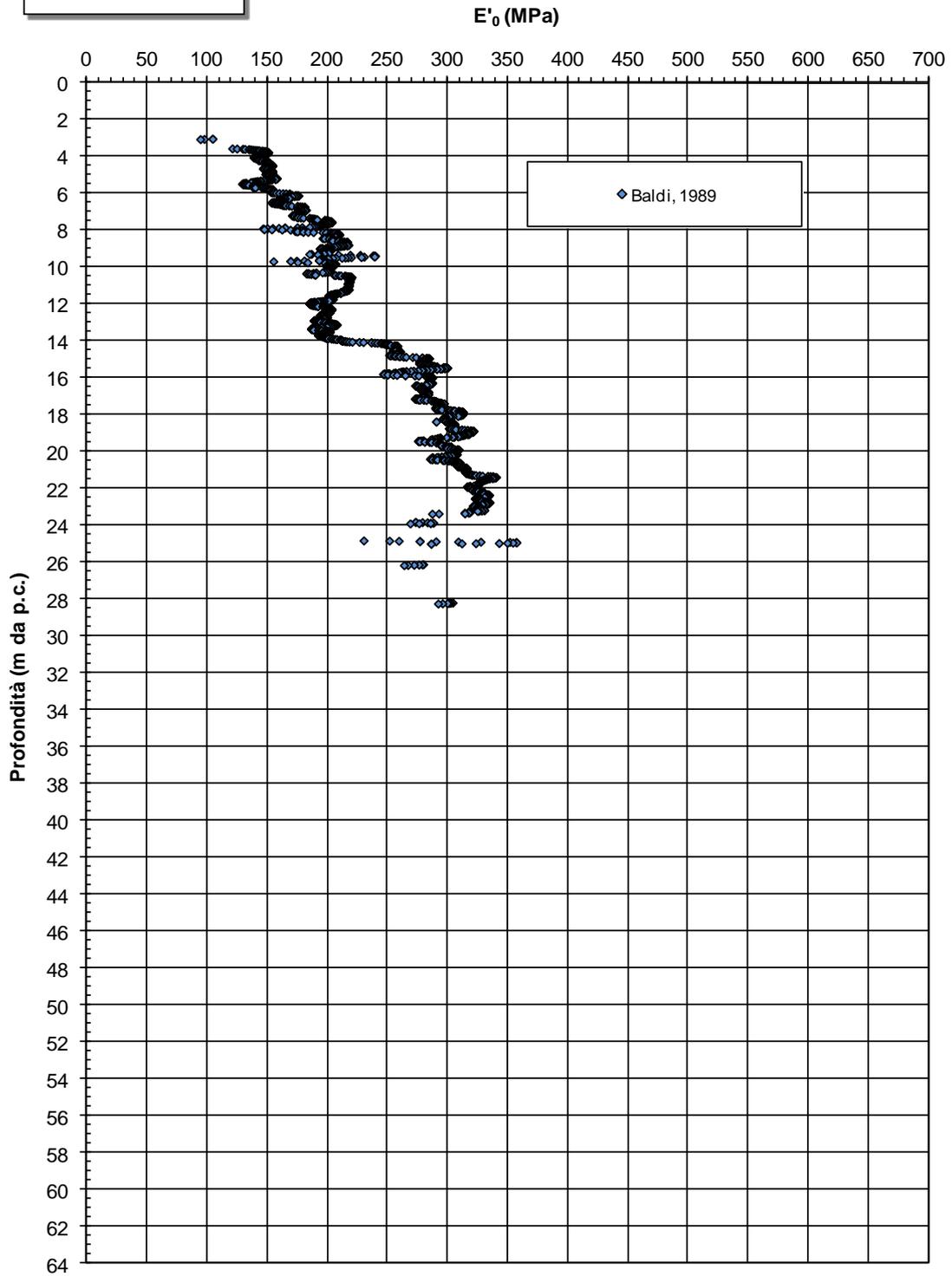


Figura 11.117: CPT13 - Modulo elastico iniziale

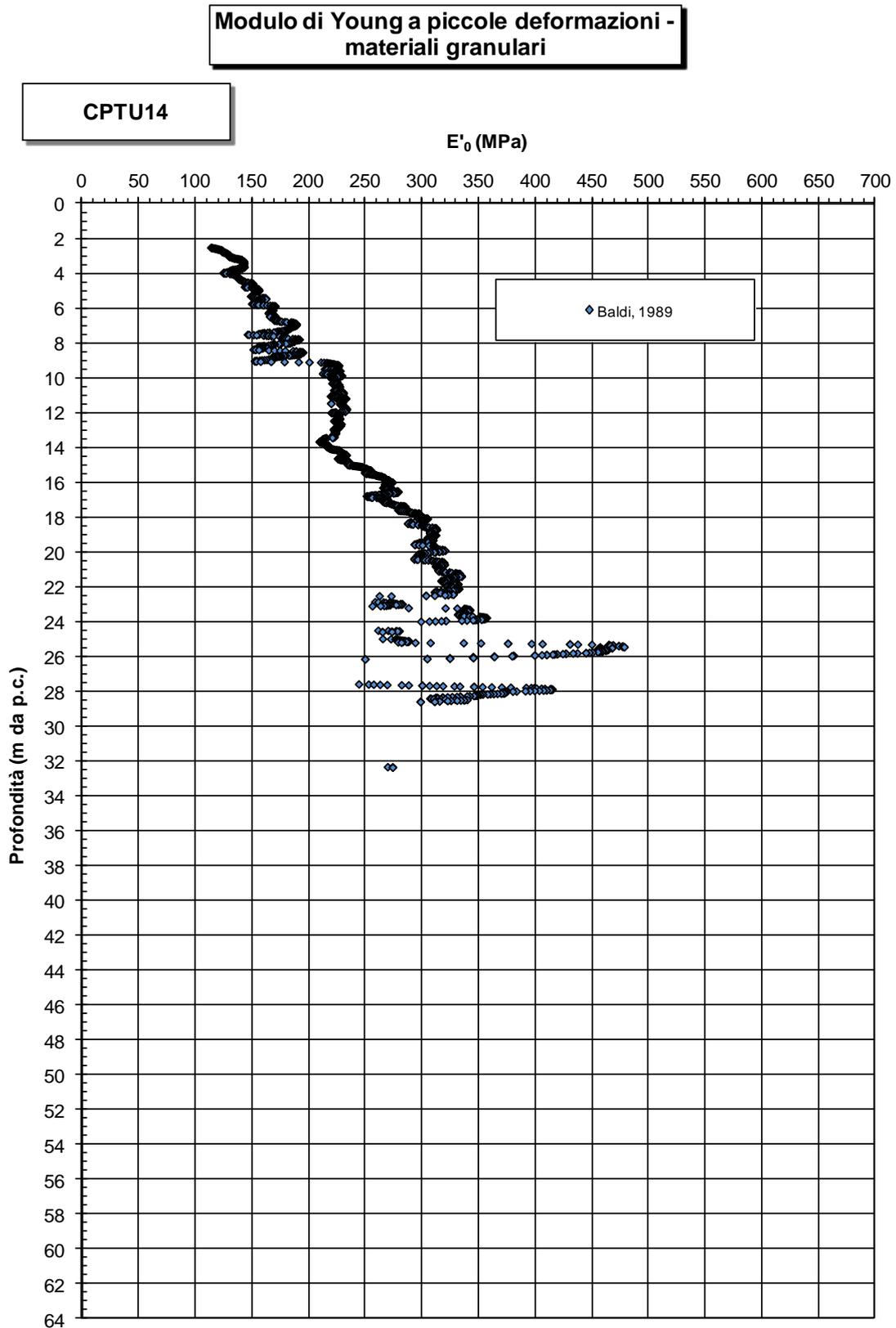


Figura 11.118: CPT14 - Modulo elastico iniziale

**Modulo di Young a piccole deformazioni -  
materiali granulari**

**CPTU15**

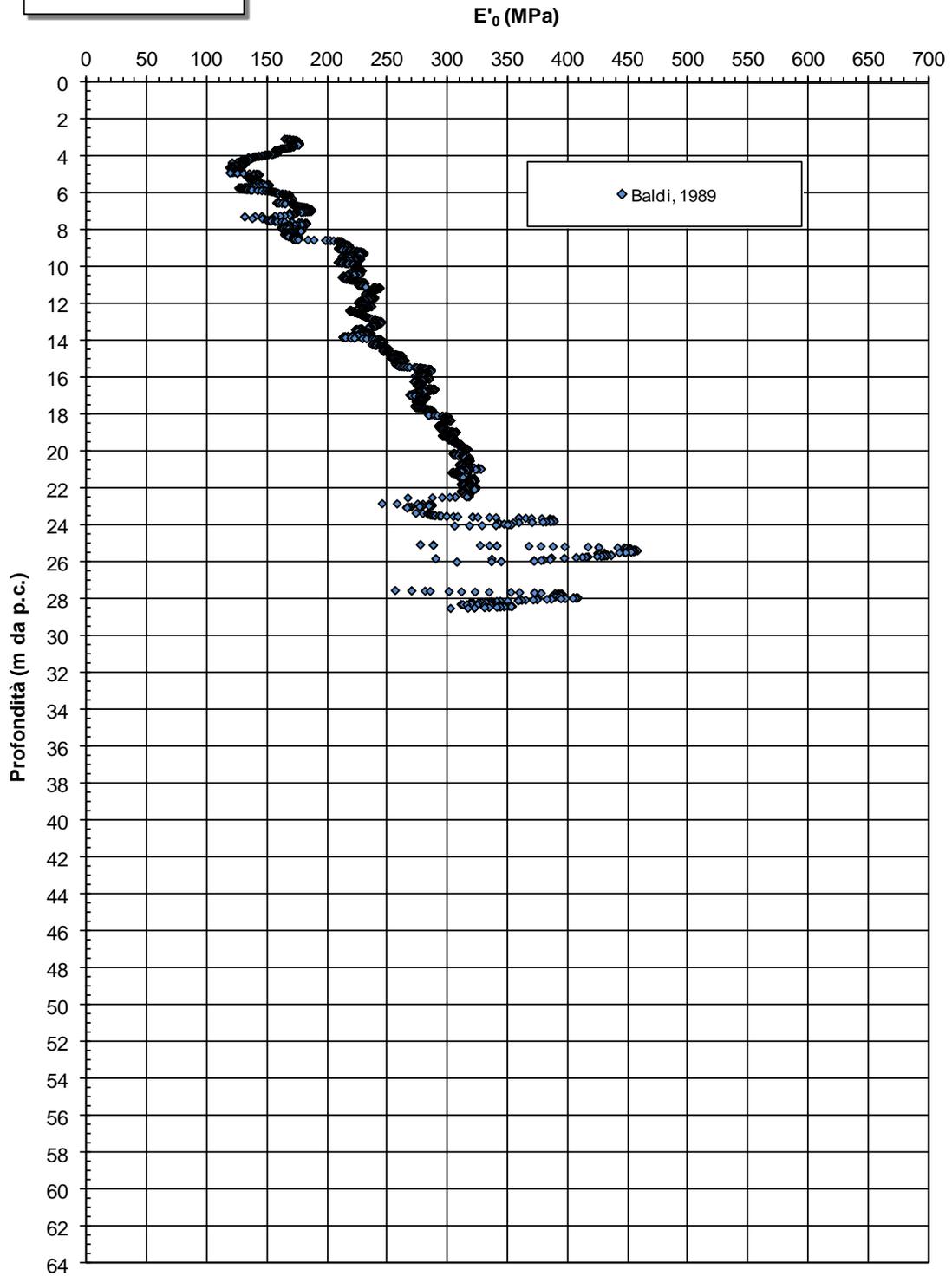


Figura 11.119: CPT15 - Modulo elastico iniziale

**Modulo di Young a piccole deformazioni -  
materiali granulari**

**CPTU16**

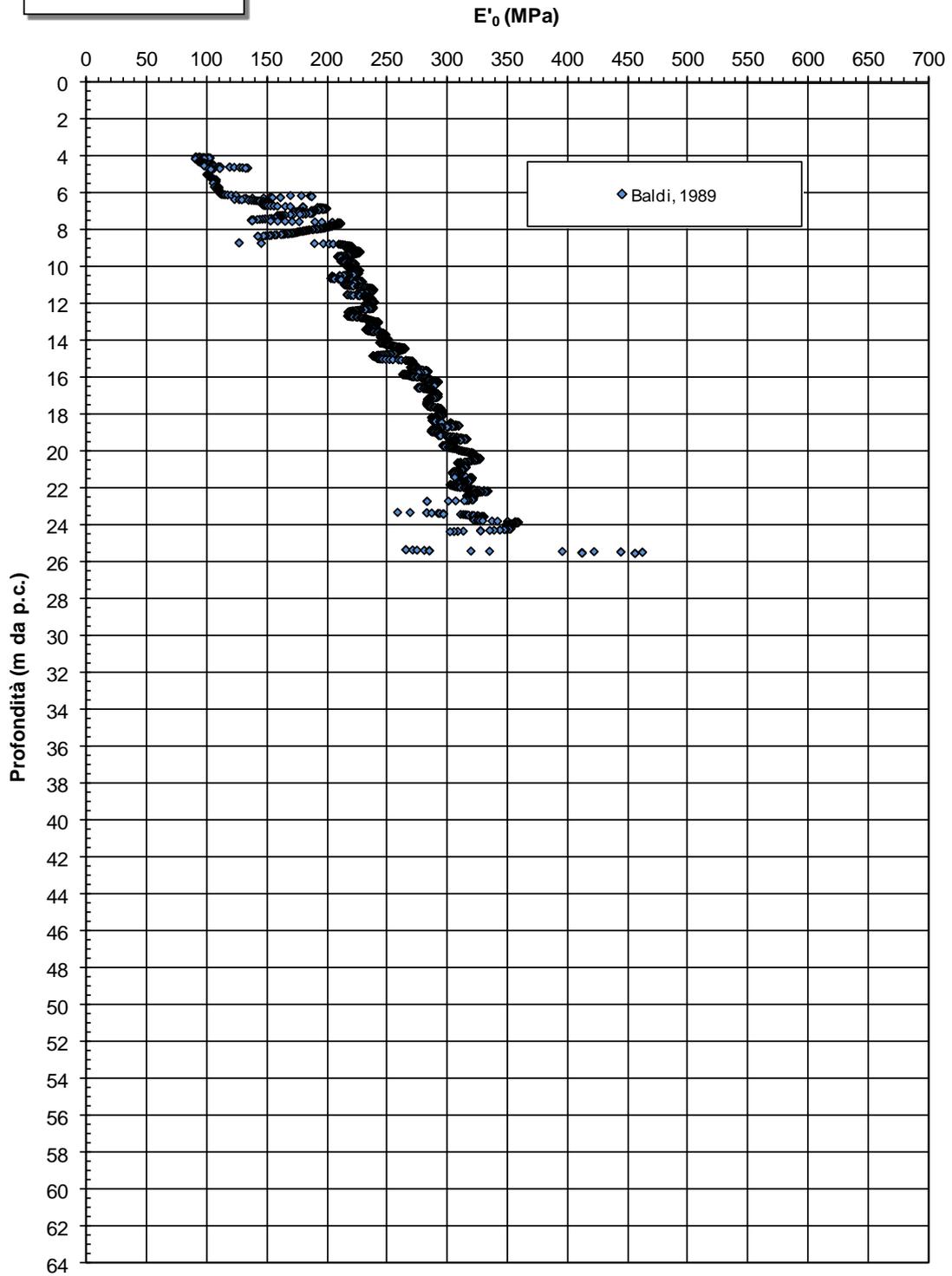


Figura 11.120: CPT16 - Modulo elastico iniziale

#### **11.4.3.4 Modulo elastico operativo**

I moduli elastici operativi, da utilizzare per il calcolo dei cedimenti e per il calcolo dell'interazione terreno / struttura sono stati derivati dal valore iniziale mediante specifica relazione di decadimento in funzione del livello di deformazione.

E' stata eseguita inoltre una valutazione del modulo elastico  $E'_{25}$ , corrispondente al livello di deformabilità in condizioni di sollecitazione pari al 25% dello sforzo di taglio a rottura, sia a partire dai risultati delle prove CPTU che di quelle SPT. I valori di  $E'_{25}$  appaiono compatibili con gli analoghi valori di  $E'/10$ , come si evince dalle Figure allegate.

**Modulo di Young operativo - materiali granulari**

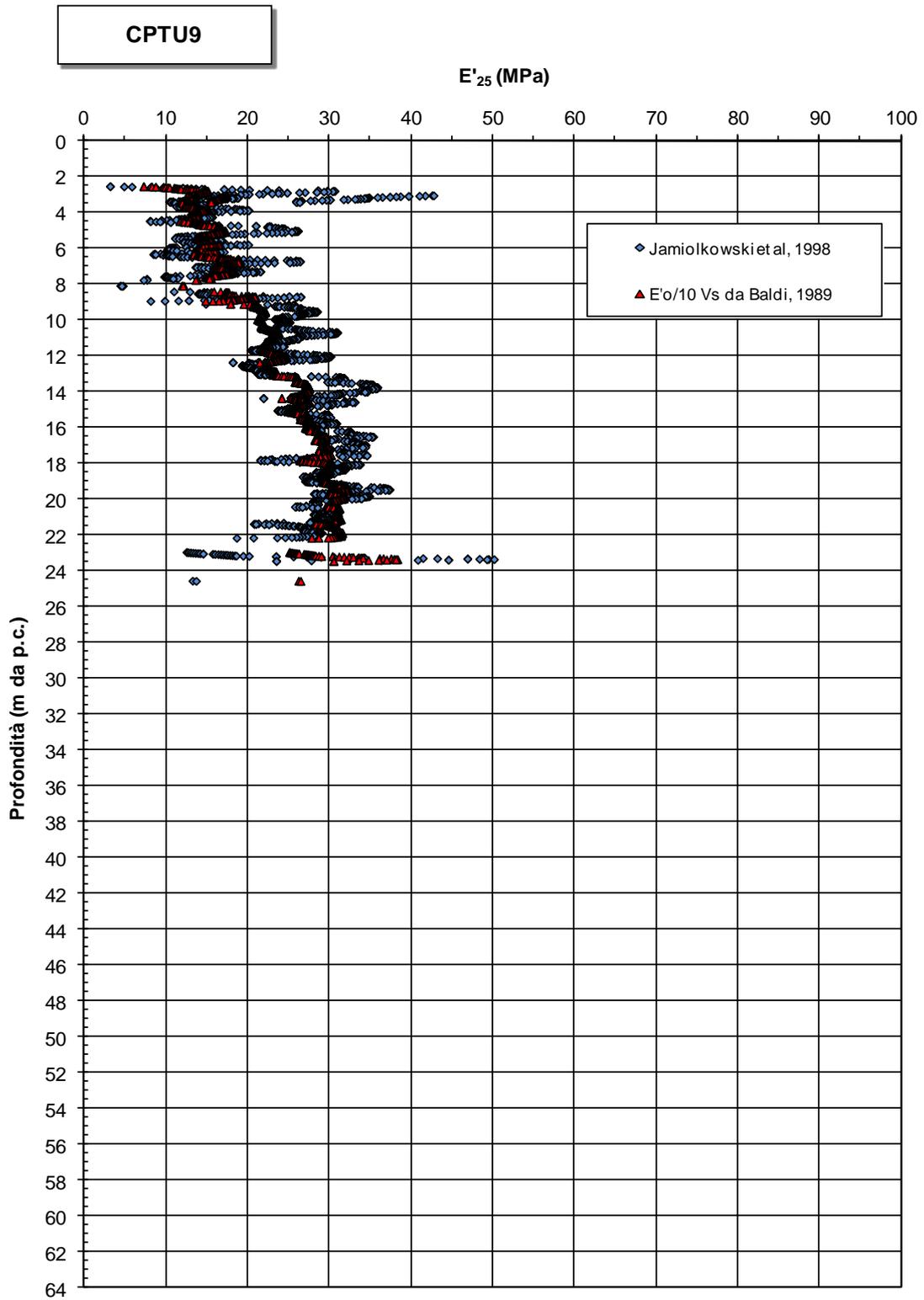


Figura 11.121: CPT9 - Modulo elastico operativo

**Modulo di Young operativo - materiali granulari**

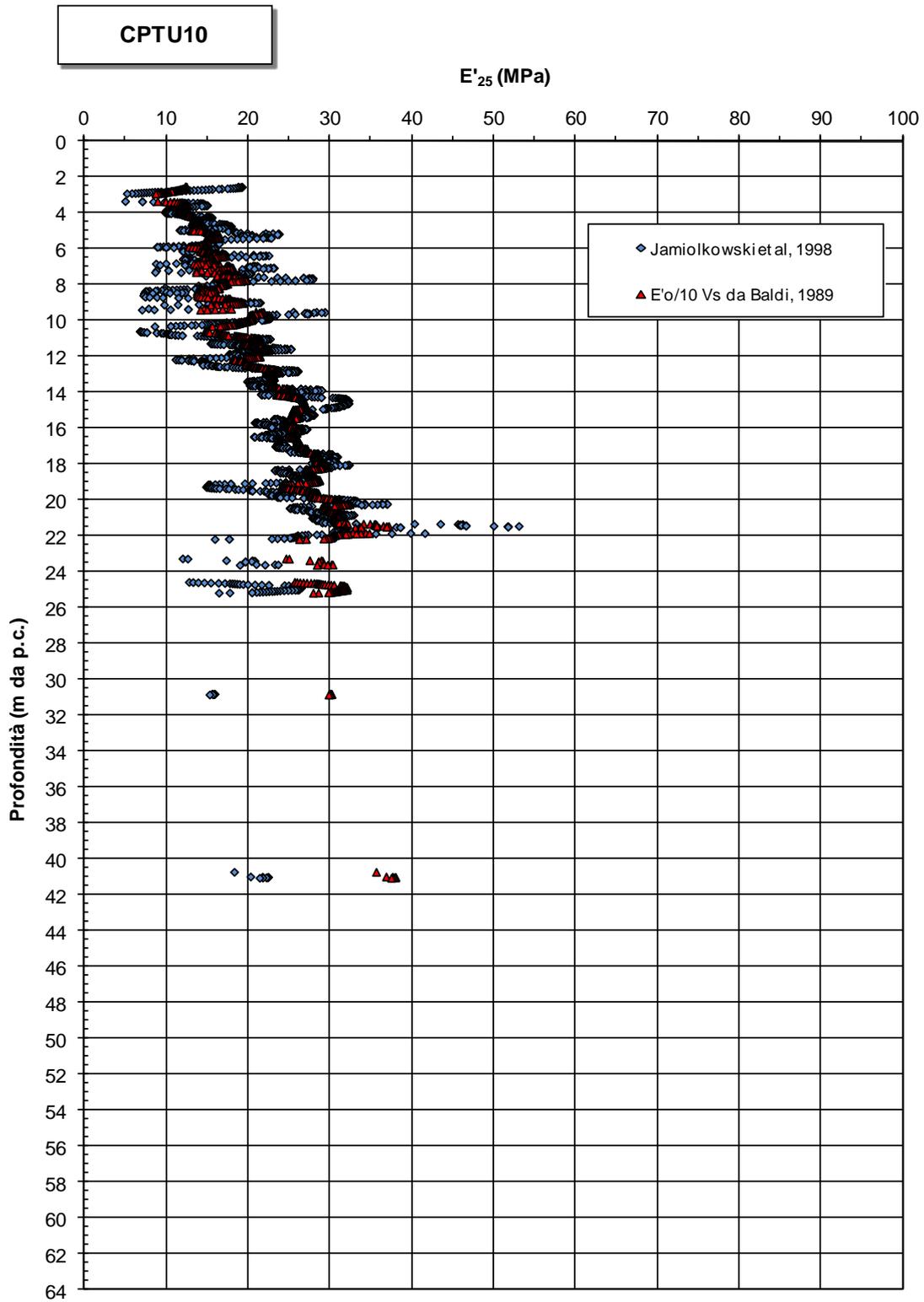


Figura 11.122: CPT10 - Modulo elastico operativo

**Modulo di Young operativo - materiali granulari**

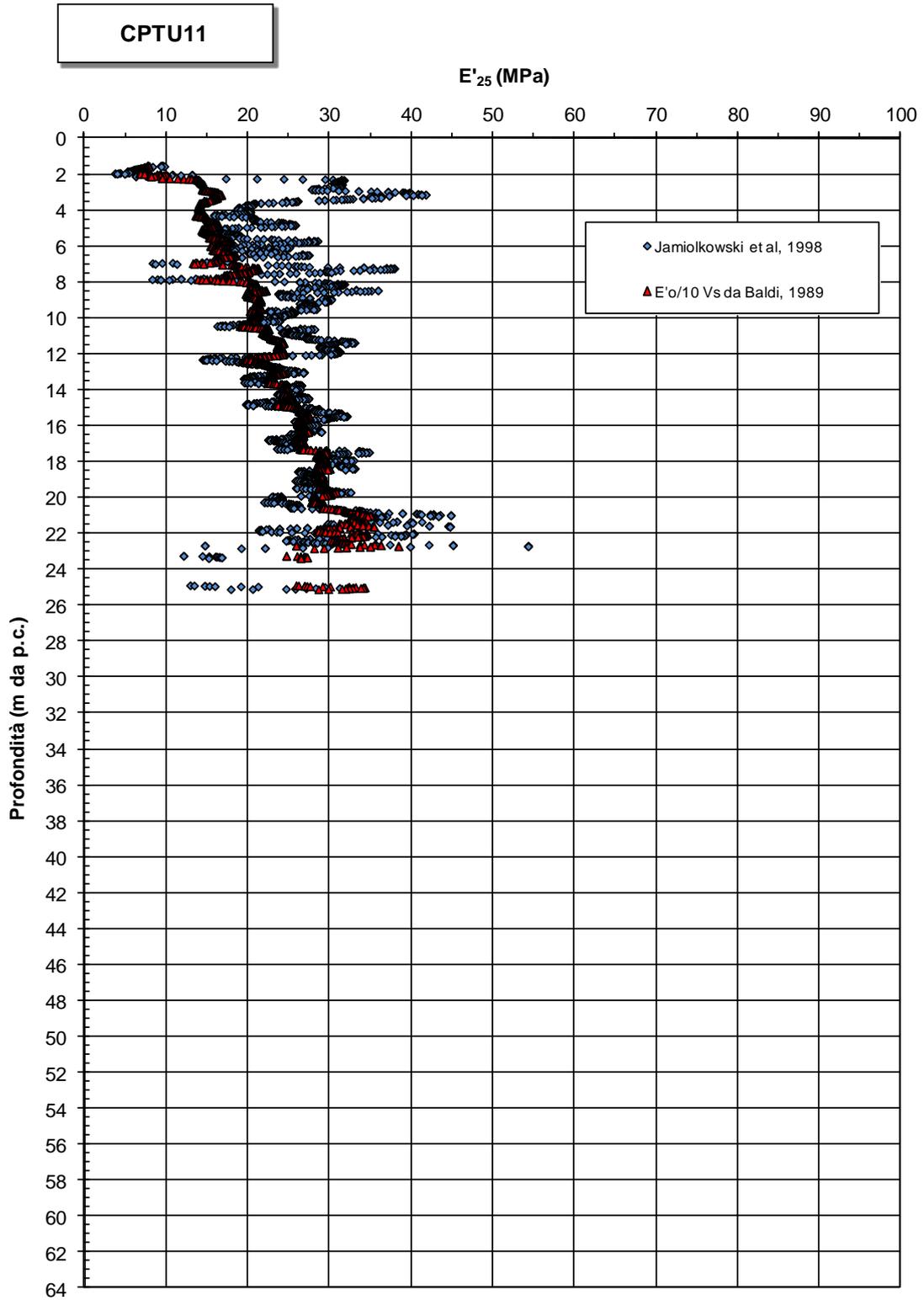


Figura 11.123: CPT11 - Modulo elastico operativo

**Modulo di Young operativo - materiali granulari**

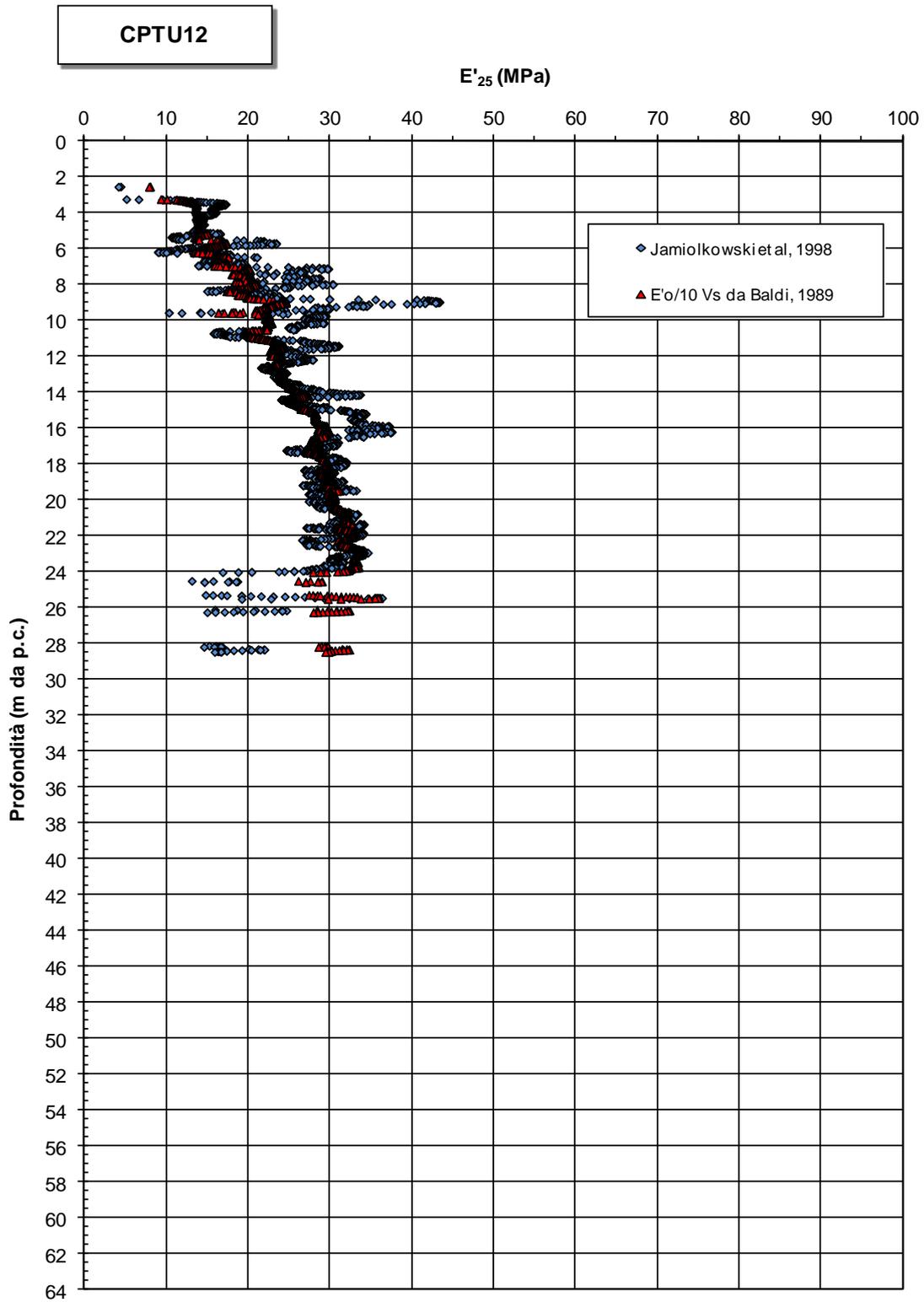


Figura 11.124: CPT12 - Modulo elastico operativo

**Modulo di Young operativo - materiali granulari**

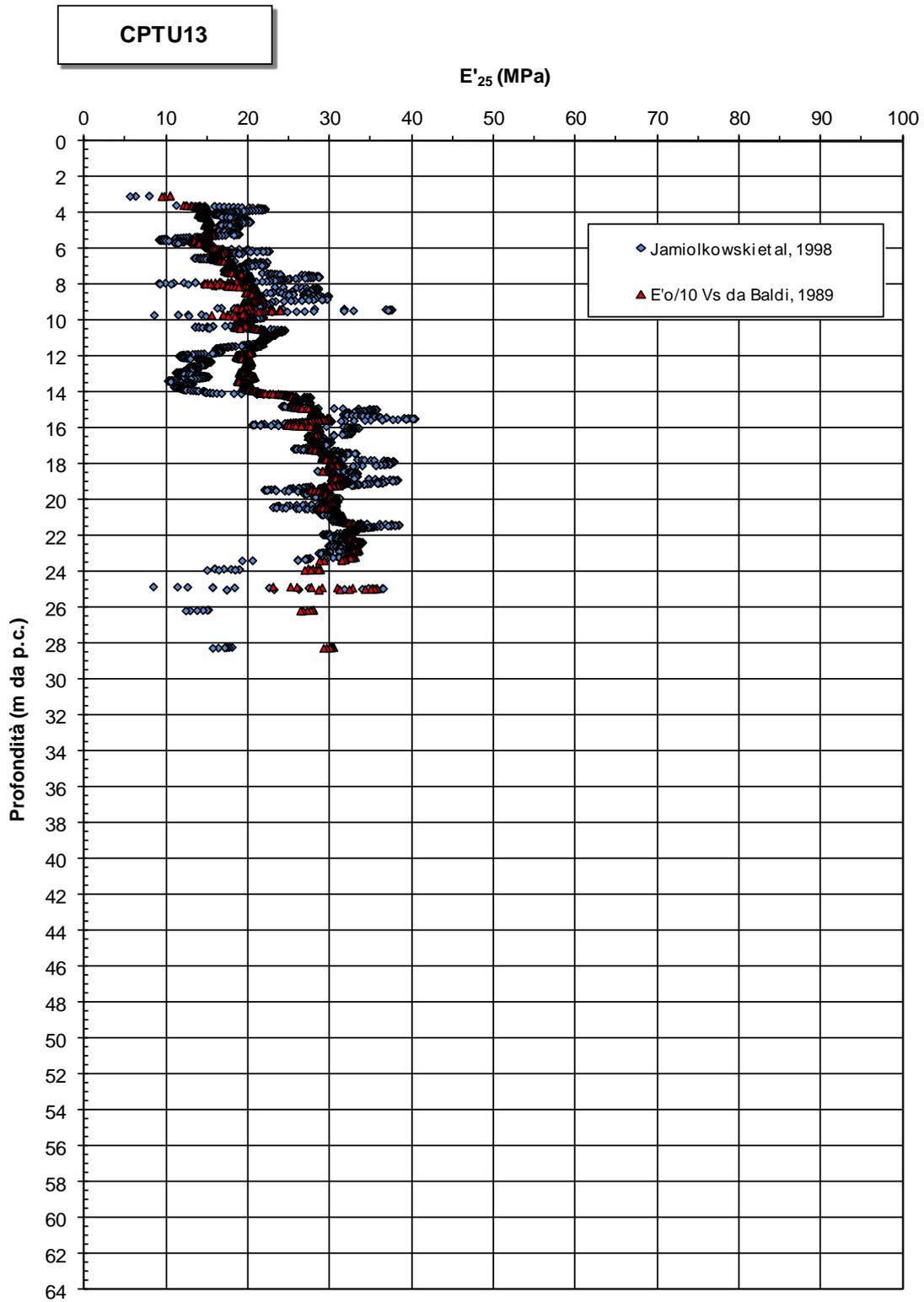


Figura 11.125: CPT13 - Modulo elastico operativo

**Modulo di Young operativo - materiali granulari**

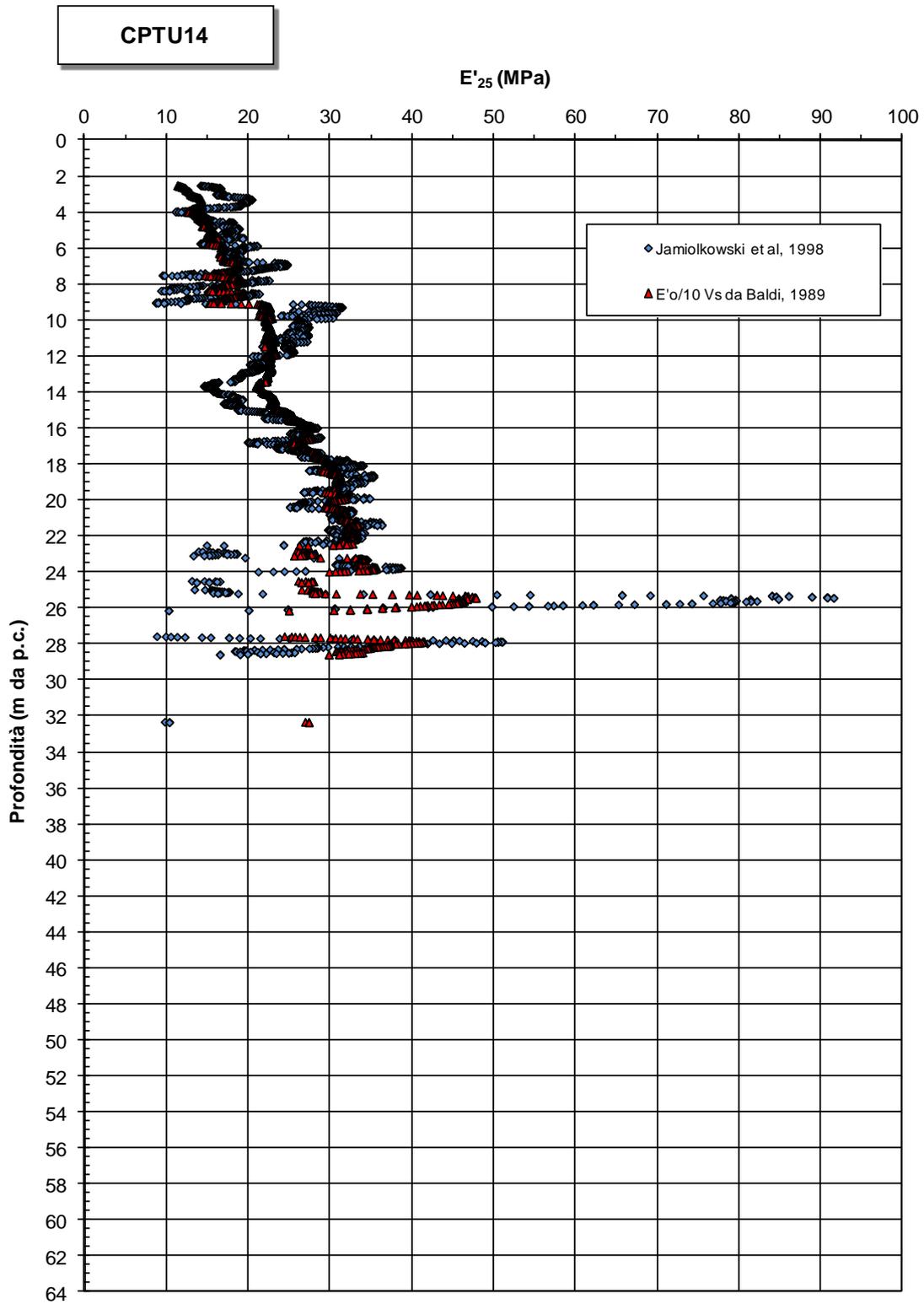


Figura 11.126: CPT14 - Modulo elastico operativo

**Modulo di Young operativo - materiali granulari**

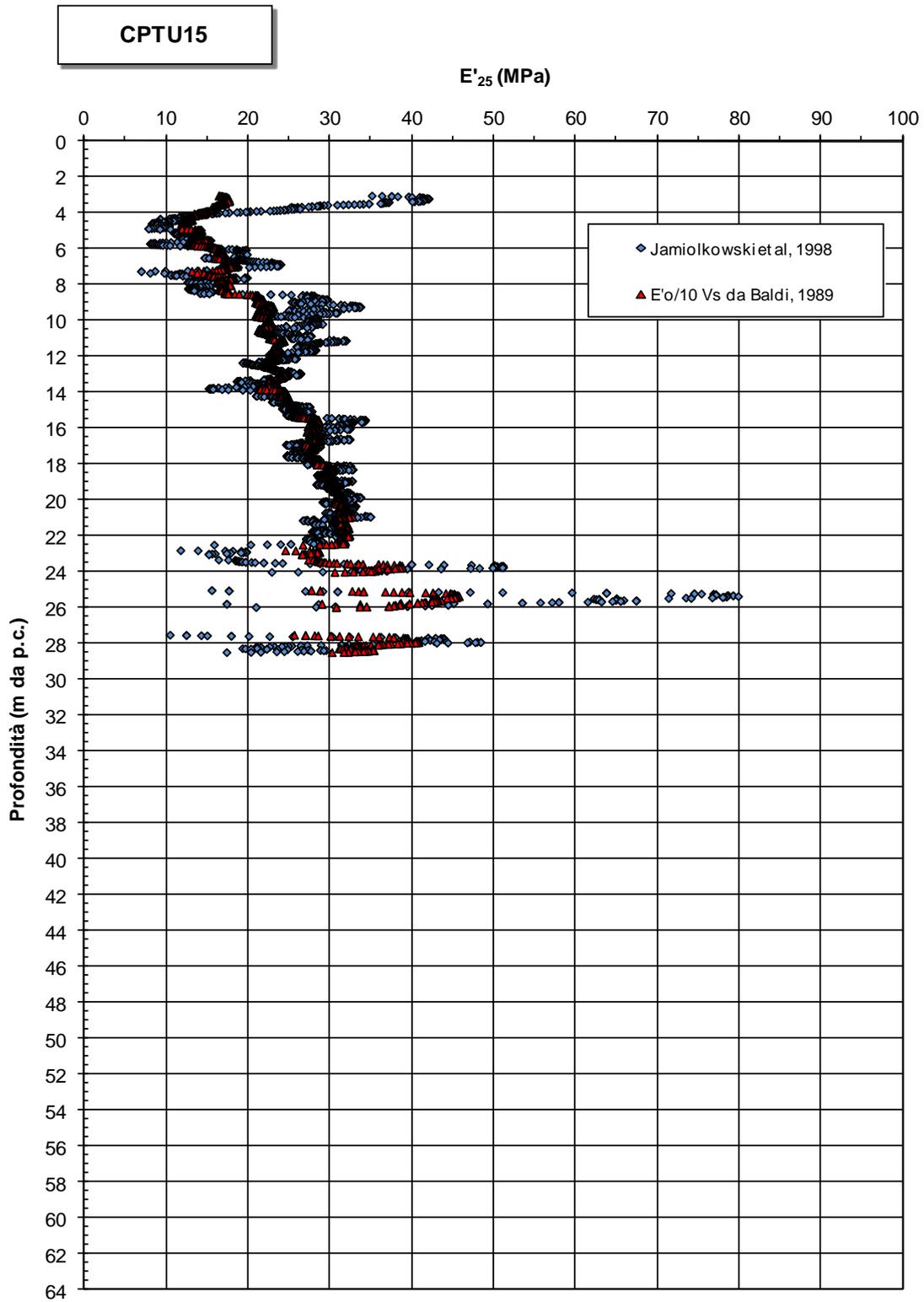


Figura 11.127: CPT15 - Modulo elastico operativo

**Modulo di Young operativo - materiali granulari**

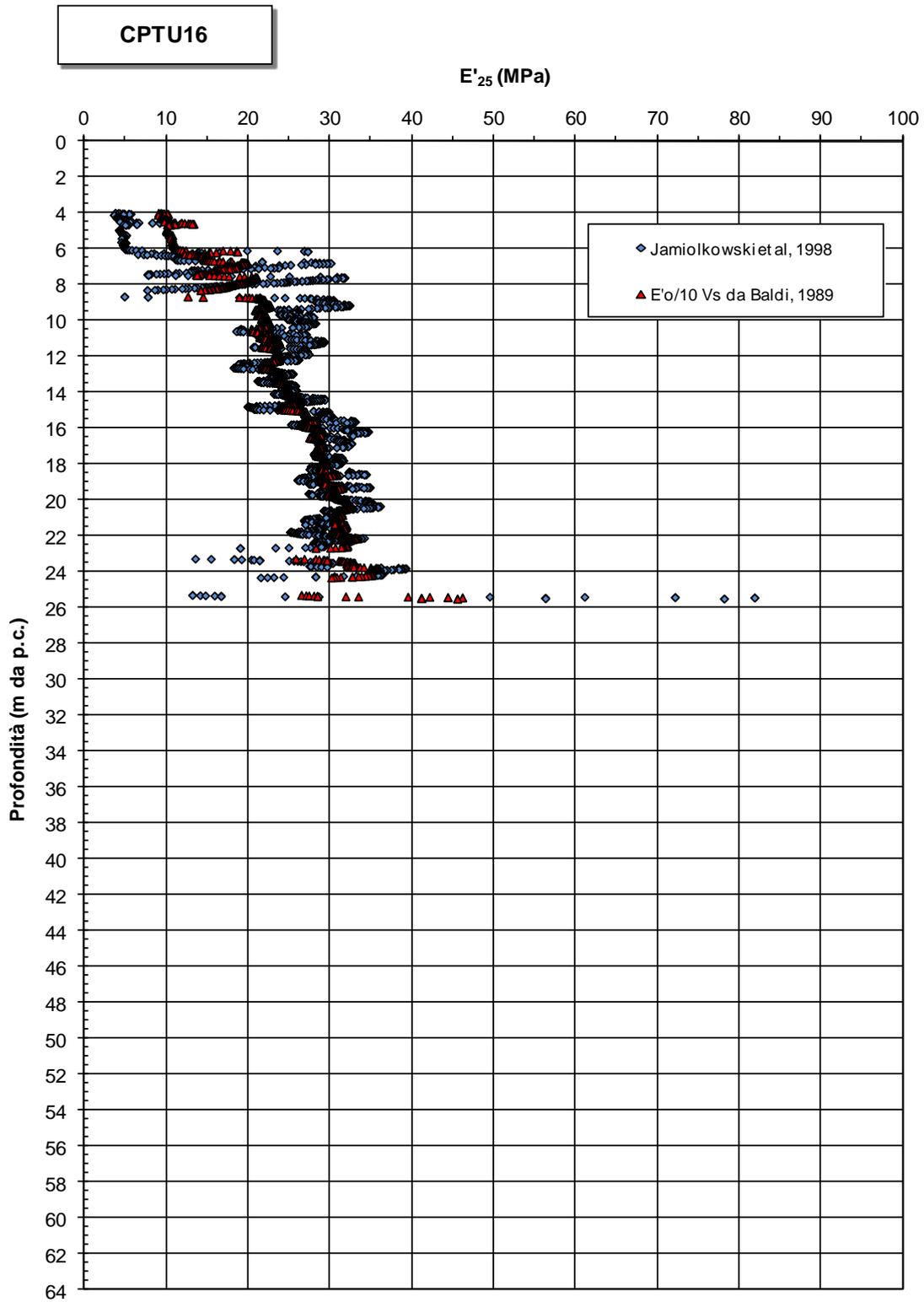


Figura 11.128: CPT16 - Modulo elastico operativo

**Modulo di Young operativo**

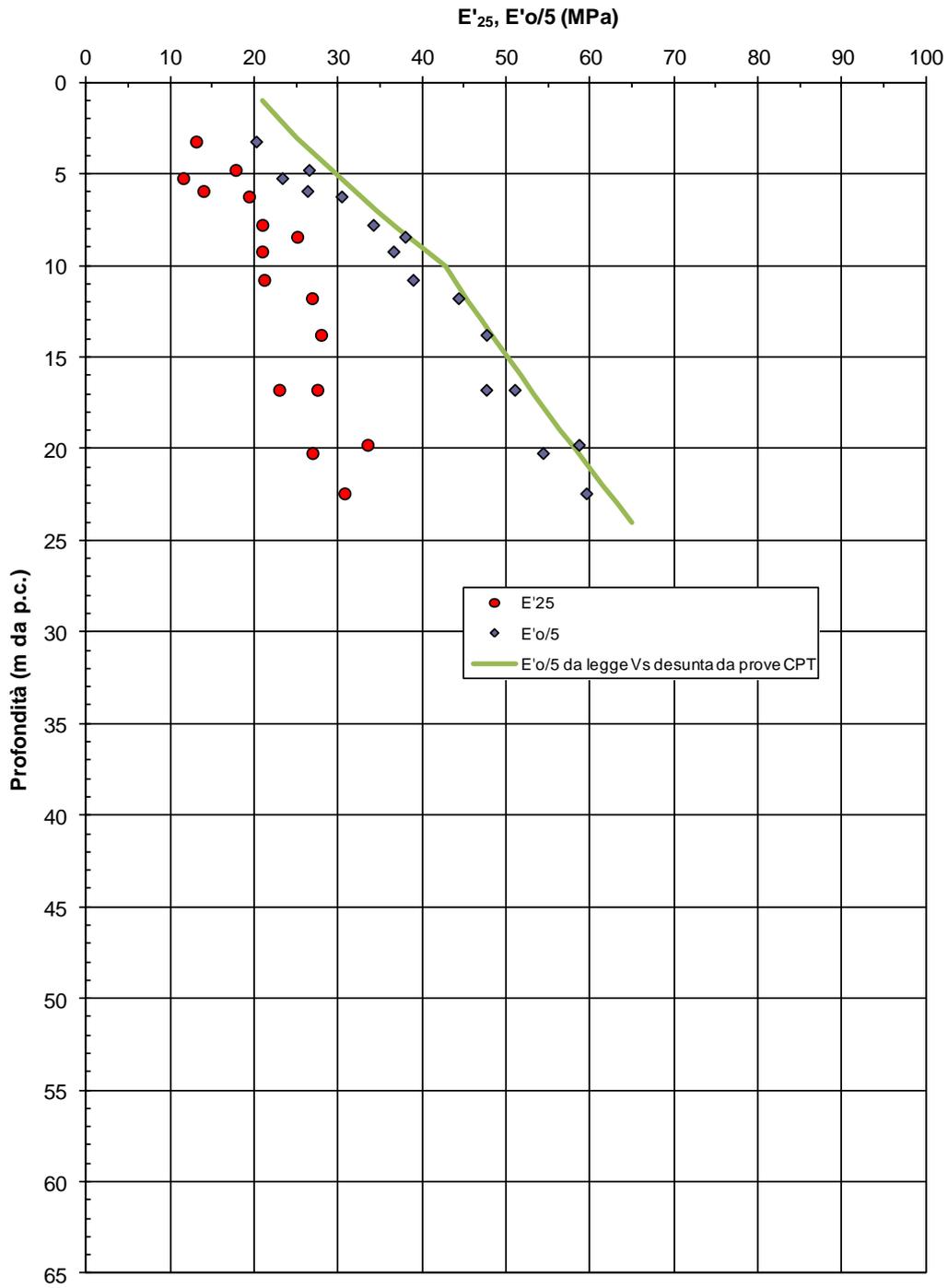


Figura 11.129: Lotto 2 - Prove SPT - Modulo elastico operativo

#### **11.4.4 Coefficienti di permeabilità**

Sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio (vedi la Tabella 5.13), la permeabilità risulta dell'ordine di  $1.0 \times 10^{-6} \div 1.5 \times 10^{-5}$  m/sec. Occorre però tenere conto anche dei risultati della prova di pompaggio, suppure eseguita nel Lotto 1 (cfr. il paragrafo 5.5), la quale per questi materiali ha fornito valori di permeabilità più elevati, dell'ordine di  $1.5 \times 10^{-4} \div 6.5 \times 10^{-4}$  m/s.

#### **11.4.5 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica**

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti, nelle Tabelle seguenti vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali sabbiosi A2.

Tabella 11.5: Lotto 2 - Ampliamento T1 lato Ovest - Formazione A2 –  
Parametri geotecnici medi caratteristici

Indagini di riferimento	CPTU9-CPTU10-CPTU11 DH4-PZ4
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	18 ÷ 20 <sup>(1)</sup>
$q_c$ (MPa)	min 3.0 ÷ 5.0 - max 15.0 (punte a 20.0) (formazione A2a) min 7.5 ÷ 10.0 - max 15.0 (formazione A2b)
$D_r$ (%)	40 ÷ 60
$\phi'$ (°)	32 ÷ 37 (formazione A2a) 34 ÷ 36 (formazione A2b)
$GSC$	1.0
$k_o$ (-)	0.47 ÷ 0.40 (formazione A2a) 0.44 ÷ 0.41 (formazione A2b)
$k_v = k_h$ (m/s)	$1.0 \times 10^{-6} \div 6.5 \times 10^{-4}$
$V_s$ (m/s)	140.0 + 7.0 x z per z < 10 m (formazione A2a) 175.0 + 3.5 z per z ≥ 10 m (formazione A2b)
$G_o$ (kPa)	$\frac{1}{1000} \cdot \frac{\gamma_n}{g} \cdot (140.0 + 7.0 \cdot z)^2$ per z < 10 m (formazione A2a) $\frac{1}{1000} \cdot \frac{\gamma_n}{g} \cdot (175.0 + 3.5 \cdot z)^2$ per z ≥ 10 m (formazione A2b)
$E'_o$ (kPa)	2.5 x $G_o$
$E'_{op}$ (kPa)	≈ $E'_{25}$ ≈ $E'_o/10$ per cedimenti rilevati $E'_o/5$ per calcolo fondazioni / opere di sostegno
<sup>(1)</sup> = dati confrontati con valori desunti dalla bibliografia (Manassero, Dominijanni, 2010)	

Tabella 11.6: Lotto 2 - Ristrutturazione AIC - Formazione A2 – Parametri geotecnici medi caratteristici

<b>Indagini di riferimento</b>	<i>CPTU12-CPTU13-CPTU14</i> <i>DH5</i>
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	18 ÷ 20 <sup>(1)</sup>
$q_c$ (MPa)	min 3.0 ÷ 5.0 - max 15.0 (punte a 20.0) (formazione A2a) min 7.5 ÷ 10.0 - max 15.0 (formazione A2b)
$D_r$ (%)	min 40 ÷ 60
$\varphi'$ (°)	32 ÷ 37 (formazione A2a) 34 ÷ 36 (formazione A2b)
<b>GSC</b>	1.0
$k_o$ (-)	0.47 ÷ 0.40 (formazione A2a) 0.44 ÷ 0.41 (formazione A2b)
$k_v = k_h$ (m/s)	$1.0 \times 10^{-6} \div 6.5 \times 10^{-4}$
$V_s$ (m/s)	140.0 + 7.0 x z per z < 10 m (formazione A2a) 175.0 + 3.5 z per z ≥ 10 m (formazione A2b)
$G_o$ (kPa)	$\frac{1}{1000} \cdot \frac{\gamma_n}{g} \cdot (140.0 + 7.0 \cdot z)^2$ per z < 10 m (formazione A2a) $\frac{1}{1000} \cdot \frac{\gamma_n}{g} \cdot (175.0 + 3.5 \cdot z)^2$ per z ≥ 10 m (formazione A2b)
$E'_o$ (kPa)	2.5 x $G_o$
$E'_{op}$ (kPa)	$\approx E'_{25} \approx E'_o/10$ per cedimenti rilevati $E'_o/5$ per calcolo fondazioni / opere di sostegno
<sup>(1)</sup> = dati confrontati con valori desunti dalla bibliografia (Manassero, Dominijanni, 2010)	

Tabella 11.7: Lotto 2 - Nodo Radice AIC - Formazione A2 – Parametri geotecnici medi caratteristici

Indagini di riferimento	CPTU15-CPTU16 PZ5
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	18 ÷ 20 <sup>(1)</sup>
$q_c$ (MPa)	min 3.0 ÷ 5.0 - max 15.0 (punte a 20.0) (formazione A2a) min 7.5 ÷ 10.0 - max 15.0 (formazione A2b)
$D_r$ (%)	min 40 ÷ 60
$\varphi'$ (°)	32 ÷ 37 (formazione A2a) 34 ÷ 36 (formazione A2b)
GSC	1.0
$k_o$ (-)	0.47 ÷ 0.40 (formazione A2a) 0.44 ÷ 0.41 (formazione A2b)
$k_v = k_h$ (m/s)	$1.0 \times 10^{-6} \div 6.5 \times 10^{-4}$
$V_s$ (m/s)	140.0 + 7.0 x z per z < 10 m (formazione A2a) 175.0 + 3.5 z per z ≥ 10 m (formazione A2b)
$G_o$ (kPa)	$\frac{1}{1000} \cdot \frac{\gamma_n}{g} \cdot (140.0 + 7.0 \cdot z)^2$ per z < 10 m (formazione A2a) $\frac{1}{1000} \cdot \frac{\gamma_n}{g} \cdot (175.0 + 3.5 \cdot z)^2$ per z ≥ 10 m (formazione A2b)
$E'_o$ (kPa)	2.5 x $G_o$
$E'_{op}$ (kPa)	≈ $E'_{25} \approx E'_o/10$ per cedimenti rilevati $E'_o/5$ per calcolo fondazioni / opere di sostegno
<sup>(1)</sup> = dati confrontati con valori desunti dalla bibliografia (Manassero, Dominijanni, 2010)	

Simbologia

$\gamma_n$  = 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;

$k_h$  = coefficiente di permeabilità orizzontale;

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

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

$E'_o$  = modulo di Young a piccole deformazioni;

$E'_{op}$  = modulo di Young operativo;

$z$  = profondità dal p.c. in metri;

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

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

## 12 CONCLUSIONI

In questa relazione sono stati illustrati ed interpretati i risultati delle indagini geognostiche disponibili nella zona interessata dal Progetto Esecutivo per la realizzazione delle opere dell'HUB EST, previste all'interno dell'Aeroporto di Roma - Fiumicino.

L'esame geotecnico è stato finalizzato alle caratterizzazioni geotecnica e sismica dei terreni, necessarie alla verifica delle condizioni di stabilità del sito e delle condizioni di realizzabilità delle opere, ed alla definizione dei parametri di progetto per il dimensionamento delle diverse strutture.

I temi di maggiore interesse emersi nel corso del presente studio sono stati i seguenti:

- da un punto di vista stratigrafico la presenza di depositi di origine dunare/costiera e fluvio-palustre recenti (Olocene), nell'ambito dei quali si distinguono materiali sabbiosi più in superficie (fino a 22-24 m dal p.c.) e materiali limoso argillosi di consistenza medio-bassa a profondità superiori;
- la natura di materiali normalconsolidati per questi depositi, con anche localmente condizioni di sottoconsolidazione dei terreni coesivi, che comporta fenomeni di subsidenza dell'area, come documentato dagli studi di monitoraggio interferometrici a disposizione;
- la presenza della falda in prossimità del piano campagna (la quota freatica di progetto è fissata a circa 2.0 m di profondità);
- la stabilità dei materiali sabbiosi superficiali rispetto a fenomeni di liquefazione;
- la particolare propensione a cedimenti elevati e protratti nel tempo dei terreni coesivi profondi, sia per fenomeni di consolidazione primaria che secondaria (subsidenza), dei quali si dovrà tenere opportunamente conto in fase progettuale;
- la condizione dell'area di progetto come "*zona suscettibile di amplificazione sismica entro livelli confrontabili con quelli da Normativa*", sulla base dei risultati dell'analisi di risposta sismica locale effettuata.

**ALLEGATO 1**  
**Prove di laboratorio - Dati riassuntivi**







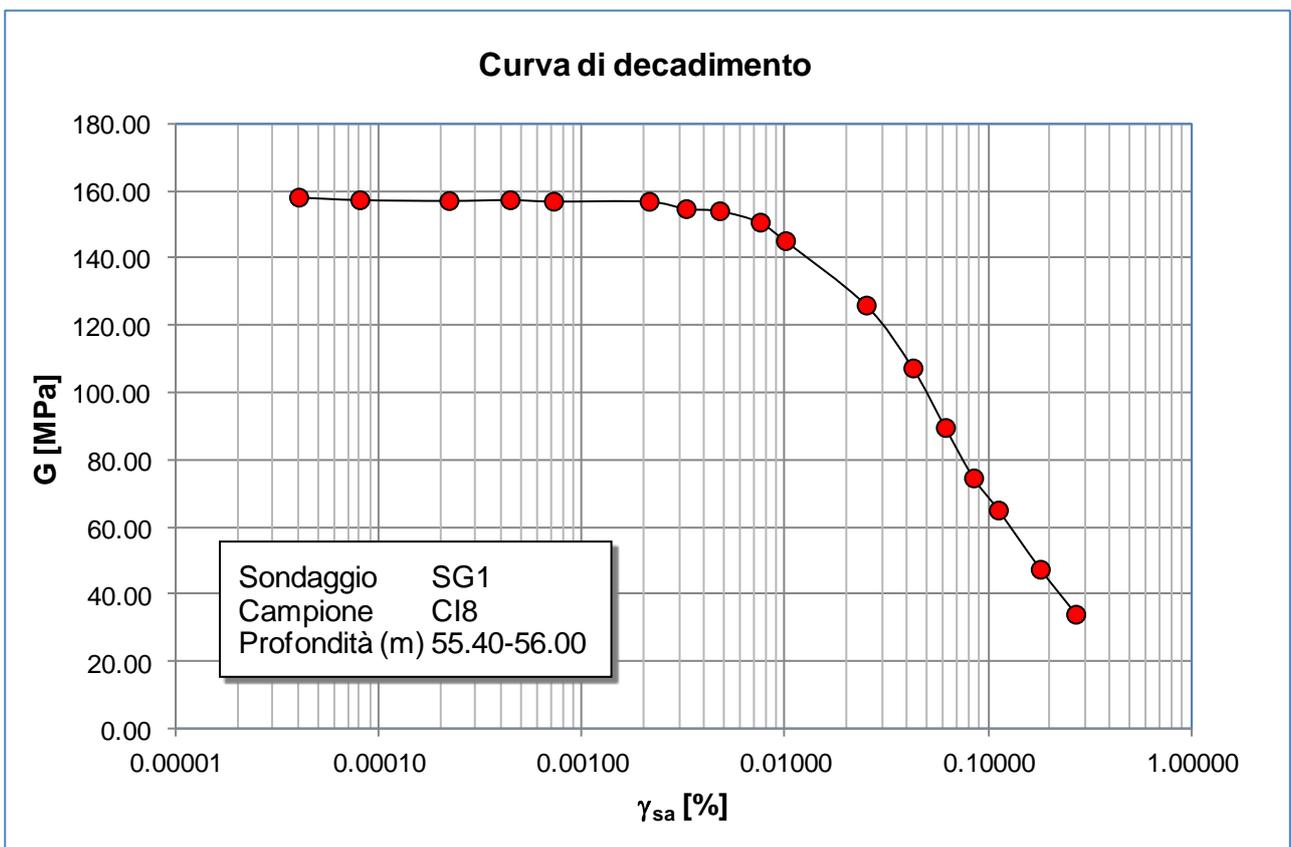
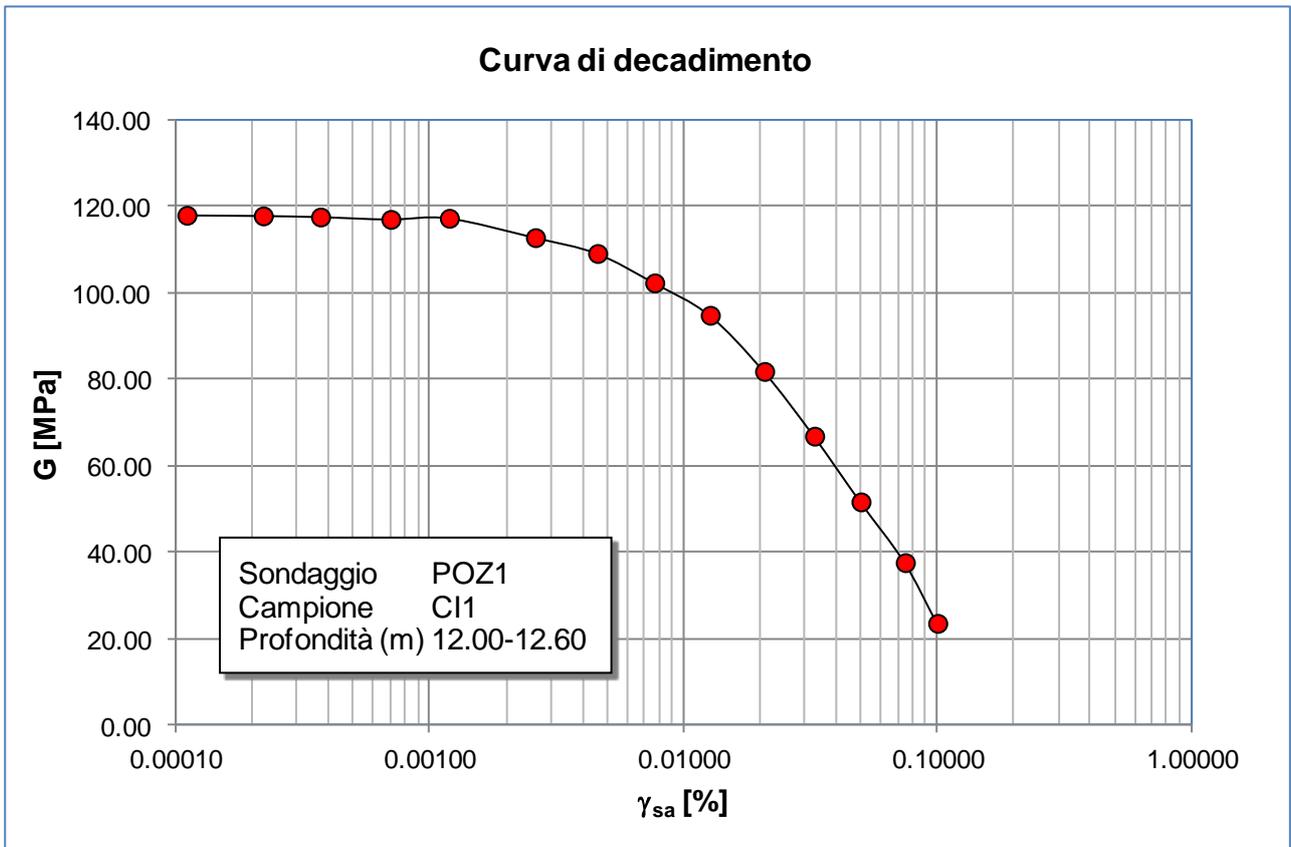


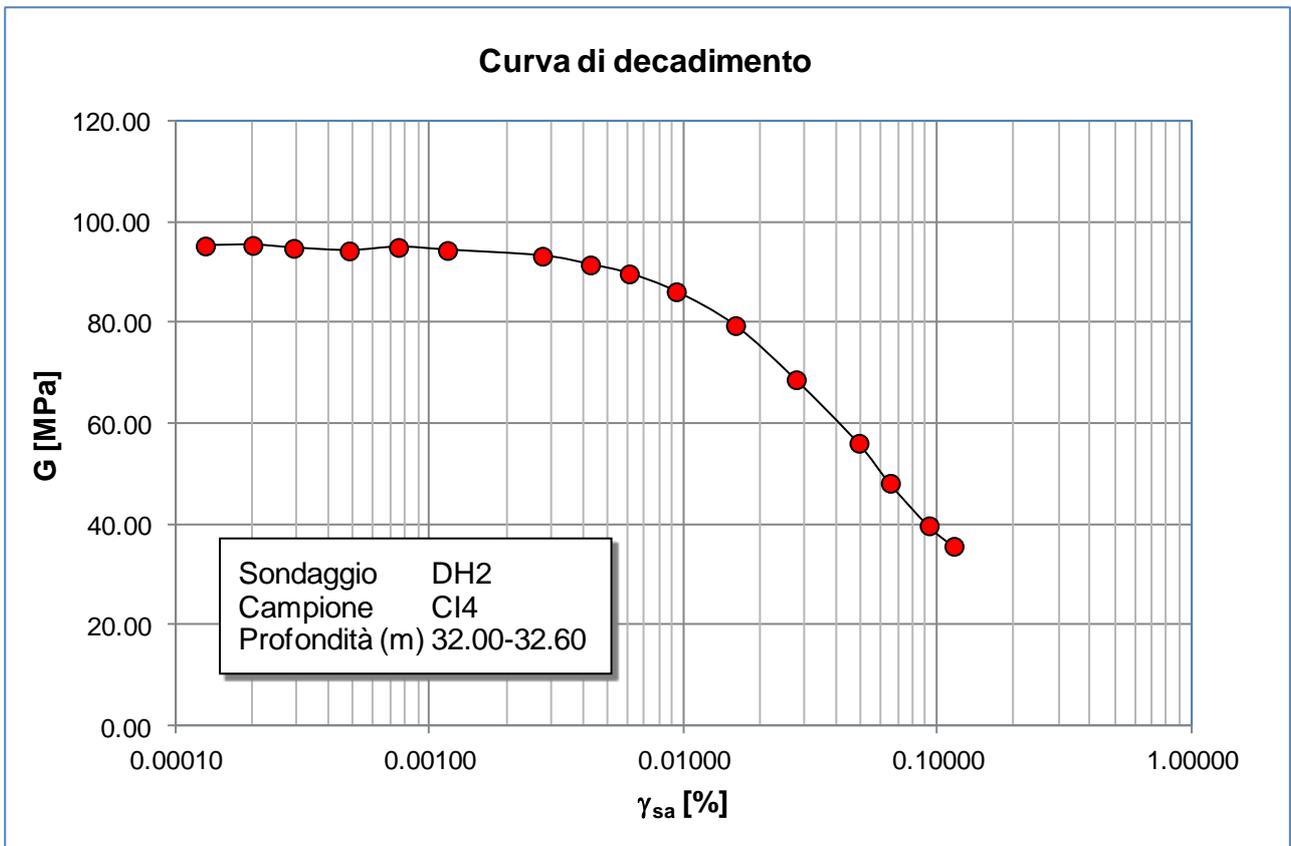
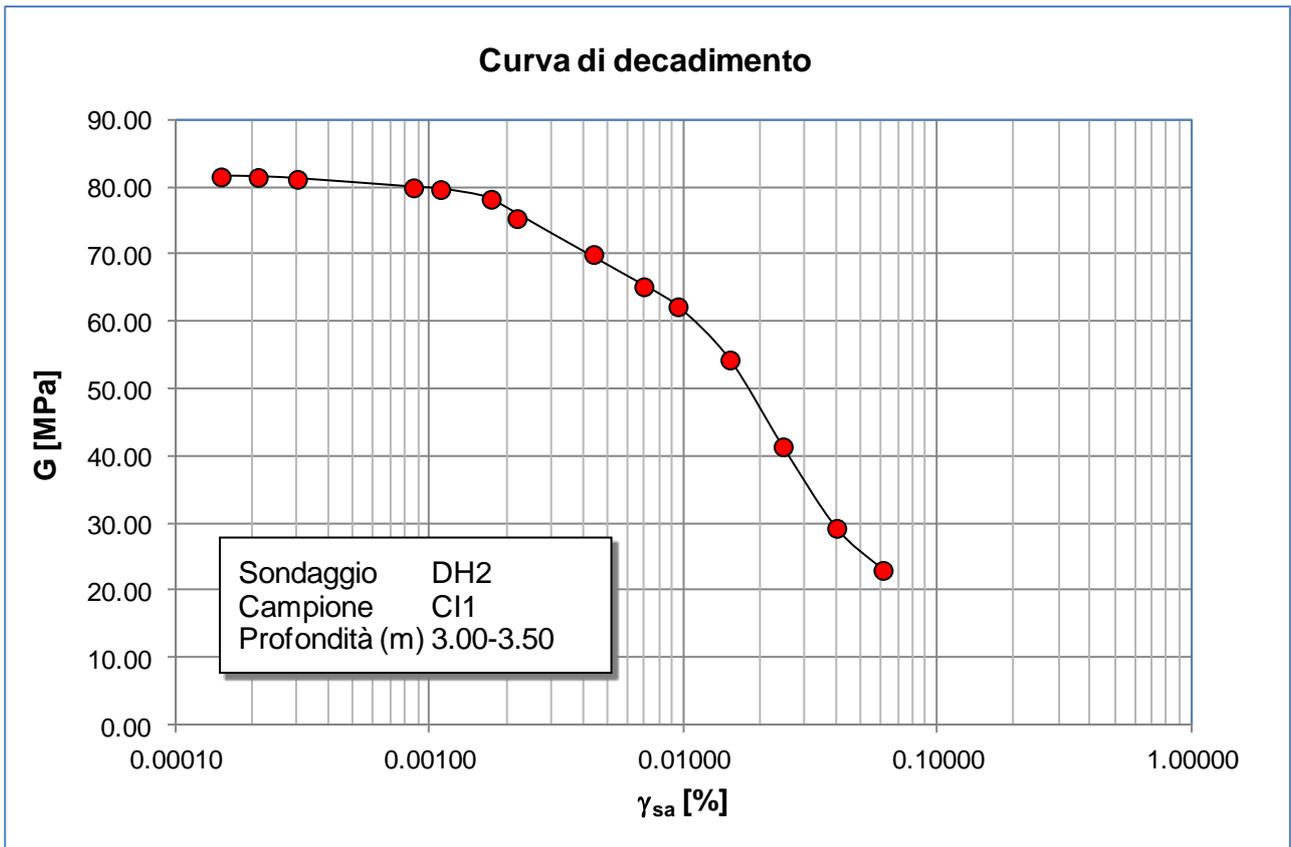


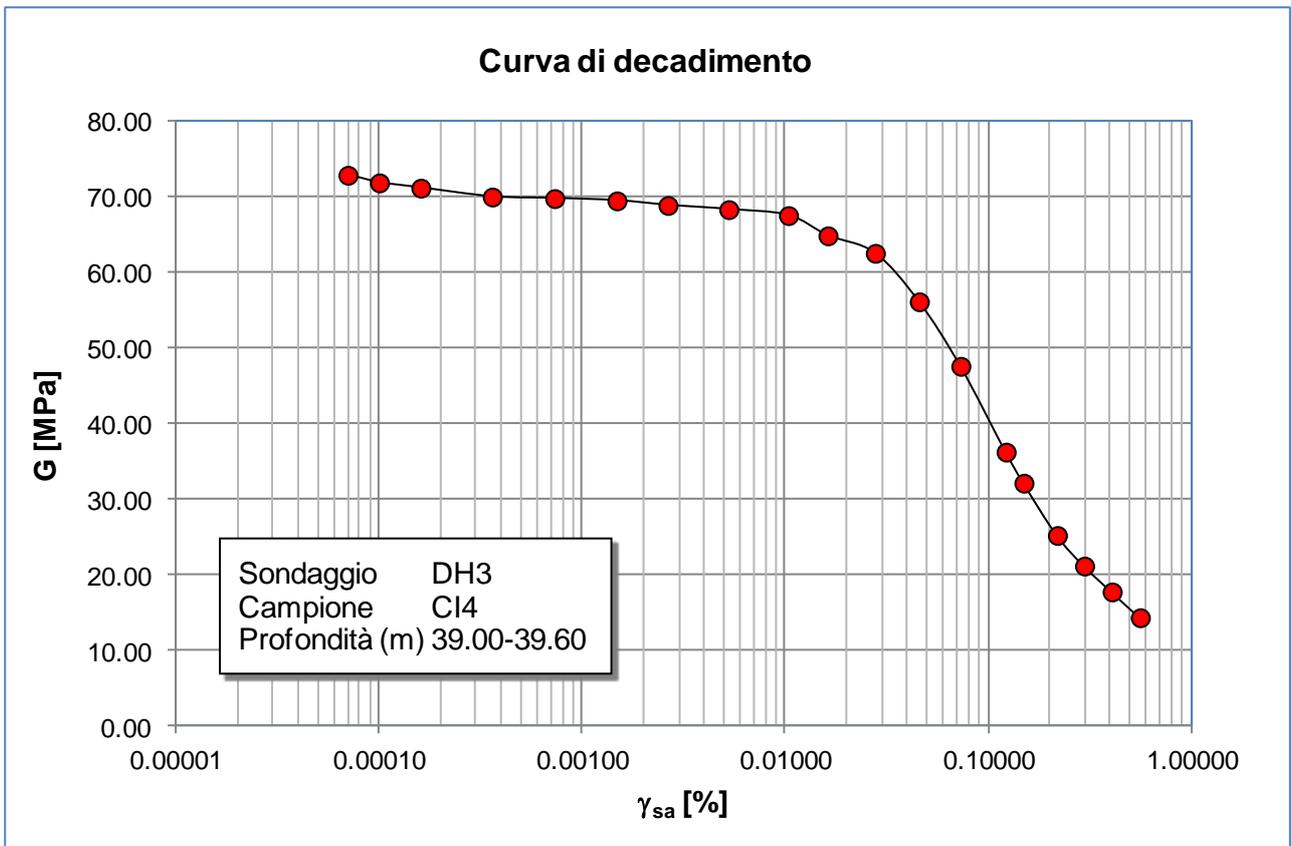
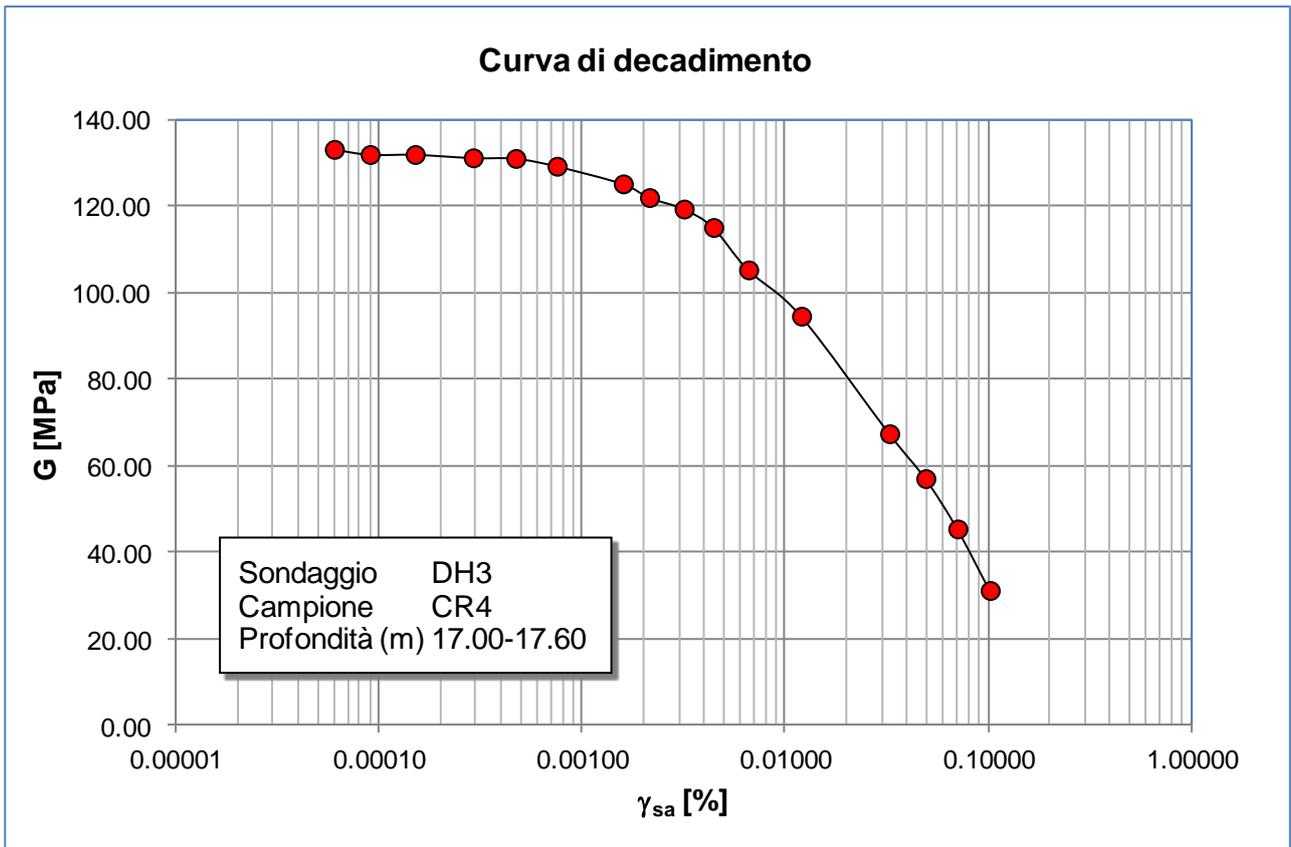
## **ALLEGATO 2**

### **Prove di colonna risonante - Curve di decadimento del modulo**

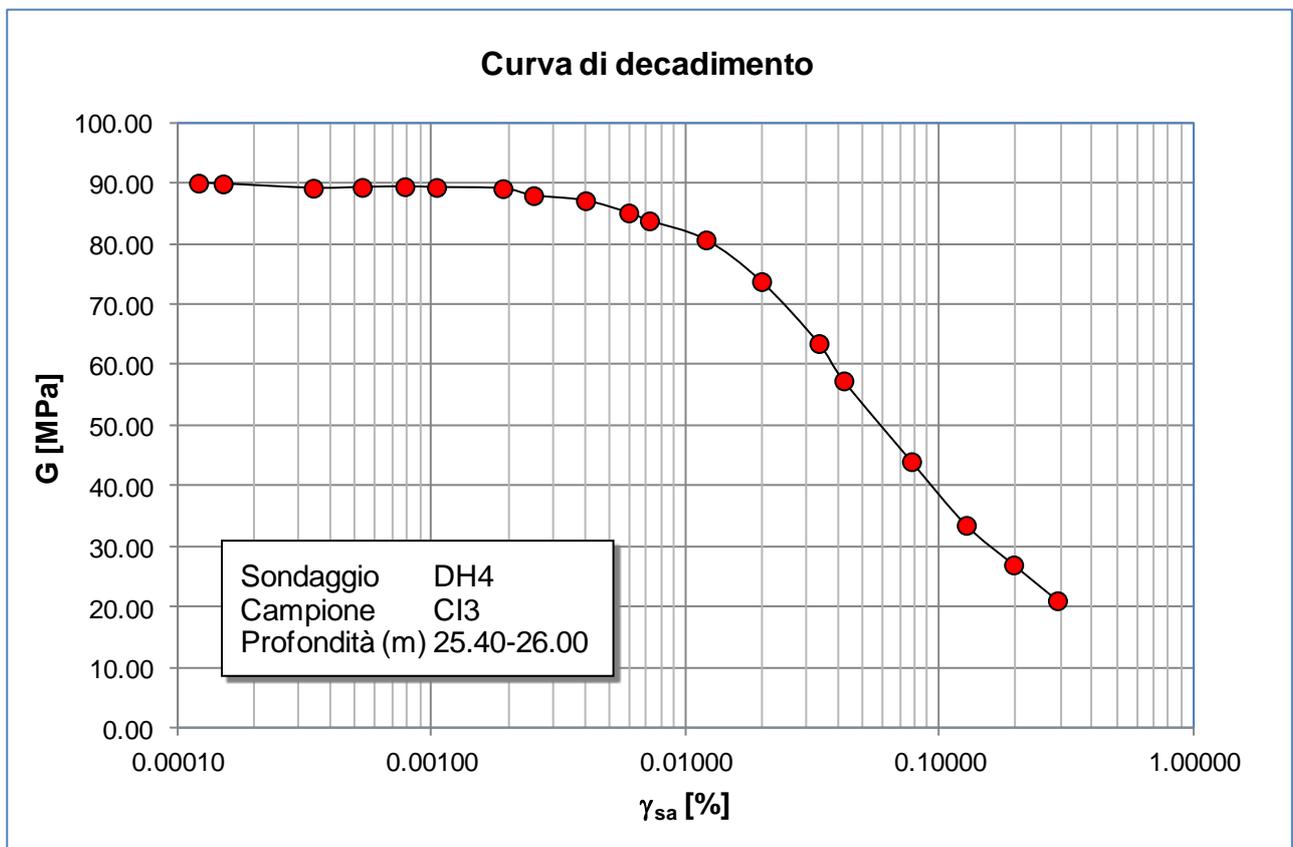
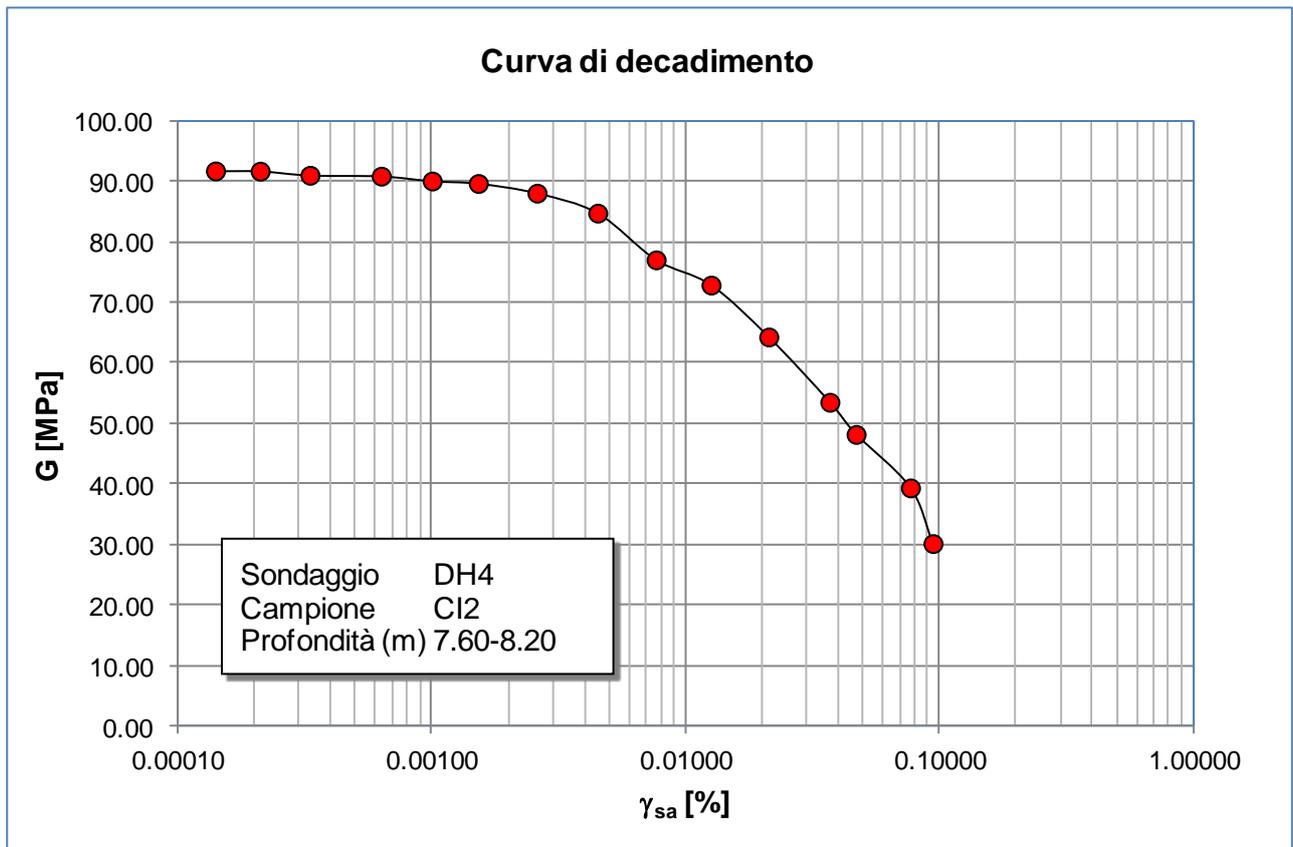
**LOTTO 1**

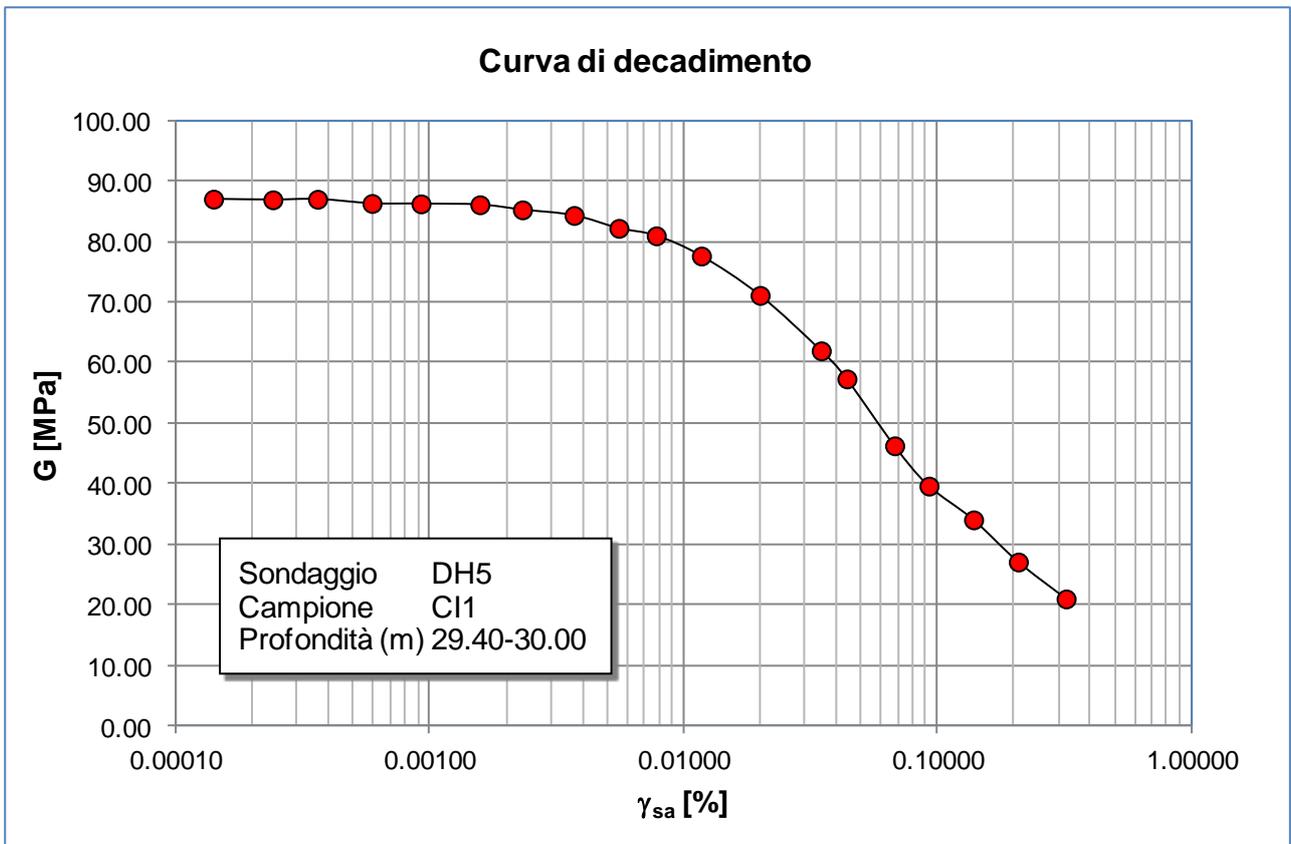
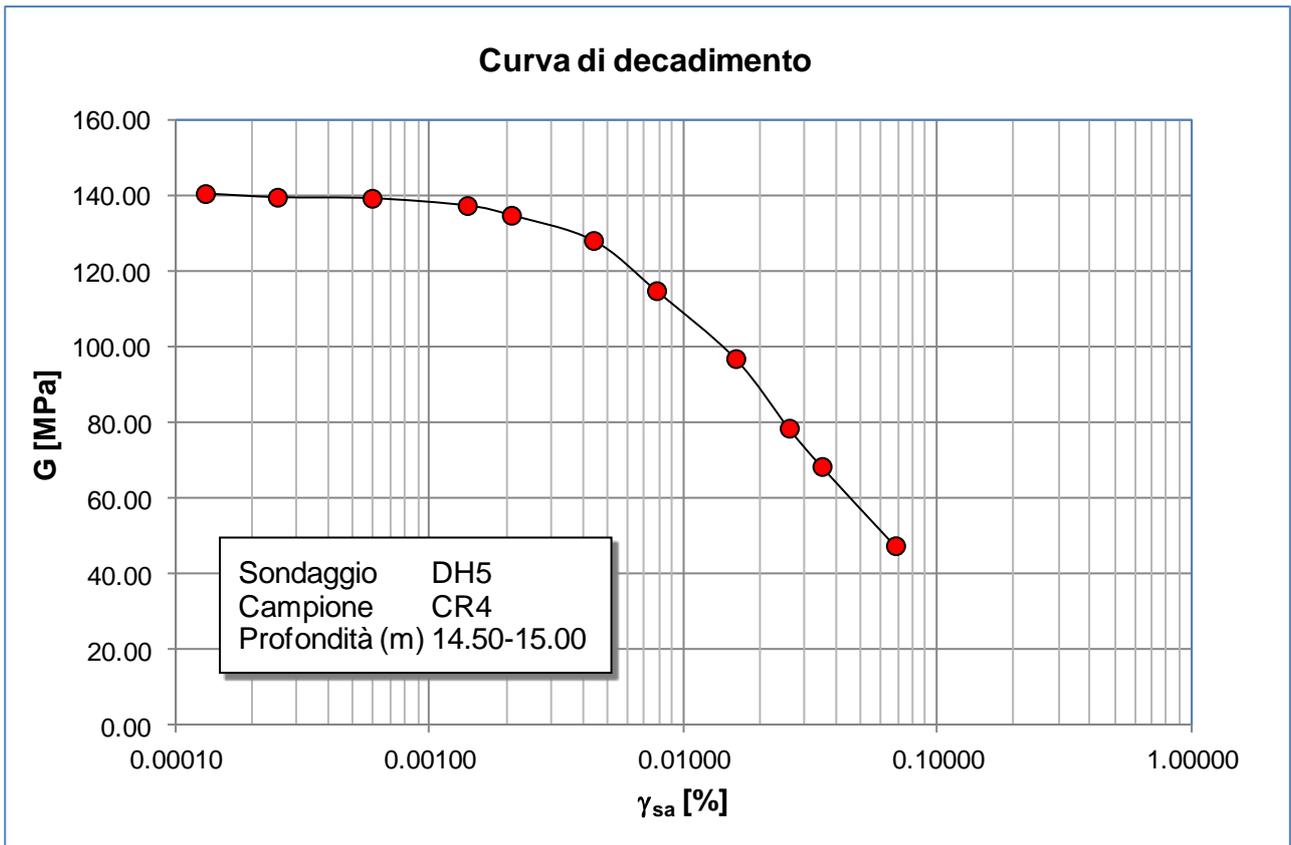


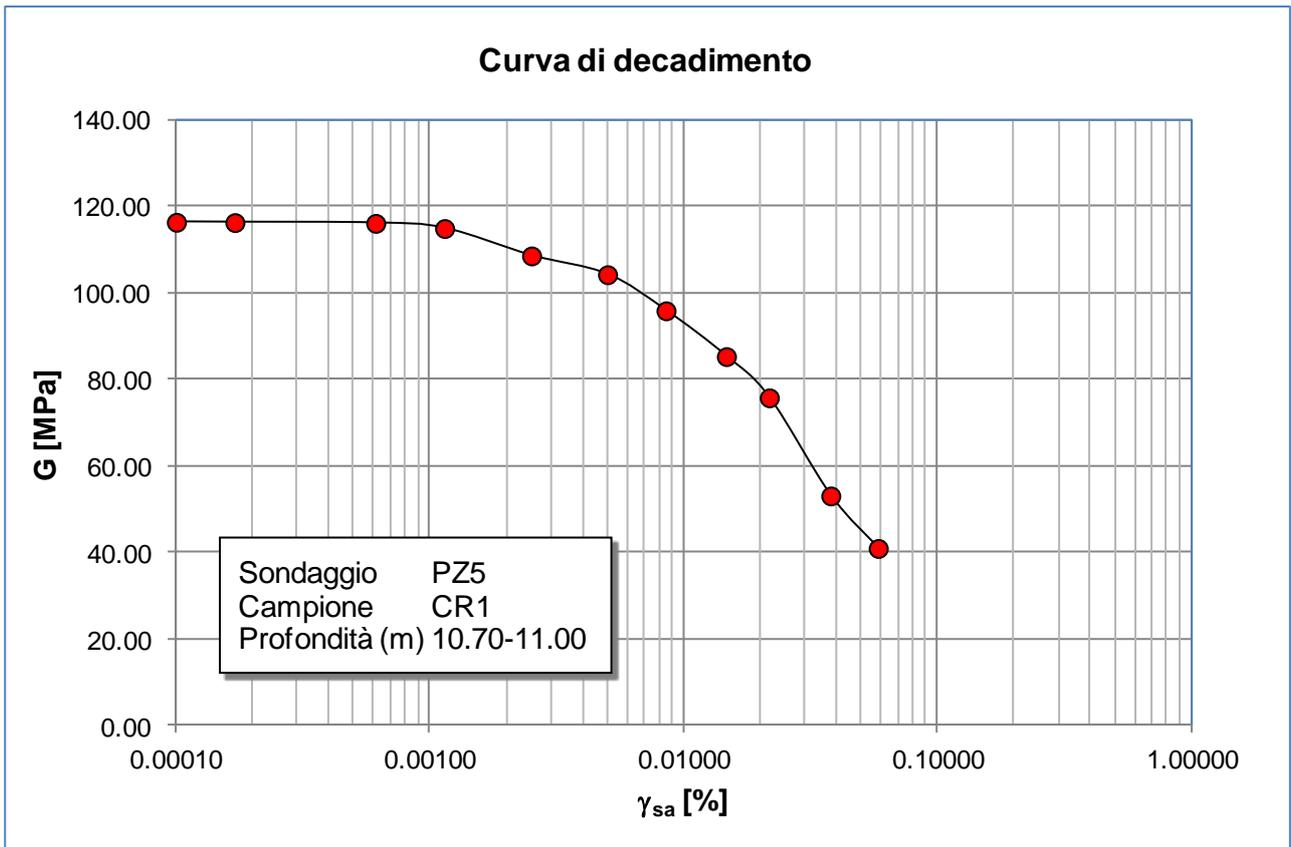




LOTTO 2







### **ALLEGATO 3**

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

### A.1 Valutazione della sollecitazione ciclica CSR

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 (1971), 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;

$g$  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 (Idriss e Boulanger, 2004):

$$r_d = \exp \left[ \left( -1.012 - 1.126 \cdot \sin \left( \frac{z}{11.73} + 5.133 \right) \right) + \left( 0.106 + 0.118 \cdot \sin \left( \frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \right) \cdot M \right]$$

essendo:

$z$  profondità da piano campagna ( $z < 20m$ );

$M$  Magnitudo di momento dell'evento sismico atteso.

### A.2 Valutazione della resistenza ciclica CRR 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  $(N_1)_{60}$ , 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:

$$(N_1)_{60} = C_E \cdot C_N \cdot N$$

in cui:

- $C_E$  fattore di normalizzazione rispetto alla trasmissione standard di energia pari a  $E_R/60$
- $E_R$  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  $E_R = 1$ .
- $C_N$  fattore di normalizzazione rispetto alla pressione verticale di riferimento, pari a 100kPa.

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

$$C_N = (P_a / \sigma'_{v0})^{0.5} \leq 1.7,$$

in cui  $P_a$  è la pressione atmosferica intesa come pressione di riferimento, pari a 100 kPa, e  $\sigma'_{v0}$  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 simili 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:

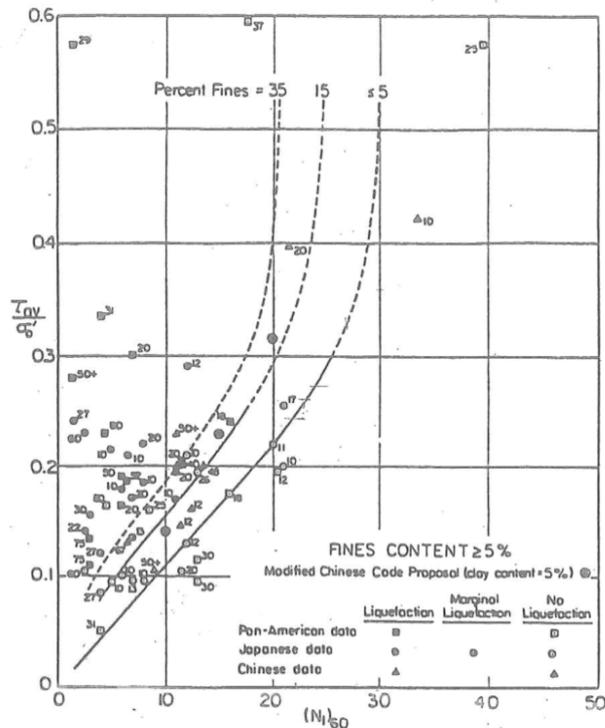
- $\sigma'_{v0}$  tensione verticale efficace;
- $p_a$  pressione atmosferica di riferimento;
- $f$  fattore che dipende dalla densità relative del materiale in sito.

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%                       $f = 0.7 \div 0.8$

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

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):

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

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

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

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

dove  $\sigma'_{vo}$  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:

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

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

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):

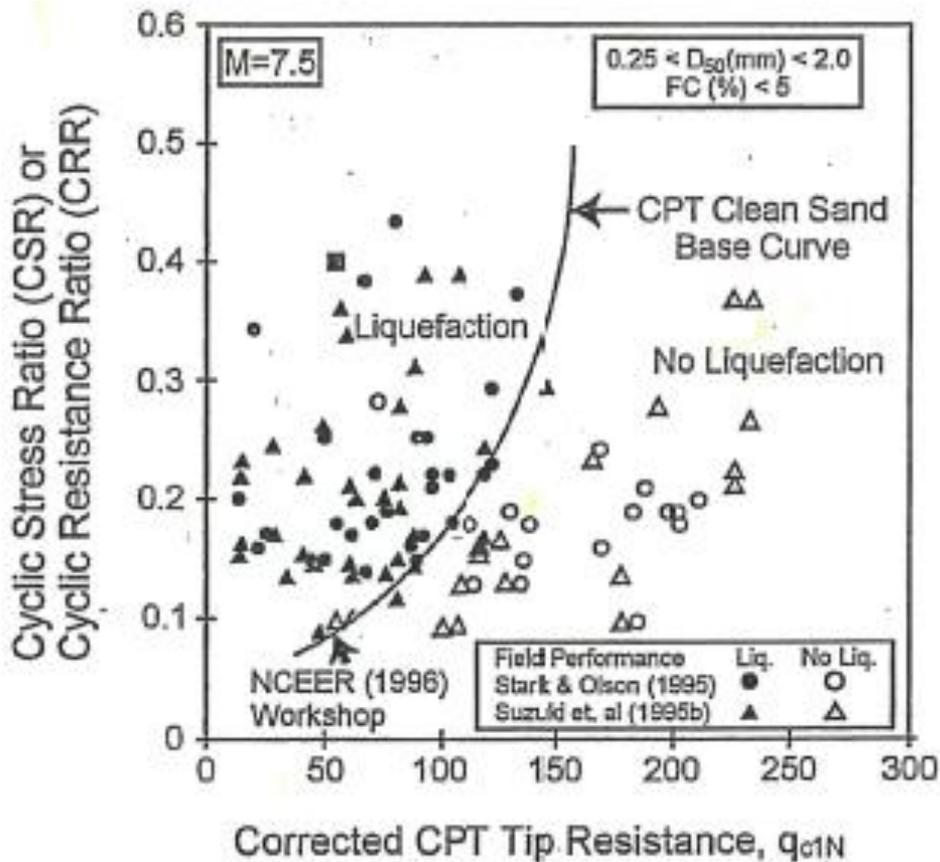
$$\text{Per } I_c \leq 1.64 \quad K_c = 1.0;$$

$$\text{per } I_c > 1.64 \quad K_c = -0.403 \cdot (I_c)^4 + 5.581 \cdot (I_c)^3 - 21.63 \cdot (I_c)^2 + 33.75 \cdot (I_c) - 17.88.$$

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  $FL$ :

$$\text{Per } FL \geq 1 \quad F(z) = 0$$

$$\text{Per } FL < 1 \quad F(z) = 1 - FL$$

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).

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